

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE  
HUAMANGA**

**FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**



**ANÁLISIS Y EVALUACIÓN COMPARATIVA EXPERIMENTAL  
Y TEÓRICA DEL GASTO SÓLIDO DE FONDO Y  
SUSPENSIÓN EN EL RÍO SONDONDO, SUCRE -  
AYACUCHO - 2016**

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:  
INGENIERO AGRÍCOLA**

**PRESENTADO POR:  
JESUS JANAMPA ARCA**

**AYACUCHO – PERÚ  
2016**

**ANÁLISIS Y EVALUACIÓN COMPARATIVA EXPERIMENTAL Y  
TEÓRICA DEL GASTO SÓLIDO DE FONDO Y SUSPENSIÓN EN EL  
RÍO SONDONDO, SUCRE - AYACUCHO - 2016**

**Recomendado : 13 de julio de 2016**

**Aprobado : 04 de agosto del 2016**

-----  
Dr. JORGE EDMUNDO PASTOR WATANABE  
Presidente del jurado

-----  
Ing. LEÓNIDAS ALEJANDRO ARIAS BALTAZAR  
Miembro del Jurado

-----  
Ing. EFRAÍN CHUCHÓN PRADO  
Miembro del Jurado

-----  
Ing. JOHN SAMUEL CAZORLA ORIHUELA  
Miembro del Jurado

-----  
Dr. ANTONIO JERÍ CHÁVEZ  
Decano de la Facultad de Ciencias Agrarias

## **DEDICATORIA**

A Dios por darme sabiduría, salud y por ser mi fuente de vida y luz de esperanza.

a mi madre y hermanos, con mucho amor y cariño les dedico todo el esfuerzo puesto en la realización de esta tesis.

## **AGRADECIMIENTO**

A mi Alma Mater Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, por darme la oportunidad de tener más herramientas para ayudar a mi pueblo.

A la Facultad de Ciencias Agrarias y a mi noble Escuela Profesional de Ingeniería Agrícola, por haberme albergado en sus aulas del mismo modo a los docentes por haberme transmitido sus conocimientos y conducido a este maravilloso e incesante mundo que es la Ingeniería Agrícola, en especial a mi asesor Ing. Leónidas Alejandro Arias Baltazar.

A la Municipalidad Provincial de Sucre, por darme la oportunidad de iniciar los primeros estudios en el río Sondondo, tras la ruptura de la represa Tomacucho y los efectos negativos que género en el río, provoco más interés en entender la dinámica de transporte de sedimentos.

Al equipo de campo, que día a día hicieron posible que se concretice este trabajo; Ignacio Inca, Alex, Juan Carlos, Wilder, Rolando.

A Nery Yaneth, por ser la más interesada en que el presente trabajo de investigación salga adelante, por acompañarme y alentarme renglón tras renglón durante el procedimiento de esta tesis.

## ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA .....	iii
AGRADECIMIENTO .....	iv
ÍNDICE GENERAL .....	v
ÍNDICE DE FIGURAS.....	vii
LISTA DE SIMBOLOS .....	xiii
RESUMEN.....	xiii
INTRODUCCIÓN.....	18
Objetivos .....	20
Objetivo general .....	20
Objetivos específicos .....	20
I.    REVISIÓN DE LITERATURA.....	21
1.1. Antecedentes .....	21
1.2. Definición de términos.....	24
1.2.1. Cuenca hidrográfica.....	24
1.2.2. Erosión de cuencas.....	24
1.2.3. Transporte de sedimentos.....	29
1.2.4. Modalidades del transporte sólido fluvial.....	31
1.2.5. Propiedades físicas de los sólidos o sedimentos .....	33
1.2.6. Velocidad de caída.....	40
1.2.7. Fondo móvil - concepto de iniciación del movimiento.....	43
1.2.8. Criterio de la fuerza tractiva crítica .....	46
1.2.9. Criterio de la velocidad crítica .....	49
1.2.10. Fases del transporte sólido - forma de la solera.....	51
1.2.11. Hidráulica de conductos abiertos .....	54
1.2.12. Aforo de líquidos .....	62
1.2.13. Métodos para elaborar curvas de calibración en cauces aluviales .....	68
1.2.14. Métodos para la determinación del transporte de sedimentos.....	72
1.2.15. Transporte de sedimentos de fondo.....	73
1.2.16. Transporte de sólidos en suspensión.....	83

II.	MATERIALES Y MÉTODOS .....	88
2.1.	Descripción de la zona de estudio.....	88
2.1.1.	Ubicación .....	88
2.1.2.	Ubicación hidrográfica.....	90
2.2.	Materiales .....	97
2.2.1.	Materiales de escritorio .....	97
2.2.2.	Equipo y herramientas .....	97
2.2.3.	Programas .....	97
2.3.	Metodología .....	97
2.3.1.	Monitoreo de líquidos.....	98
2.3.2.	Monitoreo de sedimentos de fondo .....	112
2.3.3.	Monitoreo de sedimentos en suspensión .....	120
2.3.4.	Estimación del gasto sólido de fondo a partir de fórmulas empíricas .	123
III.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	132
3.1.	Curva de calibración de descargas .....	132
3.1.1.	Caudales instantáneos.....	134
3.2.	Comparación del gasto sólido de fondo .....	138
3.2.1.	Resultados del gasto sólido de fondo obtenidas experimentalmente .	138
3.2.2.	Comparación del gasto sólido de fondo estimadas a partir de las formulas empíricas.....	139
3.3.	Comparación del gasto sólido en suspensión .....	144
3.3.1.	Resultados del gasto sólido en suspensión obtenidas experimentalmente.....	144
3.3.2.	Comparación del gasto sólido en suspensión estimadas a partir de las formulas empíricas.....	146
IV.	CONCLUSIONES .....	151
V.	RECOMENDACIONES .....	153
	REFERENCIAS BIBLIOGRAFÍA.....	156
	ANEXOS .....	159

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1	Variación de la pendiente durante la erosión, Fuente: FRIJLINK (1964)	27
Figura 2	Representación de las Cargas de la Corriente	33
Figura 3	Grafico ilustrativo del cálculo del diámetro efectivo	38
Figura 4	Relación entre el Coeficiente de Arrastre CD y el Número de Reynolds - Partícula	42
Figura 5	Gráfico de YALLIN Para el cálculo de la Velocidad de Caída	43
Figura 6	Diagrama de SHIELDS para la Iniciación del Movimiento	45
Figura 7	Diagrama de LANE para la Iniciación del Movimiento	47
Figura 8	Gráfico de STRAUB para la Aplicación de la Formula de DU BOYS	48
Figura 9	Representación de las fases del transporte Sólido – Forma de la solera	54
Figura 10	Diagrama de SHIELDS para la Iniciación del Movimiento.	60
Figura 11	Escala limnimétrica es una regla graduada que permite medir las fluctuaciones del nivel del agua	65
Figura 12	Molinete de tipo cazoletas	66
Figura 13	Tipos de Molinetes utilizados para el aforo de acequias, diques y canales. a) Cazoletas. b) Hélice	66
Figura 14	Muestreo de fondo utilizando zanjas. (Fuente. - FAO, 1977)	74
Figura 15	Muestreador tipo canasta Helley Smith – usado en ríos de lecho arenoso	76
Figura 16	Gráfico de STRAUB para la Aplicación de la Formula de DU BOYS	78
Figura 17	Función Transporte para las Fórmulas de EINSTEIN-BROWN y EINSTEIN	79
Figura 18	Valores del coeficiente de Rizos $\mu$ .	81
Figura 19	Muestreo integrado. (Fuente. -Tomado de Presentaciones Lima 10-2006, Proyecto Hybam	85
Figura 20	Gráfico de Yallin Para el cálculo de la Velocidad de Caída	86
Figura 21	Mapa de ubicación y límites de la cuenca pampas y sub cuenca de Sondondo	89
Figura 22	Variación de la precipitación mensual por sub cuencas del río	95

	Pampas	
Figura 23	Topográfico de áreas de altitudes parciales en la sub cuenca de Sondondo.	96
Figura 24	Trabajos de topografía hidrográfica en el cauce del río, A) Nivel de ingeniero, B) determinación de las cotas mínimas de cada sección del río en una longitud de 400.00 m.	100
Figura 25	Pendiente representativa del río Sondondo	101
Figura 26	Sección transversal representativa de la estación de aforo	102
Figura 27	A) Correntómetro Rickly Hydrological Company – USA, B) Medición de caudal en el río Sondondo	105
Figura 28	Curva de interpolación de alturas vs área acumulada	107
Figura 29	Curva de interpolación de alturas H vs $R^{(2/3)}$	108
Figura 30	Curva de alturas de la mira vs velocidades medias	109
Figura 31	Curva de alturas registradas (H) vs la rugosidad absoluta (K)	110
Figura 32	Batimetría de la sección de aforo con equipos topográficos	112
Figura 33	Muestreador HELLEY – SMITH, en planta	114
Figura 34	Muestreador HELLEY – SMITH, en elevación	114
Figura 35	Muestreador HELLEY – SMITH y bolsa para la captura de sedimentos operada por el personal de apoyo.	115
Figura 36	Procedimientos de toma de Muestra, A) suspensión mediante un cable al Muestreador para la captura de sedimento, B) captura de sedimentos del gasto sólido de fondo apoyado con un flotador.	117
Figura 37	A) Ascenso del muestreador HELLEY SMITH, tras la captura de sedimentos, B) Obtención del gasto sólido de fondo los cuales son vertidos a una bolsa para ser pesado en laboratorio.	118
Figura 38	Recolección manual de muestras en el centro del cauce, A) Captura de sedimentos en suspensión al 40% del espejo de agua, B) Las muestras son capturadas en envases descartable de 500 ml.	121
Figura 39	Análisis de laboratorio de las muestras del gasto sólido de suspensión, A) Muestras de gasto sólidos en suspensión en botellas de 500ml, B) secado de las muestras en una estufa a temperatura de 105 grados °C durante 24horas.	122

Figura 40	Curva granulométrica de la muestra (CC – 01)	127
Figura 41	Curva granulométrica de la muestra (CC – 02)	127
Figura 42	Curva granulométrica de la muestra (CC – 03)	128
Figura 43	Curva granulométrica de la muestra (CC – 04)	128
Figura 44	Relación entre Log (Q) y log (H – Ho)	133
Figura 45	Curva de Calibración para la estación de aforo del río Sondondo	133
Figura 46	Hidrograma de caudales instantáneos del mes de enero del 2016	134
Figura 47	Regresión lineal simple de las cotas en función de caudales - estación Puente Cayhua 2016	135
Figura 48	Hidrograma de caudales instantáneos del mes de febrero del 2016	135
Figura 49	Regresión lineal simple de las cotas en función de caudales - estación Puente Cayhua 2016	136
Figura 50	Hidrograma de caudales instantáneos del mes de marzo del 2016	136
Figura 51	Regresión lineal simple de las cotas en función de caudales - estación Puente Cayhua 2016	137
Figura 52	Hidrograma de caudales instantáneos para el ciclo hidrológico monitoreado (Enero – Marzo del 2016)	137
Figura 53	Relación del gasto sólido en función del gasto líquido del río Sondondo	139
Figura 54	Variación del gasto sólido de fondo vs caudal líquido	141
Figura 55	Diagrama de Taylor – Gasto sólido de fondo	143
Figura 56	Relación del gasto sólido en suspensión en función del gasto líquido del río Sondondo	146
Figura 57	Variación del gasto sólido en suspensión vs caudal líquido	148
Figura 58	Diagrama de Taylor – Gasto sólido en suspensión	149
Figura 59	Levantamiento topográfico para la caracterización geomorfológica del cauce	161
Figura 60	Determinación de los parámetros de forma e hidráulicos del cauce	161
Figura 61	Excavación de calicatas para caracterizar la granulometría del material sub superficial en época seca	161

Figura 62	Granulometría del material (agregado) superficial expuesto en el cauce	162
Figura 63	Excavación de calicata para caracterizar la granulometría del material sub superficial después de la época húmeda	162
Figura 64	Muestras de agregados recogidas para el ensayo de granulometría en laboratorio	162
Figura 65	Proceso de instalación de la escala limnimétrica para el monitoreo de descargas líquidas	163
Figura 66	(a, b) Determinación de la sección transversal del curso, (c, d) aforo con correntómetro	163
Figura 67	Monitoreo del gasto sólido de fondo con Helley – Smith	164
Figura 68	Análisis de muestras en laboratorio, secado al ambiente y a estufa y pesado	164
Figura 69	Análisis de las muestras del gasto sólido en suspensión en laboratorio	165
Figura 70	Equipo y personal de apoyo del trabajo de investigación	165

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1	Clasificación de las Partículas de acuerdo a la American Geophysical Union (A.G.U.) (Escala de Wentworth)	34
Tabla 1.2	Equivalencia de mallas y aberturas	37
Tabla 2.1	Vía de acceso a la sub cuenca del Sondondo	90
Tabla 2.2	Estaciones hidrométricas de la cuenca Pampas	91
Tabla 2.3	Descargas máximas anuales del río Sondondo (m <sup>3</sup> /s)	92
Tabla 2.4	Parámetros morfológicos de la cuenca del Sondondo	94
Tabla 2.5	Variación de la precipitación media (mm/mes)	95
Tabla 2.6	Datos topográficos de las secciones del río Sondondo en una longitud de 400 metros.	100
Tabla 2.7	Características geométricas de la sección de la estación de aforo	103
Tabla 2.8	Resultados de los aforos efectuados con correntómetro en el río Sondondo	105
Tabla 2.9	Altura de la escala (H) y el área acumulada (A ac)	107
Tabla 2.10	Altura de la escala (H) y el radio hidráulico ( $R^{2/3}$ )	108
Tabla 2.11	Resultados de la velocidad media	109
Tabla 2.12	Calculo de la rugosidad absoluta (K)	110
Tabla 2.13	Calculo de descargas para la elaboración de la curva de calibración.	111
Tabla 2.14	Resultados del análisis de las muestras solidas en el laboratorio	119
Tabla 2.15	Parámetros de cálculo del muestreador de fondo de HELLEY SMITH	120
Tabla 2.16	Resultados de la concentración de solidos de las muestras obtenidas del gasto sólido en suspensión del río Sondondo.	123
Tabla 2.17	Descripción de las ecuaciones del gasto sólido de fondo	124
Tabla 2.18	Zonas donde se recolectaron las muestras para el análisis granulométrico	126
Tabla 2.19	Diámetros representativos de las partículas del río Sondondo	129
Tabla 2.20	Resumen de datos obtenidos de los parámetros de forma para la estación de aforo	129
Tabla 2.21	Parámetros hidráulicos en la estación de aforo	131

Tabla 3.1	Resultados del gasto sólido de fondo obtenidas con el Muestreador de Halley Smith	138
Tabla 3.2	Cuadro comparativo del resultado del gasto sólido de fondo	140
Tabla 3.3	Cuadro de resultados del gasto sólido de suspensión	145
Tabla 3.4	Cuadro comparativo del resultado del gasto sólido de fondo	147

## LISTA DE SÍMBOLOS

$D_{10}$	: Diámetros representativos correspondiente al 10% de la curva granulométrica
$D_{16}$	: Diámetros representativos correspondiente al 16% de la curva granulométrica
$D_{35}$	: Diámetros representativos correspondiente al 35% de la curva granulométrica
$D_{40}$	: Diámetros representativos correspondiente al 40% de la curva granulométrica
$D_{50}$	: Diámetros representativos correspondiente al 50% de la curva granulométrica
$D_{65}$	: Diámetros representativos correspondiente al 65% de la curva granulométrica
$D_{90}$	: Diámetros representativos correspondiente al 90% de la curva granulométrica
$D_m$	: Diámetro medio aritmético.
$D_g$	: Diámetro medio geométrico.
$D_i$	: Diámetro medio del intervalo de porcentaje acumulado.
$\Delta p$	: Intervalo de porcentaje acumulado (10%)
$C_u$	: Coeficiente de Uniformidad.
$C_c$	: Coeficiente de Curvatura.
$FF$	: Factor de Forma.
$a$	: Longitud Mayor de la Partícula.
$b$	: Longitud Siguiendo a la Longitud "a".
$c$	: Longitud Menor de la Partícula.
$\Delta$	: Peso Específico Relativo del Material Sólido Sumergido.
$S_s$	: Peso específico relativo de la partícula sólida.
$\gamma_s$	: Peso específico de la partícula sólida.
$\gamma$	: Peso específico del agua.
$C_D$	: Coeficiente Adimensional de Arrastre "Drag".
$A$	: Área de la Partícula proyectada en la dirección del flujo.
$\forall$	: Volumen de la Partícula.

$\rho_s$	: Densidad de la partícula sólida.
$\rho$	: Densidad del agua.
$w$	: Velocidad de caída de la Partícula de sedimento.
$g$	: Aceleración de la gravedad.
$K_1$	: Constante de Proporcionalidad para el Área de la Partícula.
$K_2$	: Constante de Proporcionalidad para el Volumen de la Partícula.
$D$	: Diámetro de la Partícula.
$Re$	: Numero de Reynolds – Partícula.
$\nu$	: Viscosidad Cinemática del Fluido.
$\tau_{*c}$	: Parámetro Adimensional de Shields para la iniciación del Movimiento.
$(\tau_o)_c$	: Fuerza tractiva sobre el fondo en el momento de iniciación del movimiento ó $\tau_c$
$V_*$	: Velocidad de corte.
$Re_*$	: No. Reynolds calculado con la velocidad de corte y el diámetro de la partícula.
$\delta$	: Es el espesor de la sub capa laminar.
$\tau_o$	: Fuerza Tractiva sobre el fondo.
$R$	: Radio hidráulico.
$S$	: Pendiente de la línea de energía.
$\tau_c$	: Fuerza tractiva sobre el fondo en el momento de la iniciación del movimiento.
$P_1$	: Fracción de fondo ocupado por los granos.
$y_c$	: Tirante crítico para la iniciación del movimiento.
$y$	: Tirante del cauce de agua.
$D_m$	: Diámetro medio aritmético.
$D_{max}$	: Diámetro máximo de material de lecho.
$V_C$	: Velocidad critica para la iniciación del movimiento.
$Fr$	: Numero de Froude.
$V$	: Velocidad media del cauce de agua.
$k$	: constante de Von Karman.
$y'$	: Es la distancia tal que $V$ es cero.
$K_S$	: Rugosidad equivalente del lecho.

$C$	: Coeficiente de rugosidad Chezy.
$\xi$	: coeficiente que depende de las características de rugosidad de las paredes.
$n$	: coeficiente de rugosidad que depende de la naturaleza de las paredes del canal.
$m$	: valores del coeficiente de rugosidad Horton
$C$	: Coeficiente de Chezy.
$C_0$	: Coeficiente de Chezy para la condición crítica.
$h_C$	: Profundidad crítica para una pendiente S.
$\tau_0$	: Fuerza tractiva de la corriente sobre el fondo □
$\tau_C$	: Fuerza tractiva Crítica.
$\tau^*_C$	: Parámetro Adimensional de Shields.
$D$	: Diámetro de la Partícula.
$K_S$	: Rugosidad equivalente del lecho.
$\tau^*$	: Relación adimensional de la Fuerza tractiva.
$V^*$	: Velocidad de corte.
$q$	: Caudal liquido por unidad de ancho (caudal específico).
$\sigma$	: Desviación estándar geométrica de los sedimentos.
$\lambda'$	: Resistencia debida a la forma del Lecho.
$\lambda''$	: Resistencia debida a los granos del Lecho.
$Fr_k$	: Número de Froude Referido al Sedimento.
$Fr$	: Número de Froude.
$V$	: Velocidad Media.
$T_{SF}$	: Transporte sólido de fondo.
$x$	: Parámetro de transporte que depende del diámetro de las partículas.
$\Phi$	: Parámetro de Transporte.
$\Psi$	: Parámetro de Flujo.
$n_s$	: Macro rugosidad.
$n_r$	: Micro rugosidad.
$\mu$	: Coeficiente de rizos.
$\tau^*_C$	: Parámetro Adimensional de Shields.
$V_C$	: Velocidad crítica.

$q_o$	: Caudal critico especifico (caudal unitario).
$T_{SS}$	: Transporte sólido en Suspensión.
$Q$	: Descarga de agua de la corriente.
$C_s$	: Concentración de carga en suspensión.
$S_s$	: Peso específico relativo de la partícula sólida.
$W_s$	: Peso del suelo seco.
$W_{fw}$	: Peso del matraz lleno de agua.
$W_{fsw}$	: Peso del matraz con suelo y agua.
$\rho_{MH2O}$	: Densidad relativa de la muestra de agua.
$P_{MH2O}$	: Peso del picnómetro más la muestra de agua.
$P_{H2O}$	: Peso del picnómetro más agua destilada.
$P_v$	: Peso del picnómetro vacío.
$\mu_M$	: Viscosidad Dinámica de la muestra.
$\mu$	: Viscosidad dinámica del agua destilada.
$\rho_M$	: Densidad de la muestra.
$\rho$	: densidad del agua destilada.
$T_M$	: Tiempo de escurrimiento de la muestra.
$T$	: Tiempo de escurrimiento del agua destilada.
$T_M^\circ$	: Temperatura de la muestra.
$T^\circ$	: Temperatura del agua destilada.
$\nu_M$	: Viscosidad Cinemática de la muestra.
$P_{cs}$	: Pesos del crisol más sólidos.
$P_{cm}$	: Peso del crisol más la muestra.
$P_c$	: Peso del crisol vacío.
$V_m$	: Volumen de la muestra.
$T_{ST}$	: Transporte sólido total.
$f$	: Factor de fricción.

## RESUMEN

El estudio desarrollado tuvo como objetivo general, Analizar y comparar el gasto sólido de fondo y suspensión obtenidas de las mediciones experimentales y el estimado mediante las formulas empíricas y entender la dinámica de transporte de sedimentos y su influencia perjudicial en las infraestructuras hidráulicas y riberas del río, para lo cual se ha utilizado el diseño pre experimental, el cual consistió en la cuantificación de gasto sólido de fondo y suspensión de manera experimental; para estimar el gasto sólido de fondo se realizó mediciones directas empleando el muestreador Helley Smith, las muestras obtenidas fueron secadas y pesadas en el laboratorio, así mismo para la cuantificación del gasto sólido en suspensión se ha tomado muestras de agua en el río en botellas de 500 ml, se ha encontrado la concentración de sólidos suspendidos por el método evaporación, finalmente fueron pesados y expresados en gramos por una unidad litros (gr/lit). Para estimar las características geomorfológicas del cauce se ha realizado muestreos superficiales y calicatas, a partir de estos resultados se seleccionó 05 fórmulas empíricas (Du Boys, Schocklish, Einsten y Brown, Meyer - Peter y Muller, Levi) para la estimación del gasto sólido de fondo y 03 fórmulas empíricas (Garde Pande, Samaga y Bennedict Banuni) para la estimación del gasto sólido en suspensión.

Los resultados obtenidos del gasto sólido de fondo con los estimados a partir de ecuaciones empíricas, todas las formulas empíricas mostraron un alto rango de sobreestimación, la fórmula de Meyer Peter y Muller es la que mejor cuantifica el gasto sólido de fondo y la fórmula de Benedict - Banuni es la que mejor estima el gasto sólido en suspensión.

Palabras claves: Gasto sólido de fondo/gasto sólido en suspensión/curva de calibración.

## INTRODUCCIÓN

Los ríos son básicamente agentes de erosión y transporte, transportan agua y sedimentos hacia los océanos (Knighton, 1998). El transporte de sedimentos se da mediante dos mecanismos: el material que se mantiene suspendido en un flujo, denominado sedimentos en suspensión y el material que se desplaza en contacto o muy próximo al lecho denominado como sedimento de fondo, el transporte de sedimentos se da desde las cabeceras de las cuencas hacia zonas de deposición alterando la biología, vegetación, geomorfología, calidad de agua, actividades antrópicas hasta incluso la permanencia y periodo de la vida útil de las obras de infraestructura hidráulica.

La regulación y el control de los ríos resultan ser indispensables para lograr su aprovechamiento, pero esto no es fácil porque los ríos son complejos y difíciles de conocer plenamente. Los ríos tienen una tendencia natural hacia la movilidad, hacia la inestabilidad, hacia el cambio. Los ríos aluviales presentan gran dinamismo, y en consecuencia sufren cambios en su forma y posición. Los cambios fluviales, naturales o inducidos, resultan ser la pieza clave para comprender el complejo mundo del dinamismo fluvial.

Los ríos en el Perú la mayoría nacen en la cordillas de los andes, generalmente tienen pendientes fuertes y es uno de los temas más complejos que afronta al hidráulica fluvial, donde el monitoreo y la

cuantificación del gasto sólido de fondo y en suspensión sigue hasta la fecha aún desconocido, limitado por la escasa información y la gran inversión que se requiere, para estimar el gasto sólido de un río en la actualidad existen muchos modelos matemáticos y fórmulas empíricas para determinar el transporte de sedimentos en sus diferentes mecanismos, en realidad estas fórmulas proporcionan la capacidad de transporte, no el gasto sólido real de una corriente, para ciertas condiciones que suponen la existencia de un flujo muy esquematizado. Estas fórmulas se caracterizan por tener diversos orígenes y corresponden a diferentes concepciones del modo como ocurren los fenómenos. Unas tienen base exclusivamente teórica, y otras son de origen experimental, pero ninguna de ellas fue desarrollada en el Perú, allí surge la incertidumbre de elegir la ecuación y/o el modelo matemático que cuantifique adecuadamente el gasto sólido en sus diferentes mecanismos de transporte de acuerdo a las características geomorfológicas, hidráulicas y sedimentaria de las cuencas del Perú.

La sub cuenca del Sondondo se localiza en la parte central del Perú, forma parte de la unidad hidrográfica de la cuenca de Pampas, las mismas que forman parte del sistema hidrográfico de la vertiente del Atlántico. La sub cuenca del Sondondo se encuentra en el departamento de Ayacucho entre las Provincias de Sucre, Parinacochas, Lucanas, Huancasancos y Víctor Fajardo, su extensión total es de 3,640.16 Km<sup>2</sup> con un perímetro de 342.56 Km, el río principal de la sub cuenca es denominado río Sondondo en cual está formado por los ríos Andamarca y Mayobamba, los que a su vez nacen de las lagunas de Tuntococha, Sahuacocha, Suytujocha, Hijatojocha, Chaupijocha, Accaccua, Turiana, Parjajocha, entre otros afluentes del río Sondondo se tiene, río Michcca, Paljacha, Cactahuayco, Chonta, Cabracancha, Pichjane.

En el trabajo de investigación denominado “Análisis y evaluación comparativa experimental y teórica del gasto sólido de fondo y suspensión

en el río Sondondo, Sucre - Ayacucho – 2016”, para el monitoreo del régimen de las descargas líquidas y sólidas de la cuenca hidrográfica se instaló un limnómetro y se elabora la curva de calibración producto de la interpolación de las características geomorfológicas e hidráulicas de la sección de aforo fue posible monitorear los caudales instantáneos. Se ha propuesto cuantificar el gasto sólido en sus dos mecanismos de transporte de manera experimental y comparar el coeficiente de correlación y la desviación estándar normalizado de los resultados estimados aplicando los modelos matemáticos y/o fórmulas empíricas, durante el ciclo hidrológico del 2016.

## **Objetivos**

### **Objetivo general**

Analizar y comparar el gasto sólido de fondo y suspensión obtenidas de las mediciones experimentales y el estimado mediante las fórmulas empíricas y entender la dinámica de transporte de sedimentos y su influencia perjudicial en las infraestructuras hidráulicas y riberas del río.

### **Objetivos específicos**

- Elaborar la curva de calibración de descargas para la estación Puente Cayhua.
- Comparar el gasto sólido de fondo obtenidas de las mediciones experimentales y los estimados mediante fórmulas empíricas en el río Sondondo, estación Puente Cayhua.
- Comparar el gasto sólido en suspensión obtenidas de las mediciones experimentales y los estimados mediante fórmulas empíricas en el río Sondondo, estación Puente Cayhua.

## I. REVISIÓN DE LITERATURA

### 1.1. Antecedentes

Vera (2002), en su investigación titulada “Análisis de aforo de la estación hidrométrica Obrajillo – periodo 2000 - 2001”, menciona que la ocurrencia de las épocas de avenida en las cuencas de nuestro país, hace que las labores de los aforos por correntómetro en las estaciones hidrométricas, constituyan una labor peligrosa, debido a que en dicha época los ríos registran volumen de agua importantes, que ponen en riesgo al personal a cargo de esta labor, y también el deterioro o pérdida del equipo. Por esta razón ahí la necesidad de utilizar metodologías de aforo en dichas épocas. En el presente estudio, el investigador determinó los métodos de extrapolación que mejor representen el comportamiento de los caudales, principalmente en niveles superiores y extremos, los métodos aplicados para la extrapolación fueron: el Método Teórico, el Método del Área y Velocidad media, el Método de Manning, el Método de Stevens, el Método Ruso, Las Curva Analítica de Primer Tipo y de Segundo Tipo.

El investigador concluye, que el método que mejor represente el comportamiento de los caudales, mediante su evaluación gráfica, y comparativa de los caudales aforados y generados, con un error porcentual menor a 10%, valor que es considerado como aceptable en los análisis y estudios hidrológicos, es el Método Teórico y el Método Ruso representaron mejor el comportamiento de los caudales en el periodo setiembre 2000 - agosto 2001, con errores respectivos de 0,9 y 0,5%

referente al promedio y máximos caudales de 42,811 m<sup>3</sup>/s y 42,733 m<sup>3</sup>/s, respectivamente, el nivel máximo para estos caudales fue de 1.56 m.

Canales (2007), en su investigación titulada “Estudio del gasto sólido de fondo en lecho fluvial”, realizó un análisis cualitativo y cuantitativo del transporte de la carga sólida de fondo que se produce en el lecho de un canal natural que viene a ser un río.

Como parte cualitativa muestra el procedimiento a seguir en la toma de muestras y de datos para el cálculo del gasto sólidos de fondo.

Realizó un estudio cuantitativo del transporte de sedimentos de la carga de fondo utilizando diferentes métodos, tales como Meyer – Peter & Muller, Frilink, Shoklistsch, etc.

Así mismo el investigador en el presente estudio presenta datos y resultados experimentales del transporte de sedimentos de fondo realizados en laboratorio Nacional de Hidráulica (UNI).

Además, presenta un programa no utilizado en nuestro medio que es el GSTARS 2.1 para el cálculo del transporte de sedimentos, que realiza sus cálculos basados en tubos de corriente utilizando diferentes métodos existentes para el cálculo de transporte de sedimentos y hace una simulación casi real de comportamiento de un río en el proceso de erosión y sedimentación.

Los cálculos aplicativos de esta tesis se hicieron utilizando el río Chacco (tramos Maizondo), ubicado en nuestro Departamento.

El investigador arriba a las siguientes conclusiones: las fórmulas de Meyer – Peter & Muller, Frilink, Shoklistsch no estiman gasto sólido de fondo en caudales bajos encontrándose resultados negativos o nulos, sin embargo,

para caudales altos se observa una coincidencia apreciable entre las formulas Meyer – Peter & Muller y el de Frilink lo que no ocurre con la fórmula de Shoklistsch se observa que se aleja de los resultados notablemente.

Los gráficos mostrados por Einstein no encajan en el estudio de ríos gravosos, los parámetros hallados para aplicar dichos gráficos son más grandes que los mostrados por este autor.

Los diferentes trabajos de investigación realizados en la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, hasta el momento se han abocado al estudio de las precipitaciones, generación de caudales máximos, generación de caudales medios mensuales, análisis estocásticos y simulaciones, estudios hidrológicos con fines de protección e inundaciones, etc. Todos estos estudios son importantes, pero también debemos resaltar la importancia que tiene conocer los parámetros de erosión de cuenca, transporte de sedimentos de los cursos de agua, comportamiento de la morfología fluvial de los cauces; y que no han sido tocados a profundidad en esta cuenca, como ocurre en muchas de las cuencas y ríos de nuestro país.

En los últimos años se han presentado valores de precipitación altos en las zonas que comprenden la vertiente del pacífico, ocurridos en los años de 1984, 1985, 1986, durante los meses de diciembre del 2000 a abril del 2001, el año 2003 en los meses de enero y febrero; ocasionando un incremento significativo en los caudales de los ríos de la vertiente del Atlántico. Trayendo este fenómeno como consecuencia que dichas corrientes de agua también incrementen su transporte de material sólido, el cual, además no ha sido cuantificado, y por consiguiente no se tiene reportes de cuanto ha sido su variación a través del tiempo.

## **1.2. Definición de términos**

### **1.2.1. Cuenca hidrográfica**

La cuenca hidrográfica es el área natural o unidad territorial de una micro cuenca, sub cuenca y cuenca, delimitado por una divisoria topográfica llamado (divortium aquarum) también conocido líneas de las altas cumbres parte aguas, que capta la precipitación pluvial y drena el agua de escorrentía hasta el cauce del río principal llamado también colector común cada uno de ellos tiene una cuenca bien definida para cada punto de recorrido, al respecto Villón (1995), menciona lo siguiente:

La cuenca de drenaje de una corriente, es el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación, se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida, para cada punto de su recorrido.

Vásquez (2000), menciona al respecto los siguientes:

Es el área natural o unidad de territorio, delimitada por una divisora topográfica (Divortium Aquarum), que capta la precipitación y drena el agua de escorrentía hasta un colector común, denominado río principal.

### **1.2.2. Erosión de cuencas**

La erosión en cuencas hidrográficas es un complejo proceso de separación y transporte de las partículas del suelo por la acción de las precipitaciones pluviales y la acción de escorrentia, al respecto Vásquez (2000), menciona lo siguiente:

La erosión es el fenómeno que comprende el desprendimiento, traslado y arrastre de las partículas de suelo por acción del agua, el viento o la actividad biológica en general.

La erosión natural es producida debido a los cambios naturales en el ambiente y en largos periodos geológicos, contribuyendo a la formación

de suelos y del relieve terrestre. Se considera como una erosión normal porque se presenta en una situación de balance natural entre la formación del suelo y la erosión entre sí.

La erosión acelerada es uno de los problemas más serios a los que tiene que enfrentar cualquier acción encaminada a lograr el desarrollo agropecuario, ya que además de ser la causa de los sedimentos que acarrea el agua que se almacena y eleva el lecho de los ríos, favoreciendo en muchos casos en las inundaciones, los problemas de drenaje y la salinización de las tierras.

Miranda (1999), manifiesta que el agua de las precipitaciones pluviales posee una energía potencial que se va transformando en cinética a medida que cae sobre la superficie terrestre, y realiza un trabajo mecánico erosionando las rocas, transportando sus detritus a niveles cada vez más bajos hasta que, finalmente, al perder el agua su velocidad, se depositan los materiales arrastrados en el fondo del mar.

La erosión en cuencas hidrográficas es un proceso físico que consisten en el desprendimiento y transporte de materiales del suelo por agentes que contribuyen a la magnitud de la erosión es la topografía de la cuenca, la clima, precipitación y escorrentia, al respecto Rocha (1998), menciona lo siguiente:

Los sedimentos fluviales se originan en la erosión de la cuenca. La erosión es un proceso natural que se desarrolla continuamente desde los tiempos geológicos y que determina y modela la forma de la corteza terrestre. El producto de la erosión de la roca es transportado por el agua o el viento hacia los ríos, los que lo conducen eventualmente hasta el mar. En ríos este material recibe el nombre de material sólido o sedimentos.

En la actualidad las cuencas hidrográficas del Perú, presentan mayor erosión de suelo, los cuales son corroboradas en las grandes descargas de sólidos que presentan los ríos, esto se debe al efecto de deforestación de la cuenca, ya que las plantas defiende al suelo de la acción perjudicial de las lluvias, los principales efectos de la vegetación están relacionado con la protección del suelo, por lo que se recomienda reforestar a las cuencas ya que la vegetación es un factor primordial en la conservación de los suelos ya que reduce la escorrentía y retarda la erosión al disminuir la velocidad de la escorrentía.

#### **1.2.2.1. Procesos y agentes geomorfológicos**

Agradación y degradación al respecto Rocha (1998), menciona lo siguiente:

Los procesos geomorfológicos son los cambios físicos y químicos que modifican la forma de superficie terrestre.

Un agente geomórfico es un medio natural capaz de remover y transportar los materiales terrestres. Son agentes geomórficos típicos: la escorrentía superficial, las aguas subterráneas, los glaciales, el viento, los movimientos de agua, como olas, mareas, corrientes y tsunamis. Todos estos agentes se originan fuera de la corteza terrestre por lo que se les designa como agentes exógenos.

Los agentes geomórficos remueven materiales de una parte de la corteza terrestre y los trasladan a otra. A los agentes geomórficos antes señalados debe añadirse la acción de los seres vivos: los animales en general y el hombre en particular.

La degradación (disminución de niveles, erosión, socavación) incluye básicamente tres procesos: intemperismo, pérdidas violentas de suelo y erosión en general. El intemperismo consiste en la descomposición, en la desintegración, de las rocas de un lugar en el que se hallan.

Una forma de degradación es la pérdida violenta de suelos como consecuencia de deslizamientos, avalanchas y huaycos. En el Perú la degradación violenta es importante y frecuente. Resulta ser un concepto indispensable para comprender, por ejemplo, la gran variabilidad temporal del transporte sólido fluvial.

La agradación es el proceso contrario. Consiste en la sedimentación, en el aumento de niveles, en la deposición de materiales sólidos.

### 1.2.2.2. La erosión de cuencas

#### Erosión específica

EL Glosario de la Organización Meteorológica Mundial define la erosión como el desgaste del suelo por acción del agua en movimientos, de los glaciales, vientos y olas al respecto Frijlink (1964), indica lo siguiente:

La erosión es el proceso natural de destrucción de la superficie de la Tierra y la remoción por el viento y el agua de los productos resultantes.

Como consecuencia de la erosión hay un cambio de la pendiente original del terreno (pendiente endogénica). En algunos lugares hay remoción de materiales y en otros hay sedimentación. Como consecuencia aparece una nueva pendiente a la que se denomina exogénica, tal como se ve en la Fig. 1.

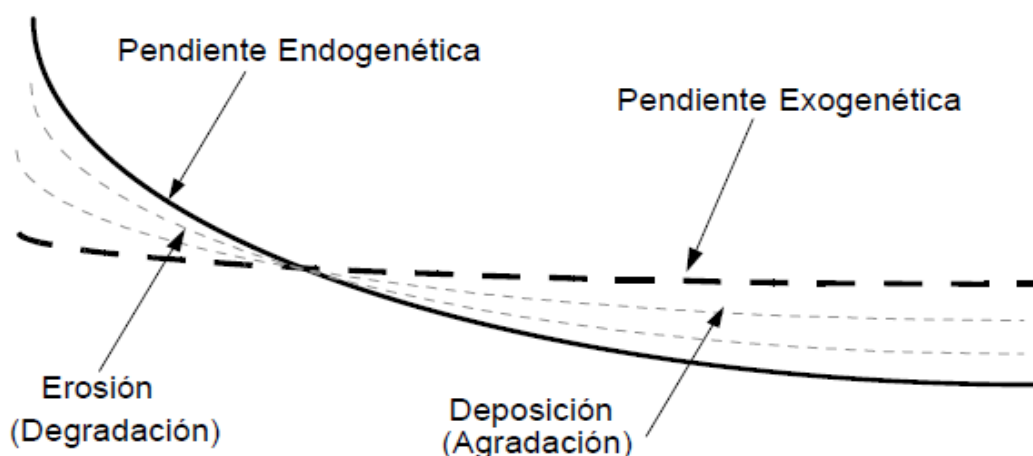


Figura 1: Variación de la pendiente durante la erosión, Fuente: FRIJLINK (1964)

El agua es el agente erosivo más importante y poderoso. El agua no solo transporta partículas sólidas, también transporta sustancias químicas que contribuyen al proceso de erosión.

Las cantidades de sólidos resultantes de la erosión de la cuenca se expresan en unidades de volumen o peso por unidad de área de la cuenca y por unidad de tiempo (t/km<sup>2</sup>/año, m<sup>3</sup>/ha/año, etc.). A este valor se le conoce con el nombre de Erosión Específica (E.E.).

### **1.2.2.3. Tipos de erosión**

Rocha (1998), menciona que, en términos estadísticos, se puede hablar de erosión normal, la que se caracteriza por un progreso lento. Se va alcanzando poco a poco un estado de equilibrio. Existe también la erosión acelerada, que ocurren cuando se rompen o alteran las condiciones naturales. Puede originarse en diversas circunstancias: cambios en el clima (aumento de temperatura, deshielos, cambio de vegetación, etc.), acción de fuerzas geológicas, acción de animales, etc. Sin embargo, la principal y más frecuente causa de una aceleración acelerada está en las acciones humanas.

La erosión es un proceso natural que puede agravarse por la acción del hombre. Es decir, que se puede pasar de una erosión normal o natural a una erosión inducida, como la deforestación, la destrucción de la vegetación, causa un aumento de la erosión.

Algunas definiciones sobre tipo de erosión que están contenidas en el Glosario de Términos de la Comisión Latinoamericana de Irrigación y Drenaje (CLAID), ellas son:

- Erosión en Cárcavas: es la que causa profundas excavaciones en el suelo. Cárcava, Según el diccionario, es la “hoya o zanja grande que suelen hacer las avenidas de agua”.

- Erosión Laminar: es la remoción, por efecto de la lluvia o escurrimiento de las aguas, de una capa más o menos uniforme del suelo superficial. Contrasta con la erosión en cárcavas.
- Erosión en Surcos: es la remoción y pérdida del suelo superficial en pequeños canales, ocasionada por el agua.
- Erosión eólica: es la separación, transporte y depósito de suelo por la acción del viento. La remoción y el depósito pueden ser en forma más o menos uniforme, o como médanos y dunas localizadas.

### **1.2.3. Transporte de sedimentos**

Para definir el transporte de sedimentos, es oportuno responder las siguientes preguntas, ¿qué importancia tiene conocer la dinámica de transporte de sedimentos?, es de suma importancia conocer las tasas de transporte de sedimentos para el diseño y dimensionamiento de las obras hidráulicas, al no considerar estos fenómenos hidráulicos puede traer situaciones catastróficas para las obras hidráulicas que se construyen, por otro lado en el tema de represas es de suma importancia conocer las descargas sólidas para estimar y diseñar el volumen muerto de la represa teniendo en consideración la vida útil de la represa, por otro lado en el tema de centrales hidroeléctricas es oportuno conocer las tasas de descarga tanto de fondo como en suspensión para dimensionar y diseñar obra de desarenadores para así evitar transporte alguno ya que las partículas pueden dañar las turbinas, por otro lado el transporte de sedimentos está relacionado con la geomorfología del cauce del río, ya que la deposición y la erosión cambian constantemente la morfología del río y que este puede repercutir negativamente a las poblaciones que se sitúan en las riberas de los ríos, ¿de qué forma se realiza el transporte de sedimentos? Existe dos formas básicas donde se desarrolla el transporte de sedimentos, el transporte de sedimentos en suspensión que están compuestas por partículas más finas como arcilla y limo, seguidamente se desarrolla por el transporte de sedimentos de fondo que están compuestas por partículas de mayor tamaño como son las arenas

gruesas y gravas de mayor tamaño ¿Cuándo y cuanto ocurre el transporte de sedimentos? Cuando ocurre descargas de flujos y máximas avenidas donde a su vez arrastra los sólidos, cuanto este es un de las incertidumbres que tiene la hidráulica fluvial a la fecha, ¿Cómo se cuantifica el transporte de sedimentos?, para cuantificar el transporte de sedimentos es necesario monitorear las descargas líquidas y/o contar con registro de descargas mensuales e instantáneos, se debe realizar el monitoreo de sólidos diarios con equipos y muestreadores para luego las muestras ser llevadas a laboratorio para su procesamiento, a la fecha en nuestro medio la gran mayoría para estimar el transporte de sedimentos para las obras hidráulicas hacen uso de las formulas empíricas para ello se debe caracterizar la geomorfología de la sección del cauce, se debe determinar la granulometría del cauce con calicatas y muestreos superficiales, con base de estos parámetros se debe elegir las formulas empíricas, al respecto Weber (2003), menciona lo siguiente:

Según su comportamiento al ser transportado por el flujo, el sedimento se puede diferenciar en dos grandes grupos: el de fondo y el de lavado. Al estudiar un tramo de río, el primero es el material que forma el fondo o álveo del cauce y el segundo el que no se encuentra dentro de ese material. Este último está formado por partículas muy finas como limos y arcillas que el agua transporta en suspensión, la diferencia principal en el comportamiento entre el material del fondo y el material de lavado consiste en que el transporte de fondo depende de las características hidráulicas de la corriente y de las características físicas del material.

Como se ha indicado, el material de lavado es todo aquel material fino que no se encuentra representando en el material del fondo. Cuando los diámetros de este último no son conocidos, se establece como límite entre ambos materiales al diámetro de 0.062 mm, de tal manera que el transporte de lavado es el formado por todas las partículas menores a este diámetro.

El transporte de lavado siempre tiene lugar en suspensión, mientras que el transporte del material del fondo puede tener lugar dentro de la capa del fondo o en suspensión. La capa del fondo, como su nombre lo indica, se encuentra justo arriba del lecho de un cauce. (Einstein, 1964), quien introdujo este concepto, les asignó un espesor igual a dos veces el diámetro de la partícula considerada. Por tanto, en una condición real hay tantas capas de fondo como partículas de diferente tamaño se tengan en el fondo.

#### **1.2.3.1. Sedimentos**

Maza (1984), define por sedimento a todas las partículas de suelo y roca de la cuenca que son arrastrados por una corriente.

Por su comportamiento al ser transportado por una corriente, el sedimento se puede diferenciar en dos grandes grupos; el que se encuentra en el fondo del cauce y el material de lavado.

Rocha (1998), indica que sedimento es una palabra que tiene diferentes significados en diferentes ciencias. En hidráulica fluvial entendemos por sedimento cualquier material, más pesado que el agua, que es transportada en algún momento por la corriente y luego depositado.

En consecuencia, en Hidráulica Fluvial la palabra sedimento se aplica tanto a una enorme roca, como a una fina partícula de arcilla, asimismo en general los sedimentos están constituidos por materiales no cohesivos, como limos, arenas, gravas y eventualmente piedras.

#### **1.2.4. Modalidades del transporte sólido fluvial**

Andrew (1992), menciona que cuando el agua fluye por un canal abierto, acarrea generalmente una cierta cantidad de sedimentos erosionados de las orillas del canal o del fondo. La capacidad de acarreo de sedimentos es directamente proporcional a la velocidad del flujo, la acción de las

componentes verticales de turbulencia de la velocidad sobre las partículas del sedimento.

Monsalve (1995), manifiesta que la lluvia cuando cae sobre el suelo ejerce una fuerza sobre las partículas de este, capaz de removerlas de sus posiciones hacia otros lugares, en general, a niveles más bajos.

Esa acción erosiva de las lluvias lleva anualmente millones de toneladas de suelo a los ríos de todo el mundo.

Por otro lado, las corrientes también ejercen una acción erosiva en sus canales partículas del lecho, arrancadas de este, pasan a ser transportadas en suspensión en las corrientes por la acción de los componentes verticales en régimen turbulento.

La acción de la gravedad hace que la mayor concentración de partículas este junto al fondo así, en común distinguen dos tipos de transporte de sedimentos: uno en suspensión y otro junto al fondo.

Schowab & Frevert (1990), manifiestan que la corriente transporta los sedimentos en suspensión, por saltos, por acarreo llamado carga sobre el lecho. La carga de los sedimentos se calcula midiendo la profundidad de los depósitos y muestreando el flujo en las corrientes, Las variables que afectan el movimiento de los sedimentos son la velocidad del flujo, la turbulencia, la distribución de tamaños, el diámetro, la cohesión y el peso específico de los materiales transportados; la rugosidad del canal; las obstrucciones de la corriente y la capacidad de los materiales para moverse.

Ray (1990), menciona que cada corriente lleva o acarrea algo de sedimentos en suspensión o mueve sólidos más grandes a lo largo del lecho de la corriente como carga de lecho. Como el peso específico de los

materiales de lecho es, aproximadamente 2.65, las partículas del sedimento en suspensión tienden a depositarse en el fondo del cauce, pero las corrientes superiores en el escurrimiento turbulento, contrarrestan a este depósito gravitacional.

Rocha (1998), Podemos distinguir entre aquellas partículas que van permanentemente en contacto con el fondo y que ruedan y se deslizan constituyendo el arrastre o transporte sólido de fondo, y aquellas que van en suspensión. Algunas partículas se transportan de un modo peculiar: a saltos, A esta modalidad se le denomina transporte por saltación.

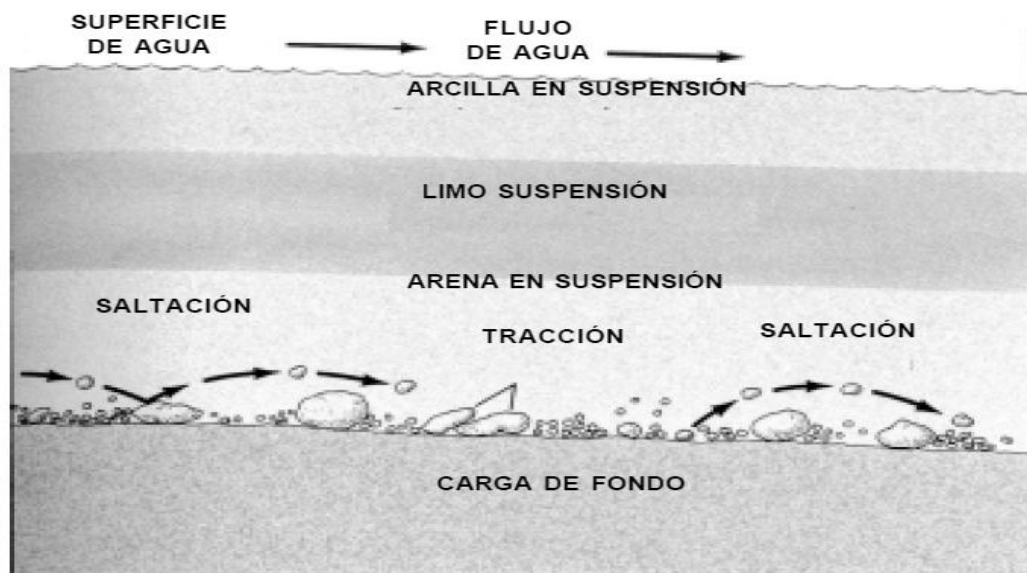


Figura 2: Representación de las Cargas de la Corriente

### 1.2.5. Propiedades físicas de los sólidos o sedimentos

Rocha (1998), manifiesta que las partículas que intervienen en el transporte sólido se pueden clasificar en cohesivas y no cohesivas. Las primeras son las que están adheridas unas a otras, lo cual representa para el transporte una fuerza adicional, que se conoce como fuerza de cohesión; Asimismo los materiales cohesivos pueden encontrarse entre las arcillas y los limos; los materiales no cohesivos carecen de esta fuerza adicional, para ser arrastrados solo ofrecen la resistencia proveniente de su propio peso y de su forma. Acá solo consideramos el comportamiento de los materiales no cohesivos.

Las principales propiedades físicas de las partículas sólidas de mayor importancia son: Tamaño y Forma, Peso específico, Velocidad de Caída. Estas propiedades se refieren a las partículas individuales y no al conjunto de ellas, como sería el caso de las propiedades de Porosidad o peso específico aparente.

### 1.2.5.1. Tamaño y forma

Rocha (1998), Existen Diferentes clasificaciones para identificar a una partícula de tamaño determinado. En la Tabla 1.1, Se presenta la perteneciente a la American Geophysical Union (A.G.U.), confeccionada en base al diámetro.

El tamaño de los cantos rodados y guijarros se puede medir directamente. El de las gravas y arenas se mide mediante mallas, y el de los limos y arcillas se determinan por medio de sedimentación o con microscopio.

Tabla 1. 1: Clasificación de las Partículas de acuerdo a la American Geophysical Union (A.G.U.) (Escala de Wentworth)

Cantos rodados (250 – 4000 mm)	Muy grandes	4000 – 2000 mm
	Grandes	2000 – 1000 mm
	Medianos	1000 – 500 mm
	Pequeños	500 – 250 mm
Guijarros (64 – 250 mm)	Grandes	250 – 125 mm
	Pequeños	125 – 64 mm
	Muy gruesa	64 – 32 mm
Gravas (2 – 64 mm)	Gruesa	32 – 16 mm
	Media	16 – 8 mm
	Fina	8 – 4 mm
	Muy fina	4 – 2 mm
	Muy gruesa	2 – 1 mm
Arenas (0.062 – 2 mm)	Gruesa	1 – 0.5 mm
	Media	0.5 - 0.25 mm
	Fina	0.25 – 0.125 mm
	Muy fina	0.125 – 0.062 mm
Limos (4 a 62 $\mu$ )	Dónde: 1 $\mu$ = 10 <sup>-3</sup> mm	
Arcillas (0.24 a 4 $\mu$ )		

FUENTE: Rocha (1998)

Chaves (1994), No es posible hacer referencia a una forma estándar pues la variación es muy grande entre las formas laminares, redondeadas y angulares o sub angulares. El mayor grado de redondeamiento expresa un mayor recorrido de los sedimentos y también una menor resistencia al desgaste. Las formas laminares responden a clivajes específicos propias de rocas duras.

Juares & Rico (1989), indican que en los suelos gruesos la forma característica es la equidimensional, en la cual las 3 magnitudes de la partícula son de magnitud comparable. Se origina por la acción de los agentes mecánicos desintegradores y solo excepcionalmente corresponde a partículas que hayan sufrido algún ataque químico. Según la intensidad y lapazo con que los agentes mecánicos hayan actuado, se produce variedades en la forma equidimensional, de los cuales pueden considerarse la redondeada, la sub redondeada, angulosa y la sub angulosa, en escala decreciente de los efectos del ataque de los agentes desintegradores. La forma redondeada es prácticamente la esférica, mientras la angulosa es la que presenta aristas y vértices aguzados (por ejemplo, la piedra triturada).

Cuando estos vértices y aristas están redondeados por el efecto de rodado y la abrasión mecánica, se tiene la forma sub angulosa, la que por un proceso más intenso de la acción puede devenir a la forma sub redondeada final. Las formas angulosas son típicas de arenas residuales, y las arenas volcánicas contienen esas formas en partículas cristalizadas. Las arenas marinas son a menudo también angulosas, las formas redondeadas son frecuentes en las arenas de los ríos y en algunas formaciones de playa; si bien, en primer caso, abundan formas sub redondeadas y sub angulosas, pues las partículas que no se arrastran, no sufren el efecto de abrasión; naturalmente lo anterior es más cierto en partículas de pequeño tamaño, por su mayor facilidad para mantenerse en suspensión. Las arenas eólicas suelen ser de grano fino y redondeado.

Rocha, (1998), Con el fin de hacer referencia a la forma de la partícula existe el llamado factor de forma de COREY, definido como.

$$FF = \frac{c}{\sqrt{a.b}} \quad (1. 1)$$

$$a > b > c$$

Dónde:

“a” es la mayor longitud de la partícula, “b” la siguiente, y “c” la menor, medidas a lo largo de tres ejes mutuamente perpendiculares.

Un valor frecuente para el factor de forma de las arenas es 0.7.

El concepto de factor de forma resulta ser más útil que los de esfericidad y redondez, que se usan algunas veces.

#### **1.2.5.2. Granulometría**

Juares & Rico (1989), afirman que solamente en suelos gruesos, cuya granulometría puede determinarse por mallas, la distribución por tamaños puede revelar algo de lo referente a las propiedades físicas del material.

La grafica granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren a porcentajes, en peso de las partículas menores que el tamaño correspondiente, su representación es a escala logarítmica.

El diámetro en la curva de distribución del tamaño de las partículas correspondiente al 10% de finos se define como diámetro efectivo o  $D_{10}$ .

El coeficiente de uniformidad está dado por la relación

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1. 2)$$

Dónde:

$C_u$  = Coeficiente de uniformidad

$D_{60}$ = diámetro correspondiente al 60% de finos en la curva de distribución granulométrica.

Los suelos con  $Cu < 3$  se consideran muy uniformes.

Como dato complementario, necesario para definir la graduación, se define el coeficiente de curvatura del suelo con la siguiente expresión.

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \cdot D_{10}} \quad (1.3)$$

Dónde:

$C_z$  = coeficiente de curvatura

$D_{30}$  = diámetro correspondiente al 30% de finos.

Esta relación tiene un valor entre 1 y 3 en suelos bien graduados, con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

Raid & Berry (1993), La distribución granulométrica de tamaños en una masa de suelo se presenta usualmente con la curva de graduación o la curva de distribución de tamaños de las partículas, en escala logarítmica. La curva de graduación se obtiene mediante la distribución del tamaño de las partículas de una muestra de suelo representativo; en arenas y gravas esto puede hacerse con un análisis por tamizado y con análisis de sedimentación para la fracción limosa.

Rocha (1998), indica que, para la determinación de la curva de distribución granulométrica de muestras de arena, la equivalencia de mallas y aberturas se muestra en la Tabla 1.2:

Tabla 1. 2: Equivalencia de mallas y aberturas

Malla	Abertura (mm)
0.742"	18.850
0.525"	13.330
0.371"	9.423
# 4	4.760
# 5	4.000
# 8	2.380
# 10	2.000
# 18	1.000
# 20	0.840
#30	0.590
# 35	0.500
# 40	0.420
# 50	0.297
# 60	0.250
#100	0.149
# 200	0.074

Fuente: Rocha (1989)

En el estudio de transporte de sólidos existen diferentes criterios para tomar o elegir un diámetro representativo de la muestra.

Para determinar el diámetro que represente al 50 % del porcentaje acumulado, llamado también diámetro efectivo se puede definir de la siguiente ecuación:

$$d_m = \sum \frac{d_i \Delta p}{100} \quad (1.4)$$

Dónde:

$\Delta p$ : intervalo que se toma sobre el eje vertical de porcentajes

$d_i$  : diámetro medio correspondiente al intervalo  $\Delta p$

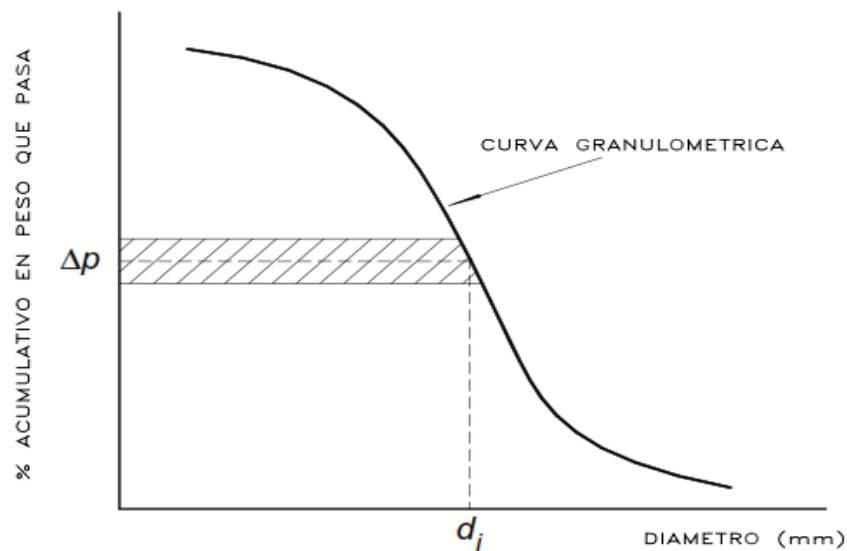


Figura 3: Grafico ilustrativo del cálculo del diámetro efectivo.

Senturk & Simons (1977), mencionan que se puede definir el diámetro característico, de la graduación granulométrica de una muestra de sedimentos de lecho, como el diámetro de una malla por donde pasa un porcentaje determinado de la muestra.

Para realizar estudios del transporte de sedimento, comúnmente se menciona el uso de los diámetros característicos o representativos. No existen criterios definidos para tomar o elegir un diámetro representativo de una muestra, entre los más usados podemos mencionar:

$D_{35}$  : Propuesto por Einstein para representar el diámetro de una muestra.

$D_{40}$  : Usado por Scoklitsch, para representar e diámetro la muestra.

$D_{50}$  : Es el que en muchos casos representa el diámetro medio.

$D_{65}$  : Usado por Einstein para representar la rugosidad de los granos.

$D_{84}$  y  $D_{16}$  : Diámetros derivados de un análisis probabilístico.

$D_m$  : Diámetro medio aritmético

$D_g$  : Diámetro medio geométrico

### 1.2.5.3. Peso específico y peso específico relativo

Rocha (1998), Cada partícula sólida tiene su propia densidad  $\rho_s$  y su propio peso específico  $\gamma_s$  que depende de la composición Mineralógica del material sólido originado en la erosión de la cuenca. Es muy frecuente la presencia de materiales cuarzosos, cuyo peso específico es de 2.65 Tn/m<sup>3</sup>.

En investigaciones en modelo hidráulico se usan materiales cuyo peso específico es menor que el de las partículas naturales.

Se denomina Peso Específico Relativo  $\gamma_s/\gamma$  a la relación entre el peso específico de los sedimentos y el peso específico del agua. Para el cuarzo su valor es 2.65.

Se denomina peso específico del material sólido sumergido a la expresión  $\gamma_s - \gamma$  , Se denomina peso específico relativo del material sumergido a la relación:

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \quad (1. 5)$$

Para el cuarzo su valor será 1.65.

Juares & Rico (1989), indican que el peso específico relativo de la mayoría de las partículas minerales constituyentes de un suelo "Ss" varía entre limites estrechos (2.60 a 2.90), Como ejemplo, el peso específico relativo del cuarzo es 2.70 y el del feldespato es 2.60.

Es así que es normal que en un suelo real los minerales de la fracción muy fina y coloidal tengan su peso específico relativo mayor que los minerales de la fracción más gruesa. en la mayoría de los casos prácticos basta determinar el valor promedio de peso específico relativo de la materia sólida.

El peso específico relativo de los sólidos de un suelo se determina en el laboratorio haciendo uso de un matraz con marca de enrase.

La relación que existe entre los valores del peso específico y el peso específico relativo está dada por:

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma} \quad (1.6)$$

Dónde:

$S_s$  = Peso específico relativo de la partícula sólida.

$\gamma_s$  = Peso específico de la partícula sólida.

$\gamma$  = Peso específico del agua.

#### **1.2.6. Velocidad de caída**

Rocha (1998), manifiesta que se denomina velocidad de caída a la velocidad con la que cae una partícula sólida (sedimento) en una masa fluida, ilimitada y en reposo; asimismo debe tenerse presente que hidráulicamente es posible analizar el fenómeno de la caída, tanto considerando que una partícula se coloca en un fluido en movimiento, como considerando que el objeto se mueve en un fluido en reposo. En ambos casos el movimiento relativo es el mismo.

En el principio, la velocidad de caída varía con el tiempo. Al iniciarse la caída de una partícula su movimiento es acelerado. Cuando la partícula alcanza su velocidad terminal, es decir cuando termina su movimiento acelerado, la velocidad de caída se hace constante e independiente del tiempo. La velocidad terminal “ $w$ ” es también independiente de la densidad de la partícula, pues no hay aceleración.

Una partícula de volumen  $\forall$  que cae en una masa fluida está sujeta, cualquiera que sea su forma, a dos fuerzas:

- La fuerza de arrastre, ejercida por el fluido "Drag".
- La resultante de la fuerza de gravedad menos la fuerza de sustentación.

Como ambas fuerzas deben ser iguales se obtiene que:

$$C_D \cdot A \cdot \rho \cdot \frac{w^2}{2} = (\rho_s - \rho)g \cdot \forall \quad (1.7)$$

$C_D$  = coeficiente adimensional, de arrastre

$A$  = área de la partícula proyectada en la dirección del flujo

Puede establecerse que el área y el volumen de la partícula son proporcionales al cuadrado y al cubo del diámetro, respectivamente. Por lo tanto

$$A = K_1 \cdot D^2 \quad \forall = K_2 \cdot D^3 \quad (1.8)$$

Remplazando en la ecuación se tiene

$$w^2 = \frac{2 \cdot g \cdot D \cdot (\gamma_s - \gamma) K_2}{C_D \cdot \gamma \cdot K_1} \quad (1.9)$$

Si las partículas fuesen esféricas, entonces tendríamos

$$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad \forall = \frac{\pi \cdot D^3}{6} \quad \frac{K_2}{K_1} = \frac{2}{3} \quad (1.10)$$

$$w^2 = \frac{4}{3} \cdot \frac{1}{C_D} \cdot g \cdot D \cdot \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma} \quad (1.11)$$

$$w = \sqrt{\frac{4g \cdot D \cdot \Delta}{3C_D}} \quad (1.12)$$

Hemos obtenido así la ecuación general de velocidad de caída de una partícula esférica.

$C_D$  depende tanto del número de Reynolds de la partícula, como de la forma de la partícula. Para una partícula de forma determinada solo depende del número de Reynolds.

Estudios experimentales de SCHILLER – SCHMIDEL, LIEBSTER, ALLEN, WISELSBERGER, ARNOLD, realizados con diferentes materiales

y varios fluidos. Proponen una curva que vincula, el valor del coeficiente de arrastre  $C_D$  con el número de Reynolds de la partícula, los cuales se representa en la Fig. 4.

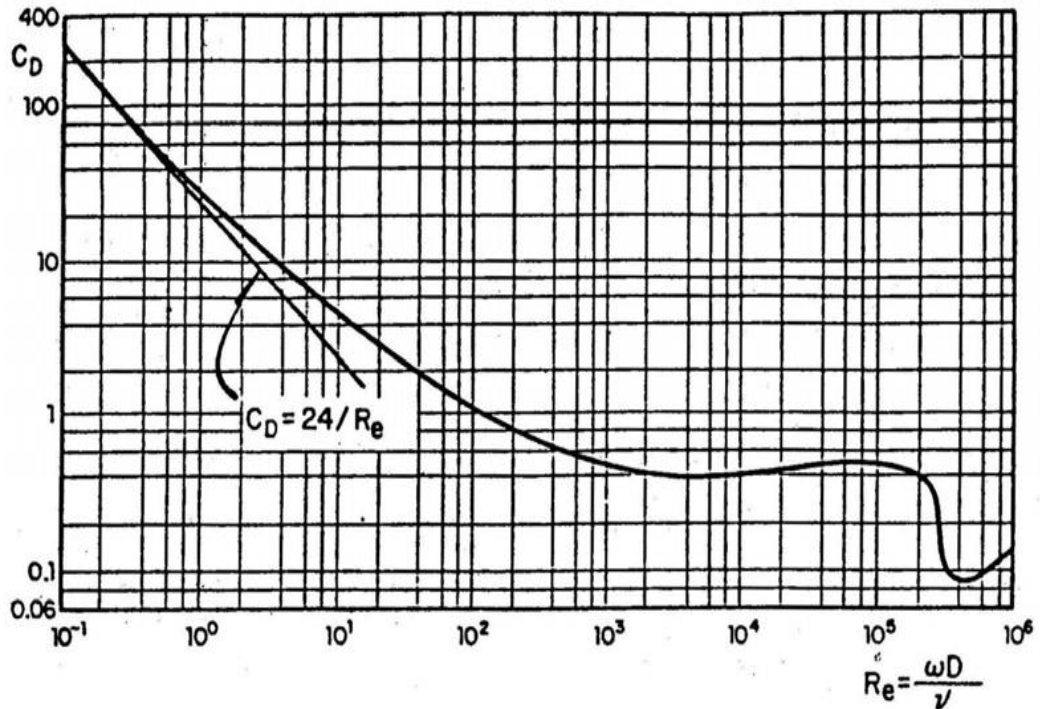


Figura 4: Relación entre el Coeficiente de Arrastre  $C_D$  y el Número de Reynolds - Partícula.

$$Re = \frac{w \cdot D}{\nu} \quad (1.13)$$

Para el cálculo de la velocidad de caída de Partículas esféricas de un diámetro dado puede procederse del modo siguiente.

Suponer un valor para la velocidad de caída, Calcular el número de Reynolds de la Partícula, Obtener del grafico correspondiente el valor de  $C_D$ , calcular la velocidad de caída, comparar este valor el inicial y proseguir hasta que los valores sean iguales.

Sin embargo, un gráfico ya preparado, para partículas esféricas, que permite eliminar los tanteos. Mediante la Utilización del gráfico de Yallin, para mayor detalle se describe en la Fig. 5.

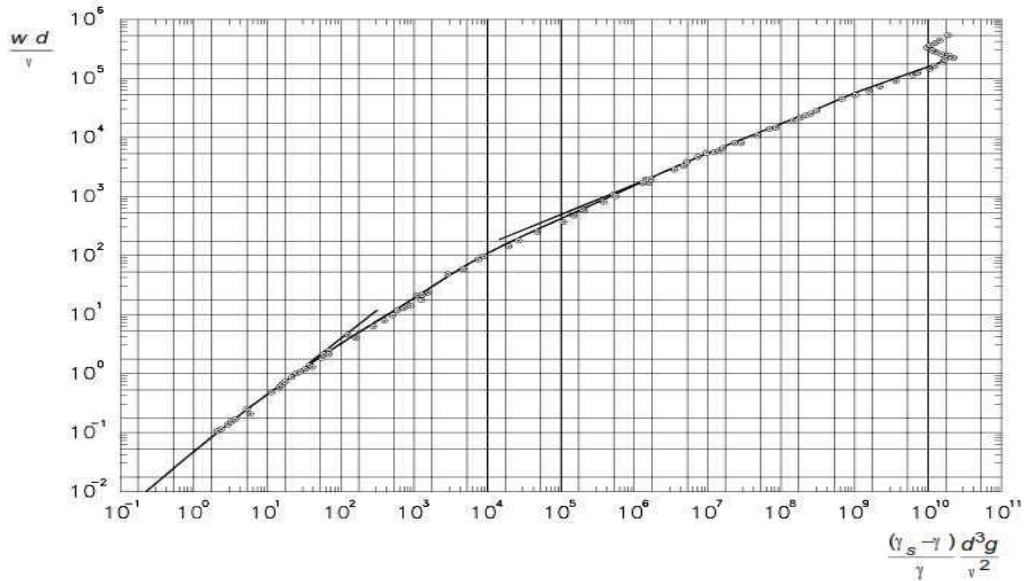


Figura 5: Grafico de YALLIN Para el cálculo de la Velocidad de Caída.

Se calcula el valor de

$$\frac{(\gamma_s - \gamma) D^3 \cdot g}{\gamma v^2} \quad (1. 14)$$

Y del gráfico de Yallin se obtiene el valor de

$$\frac{w \cdot D}{v} \quad (1. 15)$$

Obteniendo finalmente el valor de la velocidad de caída  $w$ .

### 1.2.7. Fondo móvil - concepto de iniciación del movimiento

De Pierola (2001), menciona que el inicio del movimiento de las partículas que componen el lecho ocurre cuando las fuerzas hidrodinámicas superan los esfuerzos de resistencia. Este inicio de movimiento no es instantáneo para todas las partículas de un determinado tamaño que cubre el lecho. Una parte de estas partículas entran en movimiento, mientras que otra parte permanece en reposo. Esto se debe a la naturaleza turbulenta del flujo, que determina la fuerza tractiva sobre la partícula. La condición de inicio de transporte es definida como el estado en que una parte representativa del material de lecho empieza a moverse.

Los esfuerzos de resistencia del movimiento de las partículas dependen del tamaño y de la composición granulométrica de los sedimentos. Limos

y arcillas resisten al movimiento a través de esfuerzos de cohesión. Existen básicamente dos tipos de enfoque del problema: El criterio de utilización de la fuerza tractiva crítica y el criterio de utilización de la velocidad crítica.

Rocha (1998), indica que para el estudio de la teoría del transporte de sedimentos y para la solución de numerosos problemas de la Ingeniería Fluvial es necesario conocer las condiciones de la iniciación del movimiento de las partículas constituyentes del río, es también importante el conocimiento de las condiciones de iniciación del movimiento que permite calcular el gasto sólido de fondo, así como dimensionar canales estables, diseñar sistemas de protección contra la erosión, y resolver numerosos problemas de hidráulica fluvial. Hay dos formas de aproximarse al estudio de la iniciación del movimiento. Una de ellas se refiere a la acción del esfuerzo de corte o fuerza tractiva y la otra forma es la determinación de la velocidad crítica.

Schroder (1995), manifiesta que en conductos abiertos (cauces), encontramos frecuentemente al fondo material erodible cohesivo o no cohesivo. Se tiene una fuerza hidrodinámica actuando sobre la solera y las orillas. Inicialmente la solera se encuentra en un estado de reposo; al incrementarse el flujo empieza el movimiento del fondo: algunas partículas se mueven, otros no. El movimiento es un fenómeno de naturaleza estadística, siendo la turbulencia una de las principales magnitudes que influyen. No es posible una definición exacta del inicio del movimiento de los sólidos.

#### **1.2.7.1. Criterio de Shields**

Rocha (1998), manifiesta que la iniciación del movimiento de una partícula sólida de diámetro  $D$  puede describirse, cuando hay influencia de la subcapa laminar, como la relación entre los dos parámetros adimensionales, que se muestran a continuación:

Parámetro de Shields.

$$\tau_{*c} = \frac{(\tau_o)_c}{(\gamma_s - \gamma)D} = F_{cr}^* \quad (1. 16)$$

Índice de inestabilidad.

$$Re_* = \frac{V_* \cdot D}{\nu} = 11.6 \frac{D}{\delta} \quad (1. 17)$$

El significado de los símbolos es el siguiente.

$(\tau_o)_c$  = Fuerza tractiva crítica sobre el fondo en el momento de la iniciación del movimiento, se puede designar también  $\tau_c$ .

$V_*$  = Es la velocidad de corte

$$V_* = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} = \sqrt{g \cdot R \cdot S} \quad (1. 18)$$

$Re_*$  = Es el número de Reynolds calculado con la velocidad de corte y el diámetro de la partícula.

$\delta$  = Es el espesor de la sub capa laminar.

$\nu$  = Viscosidad cinemática.

En el diagrama de SHIELDS se presenta gráficamente la función:

$$\frac{(\tau_o)_c}{(\gamma_s - \gamma)D} = f(Re_*) \quad (1. 19)$$

Como consecuencia de los trabajos experimentales realizados por él y otros investigadores se muestra en la Fig. 6.

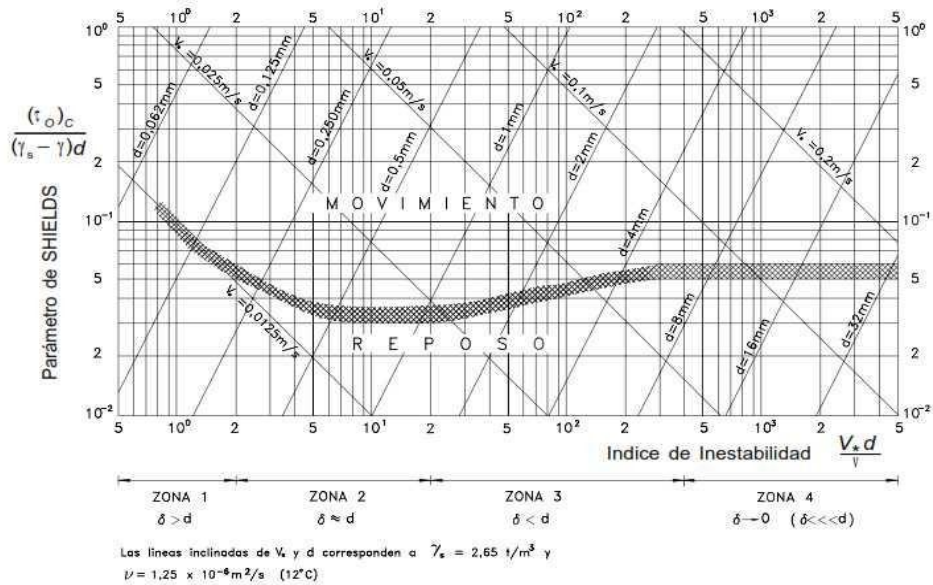


Figura 6: Diagrama de SHIELDS para la Iniciación del Movimiento.

Schroder (1995), menciona que el criterio de Shields es el más usado, pero tiene las siguientes condiciones de ensayo:

- Canal con un flujo totalmente turbulento.
- Condición límite: ningún transporte de sólidos.
- Shields no presento una curva, sino un rango.

Para la interpretación del Diagrama, se siguen los siguientes aspectos:

- Semejante también al diagrama para determinar los coeficientes de rugosidad en tuberías rugosas.
- Se diferencian cuatro zonas:

**Zona 1:**  $Re_* < 2$ : El espesor de la sub capa Laminar  $\delta$  es mayor que el diámetro de las partículas.

Se debe recordar:  $\delta = 11.6 \frac{v}{V_*}$ , Para  $Re_* \leq 1$

Se cumple que:  $Re_* \cdot \tau_{*c} = 0.1$

**Zona 2:**  $2 < Re_* < 20$ : El espesor de la sub capa Laminar y el diámetro de las partículas son del mismo orden de magnitud. En esta zona para  $Re_* = 11.6$  se tiene que  $D = \delta$  y el Parámetro de Shields tiene su valor mínimo que es:  $\tau_{*c} = 0.033$

**Zona 3:**  $20 < Re_* < 400$ : El espesor de la sub capa Laminar es menor que el diámetro de las partículas

El contorno se comporta como hidráulicamente Rugoso

**Zona 3:**  $Re_* > 400$ : La turbulencia se ha desarrollado plenamente. El Parámetro de Shields tiende a ser constante y no depende ya del Número de Reynolds. La constante tiene un valor que generalmente se fija en 0.06.

Por debajo del valor mínimo según Shields, nunca habrá movimiento.

### 1.2.8. Criterio de la fuerza tractiva crítica

Rocha (1998), indica que la fuerza que ejerce la corriente sobre el fondo por unidad de área se denomina fuerza tractiva  $\tau_0$ . El movimiento de las partículas constituyentes del lecho empiezan cuando la fuerza tractiva es

mayor que la fuerza tractiva critica ( $\tau_{0c}$ ). Se denomina fuerza tractiva critica a la fuerza mínima necesaria para poner en movimiento las partículas constituyentes del lecho.

$$\tau_0 = \gamma.R.S \quad (1.20)$$

$\tau_0$  = Fuerza Tractiva sobre el fondo

$\gamma$  = Peso específico del fluido

$R$  = Radio hidráulico

$S$  = Pendiente

### 1.2.8.1. Gráfico de Lane

Rocha (1998), manifiesta que el grafico Lane considera que la iniciación del movimiento corresponde a un grado de movimiento más avanzado que el considerado por Shields, asimismo Lane proporciona una serie de curvas que dan las condiciones críticas, de iniciación del movimiento, de un lecho granular no cohesivo, en función del contenido (nulo, bajo, alto) de material sólido en suspensión se representa en la Fig. 7.

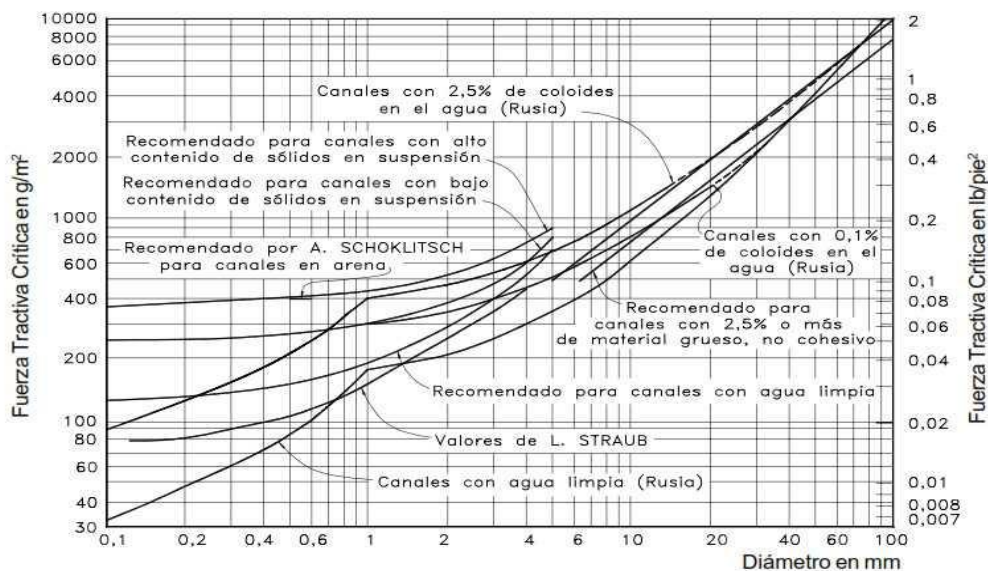


Figura 7: Diagrama de LANE para la Iniciación del Movimiento.

### 1.2.8.2. Gráfico de Straub

Rocha (1998), menciona que el grafico Straub realizó estudios sobre la iniciación del movimiento con el objeto de usar la fórmula de Du Boys, y

que corresponde al gasto sólido de fondo en la cual relaciono un parámetro de transporte  $\chi$  y la fuerza tractiva crítica  $\tau_c$ . (Fig.08)

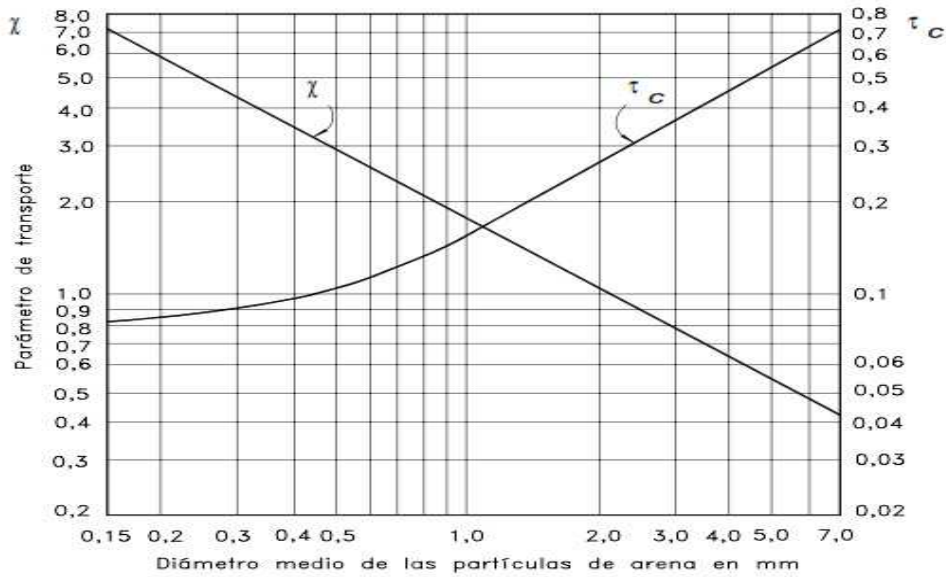


Figura 8: Grafico de STRAUB para la Aplicación de la Formula de DU BOYS.

### 1.2.8.3. Ecuación de Kalinske

De Pierola (2001), menciona que, si  $P_f$  es una fracción de fondo ocupado por los granos, el número de granos en una unidad de área del fondo puede ser escrito como:

$$\frac{P_f}{\left[ \frac{\pi \cdot D^2}{4} \right]} \quad (1.21)$$

La expresión propuesta por Kalinske para la fuerza tractiva crítica es:

$$\tau_c = 0.039(\gamma_s - \gamma)D \quad (1.22)$$

### 1.2.8.4. Formula de Meyer Peter y Müller

Rocha (1998), manifiesta que con la fórmula de *Meyer Peter y Müller* se obtuvieron una relación entre los parámetros adimensionales de Intensidad de transporte e intensidad de Movimiento. En la que el valor de transporte sólido de fondo pesado bajo el agua igual a cero, reobtiene las condiciones de iniciación del movimiento:

$$\tau_c = 0.047\gamma_s^* \cdot D = 0.047(\gamma_s - \gamma)D \quad (1.23)$$

### 1.2.8.5. Método de Schoklitsch

Rocha (1998), manifiesta que para el presente método hay dos consideraciones:

Para partículas con  $D \geq 0.006$  m, Schoklitsch recomienda usar el resultado obtenido por Krey (en lugar del 0.06 dado por Shields).

$$\tau_c = 0.076(\gamma_s - \gamma)D \quad (1. 24)$$

Cuando el diámetro del material de fondo está comprendido entre 0.0001 0.003 m, Schoklitsch propone utilizar una ecuación obtenida por él, que establece que:

$$\tau_c = \gamma \cdot y_c \cdot S = 0.000285(\gamma_s - \gamma)D^{1/3} \quad (1. 25)$$

Para los dos, casos cuando el tamaño de las partículas no es uniforme Schoklitsch recomienda que se utilice como diámetro representativo de la mezcla al  $D_{40}$ .

### 1.2.9. Criterio de la velocidad crítica

De Pierola (2001), menciona que el criterio de velocidad crítica considera que el movimiento ocurre debido a la acción del impacto del flujo sobre la partícula. La velocidad de referencia, que puede ser una velocidad en las proximidades del lecho, o velocidad media, es relacionada con el diámetro de la partícula; por otro lado, la crítica a este método es que la velocidad no es la suficiente para proveer información sobre el inicio del movimiento de las partículas. Se sabe dos flujos con la misma fuerza tractiva en el fondo, granulometrías idénticas y las mismas distribuciones de velocidades, pueden tener velocidades medias diferentes si las profundidades fueran diferentes. Por esta razón es recomendable que se emplee el criterio del esfuerzo crítico de corte siempre que sea posible.

Rocha (1998), menciona que tanto en criterio de Shields, como los otros que han sido expuestos para la iniciación del movimiento, se basan en la suposición de que las partículas constituyentes del lecho son lo suficientemente grandes como para que la influencia de las fuerzas de cohesión sea despreciable. En estas condiciones la caracterización de la

iniciación del movimiento resulta ser fundamentalmente una función del diámetro de las partículas. No ocurre lo mismo con los materiales cohesivos.

Schroder (1995), indica que cuando el material de lecho que se estudia es muy fino, es decir que en su mayor parte está compuesto por limos y arcillas, en los cuales el omitir la fuerza de cohesión no es posible; la granulometría no es importante sino más bien la dureza representada mediante el volumen de poros. Por esta razón generalmente este valor de porosidad se relaciona con la velocidad crítica.

### 1.2.9.1. Criterio de Levi

Garde & Ranga (1985), manifiestan que el criterio de Levi propone que la velocidad crítica está en función de la rugosidad relativa:  $\frac{y}{D_m}$

Si  $10 < \frac{y}{D_m} < 60$  entonces la Velocidad crítica, "Vc" será:

$$V_c = 1.4 \sqrt{g \cdot D_m} \left( 1 + \ln \sqrt{\frac{y}{D_m}} \right) \left( \frac{D_{max}}{D_m} \right)^{1/7} \quad (1. 26)$$

Si  $\frac{y}{D_m} > 60$  entonces la Velocidad crítica, "Vc" será:

$$V_c = 1.4 \sqrt{g \cdot D_m} \left( \frac{D_{max}}{D_m} \right)^{1/7} \ln \left( \frac{y}{7D_m} \right)^{1/2} \quad (1. 27)$$

Dónde:

$D_{max}$  = Diámetro máximo

$D_m$  = Diámetro medio

### 1.2.9.2. Criterio de Maza, García Flores

Rocha (1998), Indica que el criterio de Maza y García Flores Proponen para la velocidad crítica la siguiente expresión.

$$V_c = 6.05 D^{0.35} R^{0.15} \quad (1. 28)$$

R es el radio hidráulico. Esta fórmula es válida para cuarzo y para tirantes comprendidos entre 0.4m y 10m.

Para materiales de otros pesos específicos la formula general propuesta por Maza, García Flores es:

$$V_c = 6.05D^{0.35}R^{0.15} \quad (1. 29)$$

#### 1.2.10. Fases del transporte sólido - forma de la solera

Rocha (1998), manifiesta que para un flujo de velocidad gradualmente creciente se tiene que la configuración del fondo es variable y pasa por varios estados que son función de la velocidad media del flujo. Dichos estados son: fondo plano, rizos, dunas, antidunas.

Schroder (1995), manifiesta que el movimiento de los sólidos, especialmente el movimiento de arrastre de fondo significa cambios en la forma de la solera. Aquí aparecen formas típicas que siempre se repiten y dependen tanto de las características de la solera como también de las condiciones de contorno hidráulico. Las formas de la solera que a continuación describimos se presenta claramente en fondos de arena ( $D_{50} < 2.0$  mm), estas adquieren una forma de acuerdo con las cargas del caudal. La aparición de una forma de solera depende del número de Froude del canal esto en gran medida de la velocidad del flujo, pero también del diámetro del grano e incluso de la temperatura.

El número de fraude está dado por:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y}} \quad (1. 30)$$

V = Velocidad media

g = aceleración de la gravedad

y = Tirante, (valor medio, para cases aluviales se usa el radio hidráulico)

##### a) Fondo plano

Rocha (1998), manifiesta que el fondo plano es una etapa inicial que corresponde a una velocidad pequeña. Se observa movimientos aislados

e intermitentes de las partículas más grandes constituyentes del fondo; las más pequeñas están eventualmente en suspensión.

### **b) Rizos o acanaladuras**

Rocha (1998), observo que al incrementarse la velocidad aparecen en el fondo ondulaciones de pequeña amplitud. Hay un aumento de resistencia. (Aumento de coeficiente de Manning y disminución del de Chezy). El número de Froude es menor que 1 ( $Fr < 1$ ).

Schroder (1995), menciona que los rizos acanalados Aparecen inmediatamente al inicio del movimiento del arrastre de fondo, en las soleras de arena con  $D_{50} < 0.6$  mm (tridimensional en el corte), no ejerce ninguna influencia sobre el espejo de agua (pelo de agua); el transporte de sedimentos es pequeño, el material tomado de la solera se mueve en las cercanías de la misma como arrastre de fondo. La iniciación de los taludes de los rizos en su parte aguas arriba es casi plana, mientras que aguas abajo tiene fuerte pendiente.

### **c) Dunas**

Rocha (1998), menciona que la fase siguiente representa un cambio en la forma de los rizos. Adquieren hacia aguas arriba una pendiente suave en la que se produce erosión y hacia aguas abajo una pendiente fuerte que es igual a la tangente del ángulo de reposo. Hay un aumento de la resistencia. Eventualmente las dunas pueden alargarse hasta concentrarse en barras. El número de Froude en menor que 1 ( $Fr < 1$ ).

Schroder (1995), manifiesta que las dunas aparecen rápidamente al inicio del movimiento del arrastre del fondo en lechos de arena con  $D_{50} < 0.6$  mm, en caso contrario proceden de los rizos al aumentar la velocidad. El espejo de agua es ondulado, en fase distinta con la solera (aceleración sobre la corona de la duna → expansión). El transporte de sedimento es pequeño, el material tomado de la solera puede permanecer también en

suspensión (arrastre de fondo + caudal sólido en suspensión), en canales anchos se presenta un proceso de tres dimensiones, en canales delgados se tiene solo en dos dimensiones. Las dunas aguas arriba normalmente son casi planas (formados por material fino), mientras que aguas abajo se presentan escarpadas (material grueso). El movimiento de las dunas es aguas abajo.

#### **d) Transición**

De Pierola (2001), manifiesta que la transición se caracteriza por una situación bastante inestable, donde pueden ocurrir cambios rápidos en la forma de la superficie libre y del lecho con solo pequeños cambios de las condiciones del flujo. Generalmente ocurre cuando el número de Froude es del orden de 0.8 con el aumento progresivo de la velocidad, las dunas se van alargando y disminuyendo en amplitud y si el material fuera relativamente fino, el lecho puede pasar a la forma plana.

Schroder (1995), indica que la transición se presenta en forma de solera plana al aumentar la velocidad. El espejo de agua es plano y el transporte de sedimentos muy intenso (arrastre de fondo + caudal sólido en suspensión).

#### **e) Antidunas**

Rocha (1998), menciona que las antidunas representan una inversión de las dunas. Suelen ser más simétricas. El número de Froude es mayor que 1 ( $Fr > 1$ ).

Schroder (1995), indica que las antidunas se origina a partir de las soleras planas ( $Fr < 1$ ). Acelerando el flujo, las antidunas crecen en altura hasta que se rompen como golpes de mar. El espejo de agua siempre está en fase con la solera. Se presentan dos formas: ondas paradas u ondas en rompiente, con diferentes comportamientos de resistencia (ondas en rompiente tienen solera rugosa, ondas paradas con una solera plana). Las

antidunas pueden avanzar hacia aguas arriba pero no deben hacerlo necesariamente). Se tiene un transporte de sedimentos muy fuerte (arrastre de fondo + caudal sólido en suspensión). La formación se presenta en dos dimensiones.

#### f) Rápidas y pozos

Schroder (1995), afirma que las rápidas y pozos se originan solamente en sólidos gruesos en un régimen parecido al formado en las antidunas ( $Fr > 1$ ). Se presentan levantamientos planos con marcados tramos de tiro descendientes. Muy fuerte transporte de sedimentos (arrastre de fondo + caudal sólido en suspensión).

Es posible la combinación de diferentes regímenes en una sección, correspondiendo a la distribución de velocidades real o la distribución de la tensión de arrastre, se representa en la Fig.9.

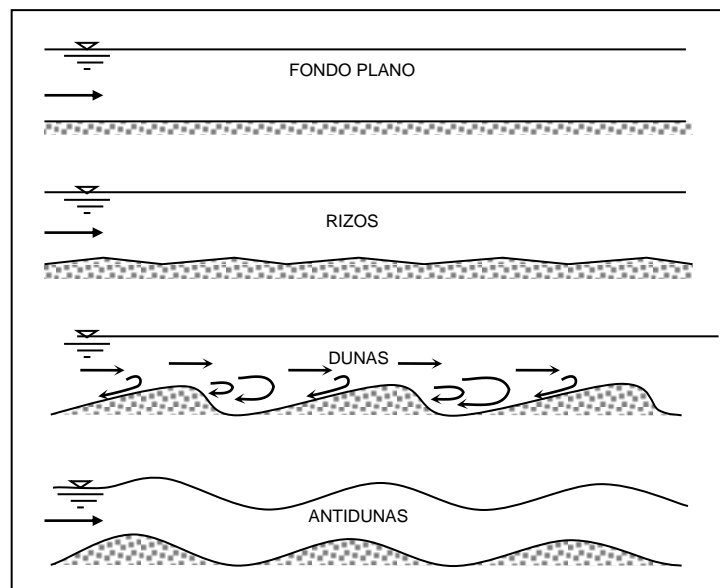


Figura 9: Representación de las fases del transporte Sólido – Forma de la solera

#### 1.2.11. Hidráulica de conductos abiertos

De Pierola (2001), afirma que en el caso de flujo permanente y uniforme sobre un contorno fijo o móvil existe una relación entre la velocidad media  $V$ , el radio hidráulico  $R$ , la pendiente del canal  $S$  y las características del canal. Tales relaciones son comúnmente conocidas como las Ecuaciones

de Resistencia. En cauces del lecho fijo, las ecuaciones de Manning, Chezy y las Ecuaciones logarítmicas deducidas por Keulegan, son comúnmente usadas. El conocimiento de la resistencia es importante para el diseño de canales de irrigación, trabajos de mejoramiento de ríos aluviales, estudios de transporte de sedimentos, etc.

Además de conocer la velocidad media es importante conocer la distribución vertical de la velocidad, la predicción de la resistencia al flujo y la distribución de las velocidades en cauces de lecho móvil como es el caso de los ríos aluviales. Esto es muy complicado debido a dos condiciones:

- Primero, la configuración del lecho cambia las condiciones de flujo, lo que hace extremadamente difícil describir la resistencia.
- Segundo, porque una parte de los sedimentos transportados se encuentra en suspensión, por lo que tiene una influencia significativa en la distribución de velocidades y velocidad media.

Rocha (1998) menciona que los conductos abiertos se caracterizan por tener una superficie libre, en contacto con la atmósfera. El flujo se produce como consecuencia del peso del flujo. En tal sentido, y desde el punto de vista hidráulico, un canal se comporta como si fuese un río

Para el estudio hidráulico de los canales se necesita hacer algunas simplificaciones y esquematizaciones del flujo real, que es bastante complejo. Generalmente suponemos que el escurrimiento es permanente y uniforme. En un canal se puede lograr un cierto grado de permanencia manteniendo constante el caudal. En un río solo excepcionalmente se podría lograr la permanencia. Normalmente los caudales fluviales son muy irregulares en el tiempo. Las descargas son tan variables que para registrar las variaciones de nivel debe recurrirse a aparatos como los limnógrafos.

En los canales puede lograrse algo parecido al movimiento uniforme, en la medida en la que el canal sea prismático y mantenga su sección transversal. En un río ocurre todo lo contrario: la sección transversal es muy variable y, en consecuencia, el movimiento no es uniforme.

A lo anterior debe añadirse que en la naturaleza los flujos son tridimensionales. Esta tridimensionalidad es, si cabe la expresión, más intensa en los ríos que en los canales.

Por lo tanto, las ecuaciones de descarga que se usan en conductos abiertos, como la ecuación de Chezy o la de Manning, corresponden a simplificaciones, a esquematizaciones, del escurrimiento real. De acá que sea frecuente encontrar diferencias entre los valores medios y los calculados.

Una dificultad adicional que se encuentra en los ríos es la presencia del transporte sólido. En realidad, el flujo en un río con transporte sólido corresponde a un flujo a dos fases.

Sin embargo, y a pesar de las limitaciones anteriores, en Hidráulica Fluvial tenemos que hacer uso de las formulas y conceptos deducidos para el flujo en canales. De acá la importancia de conocer profundamente la Hidráulica de Canales para su aplicación, crítica y razonable, en Hidráulica Fluvial. Así, en los estudios de campo de la Hidráulica Fluvial medimos la velocidad de la corriente puntualmente, por medio de correntómetros, por ejemplo, y luego calculamos el caudal y la velocidad media.

#### **1.2.11.1. Distribución de velocidades para flujo turbulento**

De Pierola (2001), afirma que la ley de distribución de velocidades tanto para flujo hidráulicamente liso como hidráulicamente rugoso, puede ser derivado de la ecuación de esfuerzo cortante para flujo turbulento:

$$\frac{V}{V_*} = \frac{1}{k} \ln\left(\frac{y}{y'}\right) \quad (1.31)$$

Dónde:

$V$  = velocidad a una distancia  $y$  del fondo

$k$  = constante de Von Karman ( $k = 0.4$  para agua clara)

$$V_* = \sqrt{g.R.S} = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \quad (1.32)$$

$V_*$  = velocidad de corte

$y'$  = Es la distancia tal que  $V$  es cero, cuando  $y = y'$ .

En base de datos experimentales de Bazin, Keulegan obtuvo. Las siguientes ecuaciones logarítmicas de distribución de velocidad.

Régimen hidráulicamente liso

$$\frac{V}{V_*} = 5.75 \log\left(\frac{V_* \cdot R}{\nu}\right) + 3.25 \quad (1.33)$$

Régimen hidráulicamente rugoso

$$\frac{V}{V_*} = 5.75 \log\left(\frac{R}{k_s}\right) + 6.25 \quad (1.34)$$

Dónde:

$k_s$  = Rugosidad equivalente del lecho.

$R$  = Radio hidráulico.

$\nu$  = Viscosidad cinemática del fluido

## 1.2.11.2. Resistencia al flujo en cauces de lecho fijo

### 1.2.11.2.1. Ecuación de chezy.

Villón (1995), menciona que la fórmula se originó en 1768 cuando el Ingeniero Francés Chezy recibió el encargo de diseñar un canal para el suministro de agua a Paris.

Las experiencias realizadas por Chezy le permitieron establecer la primera fórmula del flujo uniforme, para el cálculo de la velocidad media en un conducto, la cual se expresa:

$$V = C\sqrt{R.S} \quad (1.35)$$

Dónde:

$C$  = Coeficiente de rugosidad de Chezy

$R$  = Radio Hidráulico

$S$  = Pendiente

#### 1.2.11.2.2. Fórmula de Manning.

Villón (1995), menciona que la fórmula de Manning, cuyo uso se halla muy extendido a casi todas las partes del mundo. Proveniente de considerar en la fórmula de Chezy, un coeficiente  $C$ , de forma monómica igual a:

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (1. 36)$$

Entonces:

$$V = \frac{1}{n} R^{1/6} \sqrt{R.S} \quad (1. 37)$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} . S^{1/2} \quad (1. 38)$$

Que es la fórmula conocida de Manning donde:

$n$  = coeficiente de rugosidad,

De Pierola (2001), afirma que comparando las ecuaciones de Chezy y de Manning, se obtiene la siguiente relación adimensional:

$$\frac{V}{V_*} = \frac{C}{\sqrt{g}} = \frac{R^{1/6}}{n\sqrt{g}} \quad (1. 39)$$

#### 1.2.11.2.3. Formula de strickler.

Villón (1995), manifiesta que en la literatura Europea es frecuente que la fórmula de Manning aparezca con el nombre de Strickler o Manning – Strickler, bajo la siguiente forma:

$$V = K . R^{2/3} . S^{1/2} \quad (1. 40)$$

Dónde:

$$K = \frac{1}{n} \quad (1. 41)$$

Es decir, en la ecuación anterior  $K$  es el inverso de  $n$ .

De Pierola (2001), afirma que igualando las ecuaciones de flujo turbulento y el adimensional se tiene:

$$\frac{R^{1/6}}{n\sqrt{g}} = 5.75 \log\left(\frac{R}{k_s}\right) + 6.25 \quad (1.42)$$

Por otro lado, la ecuación puede ser aproximada por la relación lineal:

$$\frac{R^{1/6}}{n} = 24\left(\frac{R}{k_s}\right)^{1/6} \quad \text{ó} \quad n = \frac{K_s^{1/6}}{24} \quad (1.43)$$

Dónde:

$K_s$  es la rugosidad equivalente del lecho

Strickler, en 1923 analizo datos de varios ríos de Suiza y encontró que:

$$n = \frac{D_{50}^{1/6}}{21} \quad (1.44)$$

Cuando el material de fondo no es uniforme, Meyer – Peter & Muller, 1948 propone para el valor de  $K_s = D_{90}$ .

### 1.2.11.3. Resistencia al flujo en cauces de lecho móvil

#### 1.2.11.3.1. Formula de París

Lloret (1984), afirma que mediante la combinación de trabajos en laboratorio con modelos a escala y las observaciones y medición del comportamiento de diferentes ríos, Paris propone la utilización de una fórmula para flujo sub critico en ríos aluviales. En el cual considera el criterio Shields, como un parámetro que influye en la rugosidad

$$\frac{C}{C_o} = 1 - 0.47 \log\left(\frac{\tau_o}{\tau_c}\right) + 0.12 \left[ \log\left(\frac{\tau_o}{\tau_c}\right) \right]^2 \quad (1.45)$$

Donde

$C$  = Coeficiente de Chezy

$C_o$  = Coeficiente de Chezy para la condición crítica:

$$C_o = \sqrt{32} \log\left(10 \frac{h_c}{D_{35}}\right) \quad (1.46)$$

$h_c$  = Profundidad critica para una pendiente S

$$h_c = \frac{\tau_c \cdot D_{35} \cdot (\gamma_s - \gamma)}{\gamma \cdot S} \quad (1.47)$$

$\tau_o$  = Fuerza tractiva sobre el fondo

$\tau_c$  = Fuerza tractiva Critica

$$\tau_{*c} = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma) \cdot D} \quad (1.48)$$

$\tau_{*c}$  = Parámetro Adimensional de Shields. Este se obtiene mediante la relación grafica propuesta por Shields, lo enunciado se representa en la Fig.10.

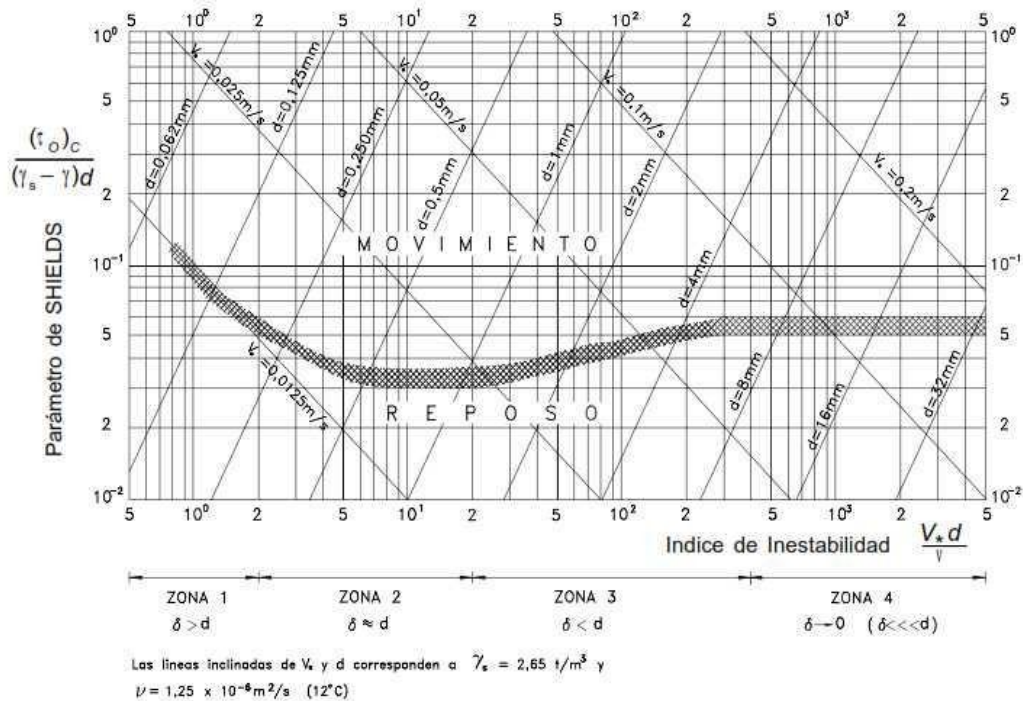


Figura 10: Diagrama de SHIELDS para la Iniciación del Movimiento.

### 1.2.11.3.2. Formula de Tsubaki, Furuya e Ishihara, Iwagaki

Garde & Ranga (1985), mencionan a Tsubaki y Furuya, quienes realizaron observaciones en ríos de Japón y trasladando estos a modelos de laboratorio; obtuvieron una ecuación para el régimen de rizos y dunas, en la cual proponen una ecuación que relaciona el valor de la rugosidad equivalente del lecho según el tamaño de las partículas que componen el lecho y un valor adimensional correspondiente a la fuerza tractiva.

Mientras que Ishihara, Iwagaki y Sueishi, mediante experimentos de laboratorio, obtuvieron una ecuación para el régimen de Fondo Plano, relacionando los mismos valores que usaron Tsubaki y Furuya, para régimen de Rizos y Dunas.

$$\text{Log}\left(\frac{K_S}{D}\right) = 3.48\left(1 - 0.225\tau_*^{-1/2}\right) \quad (1.49)$$

$$\tau_* = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)D} = \frac{\gamma V_*^2}{(\gamma_s - \gamma)g \cdot D} \quad (1.50)$$

$$V_* = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} = \sqrt{g \cdot R \cdot S} \quad (1.51)$$

Ishijara y Iwagaki, para régimen de fondo plano

$$\frac{K_S}{D} = 10\tau_*^{0.769} \quad (1.52)$$

Dónde:

$K_S$  = Rugosidad equivalente del lecho

$\tau_*$  = Relación adimensional de la Fuerza tractiva

$V_*$  = Velocidad de corte

### 1.2.11.3.3. Método de Brownlie

(Garde & Ranga (1985), menciona a Brownlie que presenta ecuaciones basada en un análisis adimensional, en la cual da a conocer la importancia de la variación que existe entre los diferentes tamaños de granos, que constituyen un lecho. Además de relacionar los parámetros hidráulicos del cauce.

Régimen de rizos y dunas

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot D^3}} = 4.57\left(\frac{R}{D}\right)^{1.529} \frac{S^{0.389}}{\sigma^{0.161}} \quad (1.53)$$

Régimen de antidunas y rápidas

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot D^3}} = 7.51\left(\frac{R}{D}\right)^{1.60} \frac{S^{0.46}}{\sigma^{0.128}} \quad (1.54)$$

Dónde:

$q$  = Caudal líquido por unidad de ancho (caudal específico) en  $m^3/\text{seg}/m$

$\sigma$  = Desviación estándar geométrica de los sedimentos, dado por:

$$\sigma = \sqrt{\frac{n \sum D^2 - (\sum D)^2}{n(n-1)}} \quad (1. 55)$$

### **1.2.12. Aforo de líquidos**

El caudal fluvial, expresado en unidades volumen por unidad de tiempo, es la tasa de agua que discurre a través de una sección transversal. El caudal en un instante dado puede medirse utilizando varios métodos y la selección de estos dependerá de las condiciones existentes (OMM, 2011). Los métodos más usados para medir el caudal instantáneo en el río es:

#### **1.2.12.1. Método de relación escala – gasto**

IMTA (1992), afirma que este método consiste en seleccionar un tramo de río o canal en el cual permanecen constantes sus características hidráulicas; no debe cambiar el área transversal de la sección para un mismo gasto ni variar los niveles por abrir y cerrar compuertas aguas abajo.

Seleccionado el tramo se realizan aforos con molinetes calibrados y personal especializado, determinando para cada aforo el tirante o profundidad del agua y el gasto total de la corriente.

Los aforos deben realizarse en el rango de gastos de operación del río o del canal y en cantidades suficientes para minimizar el error del muestreo. En la práctica es difícil cambiar los gastos cuando se entrega agua a usuarios, por lo que deben efectuarse al iniciar al iniciar el ciclo de riego y en el momento de llenar la red de canales.

Con los resultados de los aforos, se grafican los valores de elevación (eje vertical) Vs gasto (eje Horizontal) y mediante regresión puede obtenerse la curva ajustada.

### **1.2.12.2. Aforo con limniméetro**

IMTA (1992), manifiesta que el limniméetro o mira es una escala graduada, pintada en madera, concreto o metal, se instala verticalmente en el fondo del río y se debe ubicar en un lugar bien visible, de manera que se obtienen las lecturas desde un puente u orillas, esta lectura proporciona la profundidad o tirante del agua.

Este sistema permite determinar las fluctuaciones del gasto instantáneo de los ríos al reemplazar las lecturas de los niveles del cuerpo de agua en una ecuación de curva de calibración previamente elaboradas.

Este método tiene problemas cuando hay efectos del oleaje y de variaciones del nivel del agua por turbulencias originadas por la rugosidad o la geometría del río, entonces deben interpretarse una lectura media (IMTA, 1992).

Senamhi (2008), afirma que la estación limnimétrica es el lugar donde se obtienen datos del nivel de agua durante un programa observacional sistemático. El instrumento de medición directa es el limnímetro, su instalación de esta estación representa un bajo costo, sin embargo, los datos no son continuos y precisos. Los datos de nivel se utilizan como base para computar registros de caudal o cambios en el almacenamiento de agua. Los limnímetros para el caso de los ríos amazónicos, son importantes para fines de navegación, pesca, alerta a inundaciones. En lugares instalados los limnímetros es indispensable que se realice campañas de aforos para el cálculo de caudales o disponibilidad de agua.

#### **1.2.12.2.1. Características que se debe cumplir el limnímetro**

Senamhi (2008), menciona que según el Reglamento Técnico OMM-Nº 49, indica las características funcionales que debe reunir los limniméetros y tipos de limniméetros.

- a) Deben ser precisos y estar claramente graduados.
- b) Deben ser resistentes a la corrosión y de fácil mantenimiento.
- c) Deben ser fáciles de instalar y utilizar.
- d) Las graduaciones deberán ser claras y permanentes. Los números deberán ser claramente legibles y estar situadas de tal manera que no haya ninguna posibilidad de ambigüedad.
- e) Para dar conformidad a su construcción, se deberá constatar que la marcación de las subdivisiones tendrá una precisión de  $\pm 0,5$  mm y el error acumulado de longitud no será superior al mayor de dos valores siguientes: 0,1 por ciento ó 0,5 milímetros.
- f) Las miras limnimétricas que se tiene instalada en el SENAMHI tienen las siguientes dimensiones, un espesor de 7 milímetros, 10 centímetros de ancho y 1 metro de largo como longitud adecuada (7 mm x 10 cm x 1 m). Estas medidas son estándares en la red del SENAMHI y las más recomendables.

Senamhi (2008), indica que las funciones del observador hidrológico, en concordancia al Manual de Funciones del Observador Hidrológico del SENAMHI (Chamorro, 2000), aprobado por **Resolución Jefatural N° 0198 SENAMHI-JSS-OGOT/2000**, del 12.09.2000, El observador se procederá a realizar las siguientes actividades:

- a) Antes de iniciar las mediciones, se debe iniciar con la limpieza en el área circundante y con la limpieza de la regla.
- b) Se verificará el cero del limnómetro, el mismo que debe perdurar todo el periodo de registro.
- c) Realizar las observaciones durante las 06:00 h; 10:00h; 14:00 y 18:00 hora local diariamente y de forma interrumpida.
- d) El nivel debe ser medido con una exactitud de + 1 cm.
- e) Anotar los datos obtenidos en la Planilla de Lectura de Mira – SENAMHI 12, en observaciones, se deberá incluir algún evento extraordinario sucedido desbordes, etc.



Figura 11: Escala limnimétrica es una regla graduada que permite medir las fluctuaciones del nivel del agua.

### 1.2.12.3. Método del molinete hidrométrico

Rodriguez (2010), afirma que el molinete es un aparato de precisión que mide la velocidad en el punto donde se ubique, sección transversal de flujo.

Un molinete es un pequeño instrumento constituido por una ruedecilla con aspas, la cual, al ser sumergida en una corriente gira proporcionalmente a la velocidad de la misma. Existen dos tipos de molinetes, el de cazoletas y el de hélice como se muestran en la siguiente Figura 12, los cuales pueden ser montados sobre una varilla para el aforo de corrientes superficiales o suspendidos desde un cable durante el aforo de ríos y diques profundos.

Cada correntómetro debe tener un certificado de calibración en el que figura la fórmula para calcular la velocidad; que son calibrados en laboratorios de hidráulica: cuya fórmula general es la siguiente

$$V = a \times n + b \quad (1. 56)$$

Dónde:

V = velocidad de la corriente en m/seg

N = número de revoluciones por segundo

a y b = coeficientes numéricos obtenidos experimentales en laboratorios de hidráulica

Las constantes a y b se obtiene a partir de varias mediciones en las que dejando el molinete fijo en un cierto punto de la vertical durante (T) segundos y contando (N) revoluciones de la hélice registradas en el contador.

$$V = a \times \frac{N}{T} + b \quad (1.57)$$

Estos aparatos bien calibrados, pueden dar un error en la medida inferior es al 2%.

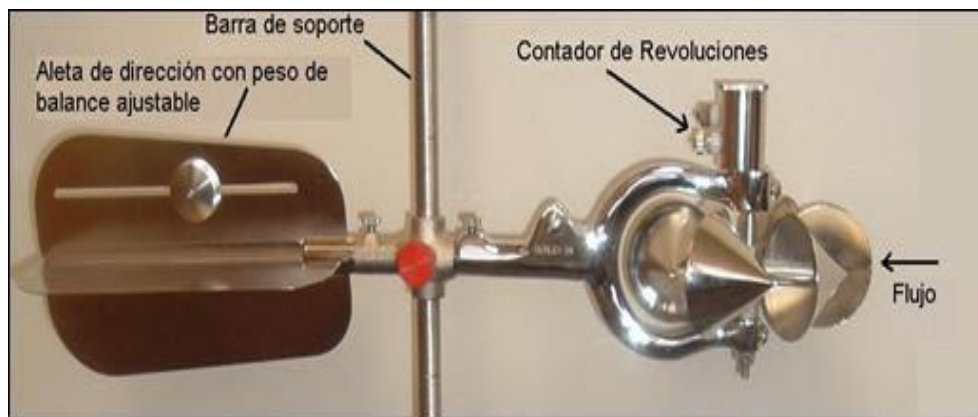


Figura 12: Molinete de tipo cazoletas

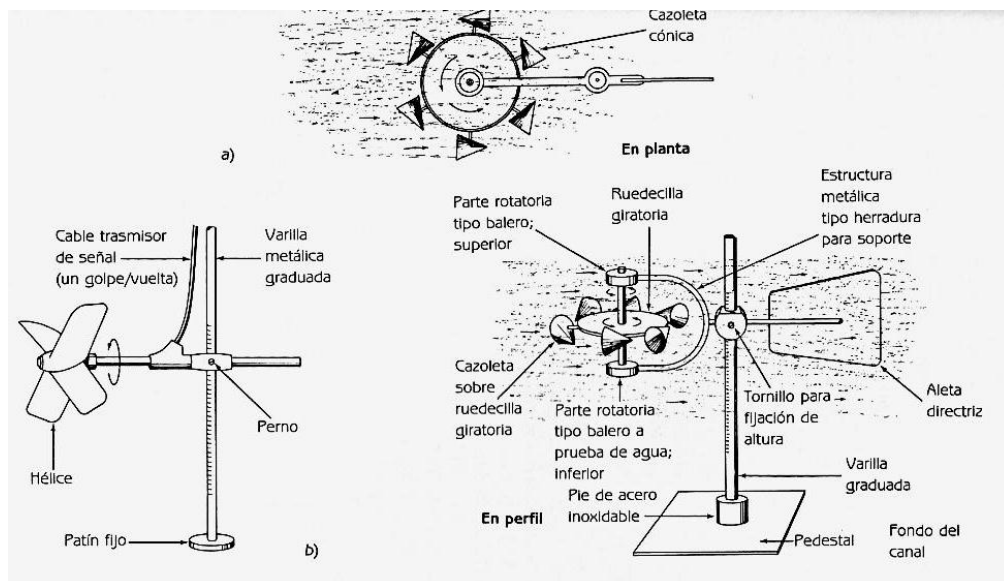


Figura 13: Tipos de Molinetes utilizados para el aforo de acequias, diques y canales. a) Cazoletas. b) Hélice.

#### 1.2.12.4. Consideraciones generales sobre batimetría

PMC (2005), manifiesta que es una medición que no es rutinaria, pero que es muy importante para el análisis de diferentes aspectos

relacionados con la hidráulica fluvial corresponde a la batimetría. En términos generales esta actividad es el proceso mediante el cual se miden las profundidades de los cuerpos de agua, bien sea ríos, lagos, estuarios, embalses, bahías, con el fin de conocer la topografía del lecho y la cual se puede realizar para una sección transversal en particular o para un conjunto de ellas, en cuyo caso se pueden obtener líneas de igual profundidad o isóbatas. Las actividades relacionadas con las batimetrías también se identifican con términos como hidrotopografía, topobatimetrías, etc.

La toma de datos en una batimetría se puede realizar de dos maneras con instrumentos tradicionales y con instrumentos de última tecnología.

#### **1.2.12.4.1. Ejecución de batimetría con instrumentos tradicionales**

PMC (2005), menciona que este tipo de procedimientos batimétricos se utilizan equipos topográficos convencionales (teodolitos y niveles de precisión), varillas y cables de sondeo, distanciómetros o cintas métricas. Este caso sólo se aplica a las corrientes medianas o pequeñas, donde las condiciones hacen posible vadearlas o existe una estructura (tarabita o puente) que permite utilizar los instrumentos para definir el contorno de la sección.

#### **1.2.12.5. Medición de la pendiente hidráulica**

PMC (2005), afirma que en la hidráulica de ríos y canales una variable muy importante es la pendiente o gradiente hidráulico el cual interactúa con otras variables para determinar la forma y las características del cauce.

Medir con precisión la pendiente hidráulica en ríos aluviales como el Río Cauca no es una tarea sencilla, ya que generalmente ésta es muy pequeña y la diferencia de niveles de agua en un tramo determinado puede quedar absorbida por el margen de error que presenta la medición.

Los errores en las mediciones se deben principalmente a factores, tales como, el oleaje y la obstrucción al flujo generada por el limnómetro mismo, que interfiere en su lectura. Otro factor que induce errores puede ser la variación del nivel del agua durante la medición.

Para la medición de la pendiente hidráulica se requiere de un equipo topográfico de precisión conformado por nivel, mira, distanciómetro o teodolito, cinta métrica, etc. También se debe disponer de un tanque aquietador para colocar dentro de él la mira y reducir el posible oleaje que puede afectar la precisión de la medición.

Con los datos obtenidos (diferencia de niveles y distancia entre los limnómetros) se calcula la pendiente hidráulica por medio de la siguiente expresión:

$$S_H = \frac{\Delta H}{L} \quad (1. 58)$$

Dónde:

SH = Pendiente hidráulica (adimensional)

$\Delta H$  = Diferencia de niveles de agua en el tramo (m.)

L = Longitud del tramo (m.)

El valor de la pendiente hidráulica en lo posible debe estar asociado al caudal que circula por el río al momento de la medición con el fin de correlacionar las variables.

### **1.2.13. Métodos para elaborar curvas de calibración en cauces aluviales**

Perez (1969), dice que una curva de calibración es la representación gráfica de las variaciones de las descargas (C) en la sección transversal de un río, en función de las lecturas de mira (H).

Para los niveles en que se tenga suficiente cantidad de aforos (niveles medios) su elaboración no presenta mayor dificultad. El problema se reduce al ajuste de la curva, ya sea por tanteo o por las ecuaciones de los mínimos cuadrados. Pero para extrapolar de una manera aceptable dicha

curva es necesario conocer las características geométricas de la sección transversal del río.

Entre los diferentes métodos que se presentan en este estudio para elaborar curvas de calibración, los más apropiados para extrapolar las son los ideados por MANNING y STEVENS y en una escala menor, el método de Área – Velocidad.

Los siguientes son los métodos empleados en la construcción de curvas de descargas:

- 1) Manning
- 2) Stevens o  $A \sqrt{D}$
- 3) Área – Velocidad
- 4) Gasto unitario – Profundidad media (C –D)
- 5) Lunna y Maddock
- 6) Leach
- 7) Running, Jhnson y Logarítmico (extrapolación de niveles bajos)
- 8) Extensión logarítmica

A continuación, se explica la teoría de cada uno de los diferentes métodos.

#### **1.2.13.1. Método de Manning**

Es muy utilizado ya que en la extrapolación para niveles altos da valores muy reales. Según MANNING, la velocidad media de un río está dada por la fórmula siguiente:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (1. 59)$$

Dónde:

V = Velocidad media

n = Coeficiente de rugosidad

R = Radio hidráulico de la sección

S = Pendiente hidráulica.

Para los estados altos del río, en que el control no tiene ninguna influencia se puede considerar que  $1/n S^{1/2}$  es constante, por tanto, la fórmula (1) se reduce a:

$$V = K R^{2/3} \quad (1. 60)$$

De las características geométricas de la selección de aforo se conocen el área (A), el perímetro húmedo (P) y el radio hidráulico ( $R=A/P$ ) para cualquier nivel de agua. Con base en estos se dibuja una curva de H contra A y contra  $R^{2/3}$ .

Los aforos tomados en sitios diferentes a la sección de aforos que se esté considerando se trasladan a esta según la ecuación de continuidad.

$$C = AV = Cte. (2)$$

La ecuación (2) se cumple si no existe extracción o suministro en el tramo de consideración.

Conocida la lista de aforos (H vs C), se interpola el área para estas alturas de mira (según la curva H vs A) y se calcula la velocidad media por la fórmula (2). Luego se dibuja una curva de altura de mira contra la velocidad media calculada, a la misma escala de la curva de áreas. Esto con el fin de descubrir posibles errores en la medición de las descargas. Las fluctuaciones de nivel en la sección de aforos y en el sitio del aparato deben ser muy similares; además la sección de aforos debe ser lo más estable posible. Si se cumplen estos requisitos, la curva de velocidades medias debe ser convexa y la de áreas debe ser cóncava.

De la ecuación (1) y utilizando las velocidades obtenidas por la curva anterior, se calcula los valores de K para las diferentes lecturas de mira y se dibujan en papel milimetrado colocando las lecturas de mira en las ordenadas y en las abscisas el valor de K.

Se obtiene una curva con una asíntota en el valor de  $K= Cte.$ , correspondiente a estados altos del río. Prolongando esta recta se obtienen valores de K muy ajustados a la realidad, los cuales combinados

con los valores respectivos de  $R^{2/3}$ , producen la velocidad (formula 1). Esta velocidad calculada, multiplica por el área respectiva (formula 2) da las descargas utilizadas para extender la curva de calibración a niveles más altos.

**NOTA.** Es preferible ordenar los aforos según las lecturas de mira y en orden ascendente.

### 1.2.13.2. Determinación del ( $H_0$ )

#### 1.2.13.2.1. Método de Johnson

Perez, (1969), Indica que en el año 1953 JOHNSON ideó un método gráfico para determinar el  $H_0$ . De la curva de calibración ( $H$  vs  $Q$ ) se seleccionan dos valores de descargas  $Q_1$  y  $Q_2$  cuyas lecturas de mira sean  $H_1$  y  $H_2$  respectivamente.

Si se escoge un punto intermedio ( $Q_3$  ,  $H_3$ ) se debe cumplir la siguiente ecuación:

$$Q_3^2 = Q_1 Q_2 \quad (1. 61)$$

En virtud de las propiedades geométricas de una recta se tiene que:

$$(H_3 - H_0)^2 = (H_1 - H_0) (H_2 - H_0)$$

Desarrollando la ecuación anterior se llega a:

$$H_0 = \frac{H_1 H_2 - H_3^2}{H_1 + H_2 - 2 H_3}$$

En la actualidad esta fórmula es de bastante uso.

### 1.2.13.3. Extensión logarítmica para cálculo de curvas de calibración

Este método solo es aplicable cuando la sección de aforos es uniforme o se ajusta a un círculo o segmento de círculo, a una parábola, a un rectángulo o a un trapecio. Estas condiciones son difíciles de encontrar en nuestros ríos, debido a la gran deposición de sedimentos por una parte y a la socavación en épocas de invierno por la otra.

El método consistente en ajustar los datos a una curva del tipo:

$$Q = C(H - H_0)^n \quad (1.62)$$

En donde Q = descarga en mcps para el nivel H;  $H_0$  = lectura de mira para una descarga nula; C y n= constantes por determinar. C es el valor de Q que corresponde a un valor  $(H - H_0)$  igual a uno (1.0) y n es la tangente del ángulo que forma la recta con el eje de las ordenadas  $(H - H_0)$ .

La ecuación (1.62) se puede transformar en:

$$\text{Log } Q = n \text{ Log } (H - H_0) + \text{Log } C \quad (2)$$

Haciendo sumatoria y multiplicando por **Log  $(H - H_0)$**  se obtienen las siguientes ecuaciones.

$$\sum_1^N \text{Log } Q = n \sum_1^N \text{Log } (H - H_0) + N \text{Log } C \quad (1.63)$$

Siendo N= número de aforos.

$$\sum_1^N \text{Log } Q \text{ Log } (H - H_0) = n \sum_1^N \text{Log}^2 (H - H_0) + \text{Log } C \sum_1^N \text{Log } (H - H_0) \quad (1.64)$$

Por medio de estas ecuaciones se determinan las constantes C y n de la ecuación (1). Luego se desarrolla esta ecuación para los diferentes niveles obteniéndose de esta manera la curva de calibración.

#### 1.2.14. Métodos para la determinación del transporte de sedimentos

Matos (1999), manifiesta que la determinación de los volúmenes de transporte de sedimentos en canales abiertos es un problema central para el ingeniero Hidráulico. Sus resultados son útiles para el dimensionamiento de obras hidráulicas como obras de toma, canales, para la regulación de ríos y torrentes, etc. Así mismo será información necesaria para establecer la necesidad de incorporar obras complementarias y/o determinar la vida útil de una obra hidráulica.

Rossell (1990), indica que la realización de proyectos de almacenamiento. Al igual que el diseño y operación de sistemas hidráulicos hacen necesario disponer de métodos para estimar el gasto sólido transportado en un cauce. Se denomina capacidad de transporte de un río a la máxima cantidad de material sólido, que es capaz de transportar el río, dependerá esta capacidad de magnitud de las máximas descargas de la naturaleza de su cuenca y del lecho.

Generalmente las partículas son transportadas en dos formas la primera corresponde al movimiento de las partículas de mayor tamaño, las cuales ruedan sobre el fondo y la segunda corresponde a las partículas finas en suspensión.

Rocha (1998), indica que la determinación del gasto sólido está relacionada con las características hidráulicas del río. Como consecuencia de estas características (pendiente, velocidad, tirantes, rugosidad, etc.), este se transportará como de fondo o de suspensión.

#### **1.2.15. Transporte de sedimentos de fondo**

De Pierola (2001), Dice que cuando el esfuerzo de corte promedio en el fondo excede la fuerza tractiva crítica para el material, estadísticamente las partículas del fondo empiezan a moverse en la dirección del flujo. Las partículas se mueven de diferentes formas dependiendo de las condiciones del flujo, tamaño y peso específico de las partículas.

Una forma de movimiento de las partículas es por rodamiento o deslizamiento a lo largo del lecho. Tal tipo de movimiento de las partículas es generalmente discontinuo: la partícula puede deslizarse o rodar por algún tiempo, quedar estacionada por otro tiempo y nuevamente empezar el movimiento por algún otro tiempo. El sedimento transportado de esta forma es conocido como "Arrastre de contacto". Una segunda forma de movimiento del sedimento es conocida como "Transporte por Saltación". Saltación es un modo impactante de transporte en caso de materiales no cohesivos de velocidades de caída relativamente altas. El tercer modo de transporte es el "Transporte en Suspensión", en este caso las partículas de sedimento son continuamente soportados por la turbulencia del flujo.

A pesar de la existencia de los modelos Teórico-hidráulicos que explican razonablemente el transporte de fondo, no existe aún un método de cálculo para cuantificar, con precisión el volumen de sedimentos transportados por un río. Los métodos de cálculo fueron desarrollados

básicamente con datos de laboratorio, dado que las mediciones de campo son bastante escasas. Aun así, los datos de laboratorio son afectados en su precisión por las dificultades técnicas de medición. Cuando los sedimentos son muy finos, parte del material es transportado en suspensión y muchas veces considera como transporte de fondo. Partiendo de estas consideraciones se puede esperar una diferencia significativa en los resultados de la aplicación de los diferentes métodos de cálculo.

#### 1.2.15.1. Técnica de medición de sedimentos de fondo

La medición sobre el terreno del caudal de arrastre de fondo es difícil debido a la naturaleza estocástica del movimiento del sedimento y a que el fenómeno se produce en forma de ondas de fondo, dunas y barras. Ningún aparato resulta completamente adecuado para retener del sedimento tanto las partículas más grandes como las más pequeñas con la misma eficiencia, permaneciendo en una posición estable y orientado hacia la corriente sobre el fondo del río, sin perturbar el flujo natural y el movimiento del sedimento. (OMM, 2011)

#### 1.2.15.2. Mediciones directas

En ríos pequeños y donde las condiciones lo permiten se puede cavar un agujero en el lecho de la corriente como en la Figura 14, luego retirar y pesar el material que cae en él.

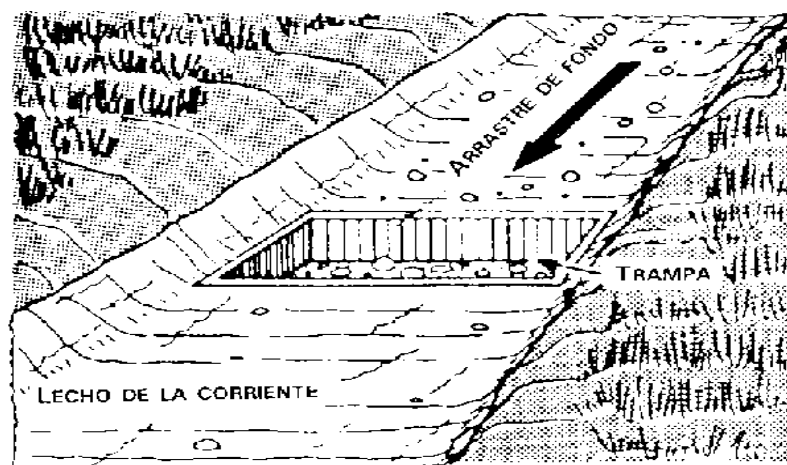


Figura 14: Muestreo de fondo utilizando zanjas. (Fuente. - FAO, 1977)

### 1.2.15.3. Muestreadores tipo trampa

Emmett (1980), menciona que el muestreador tipo trampa Helley Smith es una versión modificada del BTMA - sampler (Helley y Smith, 1971), es el más usado en las mediciones del transporte de sedimentos de fondo. consiste en una tobera, una boquilla plaza de acceso (0,076 x 0,076 m), bolsa para muestras construida de poliéster 250 um de malla y un bastidor. sus aletas traseras y su calorcorredizo permiten orientarlo y balancearlo de acuerdo con las condiciones de campo, las boquillas más grandes y los muestreadores más pesados generalmente se usan para capturar sedimentos de mayor tamaño en ríos profundos y caudalosos.

La calibración de Helley-Smith Sampler tiene una eficiencia del 100% (factor de calibración,  $k = 1$ ) para tamaños de partícula en el intervalo de 0,5 mm a 16 mm. para partículas en el intervalo de 0,25 a 0,5 mm de la eficiencia se encuentra en alrededor de 175%. (resultando en un factor de calibración  $k = 0,5$ ) que se supone que es causada por la acumulación de partículas de sedimento en suspensión. para las partículas en el intervalo de 16 a 32 mm de la eficiencia se encuentra en alrededor de 70% (que resulta en un factor de calibración  $k = 1,5$ ) que se supone que es causada por la escasez de grandes partículas que se mueven como carga en el flujo.

Resumiendo:

$k = 0.5$ , para partículas en el intervalo de 0,25 a 0,5 mm,

$k = 1.0$ , para partículas en el intervalo de 0,5 a 16 mm,

$k = 1.5$ , para partículas en el rango de 16 a 32 mm.

El transporte de sedimentos de fondo (en kg / cm) se puede determinar por la siguiente ecuación:

$$S_b = \frac{ks(1 - p) \times V}{(BT)} \quad (1. 65)$$

$$S_b = \frac{G}{BT} \quad (1. 66)$$

Dónde:

K = Factor de calibración

p = Factor de porosidad (= 0.4)

S = Densidad de las partículas de sedimento (= 2650 kg / m<sup>3</sup>)

V = Volumen sumergido de la captura de sedimentos (m<sup>3</sup>)

G = Masa seca de la captura de sedimentos (kg)

B = Ancho de la abertura de admisión = 0,0762 m)

T = Periodo (s) de muestreo

Para el presente estudio se ha seleccionado el muestreador (404018 Helley Smith 8035 3"x3").

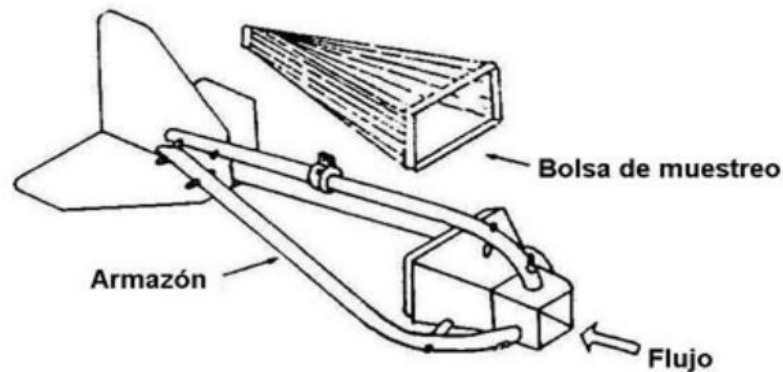


Figura 15: Muestreador tipo canasta Helley Smith – usado en ríos de lecho arenoso

Los métodos para bajar los muestreadores al fondo de las corrientes son similares a los que usan con los molinetes para medición de velocidades de flujo, esto es suspensión con cable y suspensión con varilla. La suspensión con cable puede hacerse desde botes, puentes y canastillas. La suspensión con varilla es indicada para el muestreo en corrientes poco profundas.

#### 1.2.15.4. Mediciones indirectas

Existen varios métodos de medición indirecta del transporte de sedimentos de fondo los más conocidos son los siguientes:

Estudio de migración de formas de fondo: este método consiste en la medición periódica del perfil longitudinal de las formas de fondo bajo

condiciones similares del flujo, de manera que al comparar diferentes perfiles secuenciales se puede determinar la velocidad de migración de las formas. Para tomar lecturas del perfil del fondo a lo largo del curso predefinido tridimensional, si las condiciones de campo son complicadas se puede utilizar un equipo de eco sondeo.

Estudios con trazadores: los estudios con trazadores son apropiados para ríos con fondos de material grueso. Se llevan a cabo mediante la aplicación de pintura, colorante, o material radioactivo en el material de fondo de tal forma que se pueda dar seguimiento a las distancias de viaje durante las crecientes, y de ahí determinar el transporte en general, sin embargo, los trazadores radioactivos no son aprobados por razones ambientales.

Instrumentos acuáticos: los instrumentos acústicos consisten básicamente en una placa y un micrófono que son puestos en el fondo de la corriente para que las partículas choquen con la placa y se pueda registrar el sonido producido. Con ayuda de osciloscopio se analiza las señales producidas para determinar el transporte de sedimentos.

#### **1.2.15.5. Ecuaciones del transporte de sedimento de fondo**

Espinoza et al. (2004), dice que existe un gran número de ecuaciones empíricas para predecir la descarga de sedimentos de fondo de una corriente natural.

Garcia & Sala (1998) menciona que desde que Du Boys (1879) presentara la primera ecuación para el cálculo del transporte de fondo hasta nuestros días han aparecido un amplio número de fórmulas basadas en 4 enfoques, según hayan utilizado las siguientes variables:

- La tensión del arrastre sobre el lecho del río (p.e.: du Boys, 1879)
- El caudal (p.e: schoklitsch, 1934)
- Una función estocástica para el movimiento: (p.e.:Einstein, 1950)

La mayoría de las formulas se han desarrollado a partir de experimentos realizados en canales experimentales. A continuación, se hace la

descripción de algunas fórmulas empíricas y en el cuadro 3 se describen las variables utilizadas en las formulas.

### 1.2.15.5.1. Fórmula de Duboys

Rocha (1998), afirma que la fórmula Duboys más antigua que se conoce para el cálculo del gasto sólido de fondo. Fue publicado en 1879 por Du Boys, quien partió de la suposición de considerar que el transporte de fondo se producía por medio de capas cuyo espesor era del mismo orden de magnitud que el diámetro de las partículas constituyentes del lecho. Considero que las distribuciones verticales de velocidades y del corte eran lineales. Du Boys introdujo el concepto de la fuerza tractiva crítica.

$$T_{SF} = x \cdot \tau_o \cdot (\tau_o - \tau_c) \quad (1.67)$$

$T_{SF}$  = Transporte sólido de fondo por unidad de ancho en  $kg/seg/m$

$x$  = Parámetro de transporte que depende del diámetro de partículas

$\tau_o$  = Fuerza tractiva de la corriente sobre el fondo en  $kg/m^2$

$\tau_c$  = Fuerza tractiva critica en  $kg/m^2$

Los valores de  $x$  y  $\tau_c$  fueron obtenidos por Straub, para arena con granulometría uniforme, a partir de las mediciones de Gilbert y pueden ser deducidos en la Fig.16.

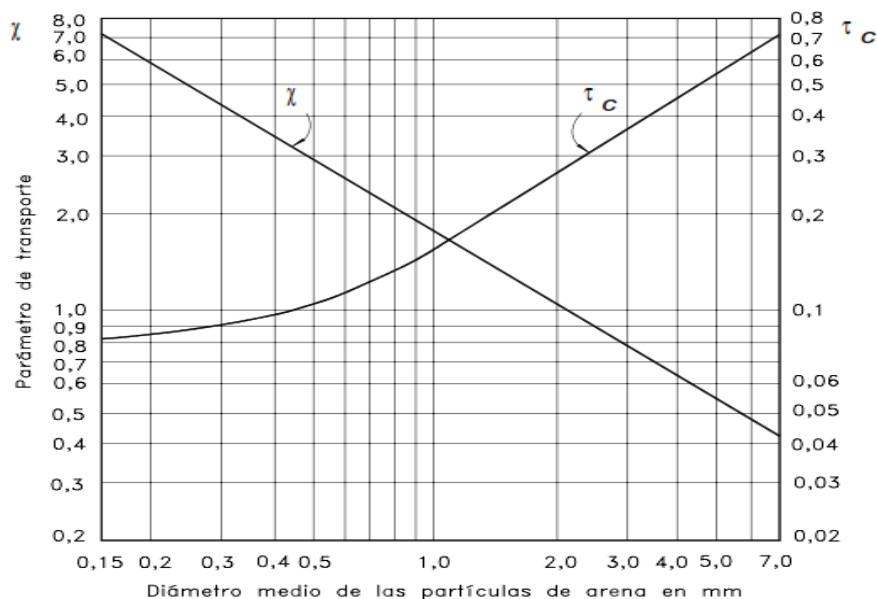


Figura 16: Grafico de STRAUB para la Aplicación de la Formula de DU BOYS.

### 1.2.15.5.2. Fórmula de Einstein Brown

Maza (1984), afirma que a partir de los resultados experimentales obtenidos por Gilbert en 1914 y Meyer – Peter y Muller. Einstein propuso una fórmula para evaluar el arrastre de la capa de fondo, lo que en 1950 fue completada por BROWN.

Así propone que la cantidad de transporte sólido de la capa de fondo depende básicamente del parámetro de Intensidad de Flujo  $\psi$ . Este parámetro es la inversa del parámetro adimensional de la fuerza tractiva. De esta manera, y mediante la presentación de un gráfico relaciona el parámetro de transporte  $\Phi$  con el parámetro de Intensidad del Flujo  $\psi$ .

El parámetro de transporte está dado por:

$$\Phi = \frac{T_{SF}}{\gamma_s \cdot F} \left( \frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \right)^{1/2} \left( \frac{1}{g \cdot D_{50}^3} \right)^{1/2} \quad (1. 68)$$

Dónde:

$$F = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2 \cdot \gamma}{g \cdot D_{50}^3 \cdot (\gamma_s - \gamma)}} - \sqrt{\frac{36v^2 \cdot \gamma}{g \cdot D_{50}^3 \cdot (\gamma_s - \gamma)}} \quad (1. 69)$$

$$\Phi = 40 \cdot \left( \frac{1}{\Psi} \right)^3 \text{ Para la condición de } \frac{1}{\Psi} > 0.09 \quad (1. 70)$$

Esta relación fue expresada gráficamente en la Fig.17.

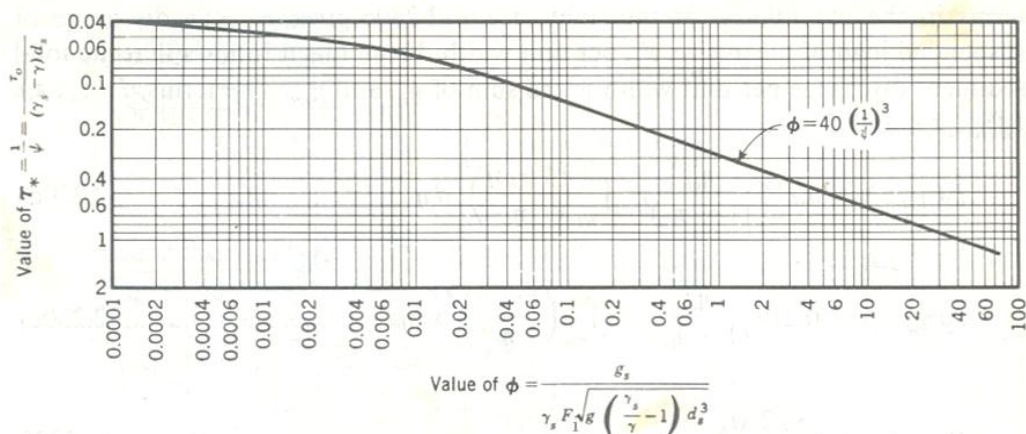


Figura 17: Función Transporte para las Fórmulas de EINSTEIN-BROWN y EINSTEIN

$$\frac{1}{\Psi} = \tau_* = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma) \cdot D_{50}} \quad (1. 71)$$

$T_{SF}$  = Transporte sólido de fondo por unidad de ancho en *kg/seg/m*

$\Phi$  = Parámetro de Transporte

$\Psi$  = Parámetro de Flujo

### 1.2.15.5.3. Formula de Meyer, Peter & Müller

De Pierola (2001) manifiesta que la ecuación de mayor difusión y uso es la fórmula de Meyer – Peter y Muller, desarrollada en el Laboratorio de Hidráulica de Zurich en el año de 1948, ellos encontraron que no todo el esfuerzo es usado para vencer la resistencia a las ondulaciones del lecho y el transporte es solo función el esfuerzo de corte debido a los granos.

Rocha (1998), señala que la primera serie de ensayos se efectuó con partículas de diámetro uniforme y peso específico natural ( $2.68 \text{ TN/m}^3$ ).

La segunda serie de ensayos se realizó con materiales sólidos de granulometría uniforme, pero con diferentes pesos específicos, se usó barita ( $4.2 \text{ TN/m}^3$ ) y carbón ( $1.25 \text{ TN/m}^3$ ).

La tercera serie de ensayos correspondió a materiales sólidos de granulometría no uniforme y peso específico natural. ( $2.68 \text{ TN/m}^3$ ).

La cuarta y última serie de ensayos considero granulometría no uniforme y diferentes pesos específicos, se obtiene finalmente la ecuación adimensional de MEYER – PETER Y MULLER.

Fue derivada para datos que cubren los siguientes rangos:

Pendiente	:	$S = 0.0004$ a $0.02$
Diámetro de la partícula	:	$D = 0.0004$ a $0.03 \text{ m}$
Profundidad = radio hidráulico	:	$R = 0.01$ a $1.20 \text{ m}$
Peso específico del sedimento	:	$\gamma_s = 1250$ a $4200 \text{ Kg/m}^3$

En una Cuarta serie de ensayo propone la relación de parámetros adimensionales, como son el Parámetro de transporte y el Parámetro de flujo.

En una Cuarta serie de ensayo propone la relación de parámetros adimensionales, como son el Parámetro de transporte y el Parámetro de flujo.

$$\Phi = \frac{T_{SF}}{\gamma_s} \left( \frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \right)^{1/2} \left( \frac{1}{g \cdot D^3} \right)^{1/2} \quad (1.72)$$

$$\tau_* = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)D} = \frac{\gamma \cdot V_*^2}{(\gamma_s - \gamma) \cdot g \cdot D} \quad (1.73)$$

Dónde:

$\Phi$  = Parámetro de Transporte

$\tau_*$  = Parámetro de Flujo. Adimensional de la fuerza tractiva

$T_{SF}$  = Transporte sólido de fondo por unidad de ancho en *kg/seg/m*

La relación que propone Meyer Meter entre estos dos parámetros es:

$$\left( \frac{n_s}{n_r} \right)^{3/2} \tau_* = 0.047 + 0.25\Phi^{2/3} \quad (1.74)$$

Además, que la existe la relación:

$$\left( \frac{n_s}{n_r} \right)^{3/2} = \mu \quad (1.75)$$

Dónde:

$n_s$  = Macro rugosidad

$n_r$  = Micro rugosidad

$\mu$  = Coeficiente de rizo. Puede ser obtenida mediante la Fig.18.

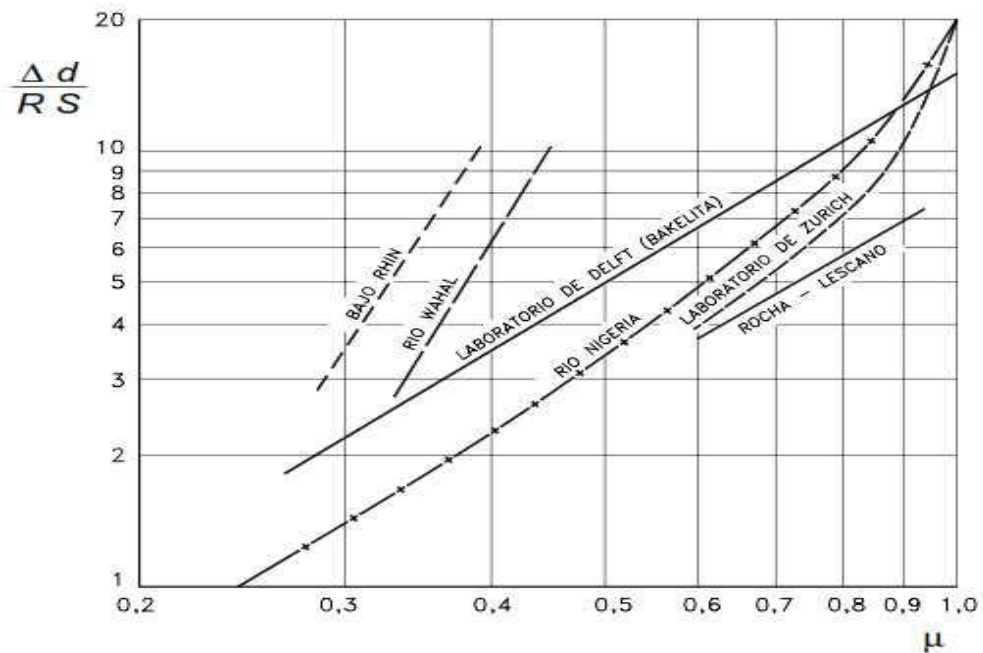


Figura 18: Valores del coeficiente de Rizo  $\mu$ .

#### 1.2.15.5.4. Método de I. Levi

Garde & Ranga (1985), mencionan que, en 1948, con base en consideraciones teóricas y teniendo en cuenta las velocidades medias y crítica de la corriente, y más no los valores de fuerza tractiva.

La ecuación fue obtenida para arena compuesta por cuarzo, lo cual simplifico en gran manera las expresiones halladas. Sin embargo, conviene recordar que el cuarzo es el material más abundante en los cauces naturales, por lo que puede aplicarse en la mayoría de los cauces naturales.

$$T_{SF} = 0.002 \frac{\gamma_s}{g^{3/2}} \frac{V^3 \cdot (V - V_c)}{(y \cdot D_m)^{1/4}} \quad (1.76)$$

Dónde:

$T_{SF}$  = Transporte sólido de fondo por unidad de ancho en *kg/seg/m*

$V_c$  = Velocidad crítica. Propuesto por Levi

$$V_c = 1.4 \sqrt{g} \cdot D_m \left( \frac{D_{max}}{D_m} \right)^{1/7} \ln \left( \frac{y}{7D_m} \right)^{1/2} \quad (1.77)$$

$D_m$  = Diámetro medio

$D_{max}$  = Diámetro máximo correspondiente al análisis granulométrico, por tamizado.

#### 1.2.15.5.5. Método de Shoklitsch

Rocha (1998), menciona a Armin Schocklitsch que propuso en 1934 una fórmula para él, cálculo del gasto sólido fluvial basándose en mediciones hechas por Gilbert, además de las propias.

Posteriormente, en 1943, Schocklitsch publicó una nueva fórmula basándose en experiencias de laboratorio y mediciones hechas en el Danubio.

Presentado además una fórmula para el cálculo del gasto crítico de fondo. Esta fórmula fue obtenida a partir de la ecuación de Krey para la fuerza tractiva crítica.

$$T_F = 2500 S^{3/2} (q - q_0) \quad (1.78)$$

Dónde:

$T_{SF}$  = Transporte sólido de fondo por unidad de ancho en  $kg/seg/m$

$q$  = Caudal líquida por unidad de ancho (caudal específico) en  $m^3/seg/m$

$q_o$  = Caudal crítico específico (caudal unitario) en  $m^3/seg/m$

$$q_o = 0.26 \left( \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)^{5/3} \frac{D_{40}^{3/2}}{S^{7/6}} \quad (1.79)$$

### 1.2.16. Transporte de sólidos en suspensión

Rocha (1998), afirma que la suspensión está constituida por las partículas finas, las que se distribuyen en toda la sección transversal del río y son las que dan color al agua.

El exceso de la fuerza tractiva, con respecto a la crítica, es lo que causa el movimiento de las partículas del fondo, que se caracteriza por que las partículas ruedan o se deslizan sobre el fondo. Si la fuerza tractiva aumenta un poco más, ocurre que las partículas se desprenden del fondo y avanzan temporalmente a saltos. Si la fuerza tractiva continúa aumentando llega un momento en que la velocidad de corte será mayor que la velocidad de caída de las partículas, y esta entra en suspensión.

De otro lado, debe tenerse presente que no hay un límite claro entre la saltación y la suspensión. En realidad, no basta con que una partícula se desprenda temporalmente del fondo para admitir que este en suspensión. La forma más conveniente, quizá la única, de determinar el gasto sólido en suspensión, es a partir de la medición de las concentraciones. Toda campaña de toma de muestras debe tomar en cuenta la gran variabilidad de los fenómenos. Las avenidas sólidas son intensas, pero salvo casos excepcionales, su duración no es grande. De nada valdría un largo periodo de toma de muestras, si se dejase pasar, sin registro, los pocos días del año en los que una súbita crecida de lugar a altas concentraciones de sólidos en suspensión. El primer problema que debe establecerse es el de la frecuencia de la toma de muestra.

De Pierola (2001), indica que uno de los problemas de mayor interés en la mecánica de suspensión es el estudio de un método exacto de cómo las partículas de sedimento son transportadas en suspensión.

Es ampliamente conocido que la turbulencia del flujo es el responsable por la suspensión de las partículas en un curso de agua. Las partículas en suspensión están sujetas a la acción de la componente vertical de la velocidad, turbulencia hacia arriba y hacia abajo, a la gravedad que causa la sedimentación de las partículas que tienen mayor peso específico que el agua. Si consideramos, en un primer momento, que la concentración del material en suspensión es constante a lo largo de la vertical y que el flujo de agua hacia arriba y hacia abajo, son iguales; una mayor cantidad de sedimentos serán transportados hacia abajo. Por lo tanto, se ha creado un gradiente de concentración debido al transporte de sedimentos y estos estarán eventualmente en equilibrio.

#### **1.2.16.1. Técnica de medición de sedimentos en suspensión**

Para un plan de muestreo en suspensión debe tomarse en cuenta la variabilidad en la sección y la irregularidad del fenómeno de transporte durante todo el año y en años sucesivos lo que determinará la frecuencia de muestreo. Para poder obtener una representatividad de la sección es necesario dividir la sección en verticales según la forma de la sección, o en forma proporcional como lo recomiendan las normas (OMM, 2011). El muestreo puede ser de dos tipos muestreo puntual o muestreo integrado.

#### **1.2.16.2. Muestreo puntual**

Para el muestreo puntual se puede utilizar muestreadores que serán abiertas en la profundidad deseada. Para escoger la profundidad se han dado varias sugerencias como por ejemplo a 60% del tirante, otro método señala al 20 y 80% del tirante, también se ha sugerido dividir la vertical en tres (superficie, medio y cercano al fondo) o en distribuir la vertical en incrementos iguales de gasto, (OMM, 2011)

### 1.2.16.3. Muestreo por integración

Este muestreo obtiene una única muestra, agrupando pequeñas sub-muestras tomadas en diferentes puntos. Generalmente este muestreador está constituido por una botella de vidrio medida en una armadura con forma de pez que se monta sobre una varilla cuando se quiere medir la altura de corrientes pequeñas o se suspende a un cable para corrientes mayores. La boca de la botella se suele diseñar con una sección transversal ligeramente ampliada detrás del punto de entrada para reducir el peligro de una presión contraria que impida la entrada del agua. Este muestreador se desplaza desde la superficie hasta el fondo y vuelve a la superficie recogiendo la muestra en forma continua, (OMM, 2011)

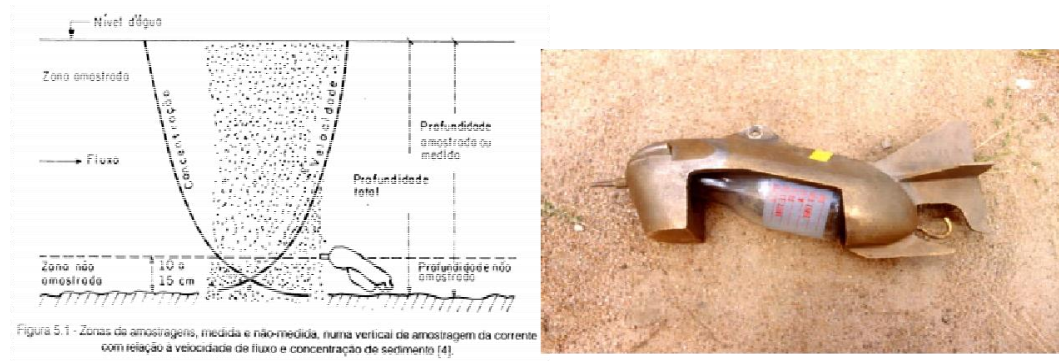


Figura 19: Muestreo integrado. (Fuente. -Tomado de Presentaciones Lima 10-2006, Proyecto Hybam)

### 1.2.16.4. Ecuaciones del transporte de sedimento en suspensión

De estas concepciones podemos dar a conocer las siguientes formulas:

#### 1.2.16.4.1. Fórmula de Garde y Pande

Garde, J & Ranga, K (1985), menciona que mediante observaciones y datos tomados en campo obtuvieron una relación entre el caudal sólido en suspensión y el caudal líquido específico.

$$T_{SS} = 0.000051 \left( \frac{V_*}{\omega} \right)^4 \quad (1.80)$$

$$V_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} = \sqrt{g.R.S} \quad (1.81)$$

Dónde:

$T_{SS}$  = Transporte sólido en Suspensión por unidad de ancho en  $kg/seg/m$

$V_*$  = Velocidad de corte

$\omega$  = Velocidad de sedimentación, este valor puede ser obtenida del grafico

de Yallin, mediante la relación de  $\frac{\omega \cdot D}{v}$  y  $\frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma} \cdot \frac{D^3 \cdot g}{v^2}$  en la Fig.20.

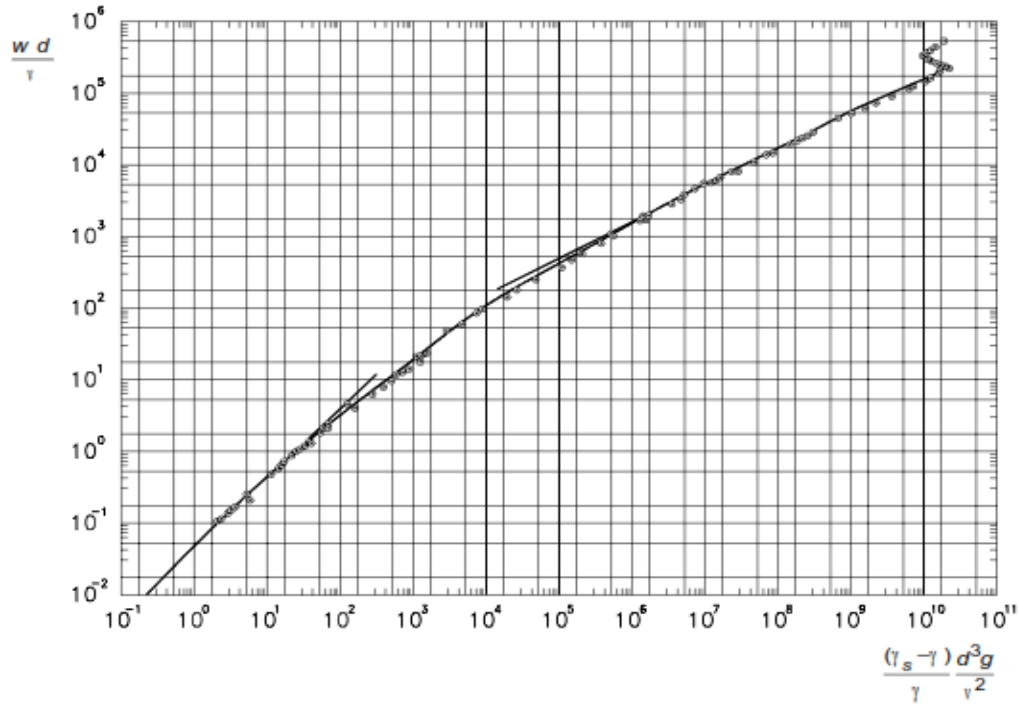


Figura 20: Grafico de Yallin Para el cálculo de la Velocidad de Caída.

#### 1.2.16.4.2. Método de Samaga

Garde & Ranga (1985), menciona a Samara que considerando que el transporte de sedimentos en suspensión se encuentra en un equilibrio con la erosión del cauce, encontró una relación entre los parámetros de flujo y de transporte.

$$\Phi = \frac{T_{SS}}{\gamma_s} \left( \frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \right)^{1/2} \left( \frac{1}{g \cdot D_{50}^3} \right)^{1/2} \quad (1. 82)$$

$$\Phi = 30\tau_*^3 \quad (1. 83)$$

$$\tau_* = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)D} = \frac{\gamma \cdot V_*^2}{(\gamma_s - \gamma)g \cdot D} \quad (1. 84)$$

Dónde:

$T_{SS}$  = Transporte sólido en Suspensión por unidad de ancho en *kg/seg/m*

$\Phi$  = Parámetro de transporte

$\tau^*$  = Adimensional de la fuerza tractiva

#### **1.2.16.4.3. Método de Benedict y Banuni**

Miranda (1999), menciona que considerando que la medición de la concentración en un perfil vertical del cauce que se estudia, es un tanto difícil; proponen una formula en la que se usa la concentración de sedimentos tomada de un punto superficial expresada en ppm.

Esta fórmula es la simplificación y promedio de varias fórmulas propuestas para diferentes ríos, en los cuales realizaron estudios comparativos.

$$T_{SS} = 0.0027Q.C_S \quad (1. 85)$$

Dónde:

$T_{SS}$  = Transporte sólido en suspensión por unidad de ancho en *TN/día*

$Q$  = Descarga de agua en *Pie<sup>3</sup>/seg*

$C_S$  = Concentración de carga en suspensión en *ppm*.

## **II. MATERIALES Y MÉTODOS**

El presente trabajo de investigación denominado “Análisis y evaluación comparativa experimental y teórica del gasto sólido de fondo y suspensión en el río Sondondo, Sucre - Ayacucho - 2016”, se desarrolló en el río Sondondo específicamente a la altura del puente Cayhua, donde se ha instalado una estación de aforo hidrométrica temporal (escala limnimétrica) la misma que fue instalado en el estribo derecho del puente, con el objetivo de monitorear el régimen de descargas sólidas y líquidas del río en la época de crecidas el en ciclo hidrológico del 2016 (enero – marzo), en la Fig. 23 se muestra la ubicación del área de estudio.

### **2.1. Descripción de la zona de estudio**

#### **2.1.1. Ubicación**

El área de estudio se localiza en la parte central del Perú, la sub cuenca del Sondondo forma parte de la unidad hidrográfica de la cuenca de Pampas, las mismas que forman parte del sistema hidrográfico de la vertiente del Atlántico. La sub cuenca del Sondondo se encuentra en el departamento de Ayacucho entre las Provincias de Sucre, Parinacochas, Lucanas, Huancasancos y Víctor Fajardo, su extensión total es de 3,640.16 Km<sup>2</sup> con un perímetro de 342.56 Km, la sub cuenca del Sondondo cuenta con dos zonas denominado alto Sondondo y bajo Sondondo, el río principal de la sub cuenca es denominado río Sondondo desde su nacimiento hasta la confluencia del río Cangallo y/o sub cuenca de alto Pampas en la quebrada de Tincos. En la Fig. 21 se muestra la ubicación de la sub cuenca de Sondondo.

### 2.1.1.1. Límites hidrográfica

La sub cuenca del Sondondo limita con las siguientes cuencas e intercuenas:

- Norte : Limita con la sub cuenca de medio Pampas y la cuenca del Mantaro.
- Sur : Limita con las cuencas de Acari, Yauca, Ocoña e Intercuenas de alto Apurímac
- Este : Limita con la sub cuenca de Chicha
- Oeste : Limita con la sub cuenca de Caracha, cuenca Grande, cuenca Acari

En la Fig. 21, se muestra la ubicación y límites de la sub cuenca del Sondondo.

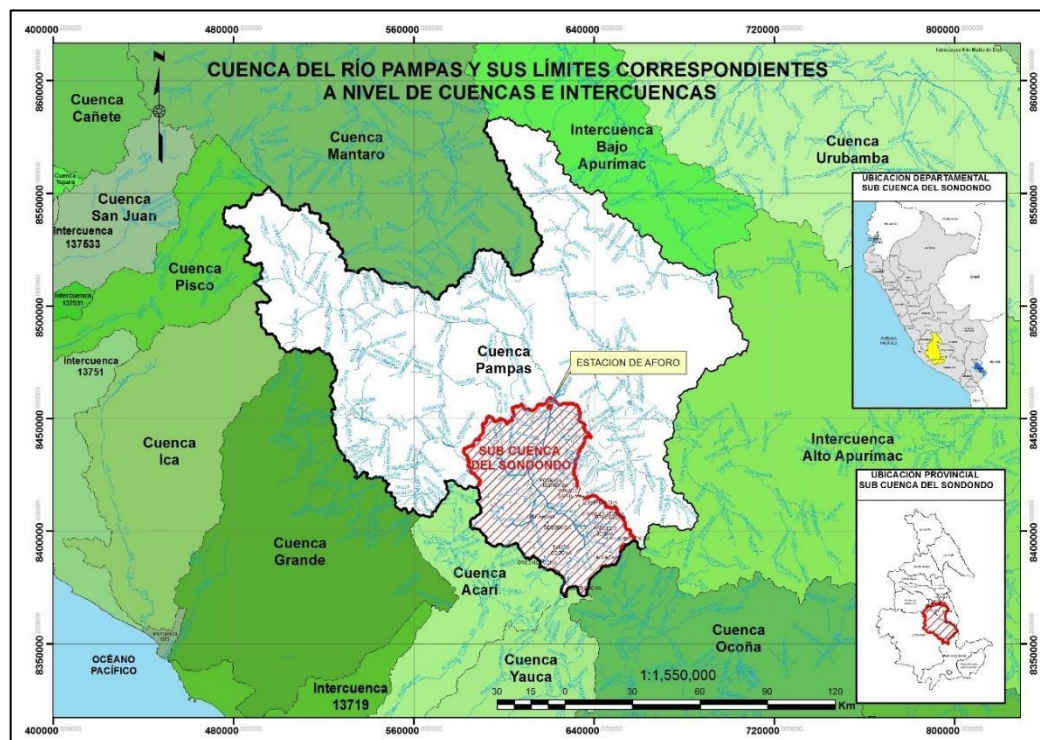


Figura 21: Mapa de ubicación y límites de la cuenca pampas y sub cuenca de Sondondo

### 2.1.1.2. Vías de acceso

a la sub cuenca del Sondondo se puede acceder desde la ciudad de Lima por una vía de comunicación terrestre, la panamericana sur y la carretera de penetración que toma un desvío al Este, a la altura de la localidad de San Clemente hasta Huamanga, de la capital de la Región se puede

acceder mediante la red vial departamental asfaltada, Huamanga, Querobamba, Aucará, Puquio Lucanas, esta vía de acceso es la más importante ya que se puede acceder al 98 % de su extensión hidrográfica, en el trayecto de Huamanga a Querobamba se encuentra el puente carrozable tipo braguero con losa de concreto denominado Puente de Cayhua, también hay otras vías de acceso a la sub cuenca. En la tabla 2.1 se muestran las rutas de viaje tipo de vía y en tiempo que demandara para llegar a la sub cuenca.

*Tabla 2. 1: Vía de acceso a la sub cuenca del Sondondo*

<b>De</b>	<b>A</b>	<b>Vía de Comunicación</b>	<b>Tiempo</b>	<b>Distancia (Km)</b>
Lima	San Clemente	Panamericana Sur asfaltado	4.00 horas	230.4
Cruce San Clemente	Ayacucho	Carretera asfaltada	4.00 horas	314.6
Ayacucho	Puente Cayhua	Carretera asfaltada	5.00 horas	161.5
Puente Cayhua	Aucará	Carretera asfaltada	3.00 horas	40.5
San Clemente	Nazca	Panamericana Sur asfaltado	3.00 horas	220.5
Nazca	Puquio - Lucanas	Carretera inter. Océánica	3.7 horas	157.1
Puquio - Lucanas	Aucará	Carretera asfaltada	1.37 horas	80.3

### **2.1.2. Ubicación hidrográfica**

El río Sondondo, pertenece al sistema hidrográfico de la vertiente del Atlántico, es unidad hidrográfica tributaria de la cuenca de Pampas por la margen derecha, está formado por los ríos de Andamarca y Mayobamba, los que a su vez nacen de las lagunas de Tuntococha, Sahuacocha, Suytujocho, Hijatojocha, Chaupijocha, Accaccua, Turiana, Parjajocha, entre otros afluentes del río Sondondo se tiene: río Michcca, Paljacha, Cactahuayco, Chonta, Cabracancha, Pichjane. El área de influencia de la sub cuenca de Sondondo, así como los principales cursos de agua, se muestran en la lámina (D – 01) del anexo.

#### **2.1.2.1. Estaciones hidrométricas**

La cuencas Pampas cuenta a la fecha con dos estaciones hidrométrica, la estación Pampas (Marcelino Cerna) y la estación de Aucará

(Huasapampa) los cuales fueron operadas inicialmente por el SENAMHI, la estación de Pampas cuenta con registros mensuales del año 1965 hasta el año 1978, posteriormente la estación Pampas fue desactivada y no se cuenta con registros actualizados, la estación Aucará (Huasapampa) cuenta con registros mensuales desde el año 1965 hasta 1988 luego la estación fue desactivada hasta el año 1996 posteriormente continua registrando caudales diarios hasta la fecha según la información proporcionada por la OIRH (Oficina de Información de Recursos Hídricos de la ANA), en la Tabla 2.2 se muestra las ubicaciones geográficas de las estaciones hidrométricas de la cuenca Pampas.

*Tabla 2. 2: Estaciones hidrométricas de la cuenca Pampas*

ESTACIÓN	UBICACIÓN POLÍTICA			UBICACIÓN GEOGRÁFICA		
	DPTO.	PROV.	DIST.	LONGITUD	LATITUD	ALTITUD
HUASAPAMPA	AYACUCHO	LUCANAS	AUCARÁ	73° 57'	14° 16'	2,900.00
MARCELINO CERNA (PTE. PAMPA)	APURIMAC	CHINCHEROS	CHINCHEROS	73° 50'	13° 26'	2,032.00

*Fuente: ANA (2010)*

#### **a. Estación Huasapampa**

la estación se encuentra ubicada en la margen izquierda del río Sondondo, el Limnómetro está ubicado junto al estribo del puente colonial, que da acceso al Distrito de Aucará, Para el presente trabajo de investigación se ha visitado in – situ a la estación para poder recabar información de las mediciones de las descargas, se pudo observar que la estación se encuentra en mal estado, la numeración del limnómetro es ilegible y la tubería caseta limnigráfica se encuentra oxidado y carcomido por la corrosión. Cuando se realizó la visita el nivel agua no llegaba al 0.0 (cero) del limnógrafo, faltando aproximadamente 30 cm, por otro lado, el lecho del río está conformado por rocas de 0,80 a 1,0 metro de diámetro, por lo que las lecturas no son muy precisas y poco confiables. En la Tabla 2.3 se muestra los registros de las descargas máximas anuales del río Sondondo.

Tabla 2. 3: Descargas máximas anuales del río Sondondo (m3/s)

año	m3/s	año	m3/s	año	m3/s	año	m3/s
1965	75.3	1970	99.3	1975	229.0	1983	32.0
1966	116.0	1971	91.9	1977	110.7	1985	198.1
1967	141.0	1972	235.0	1978	63.8	1986	234.2
1968	126.0	1973	277.0	1981	180.0	1987	298.8
1969	67.2	1974	257.1	1982	174.4	1988	396.0
máximo	396.0						

Fuente: Senamhi (2008)

### 2.1.2.2. Topografía

La sub cuenca de Sondondo, presenta una topografía irregular como pendientes fuertes, laderas muy inclinadas y pequeñas lomas, quebradas profundas con pendientes pronunciados, la erosión del suelo son de moderada a fuerte, principalmente en la parte alta están fuertemente erosionados, fisiográficamente la sub cuenta pertenece en su totalidad de su extensión al sistema de los andes del Perú, en la parte alta de la sub cuenca se encuentra con cerros con vegetación escasa, en la parte media predomina el paisaje de colinas altas laderas y quebradas montañosas.

En la delimitación de sub cuenca el Divortium Acuarum tiene una configuración topográfica variada, desde ligera ondulada y colina con laderas de gradiente moderada hasta fuertes relieves de quebradas, en la parte media posee una configuración topográfica predominantemente de quebradas, por lo que los cursos principales de agua son encañonados de relieves accidentados y de fuertes pendientes, en la parte baja existe valle de suave topografía donde existe deposición y/o agradación de material sedimentológico por ello se puede observar en las localidades de Chonta y Cayhua grandes banco de cantera de material aluvial. En la Fig. 23 se muestra la variación altitudinal de la sub cuenca del Sondondo, las que se utilizó para esta clasificación para obtener las características geomorfológicas.

### **2.1.2.3. Parámetros morfológicos de la sub cuenca**

Los parámetros morfológicos de la sub cuenca de Sondondo son características físicas que influyen en el comportamiento hidrológico de la sub cuenca. A continuación, se describen los parámetros morfológicos.

#### **a. Área de drenaje de la sub cuenca**

Es la superficie plana, también conocido como proyección horizontal, el cual se obtiene de la división topográfica de la línea divisora de las precipitaciones, su tamaño influye en forma directa sobre las características del escurrimiento fluvial y sobre la amplitud de las fluctuaciones (ANA, 2010).

#### **b. Perímetro de la sub cuenca**

El perímetro de la sub cuenca Sondondo, está definido por la suma de la longitud de la línea de división de aguas, en la actualidad se conoce como el parte aguas, llamado también Divortium Acuarium, la unidad de medida es en Km.

#### **c. Coeficiente de compacidad**

Nos indica la relación entre el polígono de la cuenca y la longitud de la circunferencia de un círculo del área igual a la cuenca. Esta relación nos señala la mayor o menor compacidad de la cuenca, cuanto más cercano este a la unidad se considera que la cuenca tiene una forma más circular y si la relación es mayor a la unidad indica que tiene una forma más alargada. Si la cuenca es más redonda, su tiempo de concentración es menor, y por lo tanto la tendencia a generar las máximas avenidas es mayor.

#### **d. Factor de forma**

El factor de forma es otro índice numérico con el que se puede expresar la forma y la mayor o menor tendencia a crecientes de una cuenca, por lo tanto, la forma de la cuenca hidrográfica afecta a los hidrogramas de escorrentía y las tasas de flujo máximo (ANA, 2010).

#### e. Longitud del río

Se denomina longitud del río al mayor cauce longitudinal y/o corriente de agua que tiene la sub cuenca, más claro comprende el recorrido que realiza el río desde la cabecera de la sub cuenca hasta la estación de aforo, la unidad de medida es en Km.

#### f. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración es el tiempo que la lluvia que se precipita en el punto más distante de la corriente de agua de una cuenca demora hasta llegar al punto de interés y/o estación de aforo.

Chow (2000), considera el tiempo de concentración de la longitud del cauce principal y pendiente media de la cuenca.

En la tabla 2.4 se muestra los parámetros morfológicos de la sub cuenca de Sondondo.

*Tabla 2. 4: Parámetros morfológicos de la cuenca del Sondondo.*

Área (km <sup>2</sup> )	Perímetro (km)	Coeficiente de compacidad	Factor de forma	Longitud de cauce principal (km)	Pendiente media del cauce principal (%)	Altitud media (msnm)	Rectángulo equivalente	
							Lado mayor (km)	Lado menor (km)
3,640.16	342.56	1.59	0.25	119.95	1.78	3500	146.42	24.86

*Fuente: ANA (2010)*

#### 2.1.2.4. Análisis de la información pluviométrica

La precipitación es el elemento básico que determina el comportamiento hidrológico de la sub cuenca de Sondondo, para ello se analizó su comportamiento estacional, multianual e incluso regional.

En la tabla 2.5 se presenta la información pluviométrica de la variación de precipitación media anual de la sub cuenca Sondondo y de las sub cuencas de la cuenca de Pampas.

Tabla 2. 5: Variación de la precipitación media (mm/mes)

SUB CUENCAS	ENE.	FEB.	MAR.	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
Alto Pampa	135.0	138.0	115.0	45.1	14.1	5.6	6.8	11.7	24.1	38.4	51.5	93.0
Bajo Pampas	136.0	136.0	124.7	43.8	15.7	9.7	9.2	17.4	30.8	54.6	70.8	92.7
Caracha	129.3	136.5	125.1	42.7	11.3	3.9	4.4	10.8	17.0	26.3	33.9	70.6
Chicha	145.1	150.3	142.8	46.8	14.1	8.0	11.3	18.9	30.2	48.7	56.7	90.3
Medio Pampas	147.6	154.3	135.3	45.8	14.9	7.4	9.9	19.0	31.4	51.7	60.9	92.6
Sonondo	124.1	135.0	124.7	43.5	13.3	5.9	9.5	13.5	22.5	31.1	37.7	73.0
Torobamba	124.3	122.9	112.7	39.5	16.0	7.5	8.3	12.7	30.0	46.6	59.8	87.7

Fuente: ANA (2010)

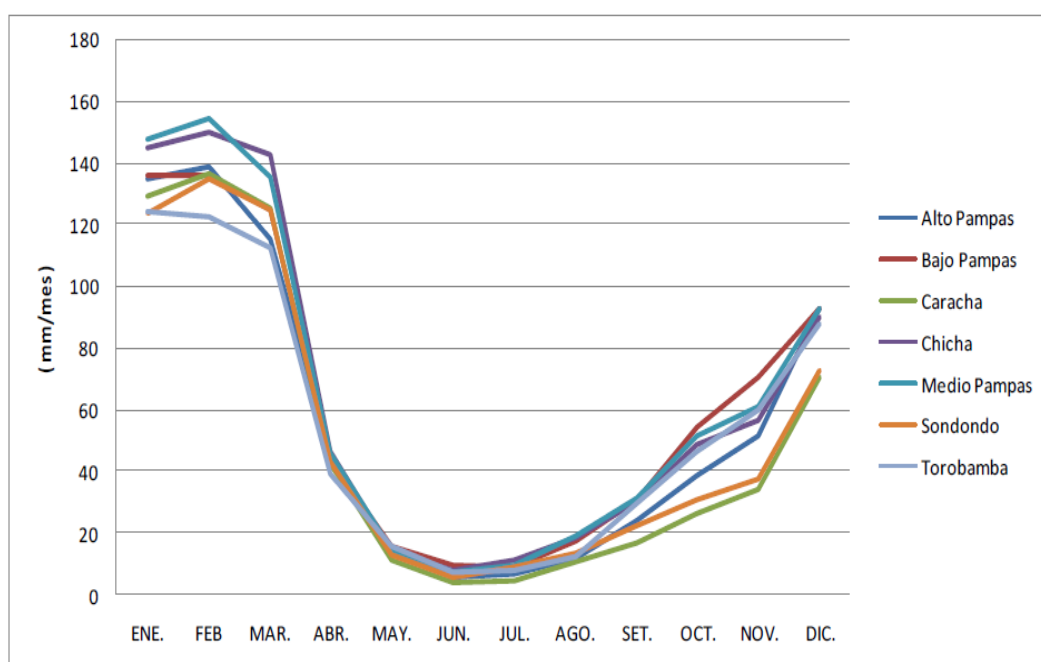


Figura 22: Variación de la precipitación mensual por sub cuencas del río Pampas

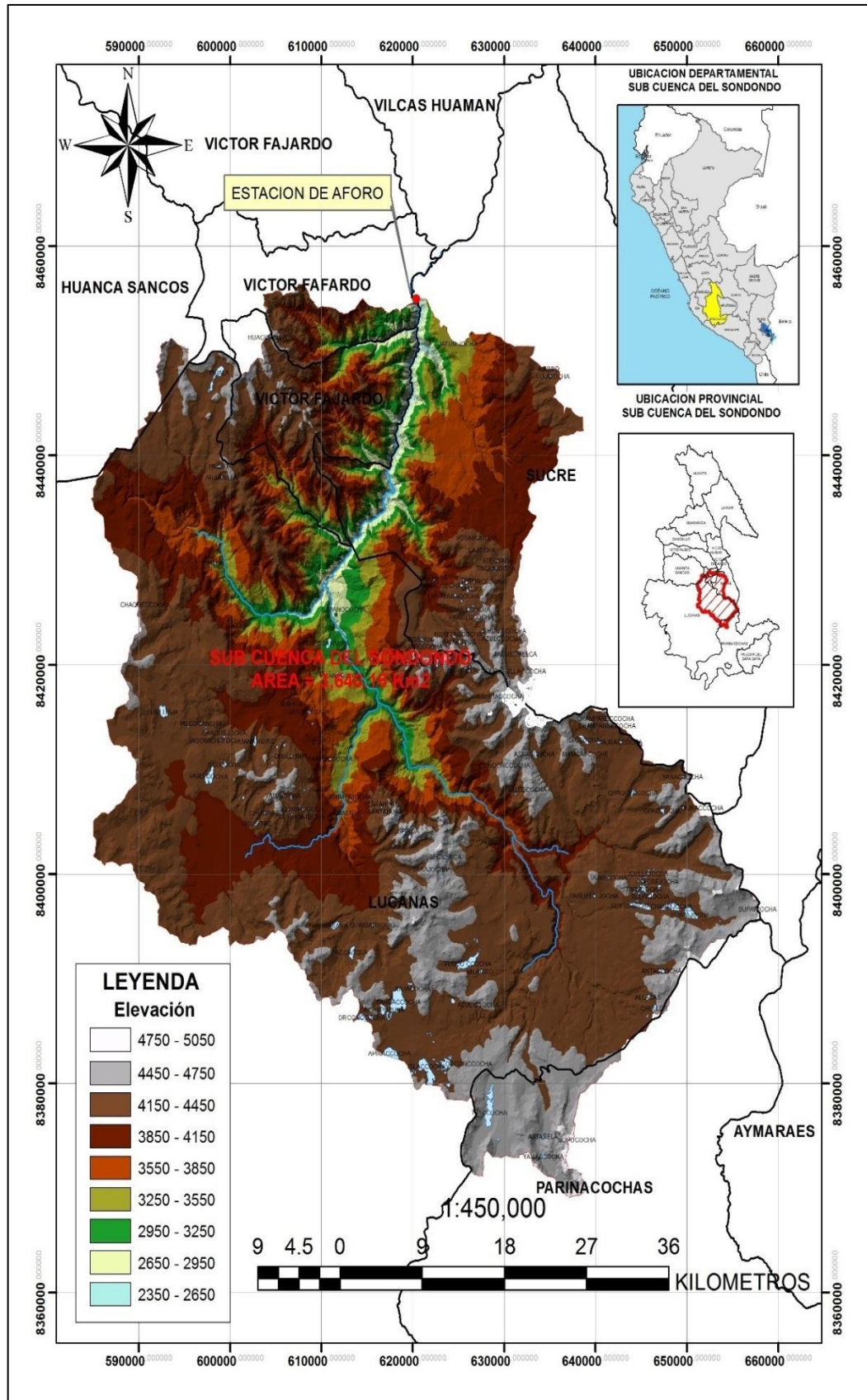


Figura 23: Topográfico de áreas de altitudes parciales en la sub cuenca de Sondondo.

## **2.2. Materiales**

### **2.2.1. Materiales de escritorio**

- Computadora
- Impresora
- Papel bond
- Libreta de campo
- Material bibliográfico
- Planos del Puente Cayhua.
- Datos hidrológicos de la sub cuenca.

### **2.2.2. Equipo y herramientas**

- Estación total con prismas
- GPS Garmin
- Nivel de Ingeniero con miras telescópicas
- Muestreador de sedimentos Helley – Smith
- Correntómetro rickly hydrological company - USA
- Cámara fotográfica
- 01 regla limnimétrica de 5.00 m
- Wincha de 50.00 m
- Flexómetro de 5.00 m
- 02 Flotadores (cámara de llanta de vehículo)

### **2.2.3. Programas**

- Auto CAD civil 3D 2015.
- Google earth.
- Sas planet satelital.
- Arcgis 10.2.2
- Idrisi Selva 17.0
- Microsof office 2010.
- Hojas de cálculo para diseño hidráulico.

## **2.3. Metodología**

Para el desarrollo del presente trabajo de investigación se realizó los siguientes procedimientos:

### **2.3.1. Monitoreo de líquidos**

Construir la curva de calibración de descargas del río en la estación Puente Cayhua y su posterior monitoreo de las descargas líquidas durante la época húmeda del ciclo hidrológico del 2016, es uno de los objetivos del presente trabajo de investigación, por lo cual se ha instalado un limnómetro en el estribo derecho del puente Cayhua, el día 28 de diciembre del 2015, a partir del 01 de enero del 2016 se ha iniciado con los registros de los niveles de descarga del río, para construir la curva de calibración de descarga fue necesario relacionar y extrapolar los factores geométricos e hidráulicos del río y la sección de aforo, para ello realizaron mediciones directas de caudal con un correntómetro en 11 fechas distintas con esta data y los niveles registrados en el limnómetro, fue posible construir una curva de calibración de descarga, al remplazar los niveles alcanzados por el espejo de agua las mismas que fueron registrados en el limnómetro, fue posible determinar el caudal de descarga instantáneos, la metodología seguida se describen detalladamente a continuación:

#### **2.3.1.1. Curva de calibración**

En la actualidad existen muchos métodos e instrumentos para aforar el caudal del río, entre ellos encontramos el correntómetro, pero por lo difícil y tedioso que es realizar las mediciones es impracticable realizar de tres a cuatro mediciones diariamente con este instrumento, la curva de calibración de caudales conocido también como curva de descargas es una representación gráfica de las variaciones de las descargas en la sección transversal del río en función de las lecturas registradas en el limnómetro, este método es el más usado en las estaciones hidrométricas para el monitoreo de las descargas líquidas del río, para el desarrollo del presente trabajo de investigación se ha propuesto como objetivo elaborar la curva de calibración para el monitoreo del régimen de descargas del río Sondondo en el puente Cayhua, para poder construir la curva de descarga se ha realizado una serie de trabajos de topografía hidrográfica con el objetivo de determinar los factores geométricos del cauce y obtener

el perfil de la sección de aforo, así mismo se ha realizado mediciones directas de caudal del río con un correntómetro de tipo cazoleta para estimar los caudales instantáneos y la gradiente de velocidades, específicamente la velocidad media, en la base teórica del presente trabajo de investigación se describe varios métodos para elaborar las curvas de calibración en cauces aluviales, la aplicación de cada uno de ellos se realiza de acuerdo a las características geomorfológicas y sedimentológicas del cauce, el río Sondondo está caracterizado por ser un río ancho de 32.00 m, tiene una profundidad promedio de cauce de 4.50 m, se observa que el cauce del río tiene un comportamiento estable, por todas las características que se ha descrito se ha elegido el método de Manning, ya que es el método más apropiado para la extrapolación. La metodología seguida para elaborar curvas de calibración se detalla a continuación:

#### **2.3.1.2. Determinación de las características hidráulicas**

Para determinar las características hidráulicas se realizó la caracterización de la geomorfología de la sección donde se realizaron los aforos, obteniéndose parámetros tanto de forma como hidráulicas entre ellos la pendiente del cauce y el coeficiente de rugosidad, estos datos fueron obtenidos de los trabajos de campo. En la Fig. 24 se muestra los trabajos de topografía hidrográfica con equipos de alta precisión estación total y nivel de ingeniero.

Se tomaron las lecturas de las cotas de las secciones del río cada 20 metros en una longitud de 400.00 metros, el tramo en estudio se encuentra ubicado a 200 metros aguas arriba y 200 metros aguas abajo del puente Cayhua, donde se encuentra instalado el limnómetro. En la Tabla 2.6 se muestra los datos del levantamiento topográfico del cauce del río, donde se ha determinado la cota más baja de cada sección del río, posteriormente se ha procesado estos resultados en una hoja de cálculo excel, para determinar mediante la regresión lineal la pendiente

media del cauce del río Sondondo, del cual se obtuvo  $S = 0.002$ . En la Fig. 25 se muestra los cálculos de regresión lineal de la pendiente media. La pendiente del río también puede ser determinada manualmente con la siguiente ecuación:

$$S = \frac{H}{L} \quad (2. 1)$$

Dónde:

S = Pendiente

H = Diferencia de las cotas entre los extremos del cauce del río en (m)

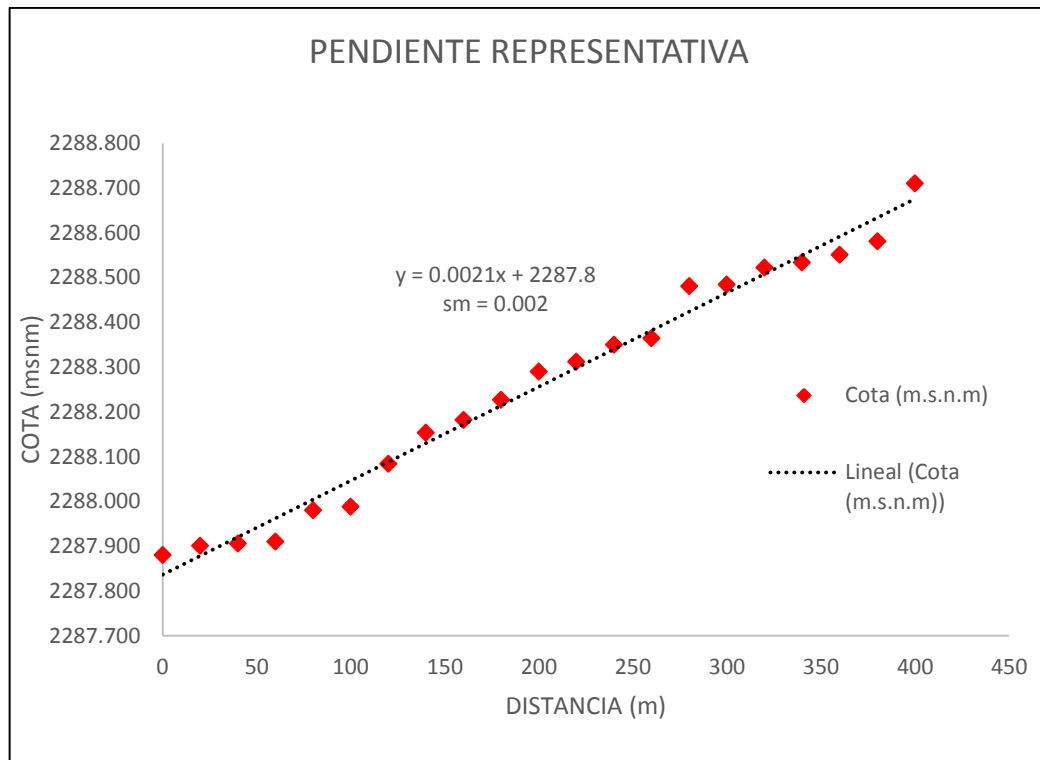
L = Longitud del cauce en (m)



Figura 24: Trabajos de topografía hidrográfica en el cauce del río, A) Nivel de ingeniero, B) determinación de las cotas mínimas de cada sección del río en una longitud de 400.00 m.

Tabla 2. 6: Datos topográficos de las secciones del río Sondondo en una longitud de 400 metros.

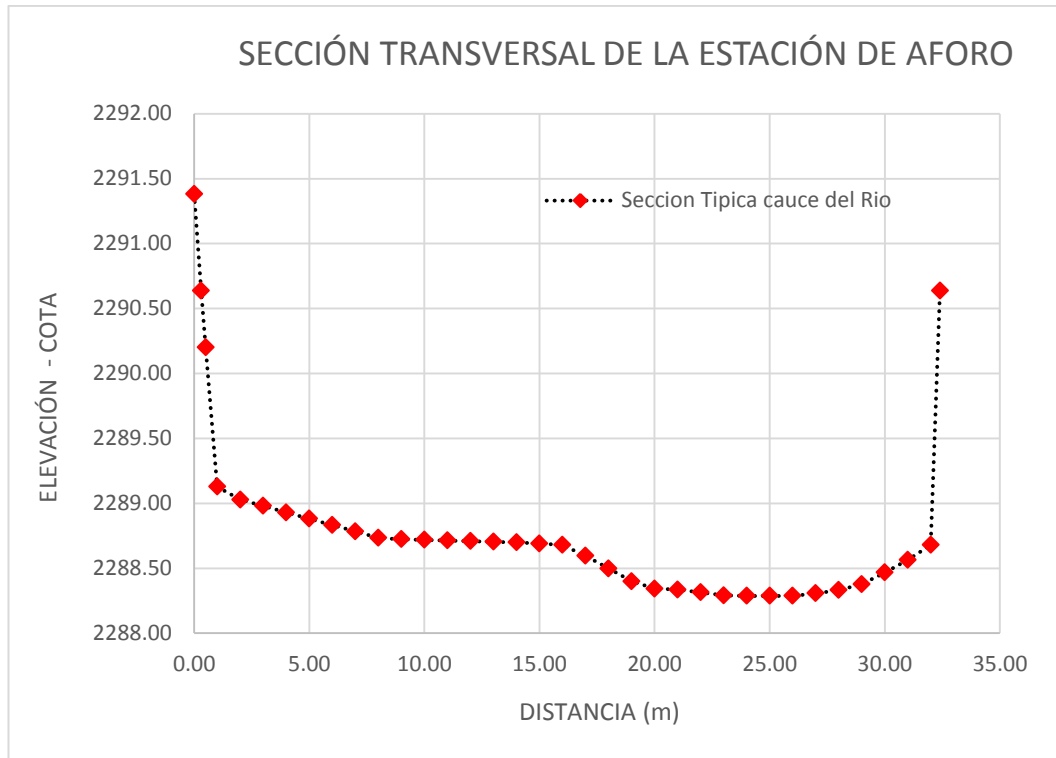
N°	Distancia (m)	Cota (m.s.n.m)	N°	Distancia (m)	Cota (m.s.n.m)
1	0	2287.880	12	220	2288.312
2	20	2287.901	13	240	2288.350
3	40	2287.906	14	260	2288.364
4	60	2287.910	15	280	2288.481
5	80	2287.980	16	300	2288.484
6	100	2287.988	17	320	2288.522
7	120	2288.084	18	340	2288.534
8	140	2288.153	19	360	2288.551
9	160	2288.182	20	380	2288.581
10	180	2288.227	21	400	2288.710
11	200	2288.290			



*Figura 25: Pendiente representativa del río Sondondo*

### **2.3.1.3. Características Geométricas de la sección (C.G.S)**

Para determinar una representación del fondo del río y obtener características geométricas de la sección de aforo, donde se instaló el limnimétero, se realizó trabajos de batimetría y/o topografía Hidrográfica, el cual consistió en la toma de lecturas de las cotas del fondo del río con un nivel de Ingeniero y una mira telescópica cada 2.00 metros en una longitud de 32.00 metros, con el objetivo de obtener una representación gráfica de la sección transversal del cauce del río. Con los datos topográficos fue posible dibujar la sección transversal del cauce de manera real con el programa computación de Auto CAD, en la Fig. 26 se muestra la representación gráfica del fondo del río en la sección de aforo.



*Figura 26: Sección transversal representativa de la estación de aforo*

En base a los resultados del estudio topográfico y batimétrico se estableció la sección transversal representativo del río el cual nos permitió conocer las cotas de la superficie de agua, profundidad y ancho de la superficie, se realizó la representación gráfica de la sección en Auto CAD, teniendo en consideración como referencia la cota del cero del limnómetro, a partir de esta representación gráfica fue posible buscar la relación de las características geomorfológicas de la sección de aforo con respecto a cada cota y/o nivel del limnómetro. En la Tabla 2.7 se muestra los resultados de las características geomorfológicas de la sección de aforo.

Tabla 2. 7: Características geométricas de la sección de la estación de aforo

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN (C.G.S)										
N°	H (m)	W (m)	w (m)	AP (m2)	A ac (m2)	D (m)	A. √D	P (m)	R (m)	(R)^2/3
1	-0.40	0.000	-	-	-	-	-	0.000	0.000	0.000
-	-	-	5.0	0.5	-	-	-	-	-	-
2	-0.30	10.000			0.5	0.050	0.112	10.004	0.050	0.136
			11.0	1.1						
3	-0.20	12.000			1.6	0.133	0.584	12.0	0.133	0.261
-	-	-	13.0	1.3						
4	-0.10	14.000			2.9	0.207	1.320	14.02	0.207	0.350
-			14.921	1.492						
5	0.00	15.842			4.4	0.277	2.313	15.88	0.277	0.425
-			20.353	2.035						
6	0.10	24.863			6.4	0.259	3.268	24.98	0.257	0.430
-			25.873	2.587						
7	0.20	26.883			9.0	0.335	5.220	27.08	0.333	0.480
-			27.893	2.789						
8	0.30	28.903			11.8	0.408	7.543	29.18	0.404	0.547
-			29.913	2.991						
9	0.40	30.923			14.8	0.478	10.234	31.28	0.473	0.607
-			31.044	3.104						
10	0.50	31.165			17.9	0.574	13.565	31.63	0.566	0.684
-			31.194	3.119						
11	0.60	31.223			21.0	0.673	17.246	31.83	0.660	0.758
-			31.252	3.125						
12	0.70	31.280			24.1	0.772	21.212	32.04	0.754	0.828
-			31.309	3.131						
13	0.80	31.338			27.3	0.870	25.446	32.24	0.846	0.894
-			31.367	3.137						
14	0.90	31.396			30.4	0.969	29.931	32.45	0.937	0.958
-			31.425	3.143						
15	1.00	31.454			33.6	1.067	34.656	32.65	1.028	1.018
-			31.486	3.149						
16	1.10	31.517			36.7	1.165	39.607	32.86	1.117	1.077
-			31.550	3.155						
17	1.20	31.582			39.9	1.262	44.777	33.07	1.205	1.133
-			31.615	3.161						
18	1.30	31.647			43.0	1.359	50.157	33.28	1.293	1.187
-			31.680	3.168						
19	1.40	31.712			46.2	1.456	55.740	33.48	1.379	1.239
-			31.745	3.174						
20	1.50	31.777			49.4	1.553	61.522	33.69	1.465	1.290
-			31.810	3.181						
21	1.60	31.842			52.5	1.650	67.494	33.90	1.550	1.339
-			31.875	3.187						
22	1.70	31.907			55.7	1.747	73.653	34.107	1.634	1.387
-			31.940	3.194						
23	1.80	31.972			58.9	1.843	79.993	34.315	1.717	1.434
-			32.004	3.200						
24	1.90	32.036			62.1	1.939	86.512	34.521	1.800	1.480
-			32.066	3.207						
25	2.00	32.096			65.3	2.035	93.208	34.727	1.881	1.524

Este cuadro se calcula teniendo en cuenta que: H = lectura de mira:

Las fórmulas que se utilizan son las siguientes:

$$W = \frac{W_{n-1} - W_n}{2} \quad (2.2)$$

Dónde:

W = ancho respectivo

$\bar{W}$  = ancho medio

$$A_p = \bar{W}(H_n - H_{n-1}) \quad (2.3)$$

Dónde:

A<sub>p</sub> = área parcial

H<sub>n</sub> = altura de la mira limnométrica y/o escala

$$D = \frac{A_{ac}}{W} \quad (2.4)$$

Dónde:

A<sub>ac</sub> = área acumulada o sumatoria sucesiva de A<sub>p</sub>

D = profundidad media

$$R = \frac{A_{ac}}{P} \quad (2.5)$$

Dónde:

P = perímetro mojado, medido a escala sobre un dibujo de la sección transversal

R = radio hidráulico.

#### **2.3.1.4. Medición de caudales instantáneos**

Una vez instalada el limnómetro se ha realizado los aforos usando un correntómetro para determinar indirectamente la cantidad de caudal que descarga el río, el correntómetro registra el número de vueltas que impone el efecto dinámico del agua y se relaciona esta frecuencia de giro con la velocidad, por lo tanto fue posible estimar la velocidad media de la corriente en el cauce, previamente se subdividió las secciones transversales en franjas, las área de cada franja se asimilo como un rectángulo de igual ancho y de altura igual al promedio de las alturas de las verticales que definen la franja, para obtener resultados confiables se realizó las mediciones de caudal en cada franja, haciendo una sumatoria finalmente fue posible obtener el caudal total.

El correntómetro usado para este trabajo de investigación fue el (CORRENTÓMETRO RICKLY HYDROLOGICAL COMPANY – USA) de tipo cazoleta, los datos técnicos de calibración del correntómetro son;  $V = (2.2048R+0.0178) \times 0.03048$ , se realizaron en total 11 mediciones de aforos en periodos y fechas distintas, con el objetivo de medir el caudal instantáneo y relacionar con las alturas que registra el limnómetro para luego elaborar la curva de calibración de descarga para la estación de aforo, para mayor detalle ver los Anexos N° 02. En la Tabla 2.8 se muestra los resultados de los aforos realizados con el correntómetro y los niveles de descarga registrados con el limnómetro, en la Fig. 27 se muestra la metodología y los procedimientos que se siguió para el aforo del caudal.

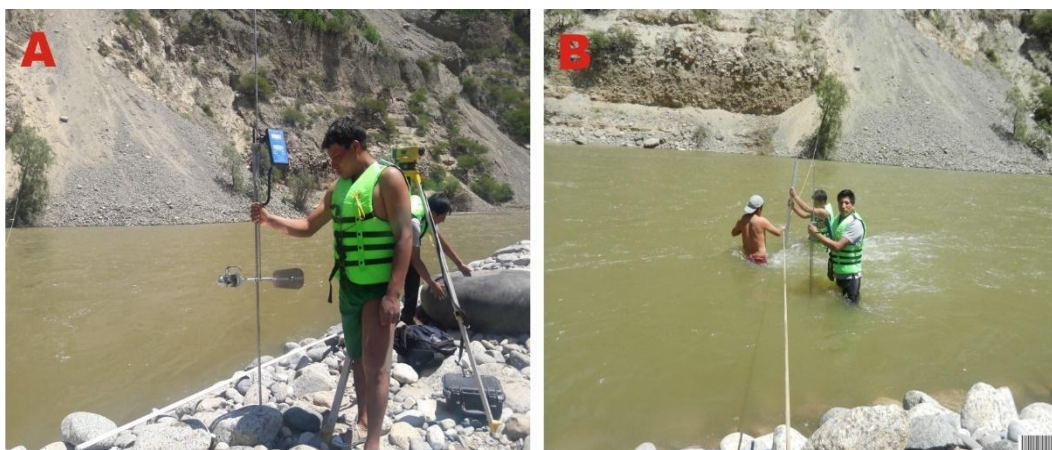


Figura 27: A) Correntómetro Rickly Hydrological Company – USA, B) Medición de caudal en el río Sondondo

Tabla 2. 8: Resultados de los aforos efectuados con correntómetro en el río Sondondo

AFOROS EFECTUADOS EN LA SECCIÓN DEL ARROYO				
N°	H MIRA (m)	AREA (m2)	VELOCIDAD (mps)	GASTO (mcps)
1	0.600	20.930	1.018	21.298
2	0.782	26.503	1.296	34.346
3	0.863	29.017	1.343	38.960
4	0.940	31.433	1.461	45.922
5	1.000	33.344	1.764	58.830
6	1.080	35.756	1.762	63.017
7	1.180	38.981	1.767	68.864
8	1.245	41.039	1.772	72.720
9	1.275	41.872	1.769	74.055
10	1.300	42.795	1.876	80.273
11	1.374	45.143	1.926	86.937

### 2.3.1.5. Métodos para elaborar curva de calibración

#### a) Método de Manning

Método basado en la fórmula de Manning, este método es un instrumento que nos permitió analizar mediante los aforos realizados las condiciones hidráulicas y geométricas de la sección de aforo.

Según este método el caudal está definido por la siguiente expresión:

$$Q = AR^{2/3} \frac{\sqrt{S}}{n} \quad (2.6)$$

Dónde:

- A : Área de la sección de control o aforo (m<sup>2</sup>)
- S : Pendiente del río
- R : Radio hidráulico, R= A/P
- P : Perímetro mojado de la sección de control (m)
- n : Coeficiente de rugosidad
- Q : Caudal o descarga (m<sup>3</sup>/seg)

El término de  $AR^{2/3}$ , es el factor geométrico, el cual depende esencialmente de las condiciones geométricas de la sección de aforo, estos factores fueron conocidos y determinados con los aforos realizados, el factor hidráulico está determinada por el término de  $\frac{\sqrt{S}}{n}$ , el cual depende de la rugosidad del lecho y la pendiente del eje hidráulico, este término tiene algunas veces a ser asintótico para niveles altos. A continuación, se describe detalladamente la metodología seguida.

A partir de los resultados de las características geométricas de la sección de aforo las que se muestran en la tabla 2.7, se ha tabulado y se ha graficado en una hoja de cálculo excel una curva que relacione las alturas (H) del limnómetro cada 0.10 metros vs el área acumulada (A ac) de la sección de aforo tal como se muestra en la Fig. 28.

En la tabla 2.9 se muestra la relación de las características geométricas de la sección en lo que respecta a la altura y el área acumulada.

Tabla 2. 9: Altura de la escala (H) y el área acumulada (A ac)

N°	A ac (m2)	H (m)	N°	A ac (m2)	H (m)
1	4.39	0.00	12	36.70	1.10
2	6.43	0.10	13	39.86	1.20
3	9.01	0.20	14	43.02	1.30
4	11.80	0.30	15	46.19	1.40
5	14.80	0.40	16	49.36	1.50
6	17.90	0.50	17	52.54	1.60
7	21.02	0.60	18	55.73	1.70
8	24.14	0.70	19	58.92	1.80
9	27.28	0.80	20	62.12	1.90
10	30.41	0.90	21	65.33	2.00
11	33.55	1.00			

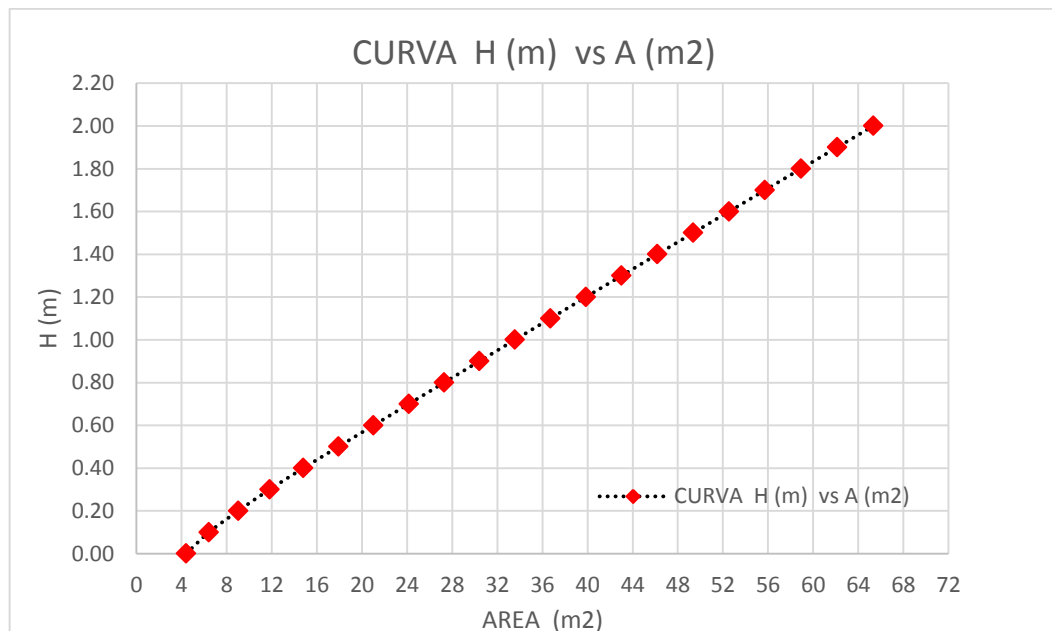


Figura 28: Curva de interpolación de alturas vs área acumulada

De la misma manera para el radio hidráulico  $R^{2/3}$ , se ha tabulado y se ha graficado en una hoja de cálculo excel una curva que relacione las alturas (H) del limnómetro cada 0.10 metros vs el radio hidráulico  $R^{2/3}$ , de la sección de aforo tal como se muestra en la Fig. 29.

En la tabla 2.10 se muestra la relación de las características geométricas de la sección en lo que respecta a la altura y el radio hidráulico.

Tabla 2. 10 : Altura de la escala (H) y el radio hidráulico ( $R^{2/3}$ )

N°	$(R)^{2/3}$	H (m)	N°	$(R)^{2/3}$	H (m)
1	0.42	0.00	12	1.08	1.10
2	0.43	0.10	13	1.13	1.20
3	0.48	0.20	14	1.19	1.30
4	0.55	0.30	15	1.24	1.40
5	0.61	0.40	16	1.29	1.50
6	0.68	0.50	17	1.34	1.60
7	0.76	0.60	18	1.39	1.70
8	0.83	0.70	19	1.43	1.80
9	0.89	0.80	20	1.48	1.90
10	0.96	0.90	21	1.52	2.00
11	1.02	1.00			

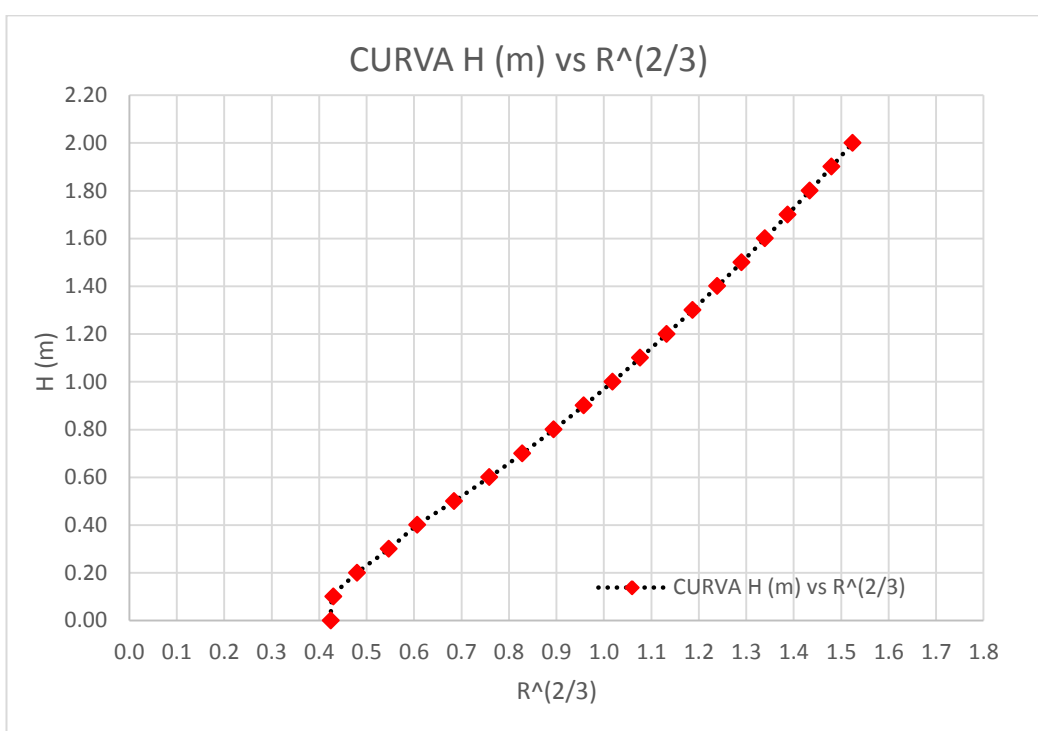


Figura 29: Curva de interpolación de alturas H vs  $R^{2/3}$

### Calculo de la velocidad media

La velocidad media se calculó con la ecuación de la continuidad el cual está definido por la fórmula de  $Q = A \times V$ , una vez despejado la velocidad de la ecuación de la continuidad se reemplazó el caudal aforado con el correntómetro, cuyos resultados se detallan en la Tabla 2.8, para determinar el área se interpoló los niveles registrados en el limnómetro al momento de los aforos con la curva interpolada entre las alturas y las áreas acumuladas de la sección de aforo, las mismas que se muestran en

la Fig. 28, de la interpolación se obtuvo nuevas áreas acumuladas, las cuales se muestran en la tabla 2.11, una vez obtenido los datos de caudal y áreas, fue posible calcular la velocidad media. En la tabla 2.11 se muestran estos cálculos.

Tabla 2. 11: Resultados de la velocidad media

CALCULO DE LA VELOCIDAD MEDIA				
AFORO N°	H (m)	Q mcps	A (m2)	V (mps)
1	0.60	21.298	21.000	1.014
2	0.78	34.346	26.820	1.281
3	0.86	38.960	29.450	1.323
4	0.94	45.922	31.500	1.458
5	1.00	58.830	33.600	1.751
6	1.08	63.017	36.450	1.729
7	1.18	68.864	39.600	1.739
8	1.25	72.720	41.020	1.773
9	1.28	74.055	42.480	1.743
10	1.30	80.273	43.000	1.867
11	1.37	86.937	45.500	1.911

Con los datos de la segunda y última columna de la Tabla 2.11, se procedió a graficar en una hoja de cálculo excel la curva de alturas de mira vs las velocidades medias, en la Fig. 30 se muestra la curva de niveles registrados vs la velocidad media calculadas.

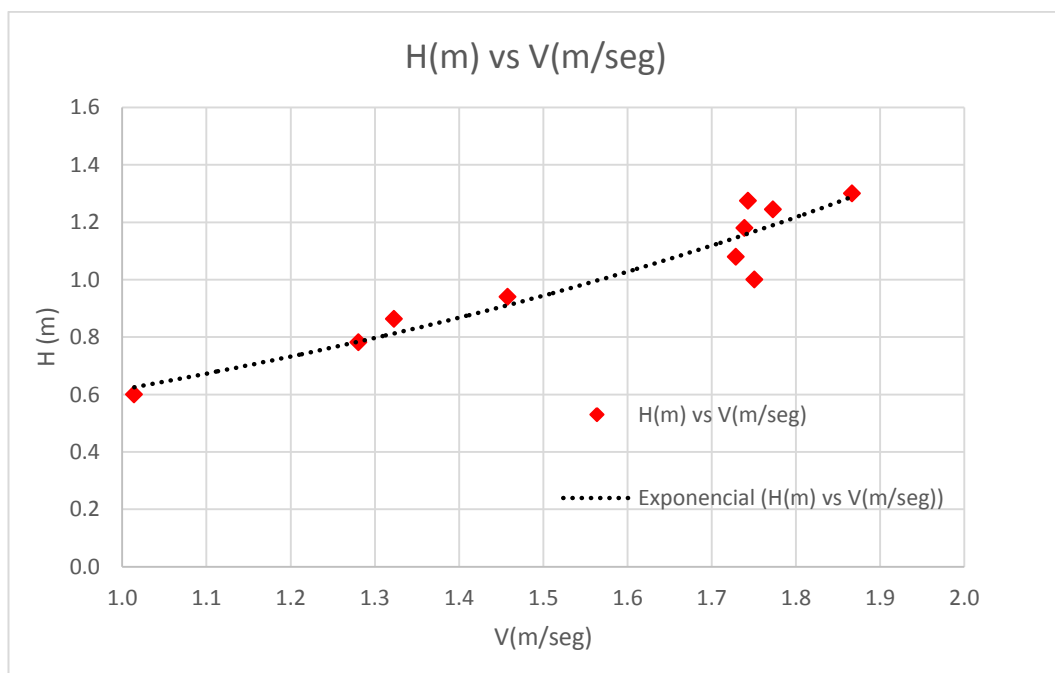


Figura 30: Curva de alturas de la mira vs velocidades medias

De la curva que se representa en la Fig.30, se hallan los valores de la velocidad (V) para las diferentes alturas de mira hasta el nivel máximo aforado, en la Tabla 2.12 se muestran los cálculos y los resultados.

Tabla 2. 12 : Calculo de la rugosidad absoluta (K)

N°	H	V	R <sup>2</sup> /3	K
1	0.6	1.014	0.768	1.320
2	0.7	1.150	0.828	1.389
3	0.8	1.304	0.895	1.457
4	0.9	1.442	0.958	1.505
5	1.0	1.564	1.018	1.536
6	1.1	1.676	1.076	1.558
7	1.2	1.778	1.132	1.571
8	1.3	1.870	1.186	1.577

Por medio de la formula;  $V=KR^{2/3}$ , se calcularon los valores de la rugosidad absoluta (K), para las mismas lecturas de mira. Los datos interpolados del radio hidráulico  $R^{2/3}$  son obtenidos de la Fig. 29

Por medio de la Tabla 2 .12, se procedió a graficar en una hoja de cálculo excel la curva las alturas registradas (H) vs la rugosidad absoluta (K), del cual se observa que la curva tiene una tendencia asintótica, por lo tanto, se ha extendido los valores. En la Fig. 31 se muestra la curva extendida para los niveles altos.

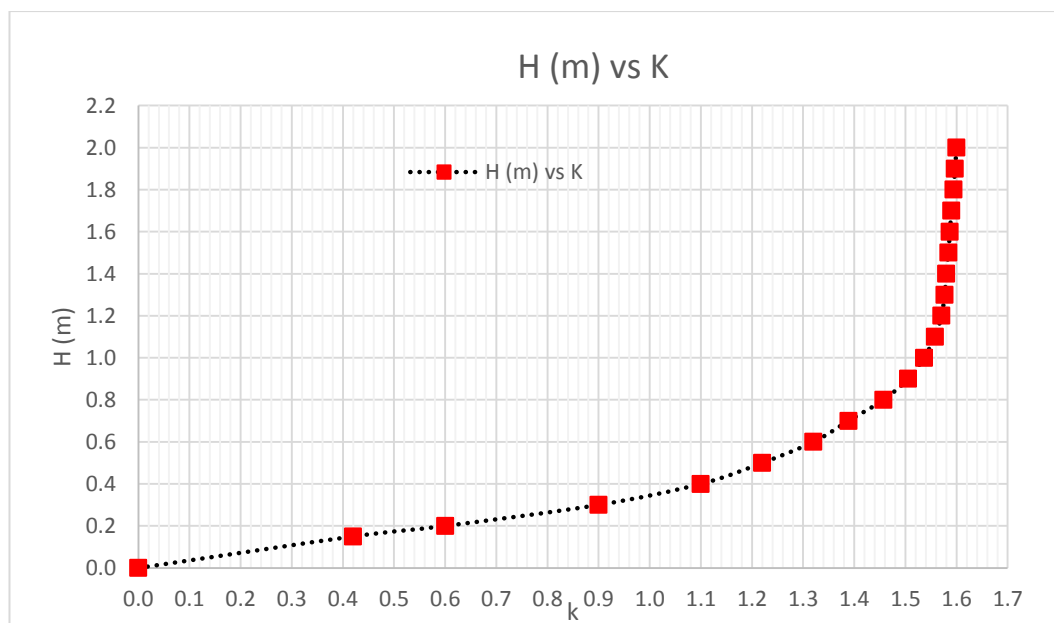


Figura 31: Curva de alturas registradas (H) vs la rugosidad absoluta (K)

De la curva que se representa en la Fig.31, y las características geométricas de la sección, se calcularon las descargas que aparecen en la tabla 2.13, Para calcular la velocidad promedio en el cauce (V) se utilizó la fórmula;  $V = KR^{2/3}$ , para determinar los caudales y/o descargas del río sondando se usó la fórmula de continuidad;  $Q = A.V$ . En la Tabla 2.13 se muestran los cálculos y los resultados, con los valores de H y Q se construyen la curva de calibración completa.

Tabla 2. 13: Calculo de descargas para la elaboración de la curva de calibración.

CALCULO DE DESCARGAS						
N°	H	k	R <sup>2/3</sup>	V (mps)	A(m2)	Q (mcps)
1	0.10	0.400	0.481	0.192	6.300	1.212
2	0.20	0.600	0.549	0.329	9.000	2.965
3	0.30	0.900	0.610	0.549	11.600	6.368
4	0.40	1.100	0.685	0.754	14.520	10.941
5	0.50	1.200	0.760	0.912	17.500	15.960
6	0.60	1.320	0.768	1.014	21.010	21.304
7	0.70	1.389	0.828	1.150	24.020	27.623
8	0.80	1.457	0.895	1.304	27.030	35.247
9	0.90	1.505	0.958	1.442	30.041	43.319
10	1.00	1.536	1.018	1.564	33.061	51.707
11	1.10	1.558	1.076	1.676	36.084	60.477
12	1.20	1.571	1.132	1.778	39.093	69.507
13	1.30	1.577	1.186	1.870	43.008	80.425
14	1.40	1.580	1.239	1.958	46.200	90.442
15	1.50	1.584	1.290	2.043	49.400	100.942
16	1.60	1.587	1.339	2.125	52.530	111.626
17	1.70	1.590	1.386	2.204	55.700	122.748
18	1.80	1.594	1.435	2.287	58.900	134.727
19	1.90	1.597	1.479	2.362	62.100	146.678
20	2.00	1.600	1.524	2.438	65.400	159.471

### 2.3.1.6. Aforo con limnómetro

El monitoreo del régimen de las descargas líquidas del río durante la época húmeda del ciclo hidrológico del 2016, es uno de los objetivos del presente trabajo de investigación para ello se ha instalado un limnómetro de escala graduada en centímetros, donde se registraron los niveles de espejo de agua alcanzado, los cuales, al reemplazar en la ecuación de descarga, fue posible calcular el caudal instantáneos, las lecturas de los niveles de agua del río se realizaron cuatro veces al día en los horarios de 6 (am), 10 (am), 2 (pm), 6 (pm), durante el periodo comprendido entre el 01 de enero hasta el 31 de marzo del 2016. En el Anexo N° 04 se

muestras los resultados de las lecturas realizados en la estación, en cuanto a la instalación y la ubicación del limnímetro ver el Anexo N° 09 – plano de la estación de aforo limnimétrica (EA – 01)

### **2.3.2. Monitoreo de sedimentos de fondo**

El monitoreo de sedimentos de fondo y suspensión en el río Sondondo es uno de los objetivos del presente trabajo de investigación, monitorear el transporte de sedimentos de fondo es un trabajo tedioso y complicado, el cual requiere de una metodología y protocolos de muestreo a seguir en cada monitoreo, determinar la sección de aforo en el río fue uno de los trabajos complicados que se tuvo que realizar para conocer la sección exacta del río, a partir de esta se determinó las gradientes de velocidades posteriormente se eligió la sección por donde discurre la mayor cantidad de caudal, sección donde será situado el muestreador de sedimentos, generalmente para determinar el perfil y la gradiente de velocidades en los ríos más caudalosos se usa ya el perfilador de corriente acústico Doppler RiverRay más conocido como el ADPC, en nuestro medio no se cuenta con estos equipos, por lo tanto para determinar la gradiente de velocidades de la sección de aforo se realizaron trabajos batimétricos con el apoyo de equipos topográficos (nivel de ingeniero y miras telescópicas), las lecturas se realizaron a un metro cada uno a lo largo de la sección de aforo un total de 31.5 ml, con las lecturas de batimetría se graficó la sección, los trabajos de batimetría se realizaron para caudales de 34.00 – 80.00 m<sup>3</sup>, para caudales altos no se realizaron por el riesgo de la vida del personal de apoyo.



*Figura 32: Batimetría de la sección de aforo con equipos topográficos*

### **2.3.2.1. Selección de un muestreador**

Para elegir y seleccionar un buen muestreador del gasto sólido de fondo se ha tenido algunas consideraciones técnicas. Al respecto Xiaoqing, 2006, menciona y recomienda que los muestreadores deben atrapar partículas grandes y pequeñas con la misma eficiencia, sin alterar el patrón natural del flujo ni el movimiento de las partículas, el muestreador debe tener un diseño simple, ser robusta y portátil para ser lo suficientemente fuerte y fácil de operar, el tamaño de la entrada y/o boquilla del muestreador generalmente debería ser al menos 1.5 veces el tamaño máximo del sedimento de fondo, debe ser considera satisfactoria una eficiencia de 60 - 70%.

### **2.3.2.2. Muestreador tipo trampa Helley Smith**

Se ha seleccionado el muestreador tipo trampa helley Smith, una versión modificada del BTMA - sampler (Helley y Smith, 1971), esta selección es justificada por la aplicabilidad y los resultados óptimos que tuvo en los trabajos de investigaciones realizados por (Romero et al., 2011), (García y Salas, 1998) y (Romero, 2011), quienes concluyeron que la eficiencia del equipo es óptima para la captura de sedimentos de fondo.

En la Region de Ayacucho no se cuenta con ningún muestreador helley Smith, razón por la cual para cumplir con los objetivos del presente trabajo de investigación se ha replicado y/o fabricado el muestreador teniendo en cuenta las dimensiones estándar del equipo original con que fueron calibrados y las recomendaciones de (Xiaoqing, 2006)

El muestreador está compuesto principalmente por un marco de acero metálico de una longitud promedio de 0.93 m, consta de boquilla de entrada para la captura de sedimentos de 0.0762 x 0.0762 m, una malla y/o bolsa de captura de sedimentos de 0.2 mm elaborado de poliéster que sea capaz de capturar sedimentos de fondo y dejar pasar sedimentos en suspensión, tiene un peso de 15 kilogramos que facilita suspenderse y llegar a la base del río. En las Fig. 33,34 y 35 se muestra las características técnicas del muestreador usado en el presente trabajo de investigación.

En el anexo N° 09 se muestra en la lámina (M – 01) todos los detalles técnicos con que fue fabricado el muestreador.

### MUSTREADOR HELLY - SMITH

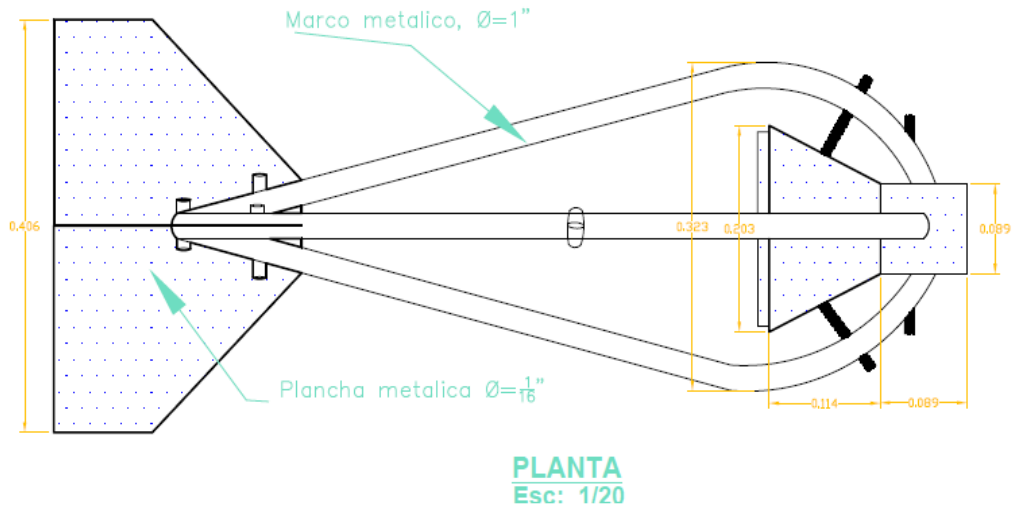


Figura 33: Muestreador HELLEY – SMITH, en planta

### MUSTREADOR HELLY - SMITH

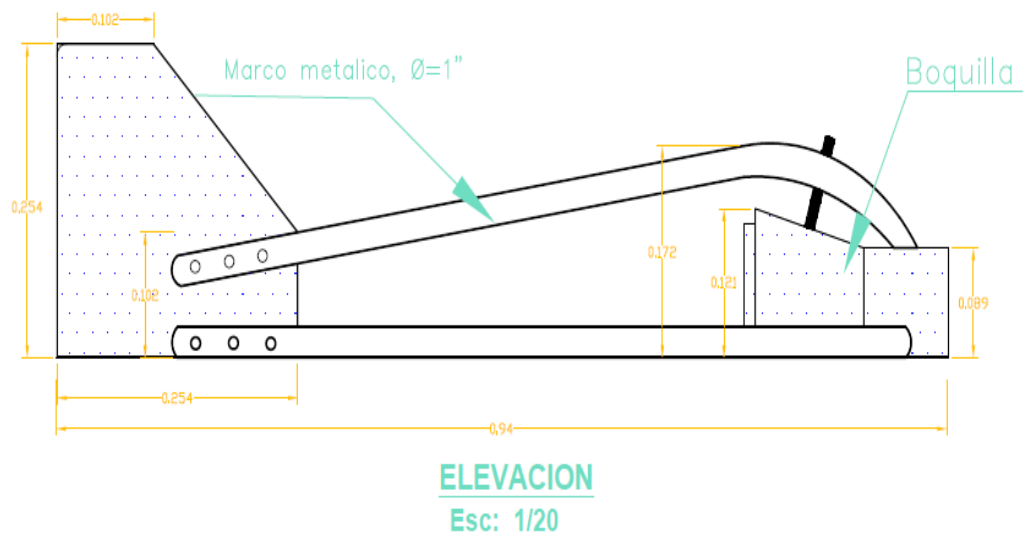


Figura 34: Muestreador HELLEY – SMITH, en elevación



*Figura 35: Muestreador HELLEY – SMITH y bolsa para la captura de sedimentos operada por el personal de apoyo.*

### **2.3.2.3. Toma de muestras**

#### **a) Ubicación del muestreador Helley – Smith**

para definir la ubicación del muestreador Helley Smith en la sección de aforo de la estación Puente Cayhua, se construyó un perfil de velocidad en base a la batimetría y al aforo realizado con correntómetro el día 13 de febrero del 2016, donde se registró un caudal de 94.5 m<sup>3</sup>/seg, de los cuales al obtener un perfil de gradiente de velocidades se ha podido observar que las velocidades más altas se concentran en el centro de la sección de aforo, a una profundidad de 1.45 metros, a partir de estos datos se ha ubicado el lugar donde se realizaron los aforos de los caudales sólidos con el muestreador Helley – Smith, esta ubicación se ha determinado en el Puente Cayhua aproximadamente a 15.00 metros de la margen derecha donde se encuentra instalado el limnómetro.

#### **b) protocolo de toma de muestra**

El protocolo de toma de muestra con el muestreador de gasto sólido de fondo sirvió para dar conocimiento técnico y medidas preventivas de seguridad al personal de apoyo y a los equipos, a continuación, se detalla los protocolos adoptados:

### **Inspección de las condiciones generales del río**

Antes de realizar cualquier procedimiento de muestreo se observó las condiciones de los niveles de agua y las velocidades que se presentaba el flujo para así establecer medidas que se deberían de tomar antes de realizar el aforo, este detalle es importante puesto que cuando el río presenta caudales de crecidas máximos arrastra grandes cantidades de sólidos flotantes como troncos y arbustos que pudieran poner en riesgo la integridad de los observadores y al personal de apoyo, por lo tanto se ha dejado como protocolo de actividades en la toma de muestra en caudales extraordinarios se pueden hacer siempre y cuando garantice la protección al personal y a los equipos.

### **Tiempo de medición**

El servicio Geológico de los EE. UU, recomienda que el tiempo de muestreo y la captura de sedimento de fondo debe ser entre 30 a 60 segundos por vertical; Sandra et al (1999) a determinado que los intervalos de tiempos para la medición y captura del gasto sólido de fondo es de 1 a 2 minutos, sin embargo, hasta la fecha no se ha determinado con exactitud el tiempo de captura del sólidos de fondo que sea apropiado, el tiempo de captura se debe estimar para que permita recoger una muestra con una alta variación del transporte sin que se llene la bolsa de captura más del 50 % por ciento de su capacidad total.

Para determinar el tiempo de captura de sedimentos de fondo para el río Sondondo se realizaron varias capturas en diferentes intervalos de tiempo entre 2 – 30 minutos para determinar un peso optima a su capacidad de la bolsa del muestreador, de los cuales se ha estimado un peso y volumen adecuado a la capacidad de la bolsa sin que sufra rupturas por efecto del peso en un tiempo de 10 minutos, por lo tanto el tiempo de captura de sedimentos de fondo con es muestreador para el río Sondondo fue de 10 minutos.

### Numero de muestra

Xiaoqing (2016), recomienda para ríos de alta montaña el método compuesto, el cual consiste en la toma de una sola muestra por cada aforo. Por ello en la estación Puente Cayhua, se ha realizado un solo muestra por día.

### Toma de muestra

El muestreo y captura del gasto sólido de fondo se ha realizado con el muestreador tipo trampa portátil Helley – Smith, la toma de muestra y captura de sedimentos de fondo se realizaron desde el puente, para lo cual se suspendió el muestreador a través de un cable de acero de tipo boa hasta el fondo del lecho en la parte central de la sección de aforo donde discurren mayores velocidades y caudal que arrastran el gasto sólido de fondo, el tiempo de captura de sedimentos fue de 10 minutos controlados a partir que el equipo descienda completamente hasta el décimo minuto concluido el tiempo de medición el muestreador se asciende cuidadosamente para que no se derrame la muestra capturada, una vez ascendido y extraído el muestreador hasta la plataforma del puente, se ha realizado el vaciado de la muestra retenida del gasto sólido de fondo a una bolsa plástica hermética luego se procedió a etiquetar describiendo la fecha de muestreo, la hora y el caudal instantáneo del río registrado en el limnómetro.

En el Fig. 36 y 37 se muestra los protocolos de muestreo del gasto sólido de fondo y la metodología adoptada.



Figura 36: Procedimientos de toma de Muestra, A) suspensión mediante un cable al Muestreador para la captura de sedimento, B) captura de sedimentos del gasto sólido de fondo apoyado con un flotador.



Figura 37: A) Ascenso del muestreador HELLEY SMITH, tras la captura de sedimentos, B) Obtención del gasto sólido de fondo los cuales son vertidos a una bolsa para ser pesado en laboratorio.

### c) Procesamiento de muestras solidas en el laboratorio

En el presente trabajo de investigación se ha realizado los muestreos de captura de sedimentos del gasto sólido de fondo con el muestreador en el río Sondondo, con una frecuencia dos veces a la semana los días martes y los sábados durante los meses de enero – marzo del 2016, de los cual se obtuvieron 26 muestras de sedimento los cuales fueron trasladados a la ciudad de Huamanga para ser procesados y pesados en el Laboratorio de Suelos y Análisis Foliar de la Facultad de Ciencias Agrarias – UNSCH, donde se realizó una serie de protocolos y metodologías en el procesamiento y pesado de las muestras de sedimento, para ello todas las muestras fueron secados a temperatura del ambiente en las instalaciones del laboratorio, como segundo proceso todas las muestras fueron colocadas a recipientes especiales para ser secado en estufa a una temperatura de 120°C, una vez concluido con este proceso todas las muestras fueron pesados en una balanza analítica de un centésimo de gramo de aproximación, en la Tabla 2.14 se muestra los resultados obtenidos del pesado de las muestras solidas del gasto sólido de fondo capturas con el muestreador Helley – Smith.

Tabla 2. 14: Resultados del análisis de las muestras sólidas en el laboratorio

N°	Día/mes/año	Caudal Q(m3/seg)	muestra seca (kg)	N°	Día/mes/año	Caudal Q(m3/seg)	muestra seca (kg)
1	02-ene-16	32.002	0.678	14	16-feb-16	83.810	2.113
2	05-ene-16	31.650	0.665	15	20-feb-16	83.810	2.114
3	09-ene-16	26.397	0.443	16	23-feb-16	59.465	1.352
4	12-ene-16	38.603	0.871	17	27-feb-16	73.670	1.741
5	16-ene-16	80.201	1.942	18	01-mar-16	69.039	1.554
6	19-ene-16	67.602	1.543	19	05-mar-16	49.000	1.148
7	23-ene-16	38.603	0.881	20	08-mar-16	75.157	1.773
8	26-ene-16	40.331	0.958	21	12-mar-16	143.067	3.748
9	30-ene-16	82.773	2.094	22	15-mar-16	108.224	2.782
10	02-feb-16	73.670	1.741	23	19-mar-16	85.377	2.212
11	06-feb-16	83.810	2.113	24	22-mar-16	58.337	1.356
12	09-feb-16	86.954	2.227	25	26-mar-16	36.347	0.795
13	13-feb-16	94.472	2.432	26	31-mar-16	30.258	0.586

Fuente: Resultados del laboratorio de suelos y análisis foliar de la Facultad de Ciencias Agrarias – UNSCH

#### d) Ecuación para cuantificar el gasto sólido observado

Iroume (2003), propone la siguiente ecuación para calcular de gasto sólido de fondo usando el Muestreador tipo trampa portátil de Helley Smith:

$$Q_{sf} = \frac{P \times B}{n \times t \times b} \quad (2.7)$$

#### Dónde:

P = Peso seco de la muestra de fondo (un valor por día de muestreo) expresado en kg

B = Ancho mojado de la sección de aforo del río (31.128 metros)

n = Número de sub muestras, en este caso una muestra por toda la sección de aforo.

t = tiempo (intervalo de tiempo que duró el muestreo, 10 minutos)

b = ancho de la boca de HELLEY SMITH (0.0762m)

Tabla 2. 15: Parámetros de cálculo del muestreador de fondo de HELLEY SMITH

SIMBOLO	DESCRIPCION	VALORES
P	peso	peso seco de la Muestra de fondo (1valor por día de muestreo) (kg)
B	Ancho mojado	ancho mojado de la sección de aforo del río (31.128 metros)
n	Numero de sub muestras	Número de sub muestras, en este caso 1 muestra por toda la sección de aforo
t	tiempo	tiempo (intervalo de tiempo que duro el muestreo, 10 minutos)
b	ancho de la boca de Helley Smith	ancho de la boca de HELLEY SMITH (0.0762m)

Con los resultados obtenidos en laboratorio las que se muestran en la tabla 2.14, se pueden calcular el gasto solido de fondo expresado en Kg/min al reemplazar en la ecuación y los parámetros que se muestran la tabla 2.15.

### 2.3.3. Monitoreo de sedimentos en suspensión

En el presente trabajo de investigación se monitoreó los sedimentos en suspensión del río Sondono, con la misma frecuencia del gasto sólido de fondo, el cual consistió en la toma de muestra de agua de manera manual en el punto medio del río a una profundidad promedio de 0.40 m, en botellas descartables de 500 ml, todas las muestras tomadas fueron etiquetadas y rotuladas para su respectivo traslado al laboratorio para su procesamiento, en todo el periodo monitoreado se recogieron 26 muestras de agua que contiene el gasto sólido en suspensión, las muestras fueron procesados en el Laboratorio de Suelos y Análisis Foliar de la Facultad de Ciencias Agrarias – UNSCH, en la Fig. 38 se muestra el proceso de recolección y toma de muestra por el personal de apoyo.

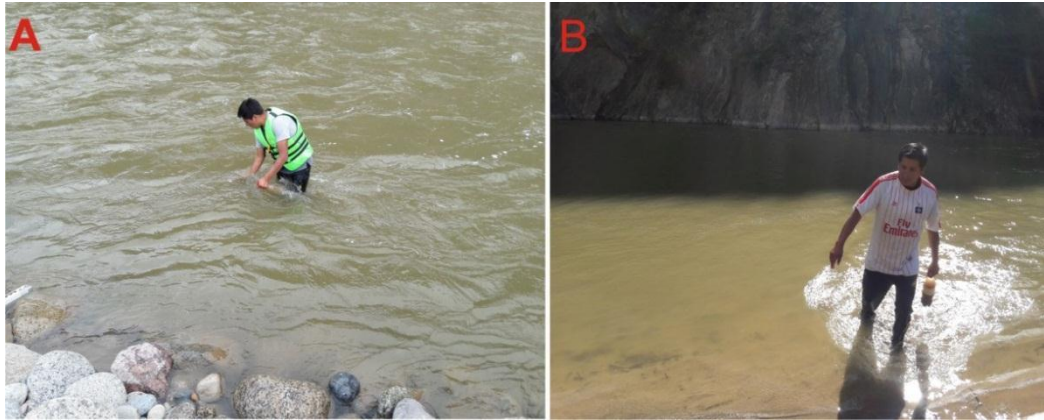


Figura 38: Recolección manual de muestras en el centro del cauce, A) Captura de sedimentos en suspensión al 40% del espejo de agua, B) Las muestras son capturadas en envases descartables de 500 ml.

### 2.3.3.1. Obtención de la concentración de sólidos

Se ha realizado un análisis de laboratorio, mediante el método de diferencia de pesos. Se obtiene la cantidad de sólidos en peso que se encuentran en una mezcla de sedimento y agua. Esto realizando la separación de los sólidos del agua mediante la evaporación de esta. Para así conocer la cantidad de peso de sólidos que se encuentra en una cierta cantidad volumétrica conocida de muestra de agua, que viene a ser la concentración de sólidos suspendidos en el agua.

#### a) procedimiento de laboratorio

Se procede a tomar una muestra de agua de 500 ml, lo suficientemente para poder asegurar los trabajos de laboratorio, con el objetivo de obtener la concentración de sólidos.

Ya en laboratorio, se procedió a obtener el peso de un crisol vacío, con una balanza de 1 centésimo de gramo de aproximación (0.01). El Crisol se limpió previamente con alcohol, así se obtuvo el valor de  $P_c$ .

Se procedió a homogeneizar la muestra sacudiendo el muestreador para así distribuir uniformemente los sólidos. Luego se introdujo una pipeta en el muestreador hasta la parte media y se procedió a tomar una muestra representativa de 25ml (0.025lit). El cual fue el valor de  $V_m$ .

Inmediatamente se pasó la muestra de la pipeta al crisol, asegurándose que no quede muestra en la pipeta. Se realizó el pesado del crisol más la muestra. Este fue el valor de  $P_{cm}$ .

Seguidamente se introdujo el crisol más la muestra en una estufa de secado durante 24 horas a una temperatura de 100 °C.

Ya pasado el tiempo de secado se procede pasar el crisol a un recipiente hermético para que baje su temperatura a temperatura ambiente. Estando ya el crisol a temperatura ambiental se procedió a pesar y se obtuvo el valor de  $P_{cs}$

Una vez conocido todos los valores antes mencionados se obtuvo la concentración de sólidos mediante la siguiente ecuación:

Calculo de la concentración en (gr/ lit)

$$C_s(\text{gr / lit}) = \frac{P_{cs} - P_c}{V_m} \quad (2. 8)$$

Calculo de la concentración en (ppm)

$$C_s(\text{ppm}) = \frac{P_{cs} - P_c}{P_{cm} - P_c} * 10^6 \quad (2. 9)$$

Dónde:

$C_s$  = Concentración de sólidos o Sedimentos Suspendidos

$P_{cs}$  = Pesos del crisol más sólidos

$P_{cm}$  = Peso del crisol más la muestra

$P_c$  = Peso del crisol vacío

$V_m$  = Volumen de la muestra



Figura 39: Análisis de laboratorio de las muestras del gasto sólido de suspensión, A) Muestras de gasto sólidos en suspensión en botellas de 500ml, B) secado de las muestras en una estufa a temperatura de 105 grados °C durante 24horas.

Tabla 2. 16: Resultados de la concentración de sólidos de las muestras obtenidas del gasto sólido en suspensión del río Sondondo.

N°	Día/mes/año	Caudal Q(m3/seg)	CS (gr/ lit)	N°	Día/mes/año	Caudal Q(m3/seg)	CS (gr/ lit)
1	02-ene-16	32.002	2.008	14	16-feb-16	83.810	7.517
2	05-ene-16	31.650	1.930	15	20-feb-16	83.810	7.521
3	09-ene-16	26.397	1.222	16	23-feb-16	59.465	5.307
4	12-ene-16	38.603	2.932	17	27-feb-16	73.670	6.702
5	16-ene-16	80.201	7.211	18	01-mar-16	69.039	6.318
6	19-ene-16	67.602	6.114	19	05-mar-16	49.000	4.315
7	23-ene-16	38.603	2.942	20	08-mar-16	75.157	6.809
8	26-ene-16	40.331	3.304	21	12-mar-16	143.067	10.000
9	30-ene-16	82.773	7.412	22	15-mar-16	108.224	8.707
10	02-feb-16	73.670	6.734	23	19-mar-16	85.377	7.641
11	06-feb-16	83.810	7.541	24	22-mar-16	58.337	5.200
12	09-feb-16	86.954	7.733	25	26-mar-16	36.347	2.611
13	13-feb-16	94.472	8.211	26	31-mar-16	30.258	1.811

Fuente: Resultados del laboratorio de suelos y análisis foliar de la Facultad de Ciencias Agrarias – UNSCH

### b). Obtención del Gasto Sólido en Suspensión

Conocido el valor de concentración de sólidos suspendidos en peso por unidad volumétrica, se puede obtener los valores del transporte de sedimentos en suspensión mediante la utilización de la fórmula que relaciona el caudal y la concentración

$$T_{SS} = Q * C_s \quad (2. 10)$$

Dónde:

$T_{SS}$  = Transporte sólido en suspensión  $kg/seg$

$Q$  = Descarga de agua en  $m^3/seg$

$C_s$  = Concentración de carga en suspensión en  $kg/m^3$

### 2.3.4. Estimación del gasto sólido de fondo a partir de fórmulas empíricas

En la actualidad existen muchas fórmulas para el cálculo del gasto sólido de fondo. Estas fórmulas proporcionan la capacidad de transporte, no el gasto sólido real de una corriente, las mismas que fueron diseñadas bajo el rango de aplicación principalmente en función de la granulometría del lecho, estas fórmulas se caracterizan por tener diversos orígenes y corresponden a diferentes concepciones del modo como ocurren los fenómenos. Unas tienen base exclusivamente teórica, y otras son de

origen experimental. Previamente a la selección de las fórmulas empíricas que se utilizaron en el presente trabajo de investigación, en el mes de diciembre del 2015 se ha realizó el muestreo superficial y sub superficial del lecho del río en las inmediaciones del Puente Cayhua, con los resultados de los diámetros representativos se eligieron cinco fórmulas de descarga de fondo: Du Boys- Straub (1879-1935); Meyer Peter y Muller (1948) Schoklitsch (1914) y Levi (1948).

En la tabla de 2.17 se muestrea el diámetro representativo del tamaño de las partículas y algunos parámetros considerados para la selección de las fórmulas mencionadas.

*Tabla 2. 17: Descripción de las ecuaciones del gasto sólido de fondo.*

Nombre de formula	Año publicación	Diámetro representativo	Rango de tamaño de partículas	Tipos de datos y descripciones
Do Boys - Straub	1879-1935	$D = D50$	se aplica si $T^* \leq 1.30$	El lecho por acción del esfuerzo cortante se mueve en una serie de capas superpuestas de espesor $D50$ Sedimentos medidos en pequeños flujos bien ordenados y distribuidos. No aplicable para ríos de lecho de arena hiper – concentrado.
Schoklitsch	1914-1950	$D = D40$	0.3 – 5 se aplica para cualquier $T^*$	Sedimentos uniformes con peso específico entre 1.25 - 4
Meyer – peter and Muller	1948-1954	$D = Dm$	0.4 – 30 se aplica para cualquier $T^*$	Sedimentos uniformes y materiales de peso ligero basados en datos de canal. $U_c$ es la velocidad crítica de las partículas y vale $Sobreeestima\ gB$ cuando $n \leq 0.025$ aproximadamente.
Einstein - Brown	1942-1950	$D = D50$	es válida cuando $0.19 \geq T^* \geq 1.0$	
Leví	1948	$D = Dm.$		

La variación vertical del tamaño de los sedimentos en el lecho del río se manifiesta generalmente por la presencia de tres capas distintas:

### **Capa superficial de material grueso**

Denominada comúnmente capa de armadura, con un espesor aproximadamente igual al D90

### **Capa subsuperficial**

Generalmente conformada por sedimentos más finos que los de la capa superficial, con un espesor cercano a dos veces el D90 (de su propia distribución granulométrica)

### **La capa de Fondo**

La capa de fondo no tiene un espesor determinado y la composición de sedimentológico están compuestas por tamaños similares a los de la capa subsuperficial, pero con menor cantidad de finos.

Debido a lo antes mencionado, se requirió conocer la predominancia del tipo de material de lecho a nivel superficial o sub superficial. Para conocer la granulometría del material de lecho del río Sondondo y encontrar una mejor distribución de su composición en la capa superficial o sub superficial, se realizó una granulometría separada de cada capa.

#### **2.3.4.1. Granulometría**

Para el presente trabajo de investigación se necesitó caracterizar la granulometría mixta del cauce, para la aplicación de las diferentes fórmulas de cálculo del gasto sólido de fondo, para ello se realizó un análisis granulométrico por tamizado para obtener la curva granulométrica de la muestra, a partir de la mencionada curva obtener los diámetros representativos correspondientes a los siguientes porcentajes acumulados:  $D_{10}$ ,  $D_{16}$ ,  $D_{35}$ ,  $D_{40}$ ,  $D_{50}$ ,  $D_{65}$ ,  $D_{90}$ .

Para obtener las muestras se realizaron calicatas de aproximadamente de un metro por un metro en superficie alcanzando una profundidad máxima de un metro donde se alcanzó el nivel freático, la excavación de realizo por capas removiendo en primer lugar el material de superficial para después excavar en capas de 10 a 15 cm de espesor, se recogieron las

muestras aproximadamente 5 kg en bolsas plásticas para ser analizado en laboratorio de mecánica de suelos por tamizado.

En la tabla 2.18 se muestra la ubicación a coordenadas UTM de las calicatas donde se ha recogido la muestra.

*Tabla 2. 18: Zonas donde se recolectaron las muestras para el análisis granulométrico*

<b>PUNTO</b>	<b>Coordenadas UTM (E)</b>	<b>Coordenadas UTM (N)</b>
CC – 01	620128.567	8455171.414
CC – 02	620084.327	8455217.100
CC – 03	621375.425	8457282.028
CC – 04	620084.706	8455227.761

La muestra (CC – 01) corresponde al material de cantera sub superficial – obtenida de la calicata N°01, la muestra (CC – 02) corresponde al material del lecho - fondo del río en la estación de aforo, la muestra (CC – 03) corresponde al material de cantera superficial – obtenida mediante la calicata N° 02, la muestra (CC – 04) corresponde al material capturado con el muestreador del gasto sólido de fondo Helley – Smith. En la Fig. 41, 42,43,44 se muestra las curvas granulométricas obtenidas del análisis de muestras por tamizado en el laboratorio, para mayor detalle ver el Anexo N° 05, donde se adjunta los resultados de laboratorio.

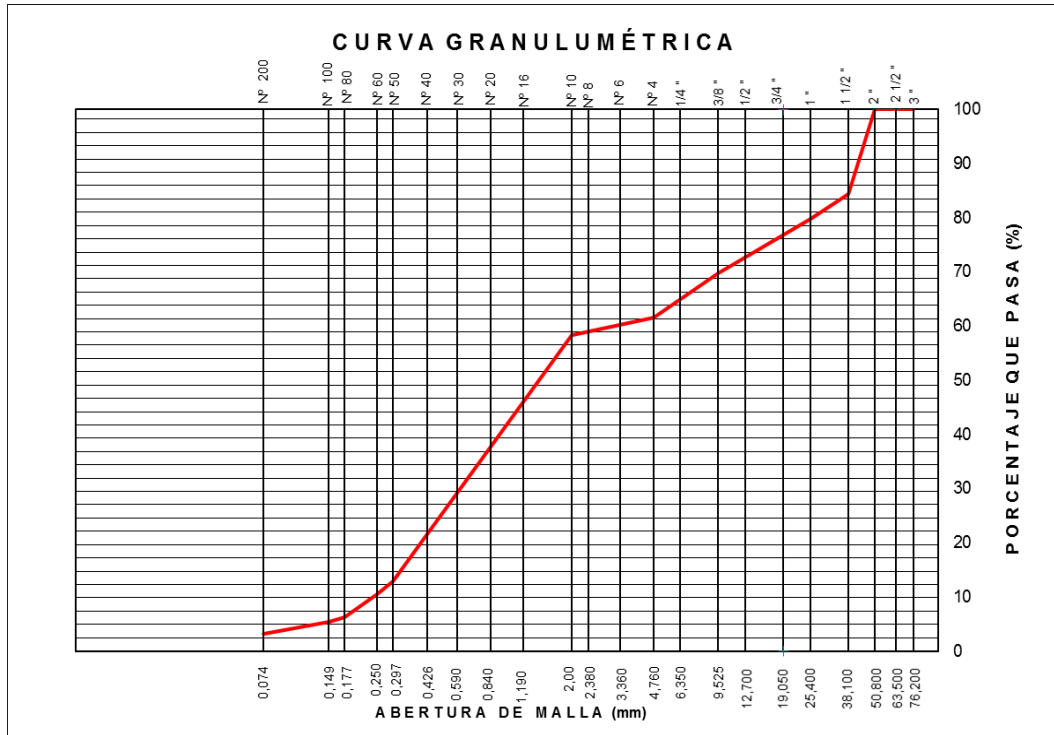


Figura 40: Curva granulométrica de la muestra (CC – 01)

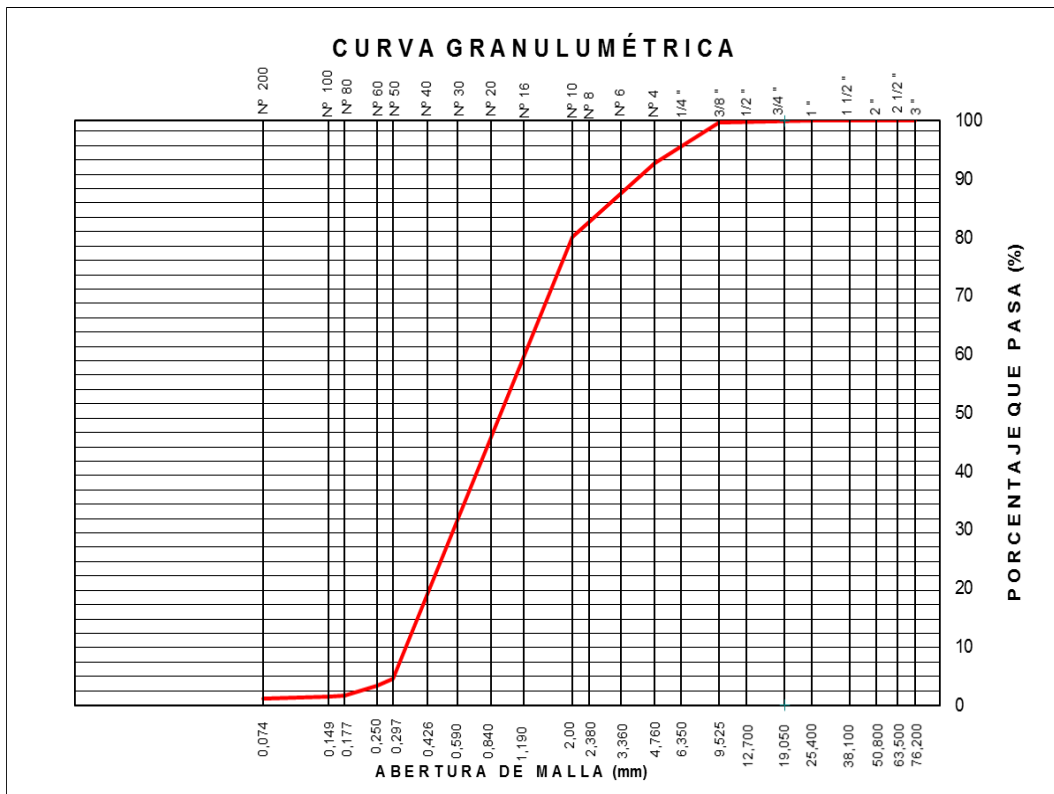


Figura 41: Curva granulométrica de la muestra (CC – 02)

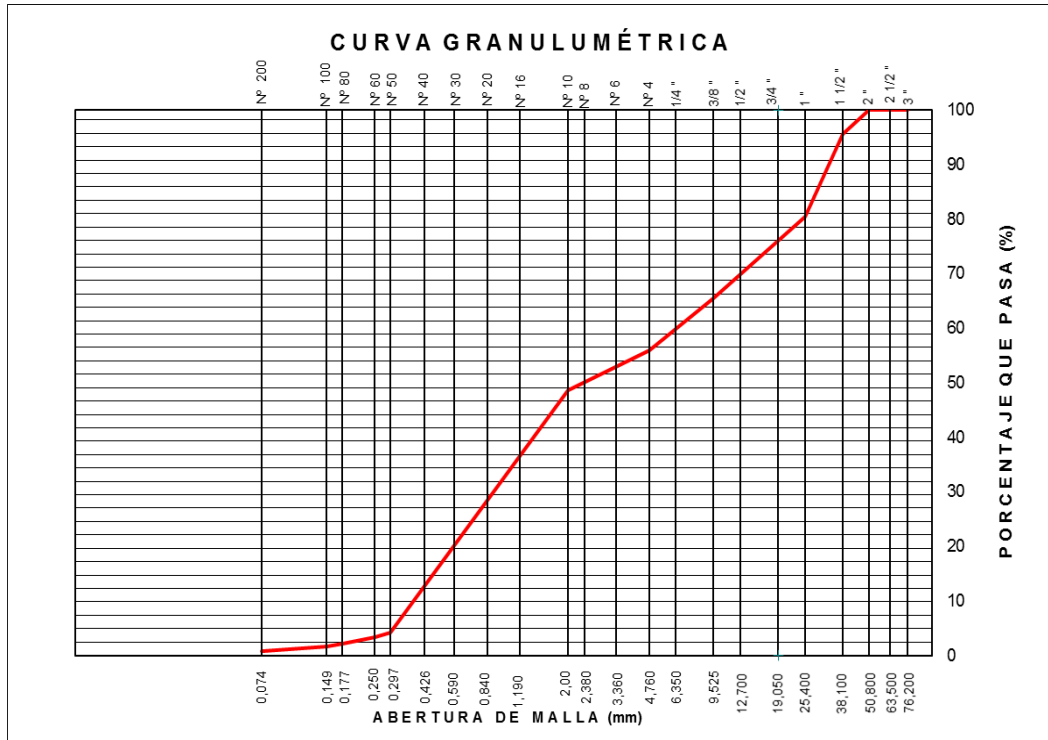


Figura 42: Curva granulométrica de la muestra (CC – 03)

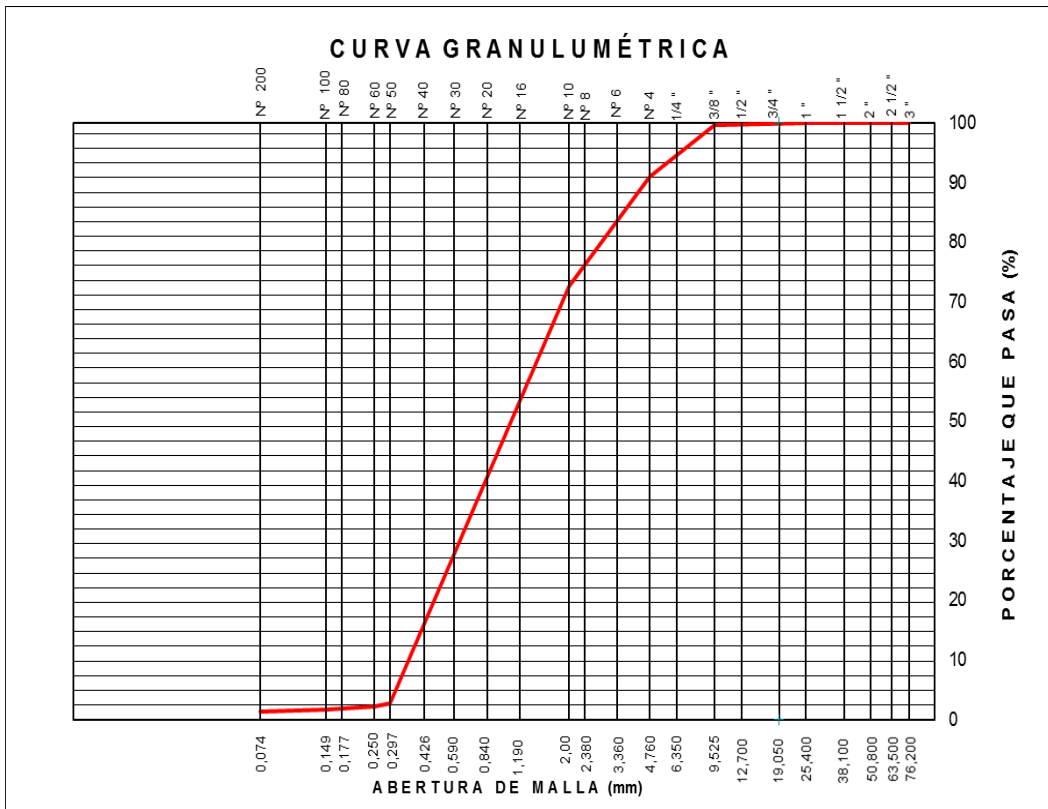


Figura 43: Curva granulométrica de la muestra (CC – 04)

En la tabla 2.15 se muestran los diferentes diámetros de partículas requeridos para el cálculo de ecuaciones empíricas para el cálculo de gasto sólido de fondo para el río Sondondo.

*Tabla 2. 19: Diámetros representativos de las partículas del río Sondondo*

<b>Diámetro característico</b>	<b>CC - 04 (mm)</b>	<b>CC - 04 (m)</b>
D16(mm)	0.718	0.0007
D35(mm)	1.149	0.0011
D40(mm)	1.262	0.0013
D50(mm)	1.489	0.0015
D84(mm)	3.715	0.0037
D90(mm)	4.612	0.0046
Dm(mm)	1.489	0.0015
Dmax(mm)	12.700	0.0127

#### **2.3.4.2. Parámetros de forma**

Para el presente trabajo de investigación se ha realizado y se calculó los parámetros de forma como la viscosidad de agua, la gravedad y peso específico del agua fueron determinados en el Laboratorio de Suelos y Análisis Foliar de la Facultad de Ciencias Agrarias – UNSCH, el peso específico del suelo se determinó a partir de la misma muestra del lecho de fondo, para mayor detalle de los procedimientos seguidos y los datos usados ver el Anexo N° 06, en la tabla 2.20 se muestra los resultados de los parámetros obtenidos para la estación de aforo.

*Tabla 2. 20: Resumen de datos obtenidos de los parámetros de forma para la estación de aforo*

<b>Viscosidad (m2/seg)</b>	<b>Gravedad (m2/seg)</b>	<b>PSA (Kgf/m3)</b>	<b>PSS (Kgf/m3)</b>
1.33371E-06	9.81	1000.37	2652

### 2.3.4.3. Parámetros hidráulicos

Con la finalidad de realizar una mejor estimación del gasto sólido de fondo y suspensión mediante el uso de ecuaciones empíricas, en la estación de aforo se contó con un perfil hidráulico del levantamiento topográfico de la sección de aforo, a partir del perfil topográfico y los caudales registrados en el periodo de monitoreo se determinó los parámetros hidráulicos de la sección, en la Tabla 2.21 se muestran los parámetros obtenidos, otros parámetros hidráulicos que se determinaron fueron la pendiente media del cauce (s) y el coeficiente de rugosidad (n). la pendiente media del cauce fue determina inicialmente en el Ítems anterior siendo S= 0.002, por otro lado, el coeficiente de rugosidad fue determinado a partir de la ecuación de Manning, (1988).

$$n = \frac{d^{2/3} \times S^{1/2}}{U} \quad (2. 11)$$

Dónde:

n = Coeficiente de Manning

d = profundidad de flujo en metros

S = pendiente de la perdida de carga

U = velocidad media de la corriente en m/s

El coeficiente de rugosidad de Manning calculado para el rio Sondondo fue n = 0.0292, según la tabla 2.17 se observa mayor detal este cálculo.

Tabla 2. 21: Parámetros hidráulicos en la estación de aforo

Día/mes/año	Escala limnimétrica H(cm)	Caudal Q(m3/seg)	Área A(m2)	Perímetro P(m)	Radio Hidráulico R (m)	Velocidad V(m/seg)	T (m)	Coefficiente de Manning (n)
02-ene-16	0.760	32.002	25.832	32.161	0.803	1.239	31.315	0.0312
05-ene-16	0.755	31.650	25.678	32.151	0.799	1.233	31.312	0.0312
09-ene-16	0.678	26.397	23.318	31.992	0.729	1.132	31.268	0.0320
12-ene-16	0.850	38.603	28.595	32.345	0.884	1.350	31.367	0.0305
16-ene-16	1.315	80.201	42.948	33.306	1.289	1.867	31.657	0.0284
19-ene-16	1.188	67.602	39.015	33.043	1.181	1.733	31.574	0.0288
23-ene-16	0.850	38.603	28.595	32.345	0.884	1.350	31.367	0.0305
26-ene-16	0.873	40.331	29.303	32.393	0.905	1.376	31.380	0.0304
30-ene-16	1.340	82.773	43.724	33.358	1.311	1.893	31.673	0.0283
02-feb-16	1.250	73.670	40.934	33.172	1.234	1.800	31.614	0.0286
06-feb-16	1.350	83.810	44.034	33.380	1.319	1.903	31.679	0.0283
09-feb-16	1.380	86.954	44.965	33.441	1.345	1.934	31.699	0.0282
13-feb-16	1.450	94.472	47.141	33.587	1.404	2.004	31.745	0.0280
16-feb-16	1.350	83.810	44.034	33.380	1.319	1.903	31.679	0.0283
20-feb-16	1.350	83.810	44.034	33.380	1.319	1.903	31.679	0.0283
23-feb-16	1.100	59.465	36.295	32.859	1.105	1.638	31.517	0.0292
27-feb-16	1.250	73.670	40.934	33.172	1.234	1.800	31.614	0.0286
01-mar-16	1.203	69.039	39.479	33.073	1.194	1.749	31.584	0.0288
05-mar-16	0.980	49.000	32.595	32.612	0.999	1.503	31.442	0.0297
08-mar-16	1.265	75.157	41.398	33.203	1.247	1.815	31.624	0.0285
12-mar-16	1.858	143.067	59.882	34.435	1.739	2.389	32.010	0.0271
15-mar-16	1.573	108.224	50.971	33.842	1.506	2.123	31.825	0.0277
19-mar-16	1.365	85.377	44.500	33.411	1.332	1.919	31.689	0.0282
22-mar-16	1.088	58.337	35.925	32.835	1.094	1.624	31.509	0.0292
26-mar-16	0.820	36.347	27.673	32.283	0.857	1.313	31.350	0.0307
31-mar-16	0.735	30.258	25.065	32.109	0.781	1.207	31.301	0.0314
							<b>31.5567</b>	<b>0.0292</b>

### III. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

#### 3.1. Curva de calibración de descargas

Para llegar a conocer el régimen de los ríos y/o las descargas líquidas y sólidas de una cuenca hidrográfica es necesario averiguar los caudales diariamente, al respecto Chereque (1991) menciona lo siguiente:

Para poder llegar a conocer los recursos hidráulicos de una cuenca es necesario averiguar el caudal, diariamente a la misma hora y durante el mayor número posible de años.

Después de haber seleccionado adecuadamente la sección del río, se estableció el perfil de la sección de aforo y se procedió a medir diariamente el caudal y los niveles alcanzados en el limnómetro, luego de un periodo se buscó la relación matemática entre los factores geométricos e hidráulicos y la altura limnimétrica y/o espejo de agua en la sección de aforo, una vez definido las características geométricas y el comportamiento fijo del lecho se eligió el método de Manning para elaborar curvas de calibración en cauces aluviales, los resultados de estas relaciones geométricas e hidráulicos se presenta en la Tabla 2.13, a partir de esta tabla, específicamente de los valores de altura (H) el caudal (Q) fue posible construir una curva de descargas del río, una curva que relaciona los caudales y los niveles y/o altura de agua mediante un expresión algebraica de modelo de regresión potencial encontrándose los valores de  $a = 50.687$ ,  $n = 1.6757$  y el coeficiente de correlación ( $R^2 = 0.9988$ ) como se observa se acerca a la unidad y es un coeficiente aceptable para el presente estudio, obteniéndose la ecuación de (Ec. 3.1) que relaciona el caudal en función de cotas:

$$Q = 50.687(H - H_0)^{1.6757} \quad (3. 1)$$

**Dónde:**

Q: Caudal (m<sup>3</sup>/seg)

H: Niveles de lectura en el limnómetro o escala (m)

H<sub>0</sub>: el valor de este parámetro se ha considerado nulo ya que el método de Manning busca una relación del factor geométrico e hidráulico.

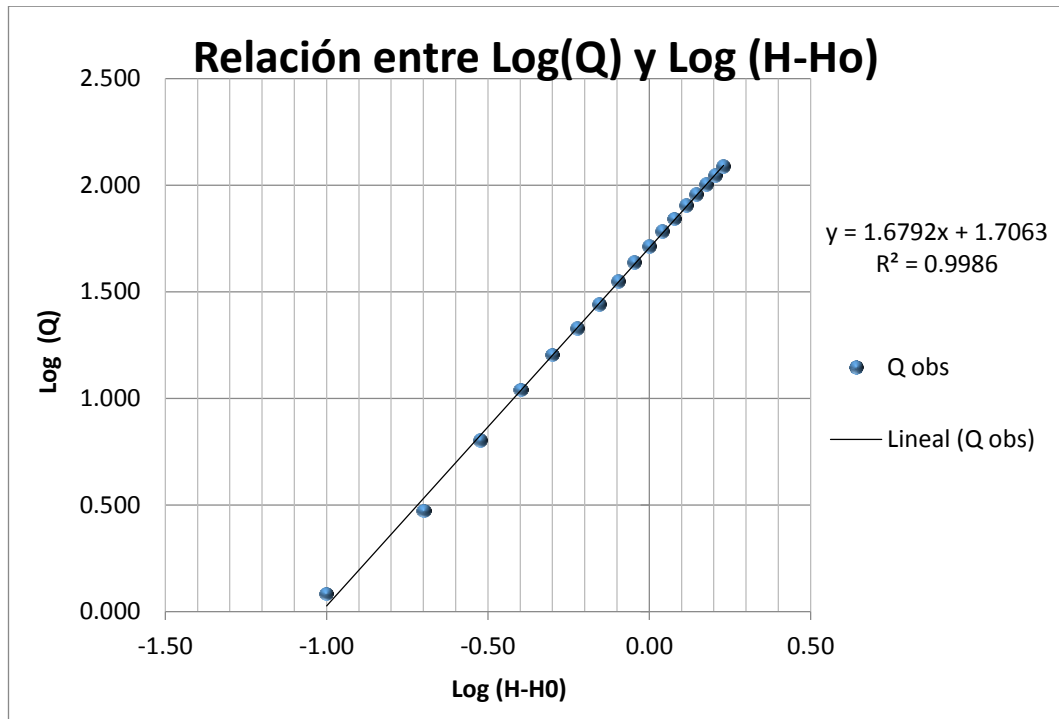


Figura 44: Relación entre Log (Q) y log (H – H<sub>0</sub>)

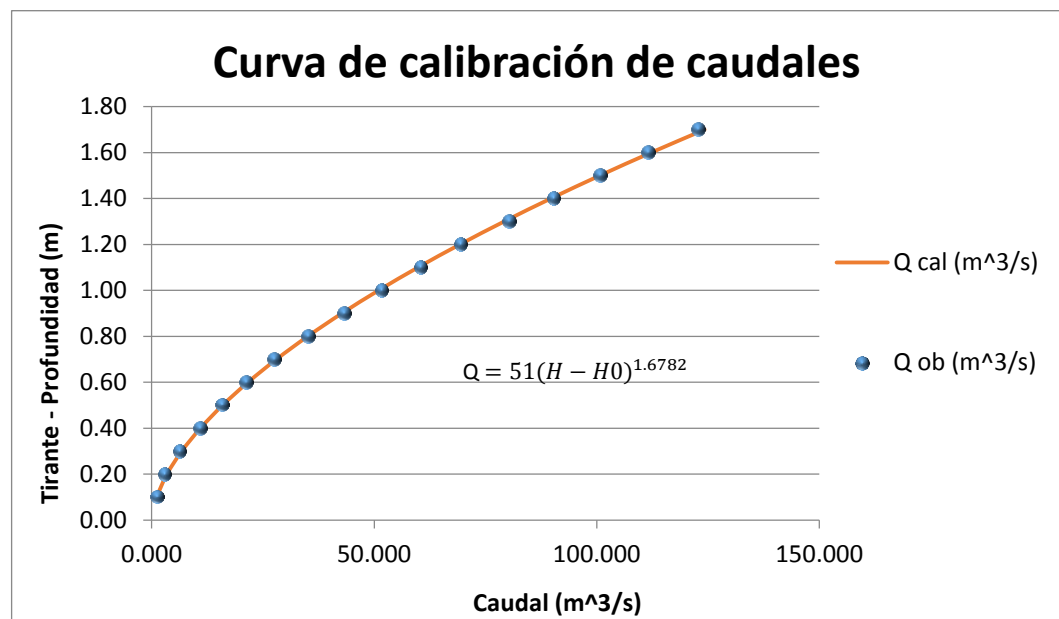


Figura 45: Curva de Calibración para la estación de aforo del río Sondondo

Una vez dibujada la curva de descarga se suspendió los aforos directos, y se procedió a medir el nivel del espejo de agua alcanzado en el limnómetro calibrado.

### 3.1.1. Caudales instantáneos

Los caudales instantáneos fueron calculados al reemplazar las lecturas de las cotas registradas por el observador en la ecuación de la curva de calibración (Ec. 3.1) previamente elaborado para la realización del presente trabajo de investigación, los resultados se muestran en hidrógrama mensuales a continuación:

#### Caudales registrados (enero – 2016)

Se ha registrado caudales instantáneos diarios desde el 01 de enero con el objetivo de monitoreo el régimen de descargas líquidos y/o descargas del rio Sondondo, lográndose registrar un caudal de 26.56 m<sup>3</sup>/seg, el día 09 de enero el caudal más bajo del mes y el caudal máximo registrado fue el día 29 de enero donde se tuvo una descarga de 88.544 m<sup>3</sup>/seg, para mayor detalle se presenta el hidrograma de descargas para el mes de enero del 2016, en la Fig. 46 se puede describir mediante un gráfico la regresión lineal que relaciona el caudal instantáneo y las cotas registradas en el mes de enero del 2016 los cuales tiene un coeficiente de correlación aceptable de  $R^2 = 0.9961$ , el cual se aproxima a la unidad, lo descrito se representa en la Fig.47.

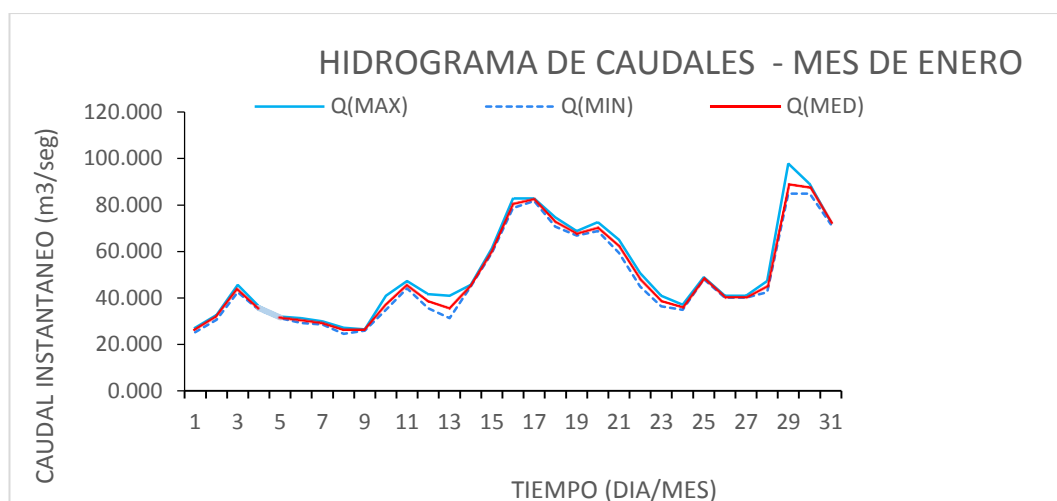


Figura 46: Hidrograma de caudales instantáneos del mes de enero del 2016

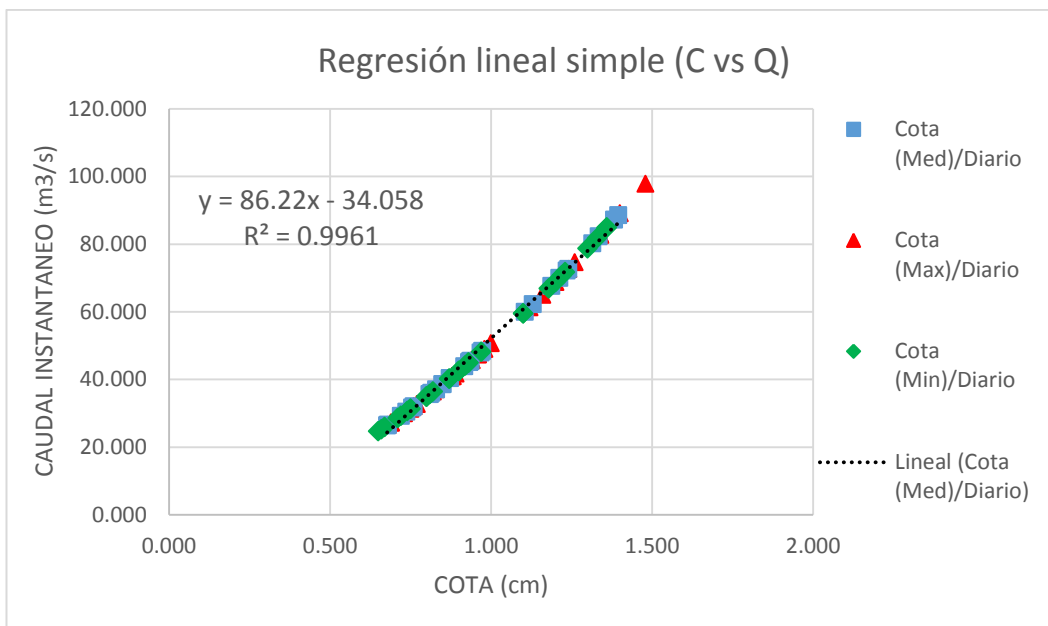


Figura 47: Regresión lineal simple de las cotas en función de caudales - estación Puente Cayhua 2016

### Caudales registrados (febrero – 2016)

En el mes de febrero se ha registrado caudales constantes esto por la presencia de precipitaciones en la sub cuenca del Sondondo, el caudal mínimo registrado en la estación hidrométrica fue de 55.886 m<sup>3</sup>/seg, y el caudal máximo registrado fue de 96.665 m<sup>3</sup>/seg. En la Fig. 48 se muestra para mayor detalle el hidrograma de caudales instantáneos del mes de febrero del 2016.

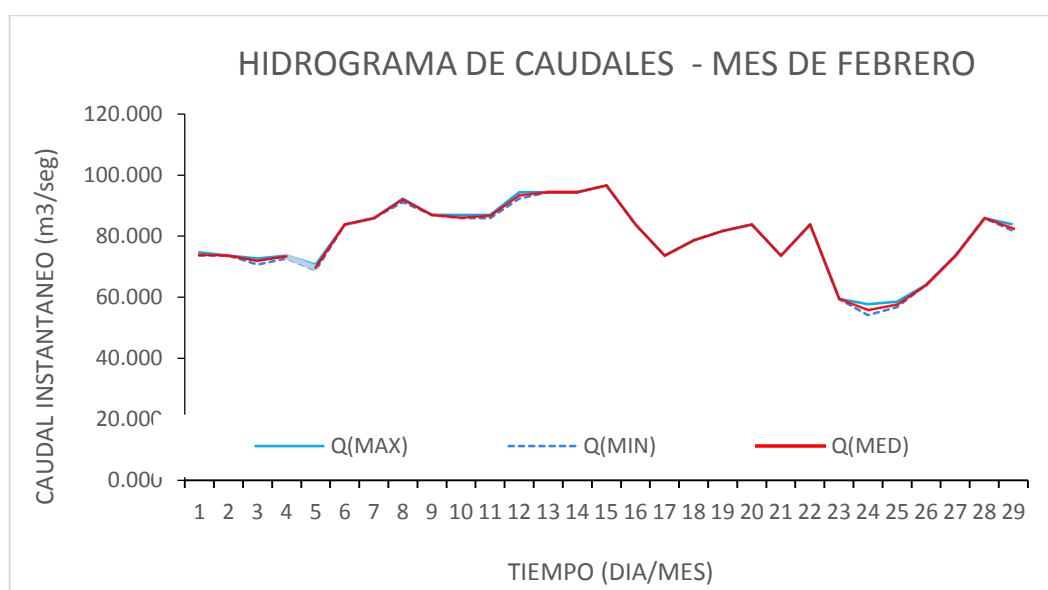


Figura 48: Hidrograma de caudales instantáneos del mes de febrero del 2016

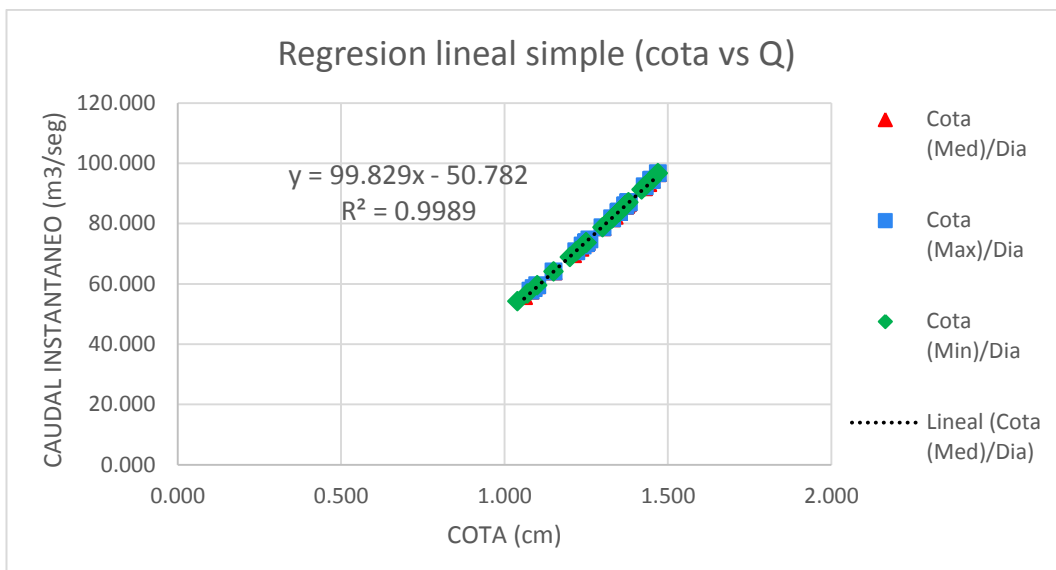


Figura 49: Regresión lineal simple de las cotas en función de caudales - estación Puente Cayhua 2016

### Caudales registrados (marzo – 2016)

En el mes de marzo las descargas del río Sondondo fueron irregulares, el 12 de marzo del 2016 época donde el río Sondondo presento extraordinariamente su mayor descarga del año, obtenido una velocidad de  $V = 2.389$  m/seg y un caudal de  $143.067$  m³/seg, a partir de la fecha las descargas disminuyen hasta un caudal de  $30.258$  m³/seg, se espera el caudal continúe disminuyendo hasta obtener un caudal promedio de  $15$  m³/seg caudal registrado en época de estiaje. En la Fig. 50 se muestra el hidrógrama de descargas del mes de marzo.

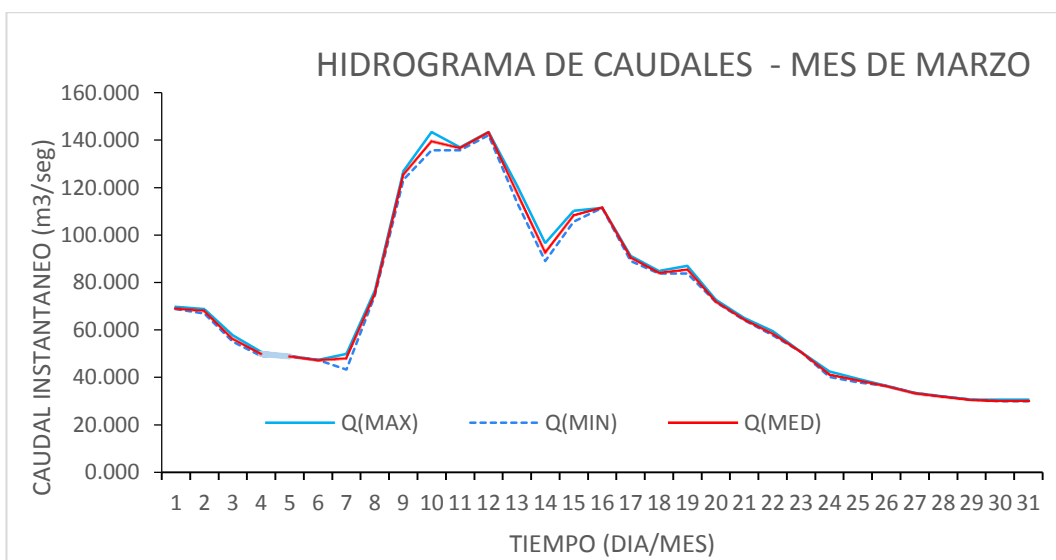


Figura 50: Hidrograma de caudales instantáneos del mes de marzo del 2016

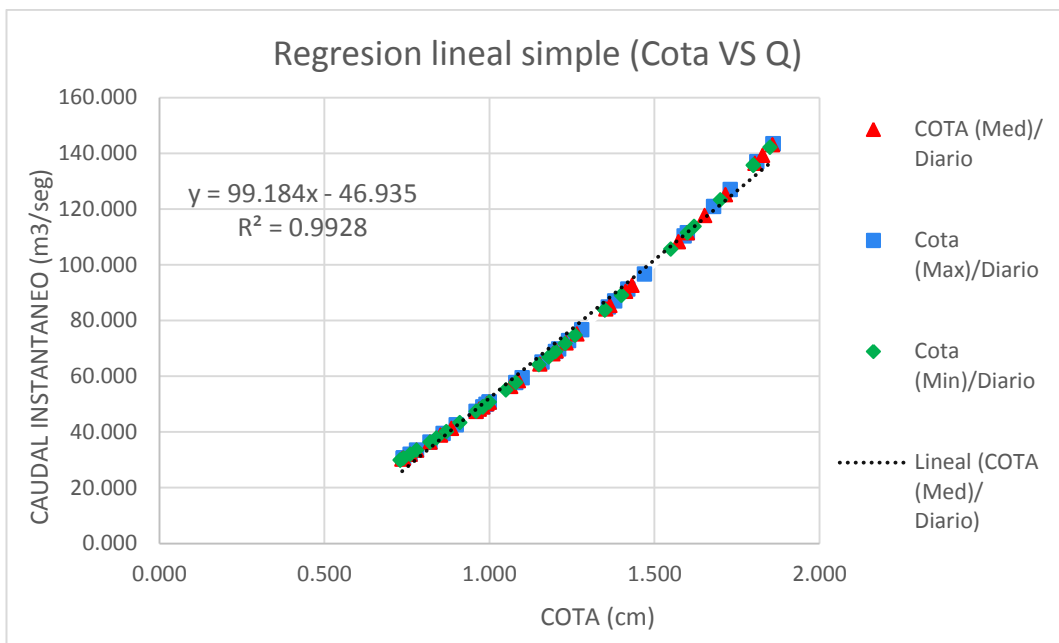


Figura 51: Regresión lineal simple de las cotas en función de caudales - estación Puente Cayhua 2016

En la Fig. 52 se muestran el hidrógrama de caudales instantáneos para el ciclo hidrológico monitoreado (Enero – Marzo del 2016)

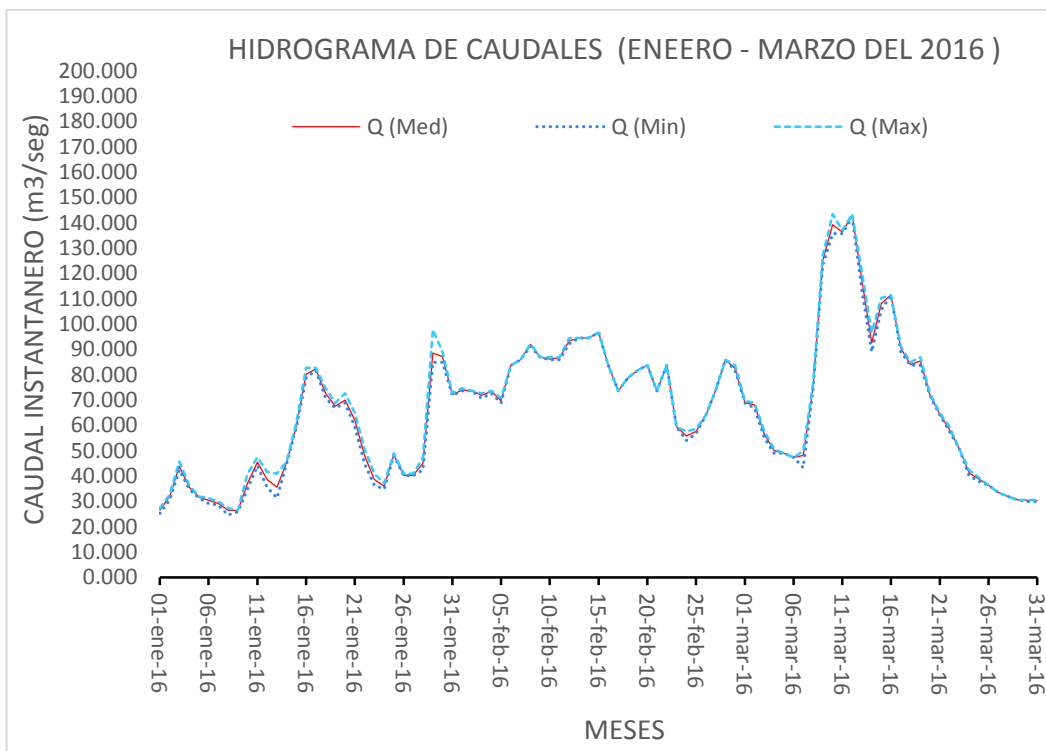


Figura 52: Hidrograma de caudales instantáneos para el ciclo hidrológico monitoreado (Enero – Marzo del 2016)

### 3.2. Comparación del gasto sólido de fondo

#### 3.2.1. Resultados del gasto sólido de fondo obtenidas experimentalmente

Los gastos sólidos de fondo fueron capturados con el muestreador Helley Smith donde estas muestras fueron llevados a laboratorio para ser secado y pesado cuyos resultados de laboratorio se muestran en la tabla 2.14, a partir de estos resultados y los parámetros que se muestran en la tabla 2.15, se calcularon el gasto sólido de fondo expresado en Kg/min, al reemplazar en la ecuación 2.7. En la Tabla 3.1 se muestran los resultados finales.

Tabla 3. 1: Resultados del gasto sólido de fondo obtenidas con el Muestreador de Halley Smith

Y (m)	Q (m3/seg)	pesado	kg/mim	TSF Kg/seg
0.678	23.318	0.443	18.078	26.033
0.735	25.065	0.586	23.930	34.459
0.755	25.678	0.665	27.166	39.118
0.760	25.832	0.678	27.697	39.883
0.820	27.673	0.795	32.492	46.789
0.850	28.595	0.871	35.581	51.236
0.850	28.595	0.881	35.989	51.824
0.873	29.303	0.958	39.135	56.354
0.980	32.595	1.148	46.896	67.531
1.088	35.925	1.356	55.393	79.766
1.100	36.295	1.352	55.230	79.531
1.188	39.015	1.543	63.013	90.738
1.203	39.479	1.554	63.498	91.437
1.250	40.934	1.741	71.125	102.419
1.250	40.934	1.741	71.129	102.425
1.265	41.398	1.773	72.443	104.318
1.315	42.948	1.942	79.340	114.250
1.340	43.724	2.094	85.550	123.192
1.350	44.034	2.113	86.332	124.318
1.350	44.034	2.113	86.336	124.324
1.350	44.034	2.114	86.345	124.336
1.365	44.500	2.212	90.361	130.120
1.380	44.965	2.227	90.957	130.978
1.450	47.141	2.432	99.360	143.079
1.573	50.971	2.782	113.660	163.670
1.858	59.882	3.748	153.127	220.503

Se ha obtenido una serie de datos confiables de los caudales sólidos, a partir del cual se ha generado un modelo de distribución cuadrática mediante mínimos cuadrados, obteniéndose que el gasto sólido de fondo obedece a la siguiente ecuación de la distribución:

$$Q_{sf} = 0.0007 x^2 + 1.5369 x - 11.17 \quad (3.2)$$

El coeficiente de correlación  $R^2$ , es de 0.9953 que indica que, aunque no tiene una tendencia lineal perfecta por no ser igual a la unidad, al ser cercano a la unidad se observa un coeficiente aceptable para el estudio.

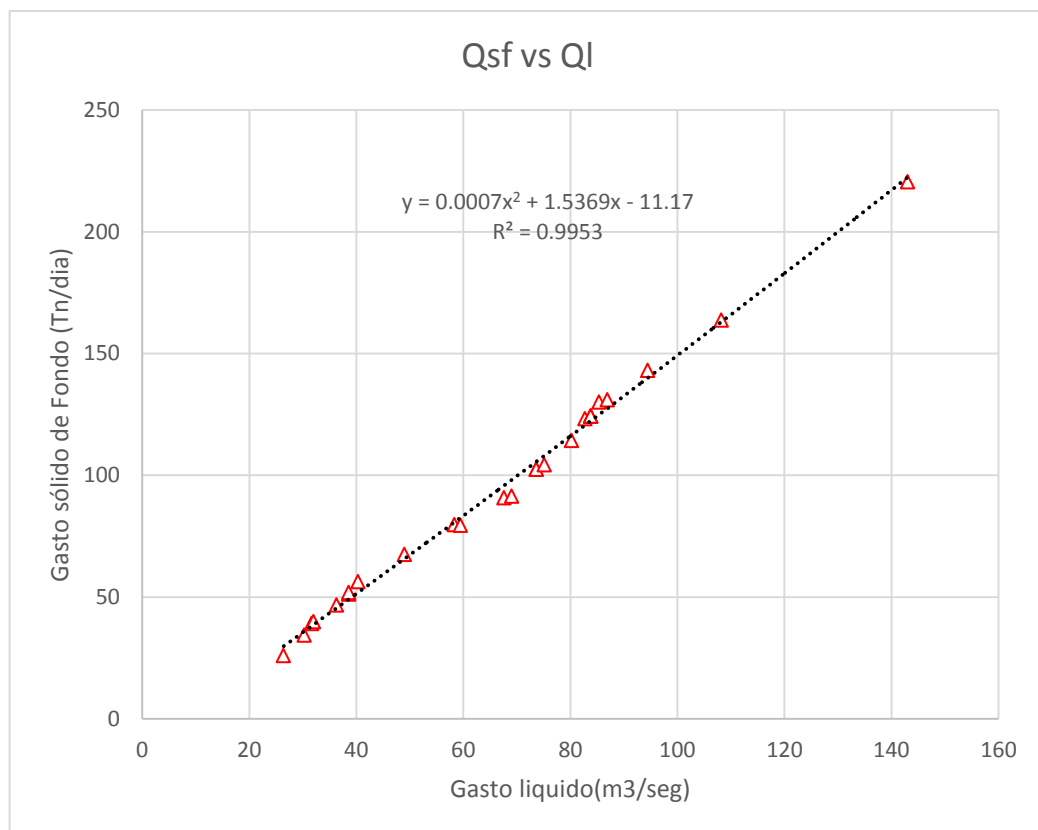


Figura 53: Relación del gasto sólido en función del gasto líquido del río Sondondo.

### 3.2.2. Comparación del gasto sólido de fondo estimadas a partir de las formulas empíricas

De acuerdo a los parámetros hidráulicos como: caudal, pendiente, velocidad, radio hidráulico y parámetros de forma como la granulometría, viscosidad, peso específico, coeficiente de rugosidad de la sección de aforo y/o estación hidrométrica se estimó el gasto sólido de fondo ( $Q_{sf}$ ) a partir de 05 ecuaciones más usados en el medio: Du Boys, Schocklish,

Einsten y Brown, Meyer - Peter y Muller, Levi. Obteniendo resultados muy variados los cuales podemos observar en la tabla 3.2. Estos resultados fueron comparados con los datos obtenidos mediante el monitoreo (Muestreador Helley – Smith), para tener una mejor idea y poder comparar los diferentes resultados de gasto sólido de fondo, se procedió a construir las curvas de variación del gasto sólido de fondo y caudales líquidos, debido al alto rango de variabilidad de los resultados se han ajustado los ejes a escala logarítmica, tal como se muestra en la Fig. 54.

Tabla 3. 2: Cuadro comparativo del resultado del gasto sólido de fondo

$Q$ (m <sup>3</sup> /seg)	$T_{SF}$ (TN/día) DU BOYS	$T_{SF}$ (TN/día) SCHOKLITSCH	$T_{SF}$ (TN/día) MEYER - PETER	$T_{SF}$ (TN/día) E. BROWN	$T_{SF}$ (TN/día) LEVI	$T_{SF}$ (TN/día) HELLEY- SMITH
26.40	9,491.242	487.087	523.701	10,802.190	4,227.936	73.421
30.26	10,984.377	561.652	582.213	13,284.432	5,367.147	81.972
31.65	11,530.812	588.543	610.465	14,232.229	5,797.975	86.687
32.00	11,670.482	595.341	617.649	14,477.710	5,908.221	87.465
36.35	13,396.554	679.271	653.685	17,617.595	7,338.544	94.518
38.60	14,300.110	722.839	695.981	19,336.765	8,123.621	99.051
38.60	14,300.110	722.839	695.981	19,336.765	8,123.621	99.643
40.33	15,011.430	756.206	728.946	20,725.150	8,724.829	104.251
49.00	18,524.653	923.641	835.715	28,008.691	12,097.721	115.746
58.34	22,407.473	1,103.976	1,057.135	36,819.331	16,094.747	128.378
59.46	22,860.303	1,125.762	1,084.277	37,895.204	16,636.494	128.172
67.60	26,296.317	1,282.934	1,135.313	46,371.167	20,466.529	139.772
69.04	26,905.703	1,310.689	1,158.999	47,929.929	21,176.747	140.526
73.67	28,845.646	1,400.128	1,233.715	53,000.386	23,555.130	151.813
73.67	28,845.646	1,400.128	1,233.715	53,000.386	23,555.130	151.819
75.16	29,477.852	1,428.856	1,257.851	54,687.102	24,327.988	153.790
80.20	31,632.781	1,526.282	1,339.366	60,561.017	27,005.447	164.051
82.77	32,734.498	1,575.948	1,380.609	63,637.168	28,404.958	173.233
83.81	33,176.153	1,595.992	1,397.063	64,884.189	28,977.454	174.412
83.81	33,176.153	1,595.992	1,397.063	64,884.189	28,977.454	174.418
83.81	33,176.153	1,595.992	1,397.063	64,884.189	28,977.454	174.430
85.38	33,850.059	1,626.245	1,422.090	66,800.874	29,847.423	180.373
86.95	34,530.243	1,656.723	1,447.249	68,753.306	30,735.739	181.303
94.47	37,775.302	1,801.916	1,565.945	78,310.512	35,073.121	193.907
108.22	43,783.019	2,067.550	1,780.412	97,013.419	43,437.372	215.448
143.07	59,132.217	2,740.576	2,303.070	150,188.370	67,246.273	275.144

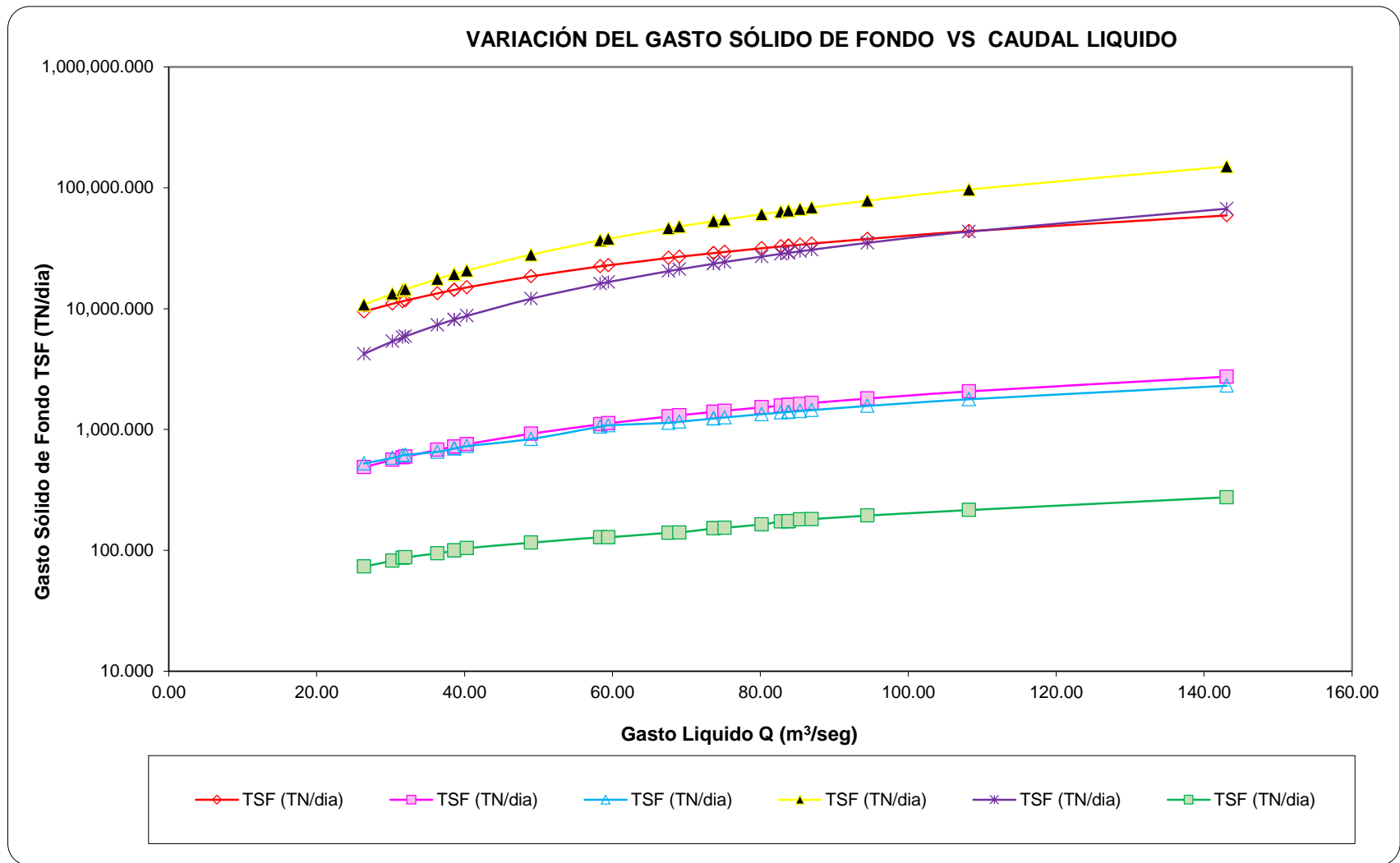


Figura 54: Variación del gasto sólido de fondo vs caudal líquido.

De esta manera podemos observar que los valores más altos que se pudieron calcular, están dados por la fórmula de Einstein Brown con 150,188.370 TN/día, seguido por la formula DuBoys con 59,132.217 TN/día, también se puede observar el resultado de la fórmula de Levi con 67,246.273 TN/día, Como valores más bajos podemos ver los resultados de las fórmulas de Schocklitsch con un resultado de 2,740.576 TN/día, seguido por la fórmula de Meyer Peter y Muller con 2,303.070 TN/día, y el gasto sólido de fondo obtenido mediante el Muestreador de Halley Smith con un resultado de 275.144 TN/día.

Para evaluar y comparar los diferentes modelos y/o fórmulas empíricas con el modelo patrón y/o estimadas experimentalmente con equipo muestreador de Halley Smith, se realizó un análisis estadístico y matemático para indicar gráficamente cuál de las varias fórmulas empíricas que estiman el gasto sólido de fondo es la más realista y cuantificar el grado de correspondencia, para ello se usó el diagrama de Taylor, el cual evalúa y compara gráficamente los modelos en termino de tres estadísticas; el coeficiente de correlación de Pearson, la raíz cuadrada de la media de error (RMSE) y la desviación estándar normalizado.

Luego del análisis estadístico el coeficiente de correlación de pearson de las formulas empíricas con lo observado y/o estimado experimentalmente varía entre 0.98 hasta 0.99, de los resultados obtenidos se observa que existe una correlación directa, la desviación estándar varia de 47.5 hasta 31,418.4 Tn/día, se puede observar también que existe una gran variabilidad en la estimación del gasto sólido de fondo, tal como se puede observar en el Fig.55.

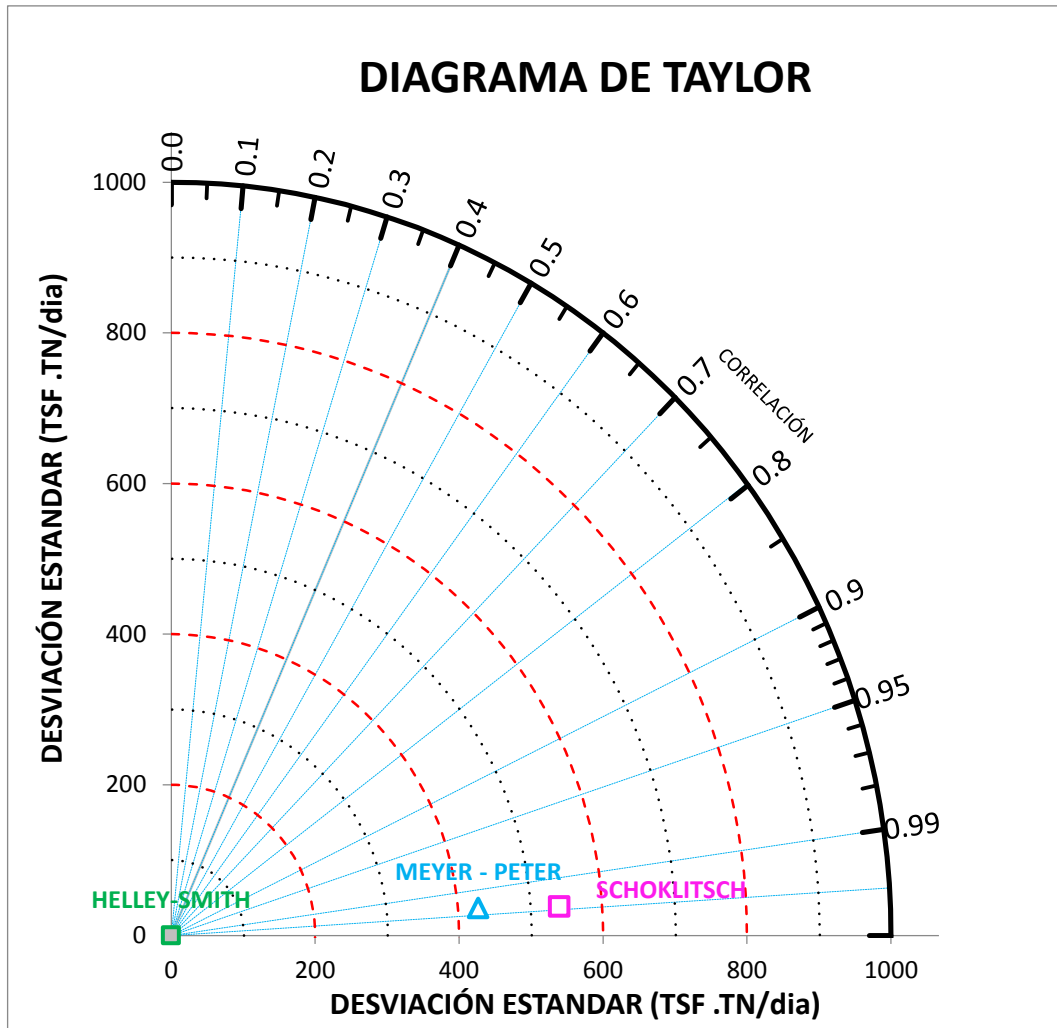


Figura 55: Diagrama de Taylor – Gasto sólido de fondo.

Para evaluar y analizar en el diagrama de Taylor se realizó el coeficiente de correlación de Pearson, resultados estimados con las fórmulas empíricas estudiadas con lo estimado experimentalmente (Muestreador de Helley Smith), de los cuales se observa que la fórmula de Meyer Peter y Muller es la mejor que se correlaciona con el patrón estimado experimentalmente, también se observa que la fórmula de Schocklitsch muestra resultados aceptables con respecto al patrón, excluyéndose las fórmulas DuBoys, Einstein Brown, Levi por presentar un alto rango desviación estándar y/o variabilidad así mismo presentan mayor dispersión y error relativo.

Frente a esta gran variación en la predicción del gasto sólido de fondo por las fórmulas empíricas, se puede deducir que las ecuaciones de DuBoys, Einstein Brown, Schocklitsch y Meyer Peter y Muller no incorporan el efecto de la viscosidad dinámica y que esta omisión puede afectar la predicción en especial cuando en la cuenca se tenga valores significativos de lavado en el cauce, otra consideración que se ha observado es que no todas las ecuaciones consideran la magnitud de la rugosidad del cauce a excepción de la fórmula de Meyer Peter y Muller.

Otra de las consideraciones que está relacionado es que todas las ecuaciones asumen una oferta ilimitada del transporte de sedimentos, sin embargo, cada río en particular posee diferentes características hidráulicas geomorfológicas y sedimentológicas, otro factor que no se considera está relacionado al comportamiento del lecho a la tensión de arrastre ejercida en épocas de máximas avenidas, donde cambian generalmente las condiciones de tamaño de las partículas.

En el periodo monitoreado de las descargas líquidas y sólidos del río Sondondo se ha observado que fue un año seco por ausencia de lluvias en la sub cuenca, los cuales limitaron registrar mayores caudales y caudales de máximas avenidas, allí surge una interrogante más, cuál sería la tendencia del gasto sólido de fondo observado en función al caudal de avenidas y/o eventos extremos, posiblemente la tendencia de esta relación se incremente ya que a mayores caudales la capacidad de transporte del gasto sólido de fondo es mayor.

### **3.3. Comparación del gasto sólido en suspensión**

#### **3.3.1. Resultados del gasto sólido en suspensión obtenidas experimentalmente**

Según el Tabla 2.14 muestra los resultados del laboratorio de la Concentración de sólidos suspendidos en peso por unidad volumétrica, con este resultado se calculó los valores del transporte de sedimentos en suspensión mediante la utilización de la fórmula que relaciona el caudal y

la concentración sólidos. Los resultados del gasto sólido en suspensión para el ciclo hidrológico monitoreado se presentan en la tabla.3.3.

Tabla 3. 3: Cuadro de resultados del gasto sólido de suspensión

y (m)	Q (m <sup>3</sup> /seg)	CS (kg/m <sup>3</sup> )	T ss kg/seg/m	T ss Kg/seg	Tss (TN/dia) MEDICIÓN
0.68	26.40	1.22	1.03	32.26	2,787.00
0.74	30.26	1.81	1.75	54.80	4,734.42
0.76	31.65	1.93	1.95	61.08	5,277.68
0.76	32.00	2.01	2.05	64.26	5,552.05
0.82	36.35	2.61	3.03	94.90	8,199.65
0.85	38.60	2.93	3.61	113.18	9,779.16
0.85	38.60	2.94	3.62	113.57	9,812.51
0.87	40.33	3.30	4.25	133.25	11,513.07
0.98	49.00	4.32	6.72	211.43	18,267.90
1.09	58.34	5.20	9.63	303.35	26,209.47
1.10	59.46	5.31	10.01	315.58	27,265.98
1.19	67.60	6.11	13.09	413.32	35,710.78
1.20	69.04	6.32	13.81	436.19	37,686.74
1.25	73.67	6.73	15.69	496.09	42,862.31
1.25	73.67	6.70	15.62	493.73	42,658.63
1.27	75.16	6.81	16.18	511.74	44,214.71
1.32	80.20	7.21	18.27	578.33	49,967.74
1.34	82.77	7.41	19.37	613.51	53,007.25
1.35	83.81	7.54	19.95	632.01	54,605.90
1.35	83.81	7.52	19.89	630.00	54,432.11
1.35	83.81	7.52	19.90	630.34	54,461.08
1.37	85.38	7.64	20.59	652.36	56,364.07
1.38	86.95	7.73	21.21	672.42	58,097.00
1.45	94.47	8.21	24.44	775.71	67,020.98
1.57	108.22	8.71	29.61	942.31	81,415.26
1.86	143.07	10.00	44.69	1,430.67	123,610.21

Se ha obtenido una serie de datos confiables de los caudales sólidos en suspensión, a partir del cual se ha generado un modelo de distribución cuadrática mediante mínimos cuadrados, obteniéndose que el gasto sólido en suspensión obedece a la siguiente ecuación de la distribución:

$$Qsf = 2.3869 \times^2 + 661.79 \times -18596 \quad (3. 3)$$

El coeficiente de correlación R<sup>2</sup>, es de 0.9985 que indica que, aunque no tiene una tendencia lineal perfecta por no ser igual al 1, al ser cercano a la unidad se observa un coeficiente aceptable para el estudio.

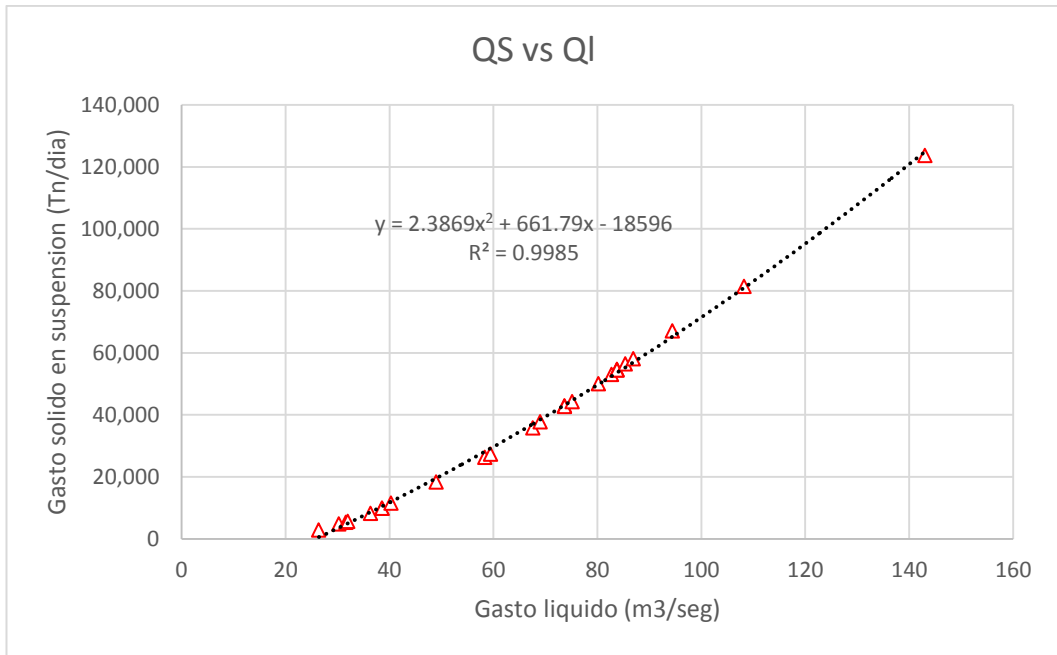


Figura 56: Relación del gasto sólido en suspensión en función del gasto liquido del río Sondondo

### 3.3.2. Comparación del gasto sólido en suspensión estimadas a partir de las formulas empíricas

Para el cálculo del gasto sólido en suspensión mediante fórmulas empíricas se ha utilizado los parámetros hidráulicos del río Sondondo como el caudal, pendiente, velocidad, radio hidráulico y parámetros de forma como la granulometría, viscosidad, peso específico, coeficiente de rugosidad de la sección de aforo, para estimar el gasto sólido en suspensión se ha utilizado 03 ecuaciones: Garde Pande, Samaga y Benedict Banuni, obteniendo resultados muy variados los cuales podemos observar la tabla 3.4.

Tabla 3. 4: Cuadro comparativo del resultado del gasto sólido de fondo

y (m)	Q (m <sup>3</sup> /seg)	T <sub>ss</sub> (TN/día)			
		GARDE Y PANDE	SAMAGA	BENEDICT-VANUNI	MEDICIÓN
0.68	26.40	2,070.17	10,347.03	3,071.87	2,787.00
0.74	30.26	2,721.90	12,724.68	5,215.28	4,734.42
0.76	31.65	2,980.31	13,632.54	5,813.03	5,277.68
0.76	32.00	3,047.81	13,867.68	6,114.76	5,552.05
0.82	36.35	3,942.71	16,875.26	9,025.26	8,199.65
0.85	38.60	4,453.95	18,521.99	10,760.37	9,779.16
0.85	38.60	4,453.95	18,521.99	10,796.96	9,812.51
0.87	40.33	4,872.08	19,851.88	12,663.55	11,513.07
0.98	49.00	7,225.98	26,828.52	20,073.16	18,267.90
1.09	58.34	10,308.98	35,267.91	28,774.16	26,209.47
1.10	59.46	10,710.22	36,298.45	29,930.87	27,265.98
1.19	67.60	13,912.96	44,417.27	39,169.59	35,710.78
1.20	69.04	14,522.30	45,910.35	41,328.56	37,686.74
1.25	73.67	16,560.33	50,767.16	46,984.84	42,862.31
1.25	73.67	16,560.33	50,767.16	46,763.05	42,658.63
1.27	75.16	17,247.61	52,382.81	48,463.70	44,214.71
1.32	80.20	19,686.87	58,009.22	54,747.74	49,967.74
1.34	82.77	20,993.32	60,955.75	58,066.42	53,007.25
1.35	83.81	21,530.58	62,150.23	59,810.00	54,605.90
1.35	83.81	21,530.58	62,150.23	59,621.06	54,432.11
1.35	83.81	21,530.58	62,150.23	59,652.55	54,461.08
1.37	85.38	22,358.09	63,986.15	61,729.59	56,364.07
1.38	86.95	23,208.01	65,856.32	63,621.69	58,097.00
1.45	94.47	27,473.33	75,010.82	73,359.48	67,020.98
1.57	108.22	36,242.07	92,925.66	89,071.29	81,415.26
1.86	143.07	63,868.73	143,860.03	135,060.99	123,610.21

Para comparar los resultados obtenidos de la fórmulas empíricas se ha construido una curva de variación del gasto sólido en suspensión en (Tn/día) Vs caudal líquidos en (m<sup>3</sup>/seg), debido al alto rango de variabilidad de los resultados se han ajustado los ejes a escala logarítmica tal como se muestra en la Fig. 57, los valores resultantes que se obtenían del gasto sólido en suspensión, van desde 63,868.73 TN/día obtenido mediante el uso de la fórmula de Garde y Pande, siendo este valor el más bajo calculado. Seguido por el resultado de la fórmula de Samara, siendo este la cantidad de 143, 860.03 TN/día, así también como podemos ver, los valores resultantes de la fórmula Benedict y Banuni, con un valor máximo de 135,060.99 TN/día, son los que más se acercan a los resultados calculados mediante la concentración de sólidos, el cual presenta un valor de 123,610.21 TN/día.

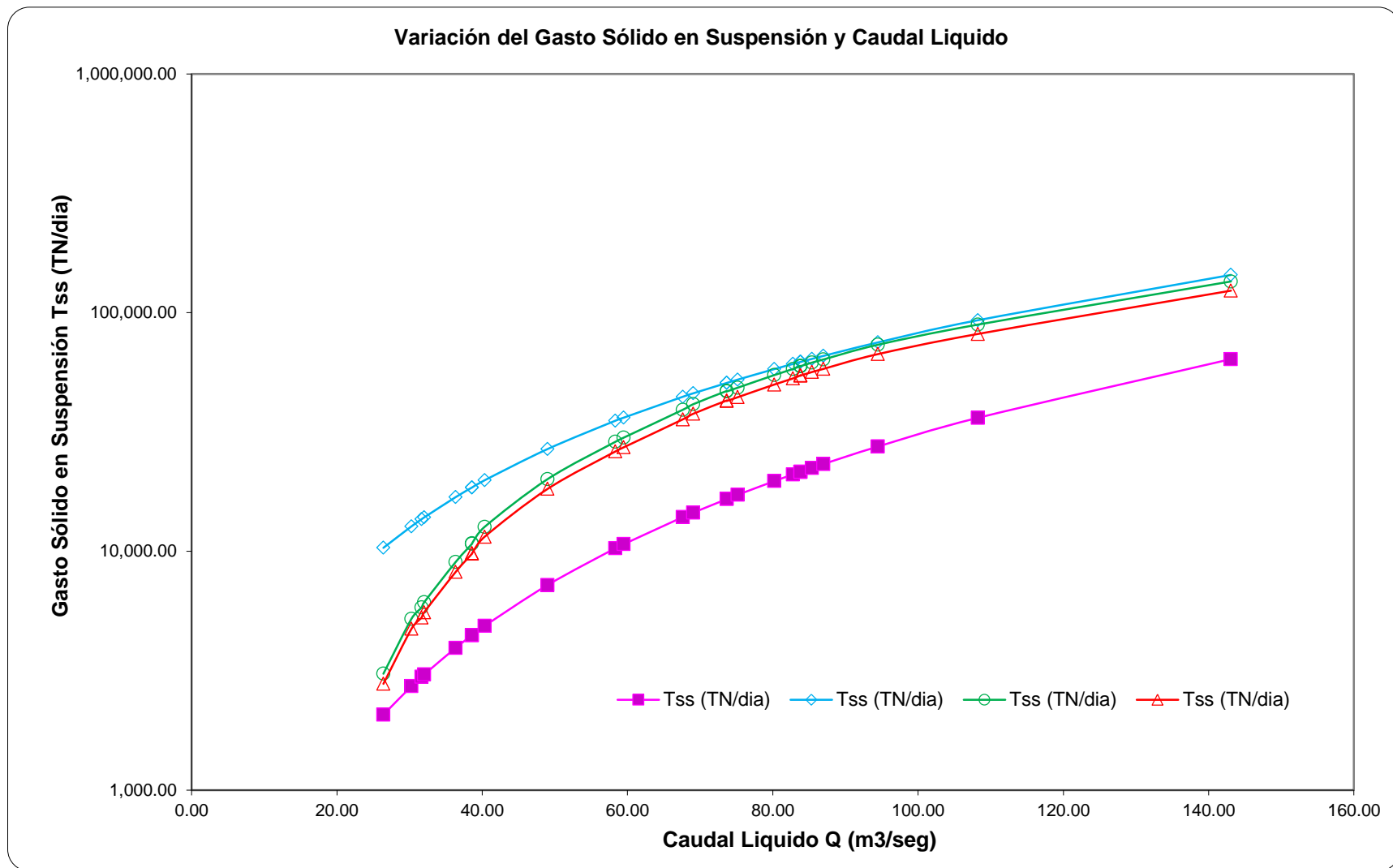


Figura 57: Variación del gasto sólido en suspensión vs caudal líquido.

Para evaluar y comparar los diferentes modelos y/o fórmulas empíricas con el modelo patrón y/o estimadas, se realizó un análisis estadístico y matemático para indicar gráficamente cuál de las varias fórmulas empíricas que estiman el gasto sólido en suspensión es la más realista y cuantificar el grado de correspondencia, para ello el diagrama de Taylor, el cual evalúa y compara gráficamente los modelos en termino de tres estadísticas; el coeficiente de correlación de Pearson, la raíz cuadrada de la media de error (RMSE) y la desviación estándar normalizado.

Luego del análisis estadístico el coeficiente de correlación de Pearson de las fórmulas empíricas con lo observado y/o estimado experimentalmente varía entre 0.98 hasta 0.99, de los resultados obtenidos se observa que existe una correlación directa, la desviación estándar varia de 13,333.93 hasta 31,197.94 Tn/día, se puede observar que existe una gran variabilidad en la estimación del gasto solido en suspensión.

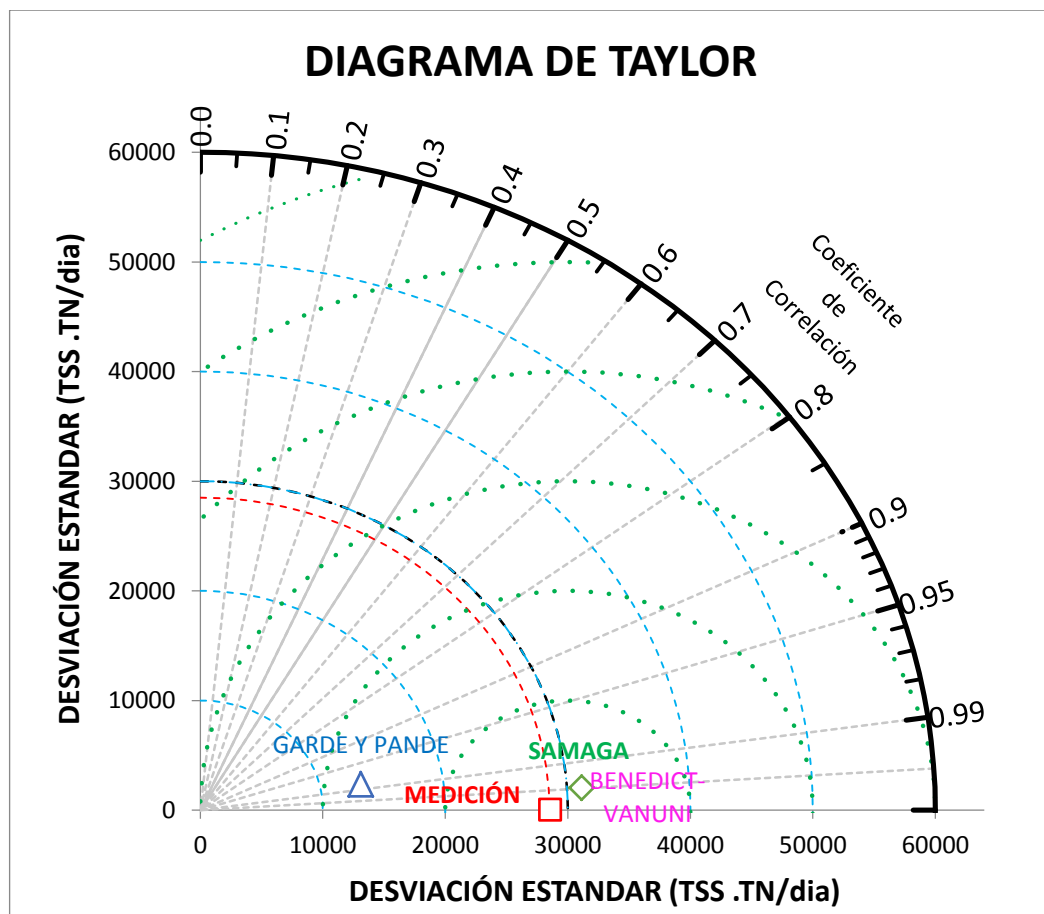


Figura 58: Diagrama de Taylor – Gasto sólido en suspensión.

Para evaluar y analizar en el diagrama de Taylor se realizó el coeficiente de correlación de Pearson, resultados estimados con las formulas empíricas estudiadas con lo estimado experimentalmente, de los cuales se observa que la fórmula de Bennedict Banuni es la mejor que se correlaciona con el patrón estimado experimentalmente, también se observa que la fórmula de Samaga muestra resultados aceptables con respecto al patrón, excluyéndose las formula Garde Pande por presentar un alto rango desviación estándar y/o variabilidad así mismo presentan mayor dispersión y error relativo, los resultados presentados en el presente trabajo de investigación se limita a un ciclo hidrológico monitoreado y la sub cuenca del Sondondo.

## IV. CONCLUSIONES

De acuerdo a la investigación realizada, análisis y evaluación comparativa experimental y teórica del gasto sólido de fondo y suspensión en el río Sondondo, es posible concluir lo siguiente:

1. Para la estación hidrométrica temporal Puente Cayhua se ha construido una curva de calibración de descargas del río; la misma que relaciona los caudales en función al nivel de agua mediante una expresión algebraica de modelo de regresión potencial, para ello se ha buscado la relación de los factores geométricos e hidráulico del cauce y los aforo realizados con el correntómetro, una vez realizado la extrapolación de estos tres datos, fue posible construir una ecuación de descarga de correlación confiable y representativa, al remplazar en la ecuación de descarga las lecturas realizadas en el limnómetro fue posible calcular los caudales instantáneos que descargo el río Sondondo durante el ciclo hidrológico monitoreado.
2. La presente investigación ha estimado y cuantificado las tasas del gasto sólido de fondo a partir de cinco fórmulas empíricas de Du Boys- Straub (1987-1935); Meyer Peter y Muller (1948), Schoklistsch (1984) y levi (1948), se puede colegir que todas las fórmulas empíricas evaluadas sobre - estiman las tasas del gasto sólido de fondo ya que todas las fórmulas empíricas que predicen el gasto sólido de fondo cuantifican la capacidad de transporte, mas no el gasto sólido real de una corriente y/o flujo del río de una cuenca hidrográfica, por otro lado la mayoría de las fórmulas empericas

evaluadas no se adaptan a las condiciones geomorfológicas, hidráulicas y sedimentológicas al cauce del río Sondondo, estas causas originan que la gran mayoría de los modelos usados colapsen numéricamente. De la prueba estadísticas realizada para la comparación del gasto sólido de fondo obtenida por medio de muestreos y mediciones directas con el muestreador Helley Smith, denominado para este caso como (patrón) y las estimadas mediante la aplicación de las fórmulas empíricas, se puede colegir que la fórmula de MEYER - PETER & MULLER es la mejor que se correlaciona con el patrón estimado experimentalmente, con respecto a las demás fórmulas empíricas, por lo tanto es la fórmula empírica que mejor cuantifica el gasto sólido de fondo para el río Sondondo, sin embargo este resultado posee una incertidumbre durante eventos de máximas avenidas ya que en ciclo hidrológico monitoreado no se ha tenidos estos eventos.

3. Para estimar y cuantificar las tasas del gasto sólido en suspensión aplicando tres fórmulas empíricas, se ha propuesto la fórmula de BENEDICT Y BANUNI, la formula SAMAGA y la fórmula de GARDE Y PANDE, de los resultados estimados se puede colegir que la fórmula BENEDICT Y BANUNI, es la que mejor cuantifica las tasas del gasto sólido en suspensión, con respecto a las demás fórmulas empíricas, De la prueba estadísticas realizada para la comparación del gasto sólido en suspensión obtenida por medio de muestreos y mediciones directas de la concentración de sólidos suspendidos, denominado para este caso como (patrón) y las estimadas mediante la aplicación de las fórmulas empíricas, se puede colegir que la fórmula de BENEDICT Y BANUNI es la mejor que se correlaciona con el patrón estimado experimentalmente, por lo tanto es la fórmula empírica que mejor cuantifica el gasto sólido en suspensión para el río Sondondo.

## V. RECOMENDACIONES

En base a las conclusiones alcanzados antes mencionadas, se hacen las siguientes recomendaciones:

1. Para obtener una ecuación de descarga (curva de calibración) confiables, se recomienda realizar mayor numero aforos que permitan relacionar con las características geomorfológicas e hidráulicos del río, para así determinar una correlación confiable y representativa, si no se cuenta con las características geométricas de la sección de aforo se recomienda calcular las curvas de calibración por el método logarítmico y determinar el  $H_0$  mediante tanteos hasta que el coeficiente de correlación de la curva se acerque a la unidad, así mismo se recomienda realizar constantemente el monitoreo las características geomorfológicas del cauce y/o sección de aforo ya que este puede aumentar o disminuir dependiendo de la dinámica del cauce y que dentro un periodo se puede tener hasta más de dos curvas de calibración, en función de estas características se elegirá los modelos de calibración.
2. Se recomienda realizar las caracterizaciones geomorfológicas del cauce en épocas secas y los ensayos de granulometría para definir las características y el tamaño de la abertura de la boquilla del muestreador Helley – Smith.
3. Para determinar y/o validar una ecuación de resultado experimental se necesita hacer pruebas de mayor escala y otras consideraciones.

4. Para estimar el gasto sólido de fondo mediante las fórmulas empíricas se recomienda tener cuidado al momento de hacer uso de los parámetros geomorfológicas e hidráulicos del río, específicamente la pendiente y los diámetros representativos de la curva granulométrica, ya que estos parámetros son muy sensibles, un cálculo inadecuado puede estimar resultados erróneos, la calidad y la confiabilidad de los datos y el grado de aplicación en las fórmulas empíricas nos permitirá estimar resultados confiables y representativos, las fórmulas que se presentan para la estimación del gasto sólido de fondo son aproximaciones resultado de las observaciones realizadas y de simples relaciones lógicas, teniendo algunas fórmulas de naturaleza teórica y otras experimentales. Quedando a criterio la selección de los métodos y fórmulas para la solución deseada.
5. Se recomienda la aplicación de las fórmulas de Meyer Peter & Muller y Schocklitsch, para la estimación del gasto sólido de fondo en ríos de similares características hidráulicas, sedimentarias y geomorfológicas al río Sondondo, ya que para estas condiciones estas fórmulas estiman mejor los resultados.
6. Se recomienda para estimar el gasto sólido en suspensión de un río, las mediciones directas a través de la toma muestra de agua y la estimación de la concentración de sólidos muestran resultados más confiables y representativos, para estimar por medio de las fórmulas empíricas, la fórmula de Benedict Banuni, es la que mejor cuantifica.
7. Se recomienda a los futuros tesisistas realizar trabajos de investigación en el área de Hidráulica Fluvial, en el tema de estimación y cuantificación del gasto sólido de fondo y suspensión en los ríos de nuestra Región durante eventos extremos.
8. Se recomienda a las autoridades de las Provincias de Sucre, Lucanas, Huancasancos y Víctor fajardo a plantear programas y proyectos de inversión pública para el control de erosión en la subcuenca mediante el uso y conservación de suelos, forestación y reforestar ya que la vegetación en las laderas retarda la erosión al

disminuir la velocidad de la escorrentía, producidos por los factores de origen antrópico y factores naturales.

9. Se recomienda a las autoridades de la sub cuenca del Sondondo que el incremento notable del transporte de sedimentos tiene un gran impacto negativo en los embalses, represas y reservorios nocturnos, si no se implementan proyectos y programas de control de erosión se acelerara notablemente la pérdida de su volumen de almacenamiento de estas obras.
10. Se recomienda a la unidad Hidrología y monitoreo del Gobierno Regional de Ayacucho, a la Autoridad Local del Agua del Bajo Pampas Apurímac, al Servicio Nacional de Meteorológica e Hidrología (SENAMHI) instalar una estación de aforo en el Puente Cayhua para el monitoreo del gasto sólido y líquidos y las aportaciones de caudales de la Sub cuenca de Sondondo hacia la sub cuenca de Bajo Pampas y la Cuenca de Pampas.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICA

- ANA. (2010). *Evaluación de Recursos Hídricos Superficiales en la Cuenca del Río Pampas*. Lima - Perú: Dirección de Conservación y Planeamiento de Recursos Hídricos Administración Local de Agua Ayacucho.
- Andrew, S. (1992). *Hidráulica Básica*. Mexico: Editorial Limusa.
- Canales Luna, C. E. (2007). Estudio del gasto sólido de fondo en lecho fluvial. *Tesis para Optar el Título de Ingeniero Civil - UNSCH*. Ayacucho, Huamanga, Perú.
- Chavez, R. (1994). *Hidrología para Ingenieros*. Lima - Perú: Editorial Fondo de la Pontificia Universidad Católica.
- Chereque, W. (1991). *Hidrología para estudiantes de Ingenieros Civil*. Lima - Perú: Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Chow, V. (2000). *Hidrología Aplicada*. Primera Edición Copyright.
- De Pierola , J. (2001). *Curso de transporte de sedimentos en cursos de agua aluviales - IV Seminario Nacional de Hidrología e Hidráulica – CIP - Lima*. Lima - Perú.
- Einstein, A. (1964). *Handbook of applied hydrology*. San francisco: Mc - Graw Hill.
- Emmett, W. W. (1980). *A field calibration of the sediment - trapping characteristics of the HELLEY SMITH*. Washington, USA: U.S Geol. Surv.
- Espinoza , Osterkamp W; Lopez, V. (2004). *Transporte de sedimentos en corrientes naturales - Revisión técnica de ecuaciones empícas de predicción del arrastre de sedimentos de fondo*. Terra Latinoamerica.
- Frijlink, C. (1964). *Introduction to river engineering International*. Holanda.
- García, C; Sala, M. (1998). *Aplicación de las fórmulas de transporte de fondo a un río de gravas, comparación con las tasas reales de transporte obtenidas en el Río Tordera*. España.
- Garde, J; Ranga, K. (1985). *Mecánica del Transporte de Sedimentos y Problemas en Cauces Aluviales*. John Wiley and Sons.

- Graf, H. (1971). *Hydraulics of Sediment Transport*. USA Water Resources and Environmental Engineering, McGraw – Hill.
- IMTA. (1992). Manual de Aforo. Mexico: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua - IMTA.
- Iroume, A. (2003). *Sediment transport in a Mountainous catchment in the Andes of The Ninth Region of Chile*. Chile: Editorial Bosque.
- Juares, B;Rico, R. (1989). *Mecánica de Suelos* (Vols. III - Tomo). (T. Edición, Ed.) Mexico: Editorial Limusa - Noriega Editores.
- Knighton, L. (1998). Fluvial forms and processes . *Earths Surface Processes and Landforms*.
- Lloret, C. (1984). *Mecanica de Transporte de Sedimentos en Esgurrimento de Lecho Movil*. Sao Pablo - Brasil: Universidad de Sao Pablo Brasil.
- Matos, R. (1999). Pequeñas Obras Hidráulicas. FAO.
- Maza, J. (1984). *Curso Internacional de Transporte de Sedimentos*. México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Miranda, F. (1999). *El Proceso Sedimentológico en Canales Abiertos en Proyectos Hidráulicos*. Arequipa – Perú.
- Monsalve, G. (1995). *Hidrología en la Ingeniería*. Colombia: Editorial Alfaomega.
- OMM. (2011). Guía de prácticas Hidrológicas. *Organización Meteorología Mundial*, 324.
- Perez, A. (1969). *Metodos para elaborar curvas de calibración en cauces aluviales*. Colombia: Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales - IDEAM.
- PMC. (2005). Manual de Procedimientos Hidrométricos. *Proyecto de Podelación del Rio Cauca - PCM FASES II, Volumen XIII*. Santiago, Cali, Colombia: Universidad del Valle.
- Raid , D; Berry L.P. (1993). *Mecánica de Suelos*. Bogota Colombia: Editorial McGraw.
- Ray, L. (1990). *Hidrología para Ingenieros*. Bogota - Colombia: Editorial McGraw - Hill.

- Rocha, A. (1998). *Introducción a la Hidráulica Fluvial*. Lima - Perú: Universidad Nacional de Ingeniería - Facultad de Ingeniería Civil.
- Rodriguez, H. A. (2010). *Hidráulica Fluvial Fundamentos y Aplicaciones Socavación* (Primera edición ed.). Colombia: Escuela Colombiano de Ingeniería.
- Romero, M;Claros, V & Maldonado, V. (2011). *Evaluación del transporte de sedimentos en ríos de pendiente fuerte altamente acorazados*. Bolivia.
- Rossell, C. A. (1990). *Irrigación*. Lima – Perú.: Capitulo de Ingeniería Civil” Consejo Departamental Lima – CIP.
- Schowab, S; Frevert, K. (1990). *Ingeniería de la Conservación de Suelos y Aguas*. Mexico: Editorial Limusa.
- Schroder, W. (1995). *Regulación y Control de Ríos - Universidad de Piura. Instituto de Hidráulica, Hidrología e Ingeniería Sanitaria*. Piura - Peru: Editado por CONCYTEC.
- Senamhi. (2008). *Guía de Hidrometría de Aguas Superficiales. Medición del Nivel de Agua*. Lima, Perú: Senamhi - Director General de Hidrología y Recursos Hídricos.
- Senturk, F; Simons, B. (1977). *Sediment Transport Technology*. For Collins Colorado - USA: Water Resources Publications.
- Vásquez, A. (2000). *Manejo de Cuencas Alto Andinas*. Lima – Perú: Universidad Nacional Agraria La Molina.
- Vera, L. E. (2002). *Análisis de aforo de la estación Hidrométrica Obrajillo - periodo 2000 - 2001. Informe profesional para obtener título profesional - Ingeniero Mecánico de Fluidos - UNMSM*. Lima, Perú: tesis Digitales UNMSM.
- Villón, M. (1995). *Hidráulica de Canales*. Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Weber, J. F. (2003). *Hidráulica del Transporte de Sedimentos*. Córdoba - Argentina: Universidad Nacional de Cordoba.
- Xiaoqing, Y. (2006). *Manual on Sediment Management and Measurement*. World Meteorological Organization.

## **ANEXOS**

### **ANEXO N° 1: PANEL FOTOGRÁFICO**

### **ANEXO N° 2: AFOROS DEL CAUDAL LÍQUIDO**

### **ANEXO N° 3: HOJA DE CÁLCULOS PARA LA CURVA DE CALIBRACIÓN**

### **ANEXO N° 4: CAUDALES INSTANTÁNEOS MONITOREADOS**

- Anexo N° 4.1 : Caudales instantáneos del mes de enero del 2016
- Anexo N° 4.2 : Caudales instantáneos del mes de febrero del 2016
- Anexo N° 4.3 : Caudales instantáneos del mes de marzo del 2016

### **ANEXO N° 5: GRANULOMETRÍA**

- Anexo N° 5.1 : Ensayo estándar de clasificación - calicata (CC – 01)
- Anexo N° 5.2 : Ensayo estándar de clasificación - calicata (CC – 02)
- Anexo N° 5.3 : Ensayo estándar de clasificación - calicata (CC – 03)
- Anexo N° 5.4 : Ensayo estándar de clasificación - calicata (CC – 04)

### **ANEXO N° 6: RESULTADOS DE LABORATORIO**

- Anexo N° 6.1 : Determinación del peso específico relativo
- Anexo N° 6.2 : Determinación de la densidad relativa muestra de agua
- Anexo N° 6.3 : Determinación de la viscosidad dinámica muestra de agua
- Anexo N° 6.4 : Determinación de la concentración de sólidos muestra de agua
- Anexo N° 6.5 : Resultado físico de la muestra solida del gasto sólida de fondo
- Anexo N° 6.6 : Resultados físicos de la concentración de sólidos muestra de agua

### **ANEXO N° 7: HOJAS DE CÁLCULO DEL GASTO SÓLIDO DE FONDO**

- Anexo N° 7.1 : Cálculo del gasto sólido de fondo con la fórmula de DU BOYS
- Anexo N° 7.2 : Cálculo del gasto sólido de fondo con la fórmula de SCHOKLITSCH
- Anexo N° 7.3 : Cálculo del gasto sólido de fondo con la fórmula de MEYER - PETER & MULLER
- Anexo N° 7.5 : Cálculo del gasto sólido de fondo con la fórmula de LEVI

Anexo N° 7.6 : Cálculo del gasto sólido de fondo observado con el  
muestreador HELLEY - SMITH

Anexo N° 7.7 : Resultados del cálculo del gasto sólido de fondo del río  
Sondondo

#### **ANEXO N° 8: HOJAS DE CÁLCULO DEL GASTO EN SUSPENSIÓN**

Anexo N° 8.1 : Cálculo del gasto sólido en suspensión con la fórmula de  
GARDE Y PANDE

Anexo N° 8.2 : Cálculo del gasto sólido en suspensión con la fórmula de  
SAMAGA

Anexo N° 8.3 : Cálculo del gasto sólido en suspensión con la fórmula de  
BENEDICT Y VANUNI

Anexo N° 8.4 : Cálculo del gasto sólido en suspensión de las  
MEDICIONES REALIZADAS

Anexo N° 8.5 : Cuadro de resultados del gasto sólido en suspensión del  
río Sondondo

#### **ANEXO N° 9: PLANOS**

Lamina 01 : Plano de ubicación y localización de la sub cuenca  
Sondondo (U – 01)

Lamina 02 : Plano topográfico del cauce del río en la estación de aforo  
(PT – 01)

Lamina 03 : Plano de la estación de aforo limnimétrica (EA – 01)

Lamina 04 : Plano del muestreador de Helley – Smith (M – 01)

**ANEXO N° 1:**  
**PANEL FOTOGRÁFICO**

## ANEXO 1: PANEL FOTOGRÁFICO



Figura 59: Levantamiento topográfico para la caracterización geomorfológica del cauce



Figura 60: Determinación de los parámetros de forma e hidráulicos del cauce.



Figura 61: Excavación de calicatas para caracterizar la granulometría del material sub superficial en época seca.

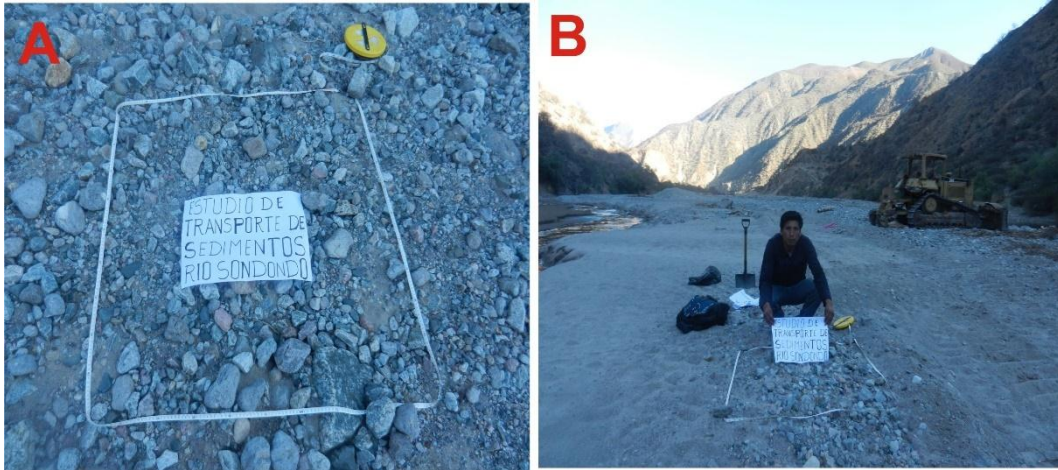


Figura 62: Granulometría del material (agregado) superficial expuesto en el cauce.



Figura 63: Excavación de calicata para caracterizar la granulometría del material sub superficial después de la época húmeda.



Figura 64: Muestras de agregados recogidas para el ensayo de granulometría en laboratorio.



Figura 65: Proceso de instalación de la escala limnimétrica para el monitoreo de descargas líquidas



Figura 66: (a, b) Determinación de la sección transversal del curso, (c, d) aforo con correntómetro.



Figura 67: Monitoreo del gasto sólido de fondo con Helley – Smith.



Figura 68: Análisis de muestras en laboratorio, secado al ambiente y a estufa y pesado.



Figura 69: Análisis de las muestras del gasto sólido en suspensión en laboratorio.



Figura 70: Equipo y personal de apoyo del trabajo de investigación

**ANEXO N° 2:**  
**AFOROS DEL CAUDAL LÍQUIDO**

Anexo N° 2.1

**AFORO CON CORRENTÓMETRO RICKLY HYDROLOGICAL COMPANY - USA**

ESTACIÓN :ESTACIÓN PUENTE CAYHUA RÍO SONDONDO  
 CUENCA :SUB CUENCA DE SONDONDO  
 RÍO :RÍO SONDONDO

OPERADORES: Jesus JANAMPA ARCA  
 Ignacio INCA CAMARGO  
 DIA DE AFORO: 01/01/2016  
 HORA DE INICIO: 10.00 AM  
 HORA DE TERMINO: 11.45 AM

COORDENADAS UTM:

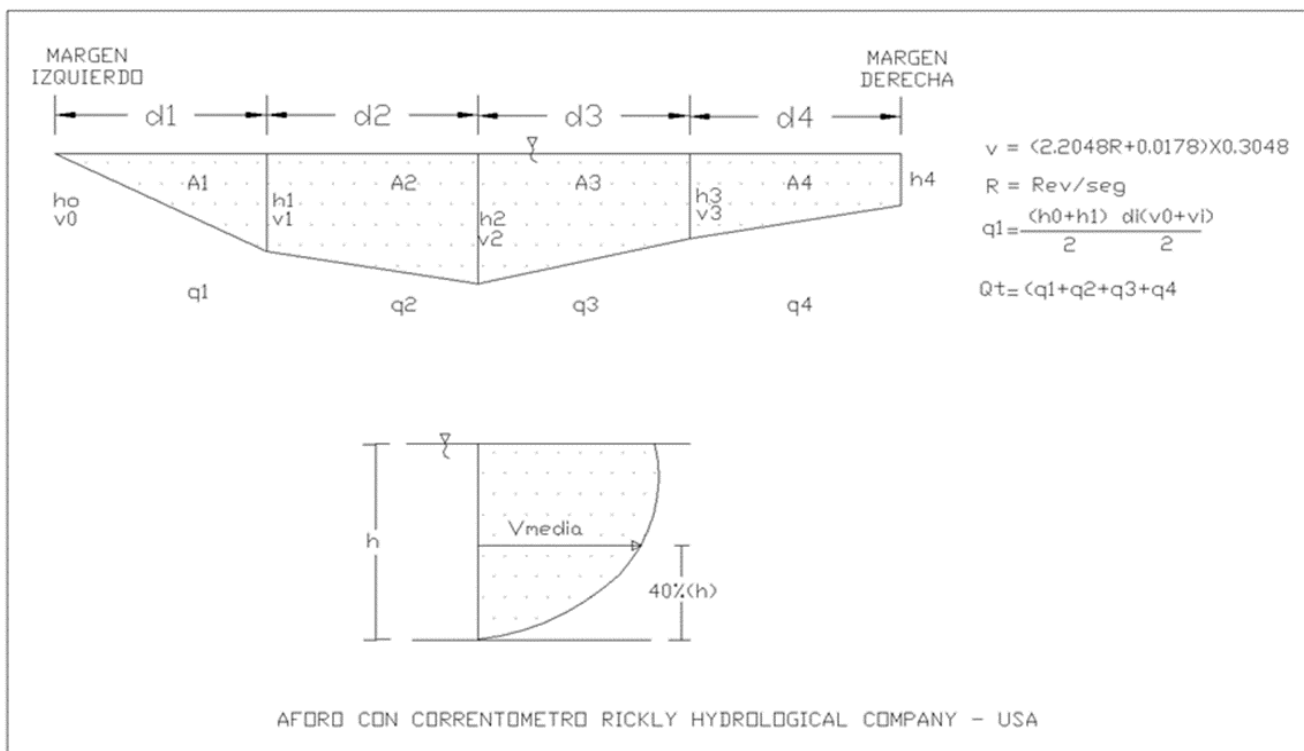
ESTE NORTE COTA  
 620084.71 8455227.76 2285.00

DATOS TECNICOS DEL CORRENTÓMETRO

$V=(2.2048R+0.0178)X0.03048$

R=Rev/Seg

PUNTO	H (m) mira	DISTANCIA (m)	PROF. (m)	CORRENTÓMETRO		VELOCIDAD (m/s)	COEF. (Vm/Vs)	AREA (m2)	CAUDAL (m3/seg)	Obs.
				N° REVOL.	N° seg					
MI. 0	0.60	0	0.18	0.00	40.00	0.005				
1	0.60	2	0.28	12.00	40.00	0.207	1.00	0.456	0.048	Vm al 40%
2	0.60	4	0.38	15.00	40.00	0.257	1.00	0.660	0.153	Vm al 40%
3	0.60	6	0.48	22.00	40.00	0.375	1.00	0.856	0.271	Vm al 40%
4	0.60	8	0.54	28.00	40.00	0.476	1.00	1.019	0.434	Vm al 40%
5	0.60	10	0.55	28.00	40.00	0.476	1.00	1.093	0.520	Vm al 40%
6	0.60	12	0.56	30.00	40.00	0.509	1.00	1.112	0.548	Vm al 40%
7	0.60	14	0.58	32.00	40.00	0.543	1.00	1.136	0.598	Vm al 40%
8	0.60	16	0.66	52.00	40.00	0.879	1.00	1.235	0.878	Vm al 40%
9	0.60	18	0.86	73.00	40.00	1.232	1.00	1.516	1.600	Vm al 40%
10	0.60	20	0.93	80.00	40.00	1.349	1.00	1.787	2.306	Vm al 40%
11	0.60	22	0.97	87.00	40.00	1.467	1.00	1.904	2.681	Vm al 40%
12	0.60	24	0.98	88.00	40.00	1.484	1.00	1.953	2.882	Vm al 40%
13	0.60	26	0.96	86.00	40.00	1.450	1.00	1.942	2.849	Vm al 40%
14	0.60	28	0.89	80.00	40.00	1.349	1.00	1.856	2.598	Vm al 40%
15	0.60	30	0.71	75.00	40.00	1.265	1.00	1.605	2.098	Vm al 40%
MD. 16	0.60	31.22	0.600	0.00	40.00	0.005	1.00	0.800	0.833	Vm al 40%
						<b>1.018</b>		<b>20.930</b>	<b>21.298</b>	



Anexo N° 2.6

**AFORO CON CORRENTOMETRO RICKLY HYDROLOGICAL COMPANY - USA**

ESTACIÓN :ESTACIÓN PUENTE CAYHUA RÍO SONDONDO  
 CUENCA :SUB CUENCA DE SONDONDO  
 RÍO :RÍO SONDONDO

OPERADORES: Jesus JANAMPA ARCA  
 Ignacio INCA CAMARGO  
 DIA DE AFORO: 28/01/2016  
 HORA DE INICIO: 2.00 PM  
 HORA DE TERMINO: 3.45 PM

COORDENADAS UTM:

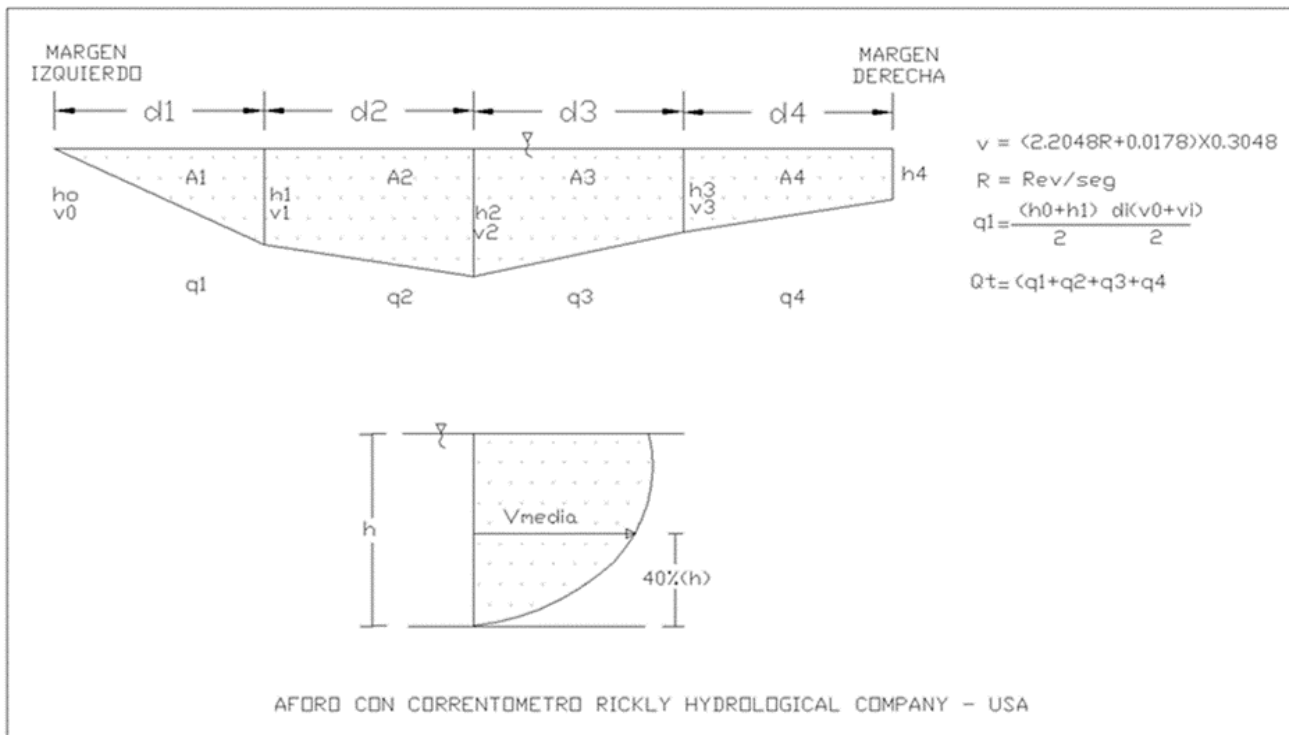
ESTE NORTE COTA  
 620084.71 8455227.76 2285.00

DATOS TECNICOS DEL CORRENTÓMETRO

$V=(2.2048R+0.0178)X0.03048$

R=Rev/Seg

PUNTO	H (m) mira	DISTANCIA (m)	PROF. (m)	CORRENTÓMETRO		VELOCIDAD (m/s)	COEF. (Vm/Vs)	AREA (m2)	CAUDAL (m3/seg)	Obs.
				N° REVOL.	N° seg					
MI. 0	1.08	0	0.61	0.00	40.00	0.005				
1	1.08	2	0.74	46.00	40.00	0.778	1.00	1.354	0.531	Vm al 40%
2	1.08	4	0.84	58.00	40.00	0.980	1.00	1.586	1.394	Vm al 40%
3	1.08	6	0.94	92.00	40.00	1.551	1.00	1.782	2.255	Vm al 40%
4	1.08	8	1.01	102.00	40.00	1.719	1.00	1.952	3.192	Vm al 40%
5	1.08	10	1.02	105.00	40.00	1.769	1.00	2.033	3.546	Vm al 40%
6	1.08	12	1.03	106.00	40.00	1.786	1.00	2.052	3.648	Vm al 40%
7	1.08	14	1.04	108.00	40.00	1.820	1.00	2.075	3.741	Vm al 40%
8	1.08	16	1.12	112.00	40.00	1.887	1.00	2.159	4.002	Vm al 40%
9	1.08	18	1.31	118.00	40.00	1.988	1.00	2.426	4.700	Vm al 40%
10	1.08	20	1.40	122.00	40.00	2.055	1.00	2.712	5.482	Vm al 40%
11	1.08	22	1.44	123.00	40.00	2.072	1.00	2.841	5.862	Vm al 40%
12	1.08	24	1.45	126.00	40.00	2.122	1.00	2.890	6.061	Vm al 40%
13	1.08	26	1.44	121.00	40.00	2.038	1.00	2.886	6.004	Vm al 40%
14	1.08	28	1.37	118.00	40.00	1.988	1.00	2.809	5.655	Vm al 40%
15	1.08	30	1.20	108.00	40.00	1.820	1.00	2.570	4.893	Vm al 40%
MD. 16	1.08	31.5	1.05	0.00	40.00	0.005	1.00	1.629	2.051	Vm al 40%
						<b>1.762</b>		<b>35.756</b>	<b>63.017</b>	



Anexo N° 2.2

**AFORO CON CORRENTÓMETRO RICKLY HYDROLOGICAL COMPANY - USA**

ESTACIÓN :ESTACIÓN PUENTE CAYHUA RÍO SONDONDO  
 CUENCA :SUB CUENCA DE SONDONDO  
 RÍO :RÍO SONDONDO

OPERADORES: Jesus JANAMPA ARCA  
 Ignacio INCA CAMARGO  
 DIA DE AFORO: 02/01/2016  
 HORA DE INICIO: 10.00 PM  
 HORA DE TERMINO: 11.45 PM

COORDENADAS UTM:

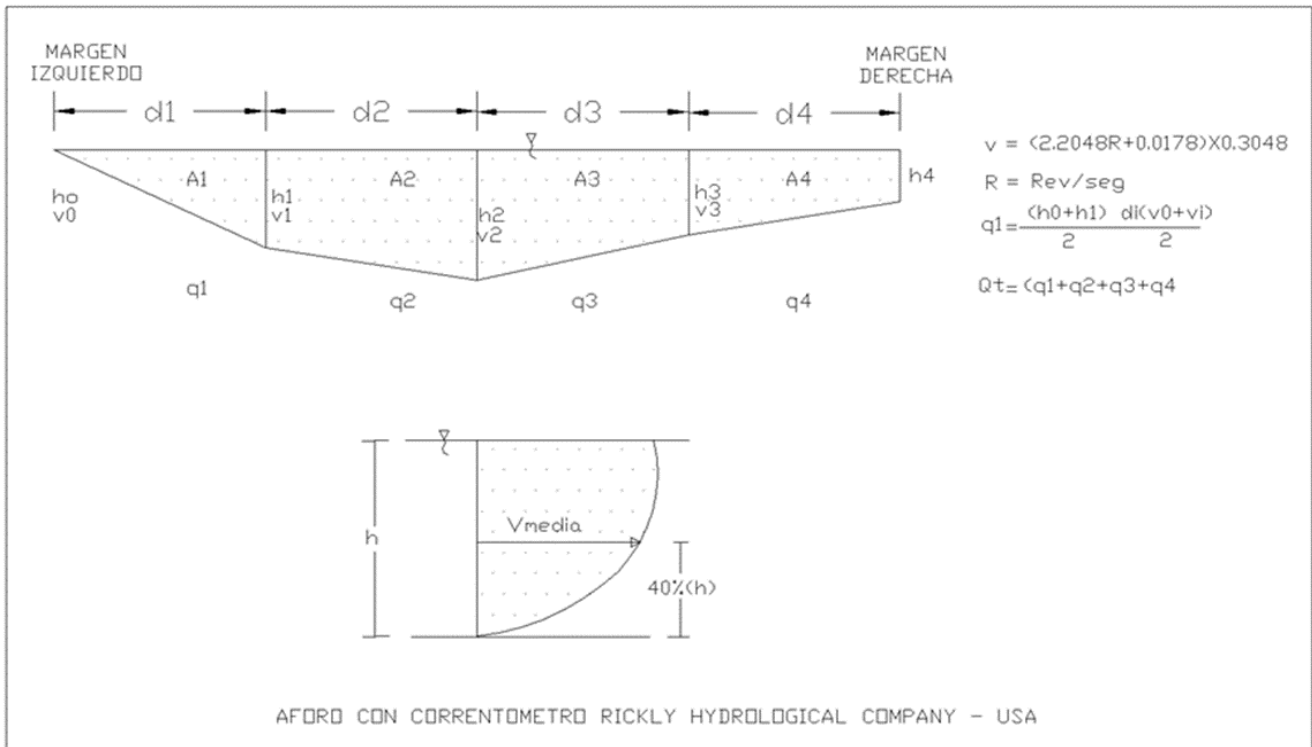
ESTE NORTE COTA  
 620084.71 8455227.76 2285.00

DATOS TECNICOS DEL CORRENTÓMETRO

$V=(2.2048R+0.0178)X0.03048$

$R=Rev/Seg$

PUNTO	H (m) mira	DISTANCIA (m)	PROF. (m)	CORRENTÓMETRO		VELOCIDAD (m/s)	COEF. (Vm/Vs)	AREA (m2)	CAUDAL (m3/seg)	Obs.
				N° REVOL.	N° seg					
MI. 0	0.78	0	0.30	0.00	40.00	0.005				
1	0.78	2	0.46	28.00	40.00	0.476	1.00	0.752	0.181	Vm al 40%
2	0.78	4	0.55	41.00	40.00	0.694	1.00	1.010	0.591	Vm al 40%
3	0.78	6	0.65	51.00	40.00	0.862	1.00	1.206	0.939	Vm al 40%
4	0.78	8	0.72	62.00	40.00	1.047	1.00	1.372	1.310	Vm al 40%
5	0.78	10	0.73	64.00	40.00	1.081	1.00	1.449	1.542	Vm al 40%
6	0.78	12	0.74	65.00	40.00	1.097	1.00	1.468	1.599	Vm al 40%
7	0.78	14	0.75	64.00	40.00	1.081	1.00	1.492	1.625	Vm al 40%
8	0.78	16	0.83	74.00	40.00	1.249	1.00	1.585	1.846	Vm al 40%
9	0.78	18	1.03	92.00	40.00	1.551	1.00	1.860	2.604	Vm al 40%
10	0.78	20	1.11	95.00	40.00	1.601	1.00	2.137	3.369	Vm al 40%
11	0.78	22	1.15	96.00	40.00	1.618	1.00	2.259	3.637	Vm al 40%
12	0.78	24	1.16	98.00	40.00	1.652	1.00	2.308	3.774	Vm al 40%
13	0.78	26	1.14	96.00	40.00	1.618	1.00	2.300	3.761	Vm al 40%
14	0.78	28	1.08	92.00	40.00	1.551	1.00	2.218	3.515	Vm al 40%
15	0.78	30	0.90	82.00	40.00	1.383	1.00	1.972	2.893	Vm al 40%
MD. 16	0.78	31.33	0.780	0.00	40.00	0.005	1.00	1.115	1.164	Vm al 40%
						<b>1.296</b>		<b>26.503</b>	<b>34.346</b>	



Anexo N° 2.9

**AFORO CON CORRENTÓMETRO RICKLY HYDROLOGICAL COMPANY - USA**

ESTACIÓN :ESTACIÓN PUENTE CAYHUA RÍO SONDONDO  
 CUENCA :SUB CUENCA DE SONDONDO  
 RÍO :RÍO SONDONDO

OPERADORES: Jesus JANAMPA ARCA  
 Ignacio INCA CAMARGO  
 DIA DE AFORO: 21/01/2016  
 HORA DE INICIO: 10.00 AM  
 HORA DE TERMINO: 11.45 AM

COORDENADAS UTM:

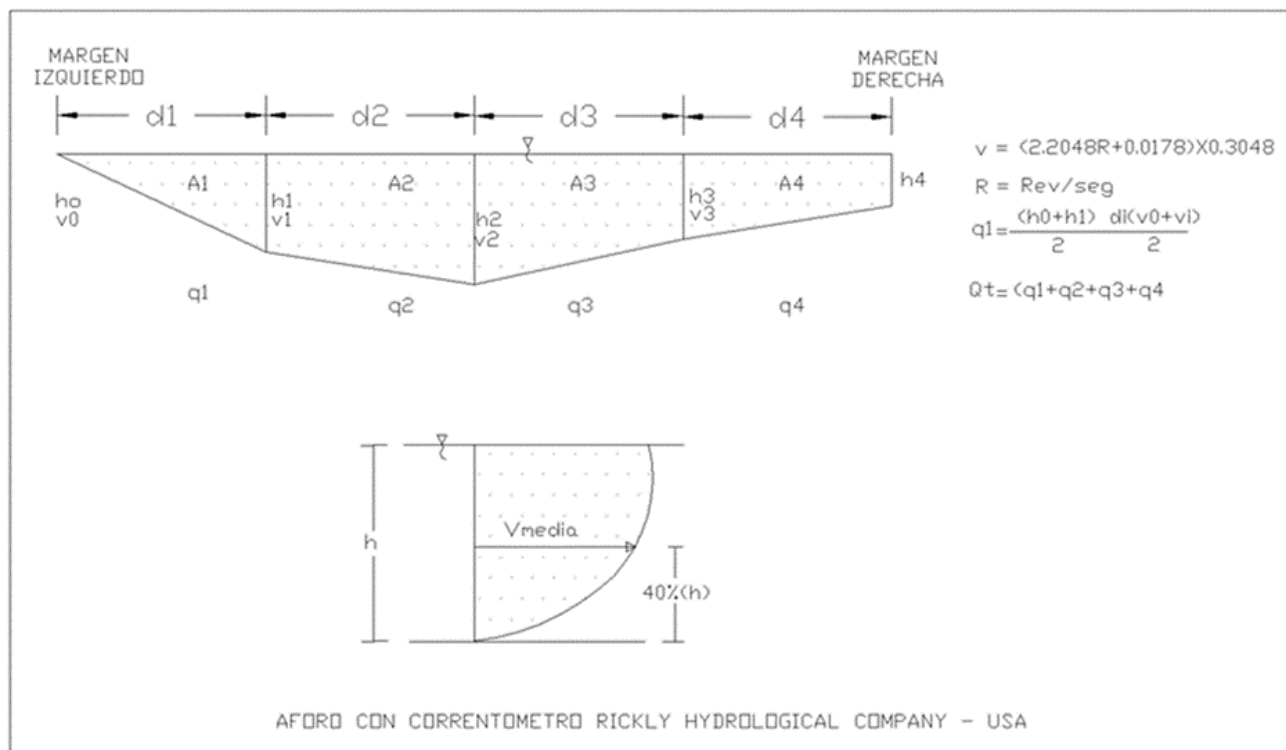
ESTE NORTE COTA  
 620084.71 8455227.76 2285.00

DATOS TECNICOS DEL CORRENTÓMETRO

$V=(2.2048R+0.0178)X0.03048$

R=Rev/Seg

PUNTOS	H (m) mira	DISTANCIA (m)	PROF. (m)	CORRENTÓMETRO		VELOCIDAD (m/s)	COEF. (Vm/Vs)	AREA (m2)	CAUDAL (m3/seg)	Obs.
				N° REVOL.	N° seg					
MI. 0	1.275	0	0.820	0.00	40.00	0.005				
1	1.275	2	0.930	78.00	40.00	1.316	1.00	1.750	1.156	Vm al 40%
2	1.275	4	1.028	90.00	40.00	1.517	1.00	1.958	2.774	Vm al 40%
3	1.275	6	1.126	93.00	40.00	1.568	1.00	2.154	3.323	Vm al 40%
4	1.275	8	1.202	105.00	40.00	1.769	1.00	2.328	3.885	Vm al 40%
5	1.275	10	1.211	105.00	40.00	1.769	1.00	2.413	4.270	Vm al 40%
6	1.275	12	1.221	106.00	40.00	1.786	1.00	2.432	4.324	Vm al 40%
7	1.275	14	1.234	106.00	40.00	1.786	1.00	2.455	4.385	Vm al 40%
8	1.275	16	1.295	108.00	40.00	1.820	1.00	2.529	4.560	Vm al 40%
9	1.275	18	1.491	115.00	40.00	1.937	1.00	2.786	5.234	Vm al 40%
10	1.275	20	1.592	119.00	40.00	2.005	1.00	3.083	6.077	Vm al 40%
11	1.275	22	1.628	122.00	40.00	2.055	1.00	3.220	6.536	Vm al 40%
12	1.275	24	1.641	125.00	40.00	2.105	1.00	3.269	6.800	Vm al 40%
13	1.275	26	1.629	121.00	40.00	2.038	1.00	3.270	6.775	Vm al 40%
14	1.275	28	1.569	114.00	40.00	1.921	1.00	3.198	6.330	Vm al 40%
15	1.275	30	1.339	104.00	40.00	1.753	1.00	2.908	5.341	Vm al 40%
MD. 16	1.275	31.631	1.260	0.00	40.00	0.005	1.00	2.119	2.285	Vm al 40%
						<b>1.769</b>		<b>41.872</b>	<b>74.055</b>	



Anexo N° 2.4

**AFORO CON CORRENTÓMETRO RICKLY HYDROLOGICAL COMPANY - USA**

ESTACIÓN :ESTACIÓN PUENTE CAYHUA RÍO SONDONDO  
 CUENCA :SUB CUENCA DE SONDONDO  
 RÍO :RÍO SONDONDO

OPERADORES: Jesus JANAMPA ARCA  
 Ignacio INCA CAMARGO  
 DIA DE AFORO: 14/01/2016  
 HORA DE INICIO: 1.00 PM  
 HORA DE TERMINO: 1.45 PM

COORDENADAS UTM:

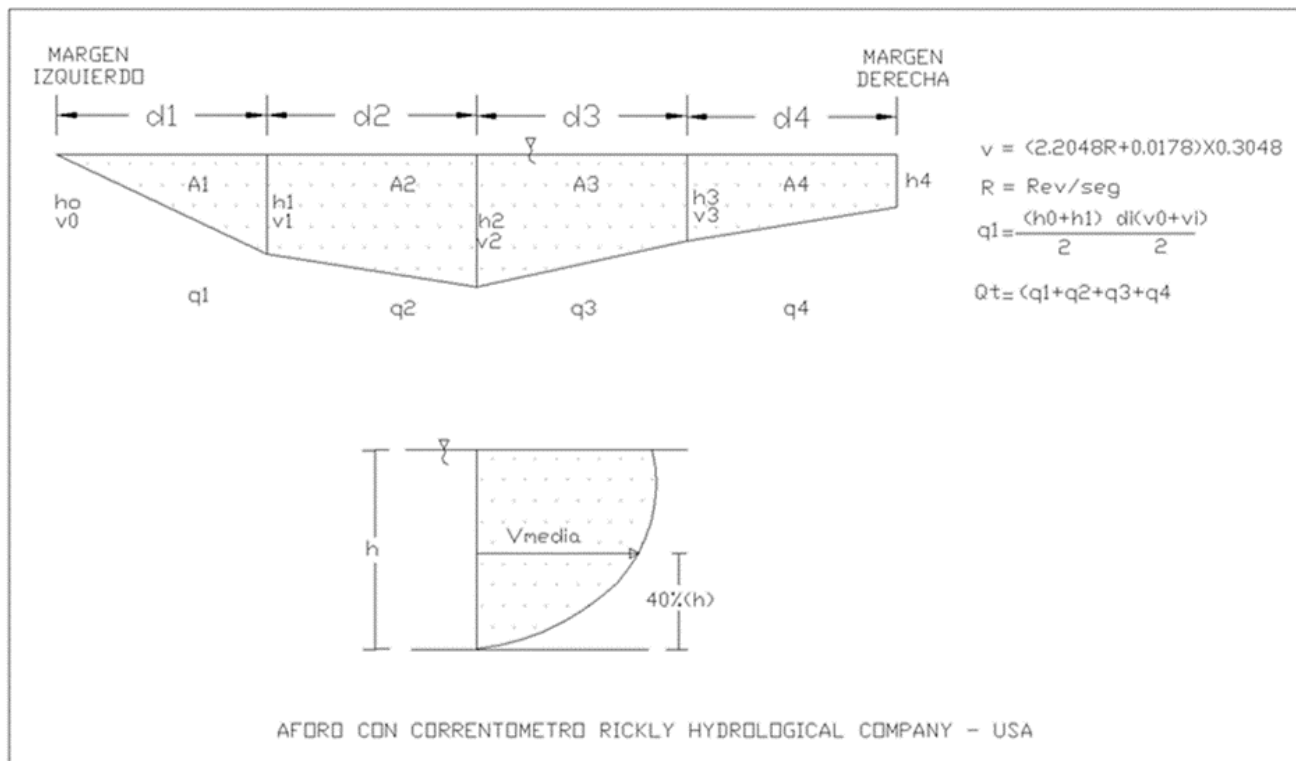
ESTE NORTE COTA  
 620084.71 8455227.76 2285.00

DATOS TECNICOS DEL CORRENTÓMETRO

$V=(2.2048R+0.0178)X0.03048$

R=Rev/Seg

PUNTO	H (m) mira	DISTANCIA (m)	PROF. (m)	CORRENTÓMETRO		VELOCIDAD (m/s)	COEF. (Vm/Vs)	AREA (m2)	CAUDAL (m3/seg)	Obs.
				N° REVOL.	N° seg					
Mi. 0	0.94	0	0.46	0.00	40.00	0.005				
1	0.94	2	0.61	44.00	40.00	0.745	1.00	1.070	0.401	Vm al 40%
2	0.94	4	0.71	50.00	40.00	0.845	1.00	1.314	1.045	Vm al 40%
3	0.94	6	0.80	55.00	40.00	0.929	1.00	1.510	1.340	Vm al 40%
4	0.94	8	0.88	60.00	40.00	1.013	1.00	1.679	1.631	Vm al 40%
5	0.94	10	0.88	60.00	40.00	1.013	1.00	1.759	1.783	Vm al 40%
6	0.94	12	0.89	61.00	40.00	1.030	1.00	1.778	1.817	Vm al 40%
7	0.94	14	0.91	77.00	40.00	1.299	1.00	1.801	2.098	Vm al 40%
8	0.94	16	0.98	84.00	40.00	1.417	1.00	1.888	2.564	Vm al 40%
9	0.94	18	1.18	102.00	40.00	1.719	1.00	2.158	3.383	Vm al 40%
10	0.94	20	1.26	106.00	40.00	1.786	1.00	2.441	4.278	Vm al 40%
11	0.94	22	1.30	118.00	40.00	1.988	1.00	2.567	4.844	Vm al 40%
12	0.94	24	1.31	121.00	40.00	2.038	1.00	2.616	5.266	Vm al 40%
13	0.94	26	1.30	117.00	40.00	1.971	1.00	2.611	5.234	Vm al 40%
14	0.94	28	1.23	105.00	40.00	1.769	1.00	2.532	4.736	Vm al 40%
15	0.94	30	1.06	96.00	40.00	1.618	1.00	2.291	3.881	Vm al 40%
MD. 16	0.94	31.42	0.940	0.00	40.00	0.005	1.00	1.418	1.621	Vm al 40%
						<b>1.461</b>		<b>31.433</b>	<b>45.922</b>	



Anexo N° 2.3

**AFORO CON CORRENTÓMETRO RICKLY HYDROLOGICAL COMPANY - USA**

ESTACIÓN :ESTACIÓN PUENTE CAYHUA RÍO SONDONDO  
 CUENCA :SUB CUENCA DE SONDONDO  
 RÍO :RÍO SONDONDO

OPERADORES: Jesus JANAMPA ARCA  
 Ignacio INCA CAMARGO  
 DIA DE AFORO: 12/01/2016  
 HORA DE INICIO: 10.00 AM  
 HORA DE TERMINO: 11.00 AM

COORDENADAS UTM:

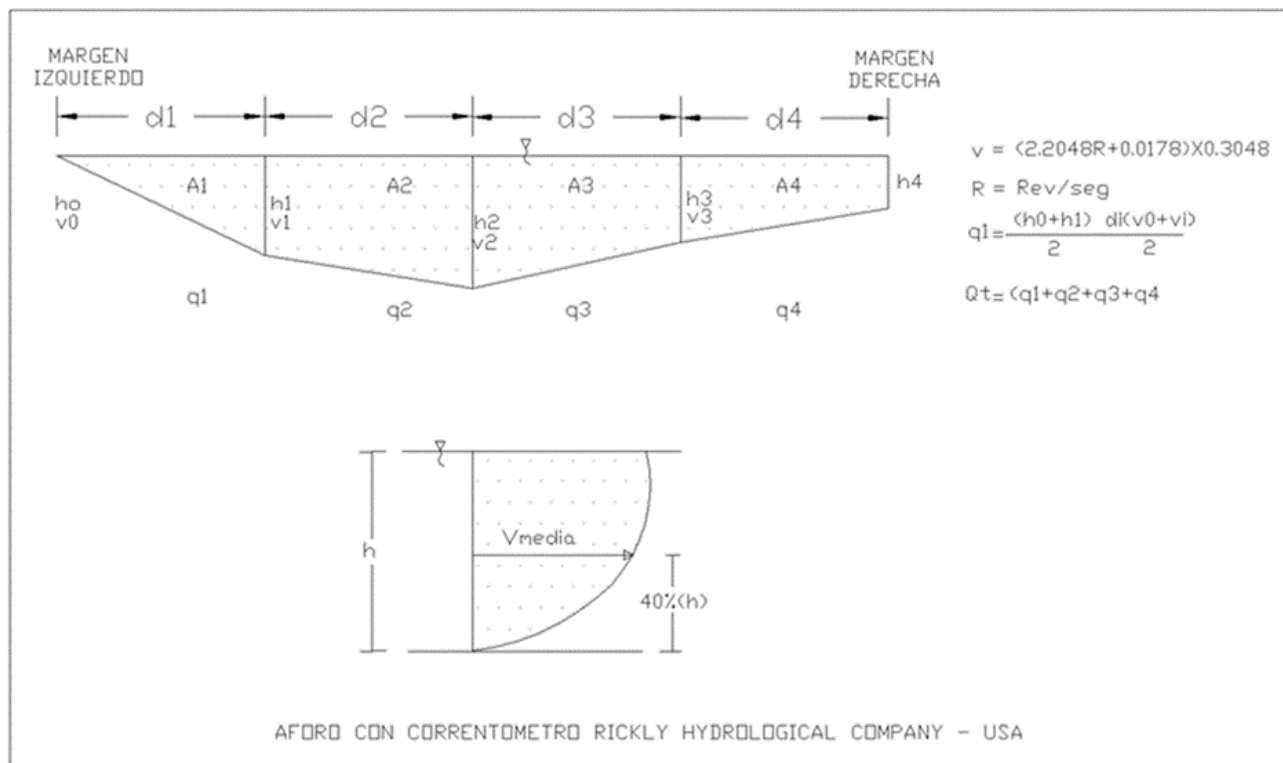
ESTE NORTE COTA  
 620084.71 8455227.76 2285.00

DATOS TECNICOS DEL CORRENTÓMETRO

$V=(2.2048R+0.0178)X0.03048$

R=Rev/Seg

PUNTO	H (m) mira	DISTANCIA (m)	PROF. (m)	CORRENTÓMETRO		VELOCIDAD (m/s)	COEF. (Vm/Vs)	AREA (m2)	CAUDAL (m3/seg)	Obs.
				N° REVOL.	N° seg					
MI. 0	0.86	0	0.38	0.00	40.00	0.005				
1	0.86	2	0.53	31.00	40.00	0.526	1.00	0.915	0.243	Vm al 40%
2	0.86	4	0.63	42.00	40.00	0.711	1.00	1.166	0.721	Vm al 40%
3	0.86	6	0.73	51.00	40.00	0.862	1.00	1.362	1.071	Vm al 40%
4	0.86	8	0.80	63.00	40.00	1.064	1.00	1.529	1.473	Vm al 40%
5	0.86	10	0.81	64.00	40.00	1.081	1.00	1.608	1.724	Vm al 40%
6	0.86	12	0.82	65.00	40.00	1.097	1.00	1.628	1.773	Vm al 40%
7	0.86	14	0.83	65.00	40.00	1.097	1.00	1.651	1.812	Vm al 40%
8	0.86	16	0.91	84.00	40.00	1.417	1.00	1.740	2.187	Vm al 40%
9	0.86	18	1.10	92.00	40.00	1.551	1.00	2.012	2.986	Vm al 40%
10	0.86	20	1.19	98.00	40.00	1.652	1.00	2.292	3.671	Vm al 40%
11	0.86	22	1.23	103.00	40.00	1.736	1.00	2.417	4.094	Vm al 40%
12	0.86	24	1.24	104.00	40.00	1.753	1.00	2.466	4.301	Vm al 40%
13	0.86	26	1.22	102.00	40.00	1.719	1.00	2.459	4.269	Vm al 40%
14	0.86	28	1.16	101.00	40.00	1.702	1.00	2.379	4.070	Vm al 40%
15	0.86	30	0.98	82.00	40.00	1.383	1.00	2.136	3.295	Vm al 40%
MD. 16	0.86	31.375	0.850	0.00	40.00	0.005	1.00	1.257	1.270	Vm al 40%
						<b>1.343</b>		<b>29.017</b>	<b>38.960</b>	



Anexo N° 2.8

**AFORO CON CORRENTÓMETRO RICKLY HYDROLOGICAL COMPANY - USA**

ESTACIÓN :ESTACIÓN PUENTE CAYHUA RÍO SONDONDO  
 CUENCA :SUB CUENCA DE SONDONDO  
 RÍO :RÍO SONDONDO

OPERADORES: Jesus JANAMPA ARCA  
 Ignacio INCA CAMARGO  
 DIA DE AFORO: 01/02/2016  
 HORA DE INICIO: 10.00 AM  
 HORA DE TERMINO: 12.45 PM

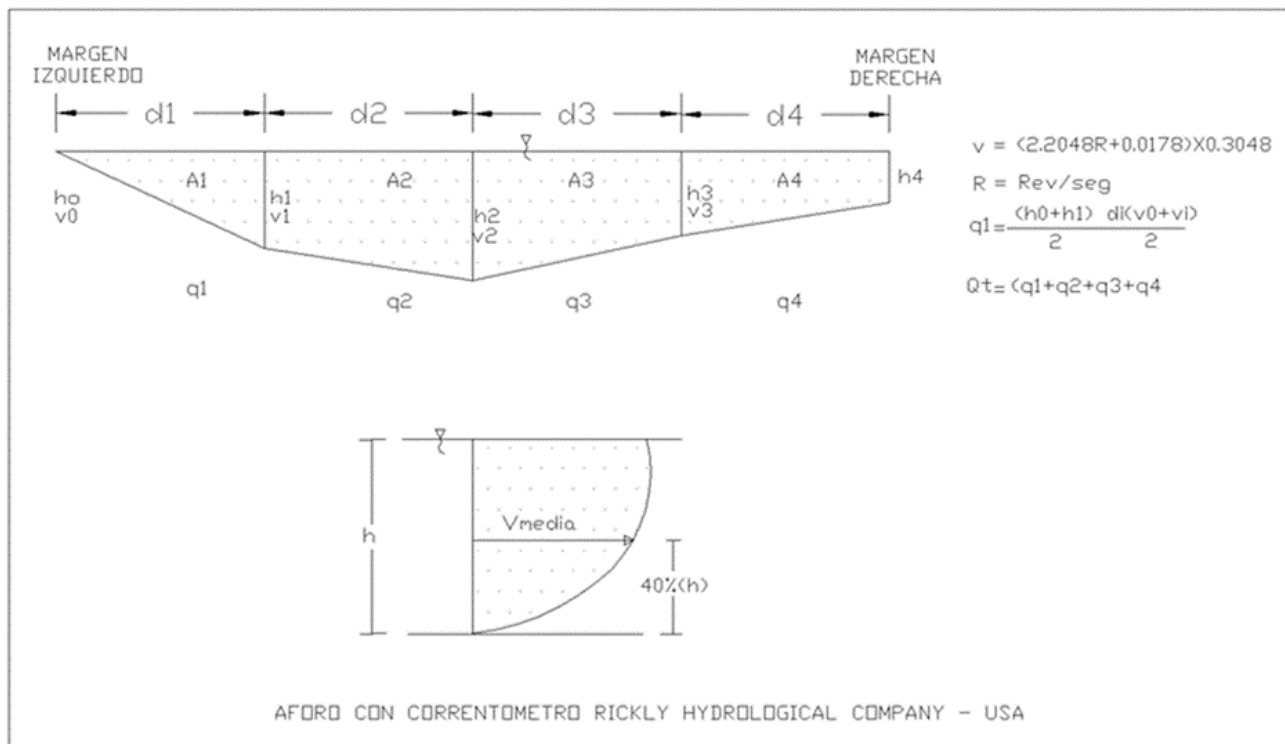
COORDENADAS UTM:

ESTE NORTE COTA  
 620084.71 8455227.76 2285.00

DATOS TECNICOS DEL CORRENTÓMETRO

$V=(2.2048R+0.0178)X0.03048$  R=Rev/Seg

PUNTOS	H (m) mira	DISTANCIA (m)	PROF. (m)	CORRENTÓMETRO		VELOCIDAD (m/s)	COEF. (Vm/Vs)	AREA (m2)	CAUDAL (m3/seg)	Obs.
				N° REVOL.	N° seg					
MI. 0	1.25	0	0.788	0.00	40.00	0.005				
1	1.25	2	0.901	72.00	40.00	1.215	1.00	1.689	1.031	Vm al 40%
2	1.25	4	0.999	82.00	40.00	1.383	1.00	1.900	2.468	Vm al 40%
3	1.25	6	1.097	96.00	40.00	1.618	1.00	2.096	3.145	Vm al 40%
4	1.25	8	1.173	105.00	40.00	1.769	1.00	2.270	3.845	Vm al 40%
5	1.25	10	1.182	105.00	40.00	1.769	1.00	2.355	4.167	Vm al 40%
6	1.25	12	1.192	107.00	40.00	1.803	1.00	2.374	4.241	Vm al 40%
7	1.25	14	1.204	110.00	40.00	1.853	1.00	2.396	4.381	Vm al 40%
8	1.25	16	1.267	112.00	40.00	1.887	1.00	2.471	4.621	Vm al 40%
9	1.25	18	1.463	118.00	40.00	1.988	1.00	2.730	5.289	Vm al 40%
10	1.25	20	1.563	119.00	40.00	2.005	1.00	3.026	6.041	Vm al 40%
11	1.25	22	1.599	122.00	40.00	2.055	1.00	3.162	6.419	Vm al 40%
12	1.25	24	1.612	123.00	40.00	2.072	1.00	3.211	6.626	Vm al 40%
13	1.25	26	1.600	121.00	40.00	2.038	1.00	3.212	6.601	Vm al 40%
14	1.25	28	1.539	114.00	40.00	1.921	1.00	3.139	6.214	Vm al 40%
15	1.25	30	1.368	104.00	40.00	1.753	1.00	2.907	5.339	Vm al 40%
MD. 16	1.25	31.611	1.240	0.00	40.00	0.005	1.00	2.101	2.293	Vm al 40%
						<b>1.772</b>		<b>41.039</b>	<b>72.720</b>	



Anexo N° 2.5

**AFORO CON CORRENTÓMETRO RICKLY HYDROLOGICAL COMPANY - USA**

ESTACIÓN :ESTACIÓN PUENTE CAYHUA RÍO SONDONDO  
 CUENCA :SUB CUENCA DE SONDONDO  
 RÍO :RÍO SONDONDO

OPERADORES: Jesus JANAMPA ARCA  
 Ignacio INCA CAMARGO  
 DIA DE AFORO: 22/01/2016  
 HORA DE INICIO: 1.00 PM  
 HORA DE TERMINO: 3.45 PM

COORDENADAS UTM:

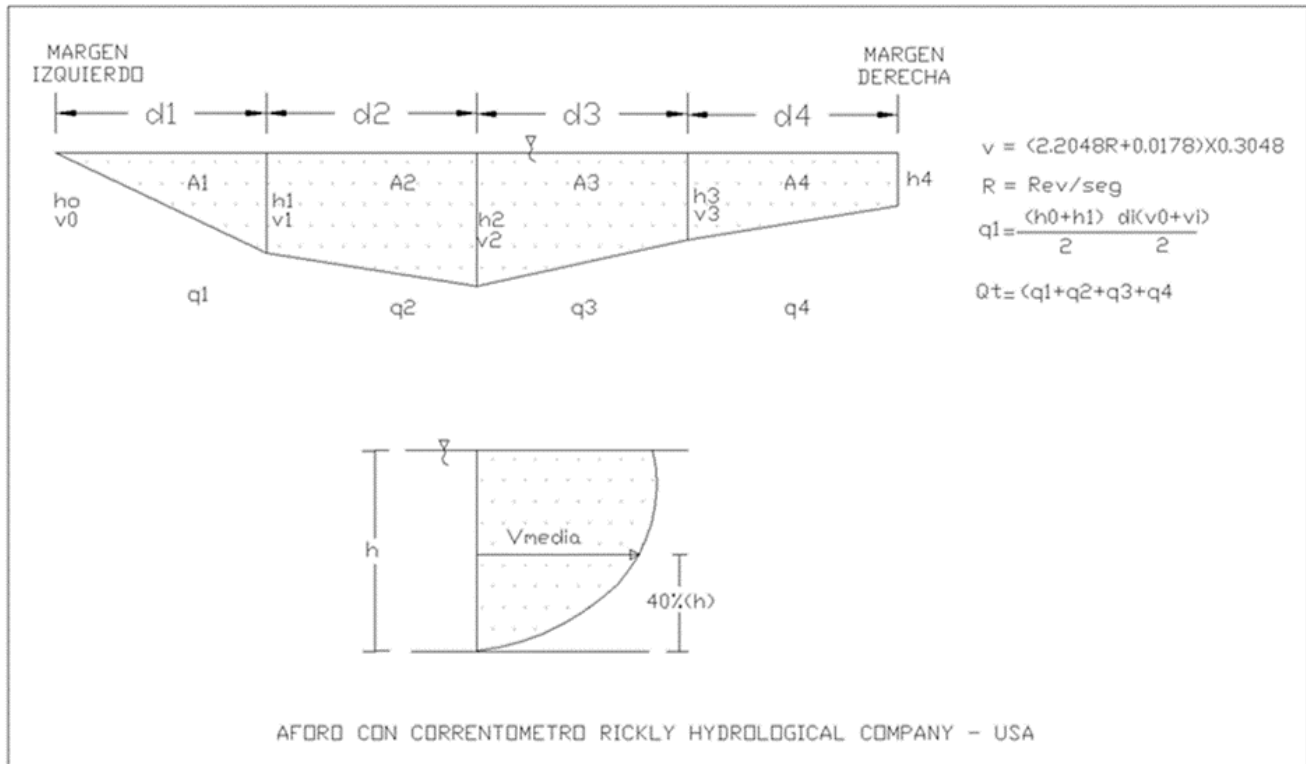
ESTE NORTE COTA  
 620084.71 8455227.76 2285.00

DATOS TECNICOS DEL CORRENTÓMETRO

$V=(2.2048R+0.0178)X0.03048$

R=Rev/Seg

PUNTO	H (m) mira	DISTANCIA (m)	PROF. (m)	CORRENTÓMETRO		VELOCIDAD (m/s)	COEF. (Vm/Vs)	AREA (m2)	CAUDAL (m3/seg)	Obs.
				N° REVOL.	N° seg					
MI. 0	1.00	0	0.56	0.00	40.00	0.005				
1	1.00	2	0.67	45.00	40.00	0.761	1.00	1.222	0.469	Vm al 40%
2	1.00	4	0.76	55.00	40.00	0.929	1.00	1.430	1.209	Vm al 40%
3	1.00	6	0.86	92.00	40.00	1.551	1.00	1.626	2.017	Vm al 40%
4	1.00	8	0.93	102.00	40.00	1.719	1.00	1.795	2.935	Vm al 40%
5	1.00	10	0.94	105.00	40.00	1.769	1.00	1.876	3.272	Vm al 40%
6	1.00	12	0.95	106.00	40.00	1.786	1.00	1.896	3.371	Vm al 40%
7	1.00	14	0.97	108.00	40.00	1.820	1.00	1.919	3.460	Vm al 40%
8	1.00	16	1.04	112.00	40.00	1.887	1.00	2.004	3.714	Vm al 40%
9	1.00	18	1.23	118.00	40.00	1.988	1.00	2.272	4.402	Vm al 40%
10	1.00	20	1.32	122.00	40.00	2.055	1.00	2.557	5.169	Vm al 40%
11	1.00	22	1.36	123.00	40.00	2.072	1.00	2.685	5.540	Vm al 40%
12	1.00	24	1.37	125.00	40.00	2.105	1.00	2.734	5.710	Vm al 40%
13	1.00	26	1.36	122.00	40.00	2.055	1.00	2.729	5.677	Vm al 40%
14	1.00	28	1.29	118.00	40.00	1.988	1.00	2.651	5.359	Vm al 40%
15	1.00	30	1.12	108.00	40.00	1.820	1.00	2.412	4.592	Vm al 40%
MD. 16	1.00	31.45	1.00	0.00	40.00	0.005	1.00	1.536	1.933	Vm al 40%
						<b>1.764</b>		<b>33.344</b>	<b>58.830</b>	



Anexo N° 2.7

**AFORO CON CORRENTÓMETRO RICKLY HYDROLOGICAL COMPANY - USA**

ESTACIÓN : ESTACIÓN PUENTE CAYHUA RÍO SONDONDO  
 CUENCA : SUB CUENCA DE SONDONDO  
 RÍO : RÍO SONDONDO

OPERADORES: Jesus JANAMPA ARCA  
 Ignacio INCA CAMARGO  
 DIA DE AFORO: 31/01/2016  
 HORA DE INICIO: 10.00 AM  
 HORA DE TERMINO: 12.45 PM

COORDENADAS UTM:

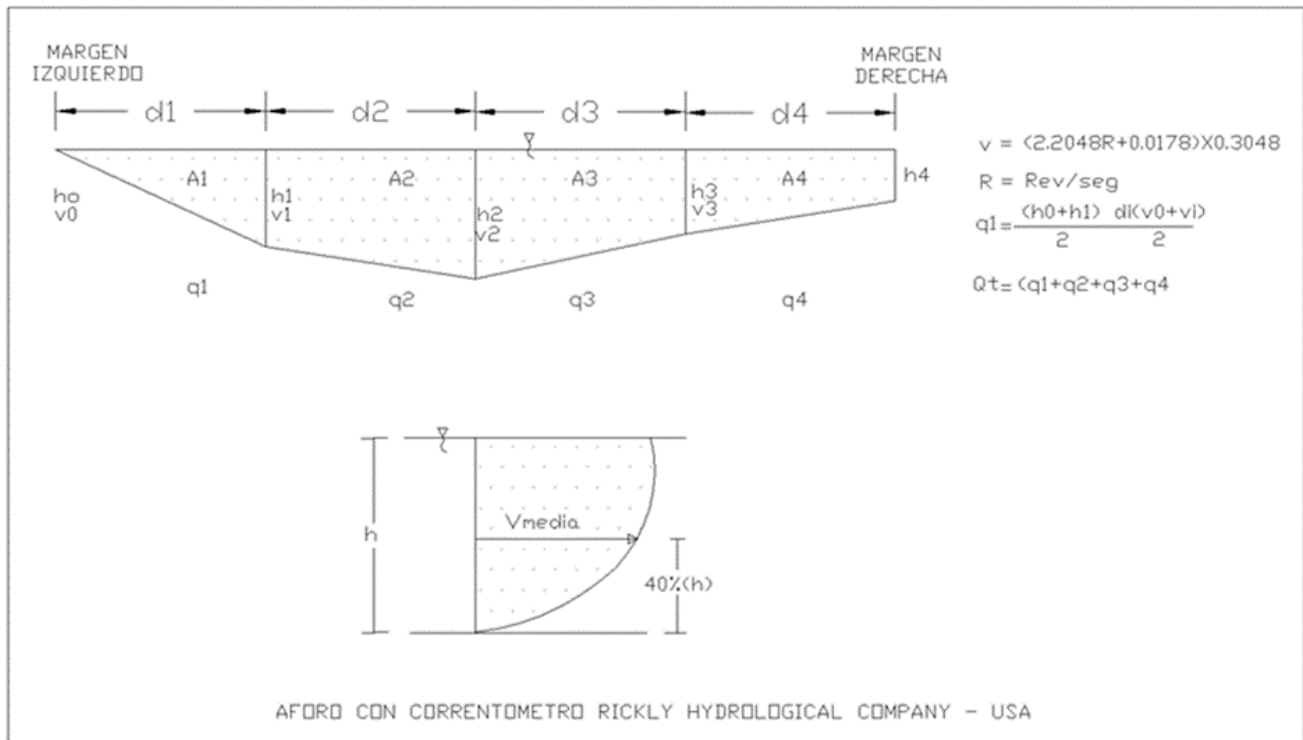
ESTE NORTE COTA  
 620084.71 8455227.76 2285.00

DATOS TECNICOS DEL CORRENTÓMETRO

$V=(2.2048R+0.0178)X0.03048$

R=Rev/Seg

PUNTOS	H (m) mira	DISTANCIA (m)	PROF. (m)	CORRENTÓMETRO		VELOCIDAD (m/s)	COEF. (Vm/Vs)	AREA (m2)	CAUDAL (m3/seg)	Obs.
				N° REVOL.	N° seg					
MI. 0	1.18	0	0.718	0.00	40.00	0.005				
1	1.18	2	0.839	51.00	40.00	0.862	1.00	1.557	0.675	Vm al 40%
2	1.18	4	0.937	56.00	40.00	0.946	1.00	1.776	1.606	Vm al 40%
3	1.18	6	1.035	95.00	40.00	1.601	1.00	1.972	2.512	Vm al 40%
4	1.18	8	1.110	103.00	40.00	1.736	1.00	2.145	3.579	Vm al 40%
5	1.18	10	1.119	105.00	40.00	1.769	1.00	2.229	3.907	Vm al 40%
6	1.18	12	1.129	108.00	40.00	1.820	1.00	2.248	4.034	Vm al 40%
7	1.18	14	1.141	113.00	40.00	1.904	1.00	2.270	4.226	Vm al 40%
8	1.18	16	1.206	118.00	40.00	1.988	1.00	2.347	4.567	Vm al 40%
9	1.18	18	1.402	121.00	40.00	2.038	1.00	2.608	5.250	Vm al 40%
10	1.18	20	1.499	123.00	40.00	2.072	1.00	2.901	5.962	Vm al 40%
11	1.18	22	1.536	124.00	40.00	2.089	1.00	3.035	6.314	Vm al 40%
12	1.18	24	1.548	124.00	40.00	2.089	1.00	3.084	6.442	Vm al 40%
13	1.18	26	1.535	123.00	40.00	2.072	1.00	3.083	6.414	Vm al 40%
14	1.18	28	1.474	116.00	40.00	1.954	1.00	3.009	6.057	Vm al 40%
15	1.18	30	1.302	104.00	40.00	1.753	1.00	2.776	5.145	Vm al 40%
MD. 16	1.18	31.57	1.170	0.00	40.00	0.005	1.00	1.941	2.173	Vm al 40%
						<b>1.767</b>		<b>38.981</b>	<b>68.864</b>	



Anexo N° 2.10

**AFORO CON CORRENTÓMETRO RICKLY HYDROLOGICAL COMPANY - USA**

ESTACIÓN :ESTACIÓN PUENTE CAYHUA RÍO SONDONDO  
 CUENCA :SUB CUENCA DE SONDONDO  
 RÍO :RÍO SONDONDO

OPERADORES: Jesus JANAMPA ARCA  
 Ignacio INCA CAMARGO  
 DIA DE AFORO: 18/02/2016  
 HORA DE INICIO: 2.00 PM  
 HORA DE TERMINO: 3.45 PM

COORDENADAS UTM:

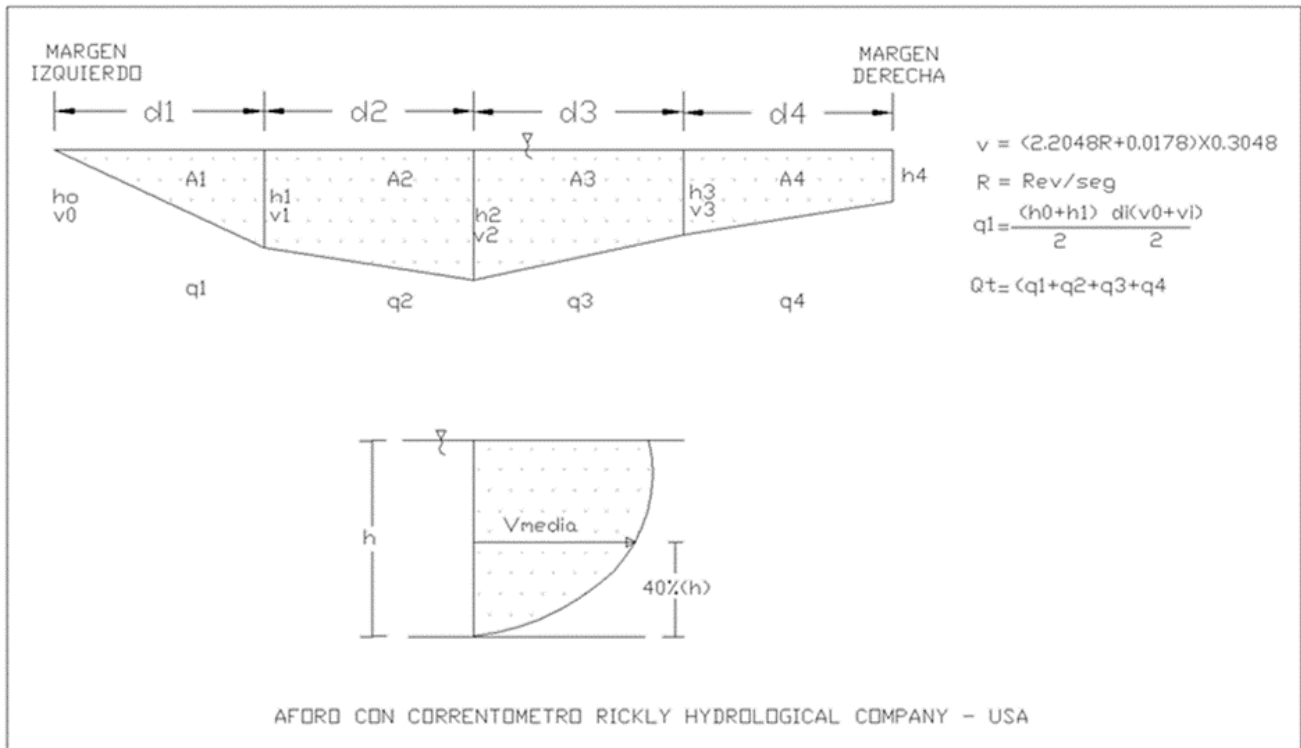
ESTE NORTE COTA  
 620084.71 8455227.76 2285.00

DATOS TECNICOS DEL CORRENTÓMETRO

$V=(2.2048R+0.0178)X0.03048$

R=Rev/Seg

PUNTOS	H (m) mira	DISTANCIA (m)	PROF. (m)	CORRENTÓMETRO		VELOCIDAD (m/s)	COEF. (Vm/Vs)	AREA (m2)	CAUDAL (m3/seg)	Obs.
				N° REVOL.	N° seg					
MI. 0	1.30	0	0.85	0.00	40.00	0.005				
1	1.30	2	0.95	0.98	40.00	0.022	1.00	1.804	0.025	Vm al 40%
2	1.30	4	1.05	108.00	40.00	1.820	1.00	2.006	1.847	Vm al 40%
3	1.30	6	1.15	112.00	40.00	1.887	1.00	2.202	4.081	Vm al 40%
4	1.30	8	1.23	118.00	40.00	1.988	1.00	2.377	4.605	Vm al 40%
5	1.30	10	1.24	120.00	40.00	2.021	1.00	2.463	4.938	Vm al 40%
6	1.30	12	1.25	120.00	40.00	2.021	1.00	2.482	5.017	Vm al 40%
7	1.30	14	1.26	122.00	40.00	2.055	1.00	2.504	5.104	Vm al 40%
8	1.30	16	1.32	123.00	40.00	2.072	1.00	2.576	5.316	Vm al 40%
9	1.30	18	1.51	125.00	40.00	2.105	1.00	2.832	5.915	Vm al 40%
10	1.30	20	1.62	128.00	40.00	2.156	1.00	3.130	6.669	Vm al 40%
11	1.30	22	1.65	128.00	40.00	2.156	1.00	3.268	7.045	Vm al 40%
12	1.30	24	1.67	130.00	40.00	2.190	1.00	3.317	7.207	Vm al 40%
13	1.30	26	1.65	124.00	40.00	2.089	1.00	3.319	7.100	Vm al 40%
14	1.30	28	1.59	122.00	40.00	2.055	1.00	3.248	6.730	Vm al 40%
15	1.30	30	1.43	115.00	40.00	1.937	1.00	3.019	6.027	Vm al 40%
MD. 16	1.30	31.65	1.30	0.00	40.00	0.005	1.00	2.248	2.647	Vm al 40%
						<b>1.876</b>		<b>42.795</b>	<b>80.273</b>	



Anexo N° 2.11

**AFORO CON CORRENTÓMETRO RICKLY HYDROLOGICAL COMPANY - USA**

ESTACIÓN : ESTACIÓN PUENTE CAYHUA RÍO SONDONDO  
 CUENCA : SUB CUENCA DE SONDONDO  
 RÍO : RÍO SONDONDO

OPERADORES: Jesus JANAMPA ARCA  
 Ignacio INCA CAMARGO  
 DIA DE AFORO: 28/02/2016  
 HORA DE INICIO: 10.00 AM  
 HORA DE TERMINO: 12.45 PM

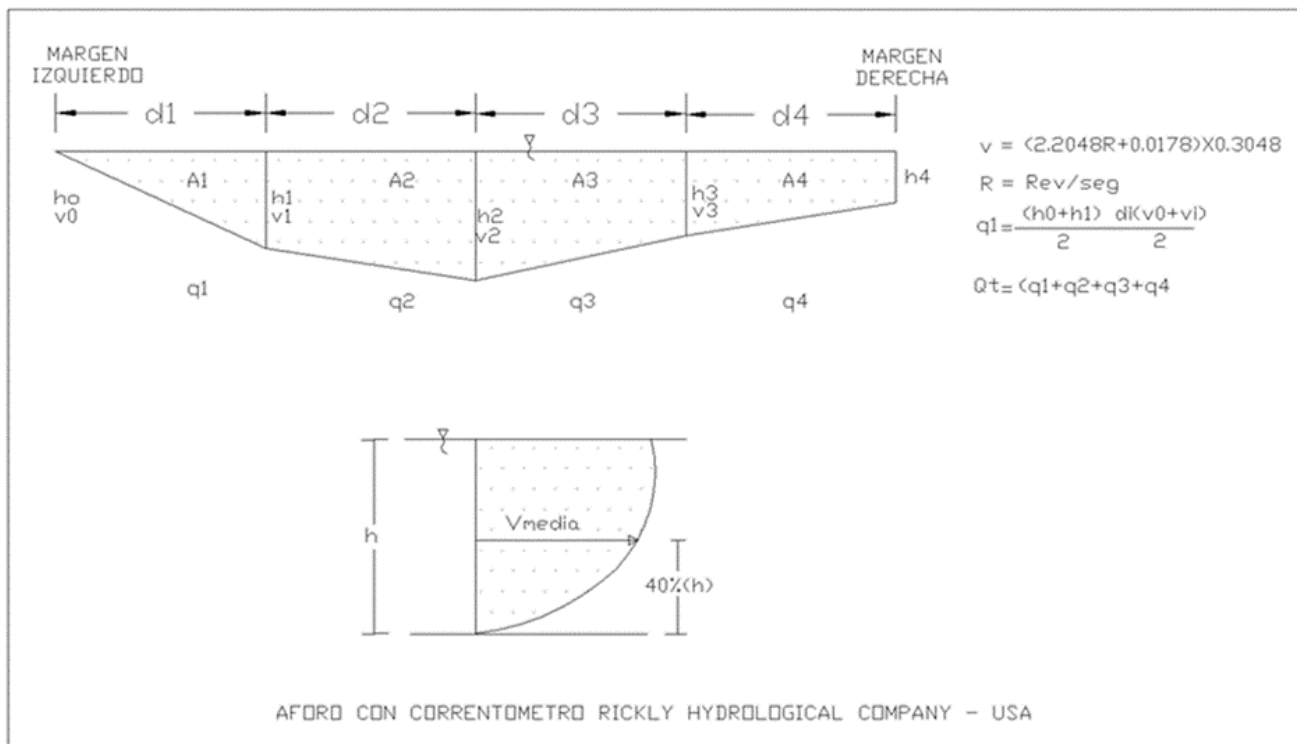
COORDENADAS UTM:

ESTE NORTE COTA  
 620084.71 8455227.76 2285.00

DATOS TECNICOS DEL CORRENTÓMETRO

$V=(2.2048R+0.0178)X0.03048$  R=Rev/Seg

PUNTOS	H (m) mira	DISTANCIA (m)	PROF. (m)	CORRENTÓMETRO		VELOCIDAD (m/s)	COEF. (Vm/Vs)	AREA (m2)	CAUDAL (m3/seg)	Obs.
				N° REVOL.	N° seg					
Mi. 0	1.37	0	0.93	0.00	40.00	0.005				
1	1.37	2	1.02	88.00	40.00	1.484	1.00	1.951	1.453	Vm al 40%
2	1.37	4	1.12	104.00	40.00	1.753	1.00	2.146	3.473	Vm al 40%
3	1.37	6	1.22	110.00	40.00	1.853	1.00	2.342	4.223	Vm al 40%
4	1.37	8	1.30	115.00	40.00	1.937	1.00	2.519	4.775	Vm al 40%
5	1.37	10	1.31	115.00	40.00	1.937	1.00	2.607	5.051	Vm al 40%
6	1.37	12	1.32	117.00	40.00	1.971	1.00	2.626	5.132	Vm al 40%
7	1.37	14	1.33	117.00	40.00	1.971	1.00	2.648	5.219	Vm al 40%
8	1.37	16	1.39	120.00	40.00	2.021	1.00	2.718	5.426	Vm al 40%
9	1.37	18	1.58	124.00	40.00	2.089	1.00	2.971	6.106	Vm al 40%
10	1.37	20	1.69	128.00	40.00	2.156	1.00	3.272	6.944	Vm al 40%
11	1.37	22	1.72	131.00	40.00	2.206	1.00	3.413	7.444	Vm al 40%
12	1.37	24	1.74	132.00	40.00	2.223	1.00	3.462	7.667	Vm al 40%
13	1.37	26	1.73	130.00	40.00	2.190	1.00	3.466	7.647	Vm al 40%
14	1.37	28	1.67	122.00	40.00	2.055	1.00	3.396	7.207	Vm al 40%
15	1.37	30	1.50	116.00	40.00	1.954	1.00	3.169	6.353	Vm al 40%
MD. 16	1.37	31.695	1.37	0.00	40.00	0.005	1.00	2.437	2.817	Vm al 40%
						<b>1.926</b>		<b>45.143</b>	<b>86.937</b>	



**ANEXO N° 3:**  
**HOJA DE CÁLCULOS PARA LA CURVA DE**  
**CALIBRACIÓN**

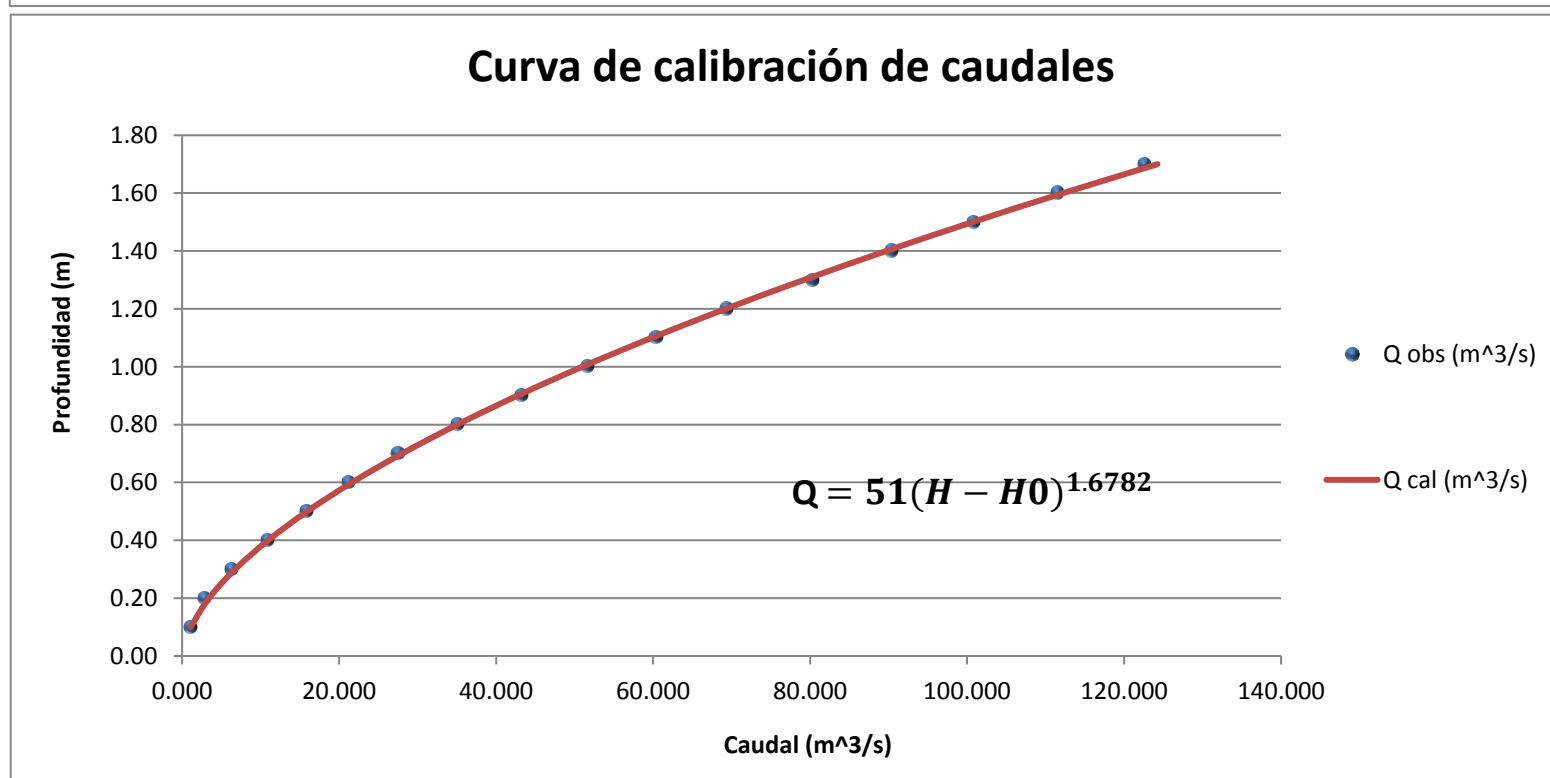
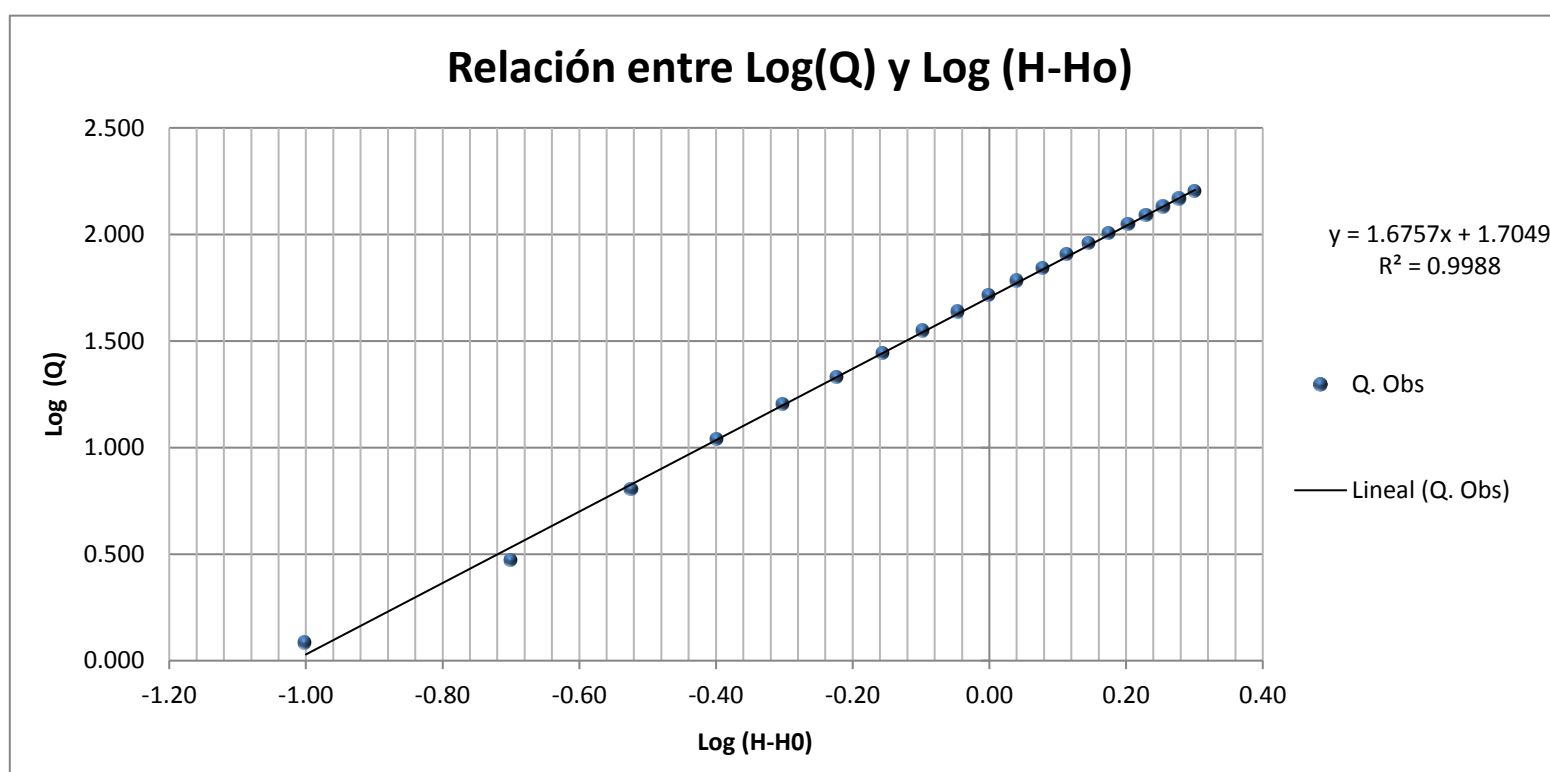
**CURVA DE CALIBRACIÓN DE CAUDALES**

Ecuación general	$Q=k(H-H_0)^n$
Log (k)	1.71
k	51
n	1.6782
Ho	0.0

Regresión lineal	
n	Log k
1.67818436	1.705876019
Nota	

Modelo de la curva de calibración de caudales
<b><math>Q = 51*(H-0)^{1.6782}</math></b>

Fecha del aforo	Número	H (m)	H-Ho (m)	Q obs (m <sup>3</sup> /s)	Log (H-Ho)	Log (Q)	Q cal (m <sup>3</sup> /s)
	1	0.10	0.1	1.212	-1.00	0.084	1.070
	2	0.20	0.2	2.965	-0.70	0.472	3.424
	3	0.30	0.3	6.368	-0.52	0.804	6.762
	4	0.40	0.4	10.941	-0.40	1.039	10.958
	5	0.50	0.5	15.960	-0.30	1.203	15.936
	6	0.60	0.6	21.304	-0.22	1.328	21.640
	7	0.70	0.7	27.623	-0.15	1.441	28.029
	8	0.80	0.8	35.247	-0.10	1.547	35.070
	9	0.90	0.9	43.319	-0.05	1.637	42.735
	10	1.00	1.0	51.707	0.00	1.714	51.000
	11	1.10	1.1	60.477	0.04	1.782	59.846
	12	1.20	1.2	69.507	0.08	1.842	69.255
	13	1.30	1.3	80.425	0.11	1.905	79.212
	14	1.40	1.4	90.442	0.15	1.956	89.702
	15	1.50	1.5	100.942	0.18	2.004	100.713
	16	1.60	1.6	111.626	0.20	2.048	112.234
	17	1.70	1.7	122.748	0.23	2.089	124.254
	18	1.80	1.8	134.727	0.26	2.129	136.763
	19	1.90	1.9	146.678	0.28	2.166	149.753
	20	2.00	2.0	159.471	0.30	2.203	163.214



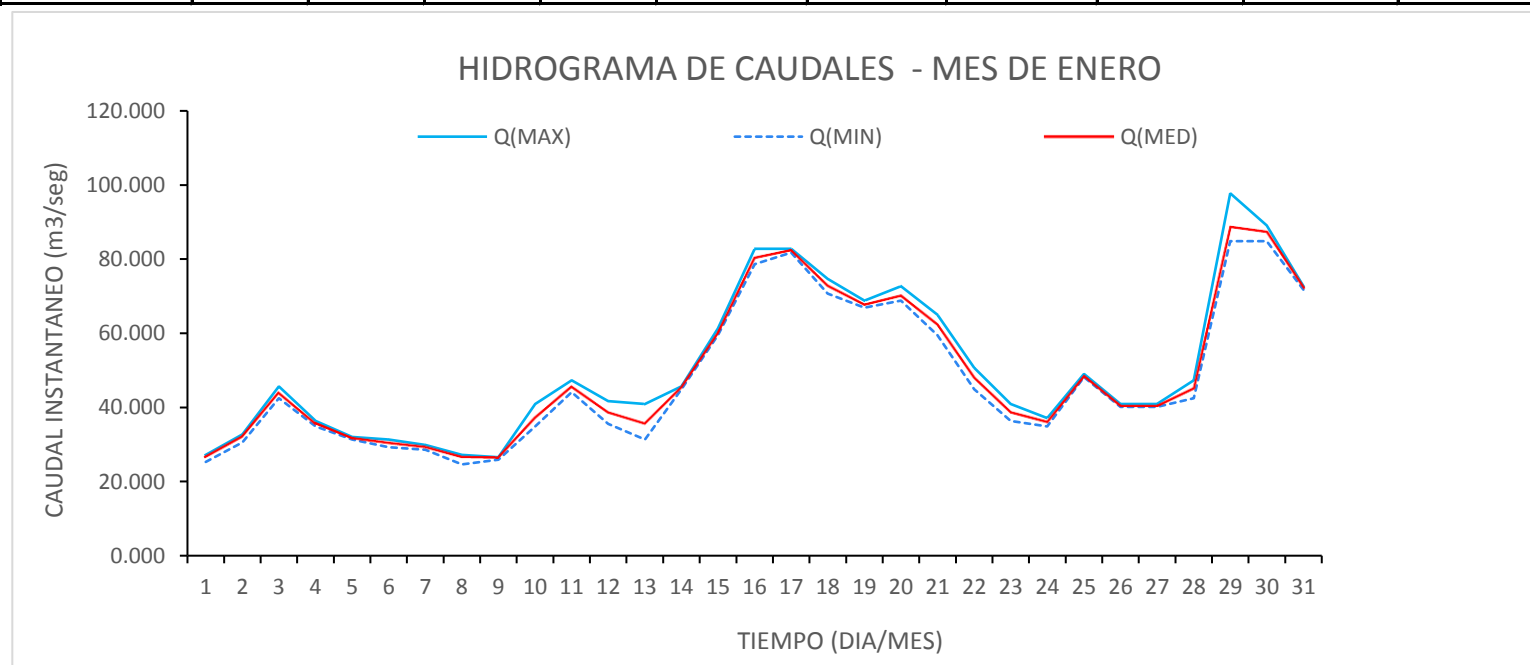
**ANEXO N° 4:**  
**CAUDALES INSTANTÁNEOS**  
**MONITOREADOS**

- Anexo N° 4.1 : Caudales instantáneos del mes de enero del 2016
- Anexo N° 4.2 : Caudales instantáneos del mes de febrero del 2016
- Anexo N° 4.3 : Caudales instantáneos del mes de marzo del 2016

### Resumen Mensual de Lectura de Escalas

ESTACIÓN: PUEBLO CAYHUA MES: ENERO DEL 2016

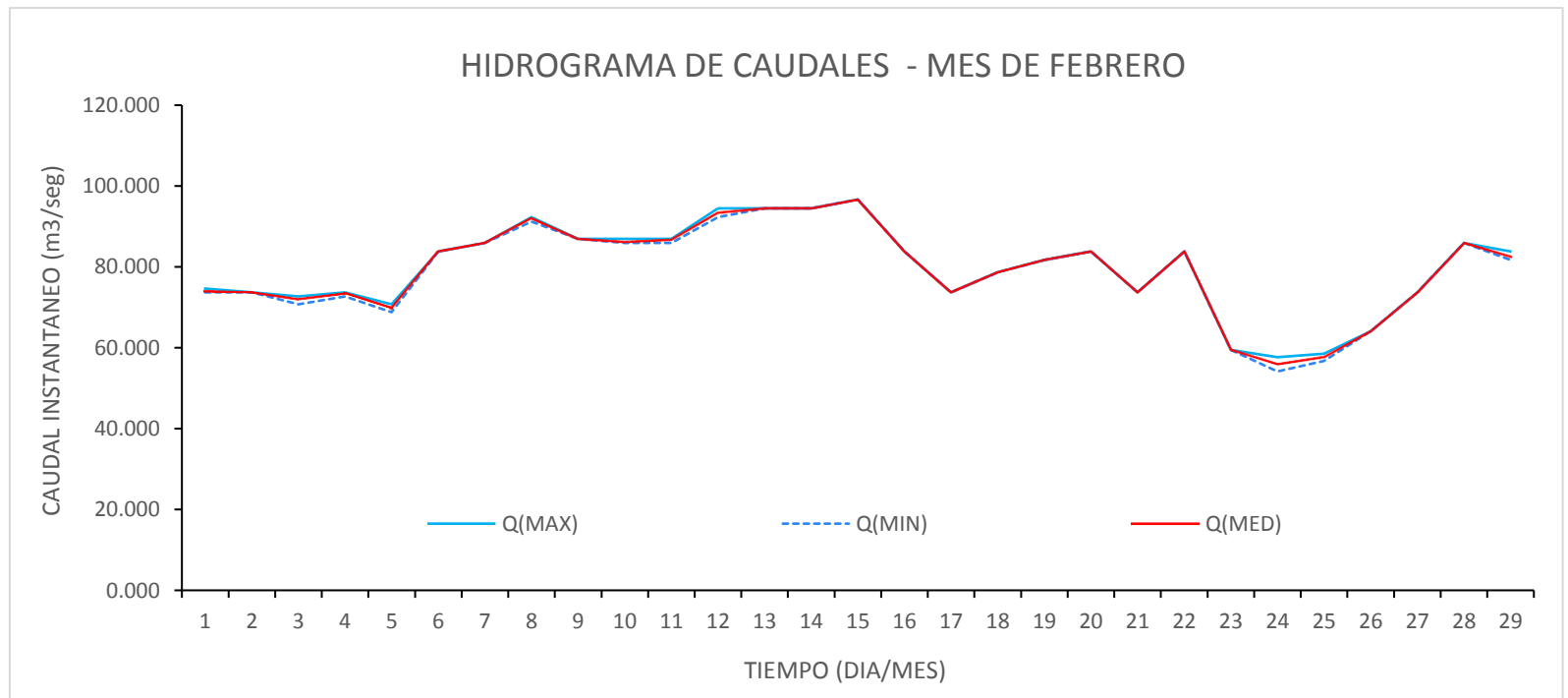
Día/mes/año	Nivel del Rio (m)				Q(min) /Diario		Q(max) /Diario		Q(med) /Diario	
	6 (am)	10 (am)	14 (pm)	18 (pm)	Nivel mínimo registrado	Caudal mínimo (m3/s)	Nivel máximo registrado	Caudal máximo (m3/s)	Nivel medio registrado	Caudal medio (m3/s)
01-ene-16	0.66	0.69	0.69	0.68	0.660	25.264	0.690	27.218	0.680	26.560
02-ene-16	0.74	0.76	0.77	0.77	0.740	30.603	0.770	32.711	0.760	32.002
03-ene-16	0.94	0.92	0.91	0.9	0.900	42.484	0.940	45.695	0.918	43.877
04-ene-16	0.82	0.82	0.8	0.8	0.800	34.874	0.820	36.347	0.810	35.608
05-ene-16	0.76	0.76	0.75	0.75	0.750	31.299	0.760	32.002	0.755	31.650
06-ene-16	0.74	0.74	0.75	0.72	0.720	29.230	0.750	31.299	0.738	30.430
07-ene-16	0.73	0.72	0.72	0.71	0.710	28.553	0.730	29.913	0.720	29.230
08-ene-16	0.65	0.69	0.69	0.69	0.650	24.626	0.690	27.218	0.680	26.560
09-ene-16	0.68	0.68	0.68	0.67	0.670	25.909	0.680	26.560	0.678	26.397
10-ene-16	0.88	0.8	0.82	0.82	0.800	34.874	0.880	40.913	0.830	37.093
11-ene-16	0.92	0.93	0.94	0.96	0.920	44.077	0.960	47.336	0.938	45.491
12-ene-16	0.88	0.89	0.81	0.82	0.810	35.608	0.890	41.696	0.850	38.603
13-ene-16	0.75	0.78	0.83	0.88	0.750	31.299	0.880	40.913	0.810	35.608
14-ene-16	0.94	0.93	0.93	0.94	0.930	44.883	0.940	45.695	0.935	45.288
15-ene-16	1.1	1.1	1.1	1.12	1.100	59.465	1.120	61.287	1.105	59.918
16-ene-16	1.3	1.3	1.32	1.34	1.300	78.674	1.340	82.773	1.315	80.201
17-ene-16	1.34	1.34	1.33	1.33	1.330	81.740	1.340	82.773	1.335	82.256
18-ene-16	1.26	1.25	1.23	1.22	1.220	70.731	1.260	74.660	1.240	72.685
19-ene-16	1.18	1.18	1.19	1.2	1.180	66.888	1.200	68.799	1.188	67.602
20-ene-16	1.2	1.2	1.21	1.24	1.200	68.799	1.240	72.685	1.213	70.004
21-ene-16	1.16	1.14	1.12	1.1	1.100	59.465	1.160	64.999	1.130	62.207
22-ene-16	1	0.98	0.96	0.93	0.930	44.883	1.000	50.687	0.968	47.957
23-ene-16	0.88	0.86	0.84	0.82	0.820	36.347	0.880	40.913	0.850	38.603
24-ene-16	0.83	0.83	0.8	0.8	0.800	34.874	0.830	37.093	0.815	35.977
25-ene-16	0.98	0.97	0.97	0.97	0.970	48.165	0.980	49.000	0.973	48.373
26-ene-16	0.87	0.87	0.87	0.88	0.870	40.137	0.880	40.913	0.873	40.331
27-ene-16	0.87	0.88	0.87	0.87	0.870	40.137	0.880	40.913	0.873	40.331
28-ene-16	0.9	0.93	0.94	0.96	0.900	42.484	0.960	47.336	0.933	45.086
29-ene-16	1.48	1.38	1.36	1.36	1.360	84.853	1.480	97.770	1.395	88.544
30-ene-16	1.4	1.39	1.38	1.36	1.360	84.853	1.400	89.077	1.383	87.219
31-ene-16	1.24	1.24	1.23	1.23	1.230	71.705	1.240	72.685	1.235	72.194



### Resumen Mensual de Lectura de Escalas

ESTACIÓN: PUENTE CAYHUA MES: FEBRERO de 2016

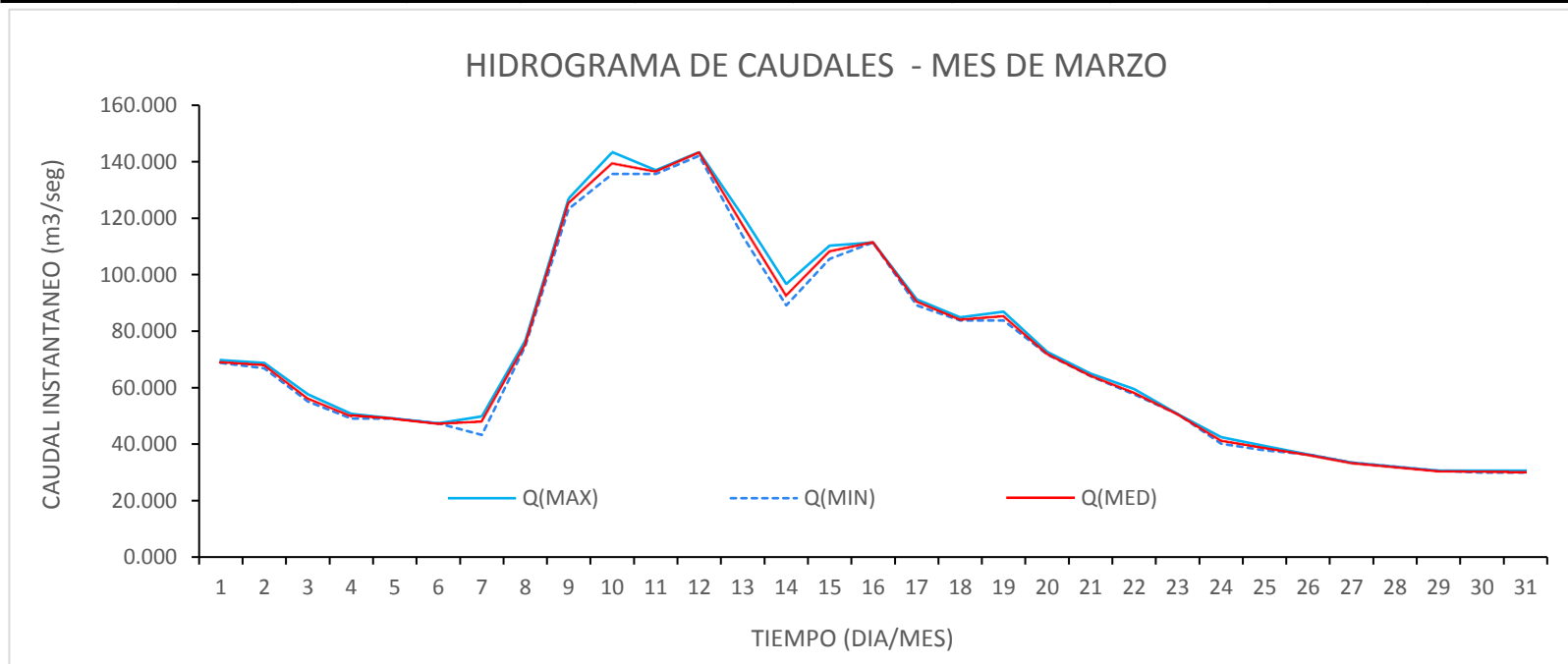
Día/mes/año	Nivel del Rio (m)				Q(min) /Diario		Q(max) /Diario		Q(med) /Diario	
	6 (am)	10 (am)	14 (pm)	18 (pm)	Nivel mínima registrado	Caudal mínimo (m3/s)	Nivel máxima registrado	Caudal máximo (m3/s)	Nivel medio registrado	Caudal medio (m3/s)
01-feb-16	1.25	1.25	1.25	1.26	1.250	73.670	1.260	74.660	1.253	73.917
02-feb-16	1.25	1.25	1.25	1.25	1.250	73.670	1.250	73.670	1.250	73.670
03-feb-16	1.24	1.24	1.22	1.23	1.220	70.731	1.240	72.685	1.233	71.950
04-feb-16	1.24	1.25	1.25	1.25	1.240	72.685	1.250	73.670	1.248	73.423
05-feb-16	1.22	1.21	1.21	1.20	1.200	68.799	1.220	70.731	1.210	69.762
06-feb-16	1.35	1.35	1.35	1.35	1.350	83.810	1.350	83.810	1.350	83.810
07-feb-16	1.37	1.37	1.37	1.37	1.370	85.901	1.370	85.901	1.370	85.901
08-feb-16	1.43	1.43	1.43	1.42	1.420	91.219	1.430	92.298	1.428	92.028
09-feb-16	1.38	1.38	1.38	1.38	1.380	86.954	1.380	86.954	1.380	86.954
10-feb-16	1.37	1.37	1.37	1.38	1.370	85.901	1.380	86.954	1.373	86.164
11-feb-16	1.37	1.38	1.38	1.38	1.370	85.901	1.380	86.954	1.378	86.691
12-feb-16	1.43	1.43	1.45	1.45	1.430	92.298	1.450	94.472	1.440	93.382
13-feb-16	1.45	1.45	1.45	1.45	1.450	94.472	1.450	94.472	1.450	94.472
14-feb-16	1.45	1.45	1.45	1.45	1.450	94.472	1.450	94.472	1.450	94.472
15-feb-16	1.47	1.47	1.47	1.47	1.470	96.665	1.470	96.665	1.470	96.665
16-feb-16	1.35	1.35	1.35	1.35	1.350	83.810	1.350	83.810	1.350	83.810
17-feb-16	1.25	1.25	1.25	1.25	1.250	73.670	1.250	73.670	1.250	73.670
18-feb-16	1.30	1.30	1.30	1.30	1.300	78.674	1.300	78.674	1.300	78.674
19-feb-16	1.33	1.33	1.33	1.33	1.330	81.740	1.330	81.740	1.330	81.740
20-feb-16	1.35	1.35	1.35	1.35	1.350	83.810	1.350	83.810	1.350	83.810
21-feb-16	1.25	1.25	1.25	1.25	1.250	73.670	1.250	73.670	1.250	73.670
22-feb-16	1.35	1.35	1.35	1.35	1.350	83.810	1.350	83.810	1.350	83.810
23-feb-16	1.10	1.10	1.10	1.10	1.100	59.465	1.100	59.465	1.100	59.465
24-feb-16	1.08	1.06	1.06	1.04	1.040	54.130	1.080	57.664	1.060	55.886
25-feb-16	1.08	1.08	1.07	1.09	1.070	56.772	1.090	58.561	1.080	57.664
26-feb-16	1.15	1.15	1.15	1.15	1.150	64.063	1.150	64.063	1.150	64.063
27-feb-16	1.25	1.25	1.25	1.25	1.250	73.670	1.250	73.670	1.250	73.670
28-feb-16	1.37	1.37	1.37	1.37	1.370	85.901	1.370	85.901	1.370	85.901
29-feb-16	1.35	1.34	1.33	1.33	1.330	81.740	1.350	83.810	1.338	82.514



### Resumen Mensual de Lectura de Escalas

ESTACIÓN: PUENTE CAYHUA MES: MARZO del 2016

Día/mes/año	Nivel del Río (m)				Q(min) /Diario		Q(max) /Diario		Q(med) /Diario	
	6 (am)	10 (am)	14 (pm)	18 (pm)	Nivel mínimo registrado	Caudal mínimo (m3/s)	Nivel máxima registrado	Caudal maximo (m3/s)	Nivel medio registrado	Caudal Medio (m3/s)
01-mar-16	1.200	1.200	1.200	1.210	1.200	68.799	1.210	69.762	1.203	69.039
02-mar-16	1.200	1.200	1.190	1.180	1.180	66.888	1.200	68.799	1.193	68.080
03-mar-16	1.080	1.070	1.060	1.050	1.050	55.005	1.080	57.664	1.065	56.328
04-mar-16	1.000	1.000	0.990	0.980	0.980	49.000	1.000	50.687	0.993	50.052
05-mar-16	0.980	0.980	0.980	0.980	0.980	49.000	0.980	49.000	0.980	49.000
06-mar-16	0.960	0.960	0.960	0.960	0.960	47.336	0.960	47.336	0.960	47.336
07-mar-16	0.990	0.990	0.990	0.910	0.910	43.278	0.990	49.841	0.970	48.165
08-mar-16	1.260	1.260	1.260	1.280	1.260	74.660	1.280	76.656	1.265	75.157
09-mar-16	1.700	1.710	1.720	1.730	1.700	123.327	1.730	126.996	1.715	125.156
10-mar-16	1.800	1.820	1.830	1.860	1.800	135.724	1.860	143.390	1.828	139.217
11-mar-16	1.800	1.800	1.810	1.810	1.800	135.724	1.810	136.990	1.805	136.356
12-mar-16	1.860	1.860	1.860	1.850	1.850	142.101	1.860	143.390	1.858	143.067
13-mar-16	1.680	1.660	1.650	1.620	1.620	113.758	1.680	120.906	1.653	117.608
14-mar-16	1.400	1.420	1.440	1.470	1.400	89.077	1.470	96.665	1.433	92.569
15-mar-16	1.580	1.590	1.570	1.550	1.550	105.642	1.590	110.250	1.573	108.224
16-mar-16	1.600	1.600	1.600	1.600	1.600	111.414	1.600	111.414	1.600	111.414
17-mar-16	1.420	1.420	1.410	1.400	1.400	89.077	1.420	91.219	1.413	90.413
18-mar-16	1.360	1.350	1.350	1.350	1.350	83.810	1.360	84.853	1.353	84.070
19-mar-16	1.380	1.370	1.360	1.350	1.350	83.810	1.380	86.954	1.365	85.377
20-mar-16	1.240	1.230	1.230	1.230	1.230	71.705	1.240	72.685	1.233	71.950
21-mar-16	1.160	1.150	1.150	1.150	1.150	64.063	1.160	64.999	1.153	64.297
22-mar-16	1.100	1.090	1.080	1.080	1.080	57.664	1.100	59.465	1.088	58.337
23-mar-16	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	50.687	1.000	50.687	1.000	50.687
24-mar-16	0.900	0.890	0.880	0.870	0.870	40.137	0.900	42.484	0.885	41.304
25-mar-16	0.860	0.860	0.850	0.840	0.840	37.845	0.860	39.367	0.853	38.794
26-mar-16	0.820	0.820	0.820	0.820	0.820	36.347	0.820	36.347	0.820	36.347
27-mar-16	0.780	0.780	0.780	0.780	0.780	33.426	0.780	33.426	0.780	33.426
28-mar-16	0.760	0.760	0.760	0.760	0.760	32.002	0.760	32.002	0.760	32.002
29-mar-16	0.740	0.740	0.740	0.740	0.740	30.603	0.740	30.603	0.740	30.603
30-mar-16	0.730	0.740	0.740	0.740	0.730	29.913	0.740	30.603	0.738	30.430
31-mar-16	0.740	0.740	0.730	0.730	0.730	29.913	0.740	30.603	0.735	30.258



## **ANEXO N° 5:**

### **GRANULOMETRÍA**

- Anexo N° 5.1 : Ensayo estándar de clasificación - calicata (CC – 01)
- Anexo N° 5.2 : Ensayo estándar de clasificación - calicata (CC – 02)
- Anexo N° 5.3 : Ensayo estándar de clasificación - calicata (CC – 03)
- Anexo N° 5.4 : Ensayo estándar de clasificación - calicata (CC – 04)



## ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN

(ASTM D 422, D 4318, D 2487, D 2216, D 4254, D 854, D 1557)

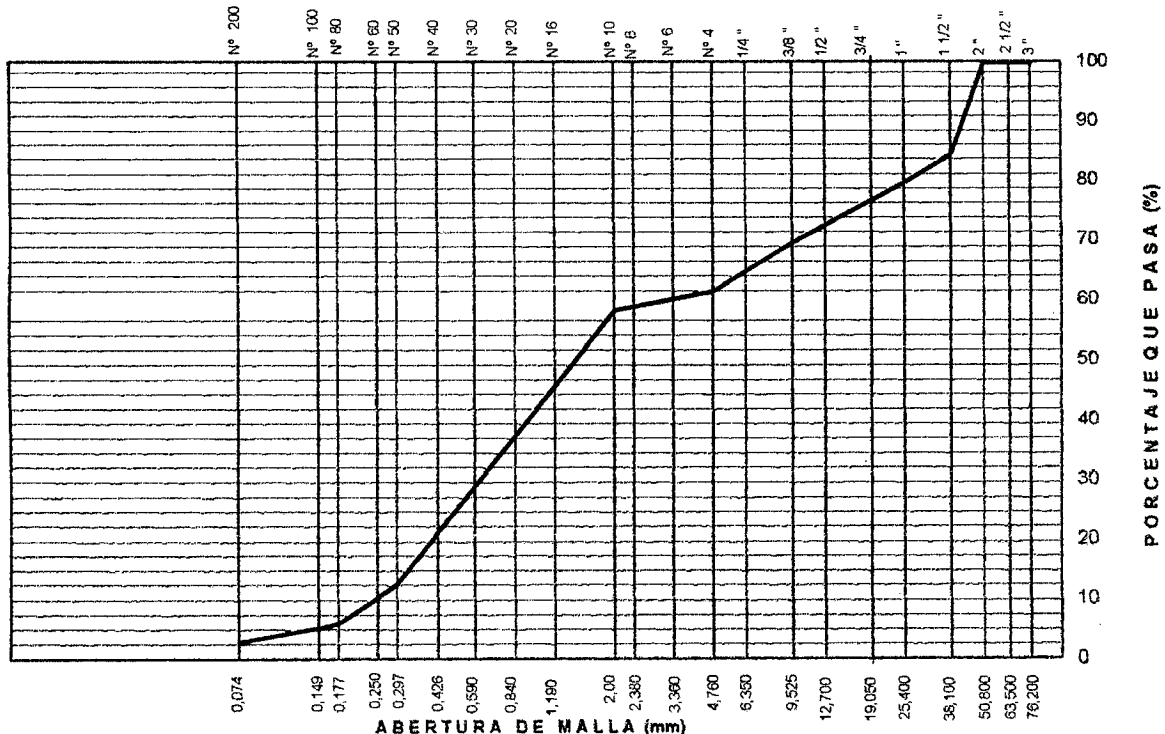
Proy. de Tesis : **ANÁLISIS Y EVALUACIÓN EXPERIMENTAL Y TÉCNICO DEL GASTO SOLIDO DE FONDO Y SUSPENSIONES EN EL RIO SONDONDO, SUCRE - AYACUCHO - 2016**

Tesista : **Bach. JESUS JANAMPA ARCA**  
 Descripción : **MATERIAL DE CANTERA**  
 Cuenca : **SUB CUENCA DEL SONDONDO**  
 Rio : **SONDONDO**  
 Fecha : **MAYO DEL 2016**  
 Calicata : **CC - 01**

Dep. : **AYACUCHO**  
 Provincia : **SUCRE**  
 Zona de : **PUENTE CAYHUA SUCRE -**  
 Estudio : **MATERIAL DE CANTERA SUB SUPERFICIAL**

TAMIZ ASTM	Abertura (mm)	PESO RETENIDO (gr.)	% RETEN PARCIAL	% RETEN ACUMULADO	% QUE PASA	DATOS DEL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO	
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO	3"	76.200	0.00	0.00	100.00	<b>PESOS (gr.)</b>	
	2"	50.800	0.00	0.00	100.00	Peso seco inicial	1285.00
	1 1/2"	38.100	200.00	15.56	84.44	Peso seco lavado	1255.00
	1"	25.400	60.00	4.67	79.77	Pérdida por lavado	30.00
	3/4"	19.050	80.00	6.23	73.54	% Grava	38.52%
	1/2"	12.700	50.00	3.89	69.65	% Arena	59.15%
	3/8"	9.525	0.00	0.00	69.65	% Finos	2.33%
	1/4"	6.350	80.00	6.23	36.58	<b>ENSAYOS ESTÁNDAR</b>	
	Nº 4	4.760	25.00	1.95	38.52	Límite Líquido	NP
	Nº 10	2.000	40.00	3.11	41.63	Límite Plástico	NP
	Nº 20	0.840	0.00	0.00	41.63	Índice de Plasticidad	NP
	Nº 30	0.590	260.00	20.23	61.87	Clasificación SUCS	SW
	Nº 40	0.426	135.00	10.51	72.37	Clasificación AASTHO	A-1-b(0)
	Nº 50	0.297	190.00	14.79	87.16	Contenido de humedad	9.25%
	Nº 60	0.250	30.00	2.33	89.49	Peso Específico de los sólidos	2.46
	Nº 80	0.177	55.00	4.28	93.77	D <sub>16</sub> (mm)	0.325
	Nº 100	0.149	10.00	0.78	94.55	D <sub>35</sub> (mm)	0.541
	Nº 200	0.074	30.00	2.33	96.89	D <sub>40</sub> (mm)	0.720
	Fondo		10.00	0.78	97.67	D <sub>50</sub> (mm)	1.417
	Lavado		30.00	2.33	100.00	0.00	D <sub>65</sub> (mm)
<b>TOTAL</b>		1285.00				D <sub>84</sub> (mm)	36.903
						D <sub>90</sub> (mm)	42.638
						D <sub>100</sub> (mm)	1.417
						D <sub>máx</sub> (mm)	38.100

### CURVA GRANULOMÉTRICA



**DELAY INGENIEROS**  
 Estudio Geotécnico y Control de Materiales  
 Ing. Alex...

<b>LIMO Y ARCILLA</b>	<b>ARENA</b>			<b>GRAVA</b>		<b>CANTO RODADO</b>
	FINA	MEDIA	GRUESA	FINA	GRUESA	

\* LAS MUESTRAS FUERON PROPORCIONADAS POR EL SOLICITANTE



## ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN

(ASTM D 422, D 4318, D 2487, D 2216, D 4254, D 854, D 1557)

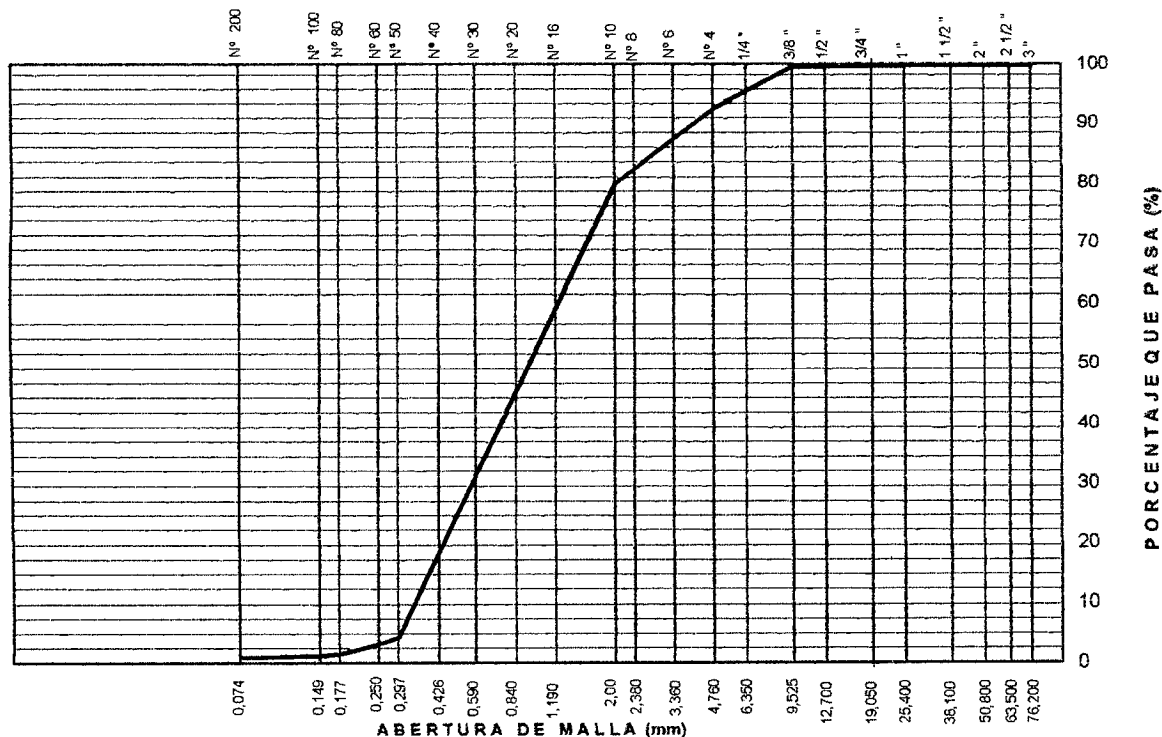
Proy. de Tesis : **ANÁLISIS Y EVALUACIÓN EXPERIMENTAL Y TÉCNICO DEL GASTO SOLIDO DE FONDO Y SUSPENSIONES EN EL RIO SONDONDO, SUCRE - AYACUCHO - 2016**

Tesisista : **Bach. JESUS JANAMPA ARCA**  
Descripción : **MATERIAL DE CANTERA**  
Cuenca : **SUB CUENCA DEL SONDONDO**  
Río : **SONDONDO**  
Fecha : **MAYO DEL 2016**  
Calicata : **CC - 02**

Dep. : **AYACUCHO**  
Provincia : **SUCRE**  
Zona de Estudio : **PUENTE CAYHUA SUCRE - MATERIAL DE CANTERA LECHO DE RIO FONDO**

TAMIZ ASTM	Abertura (mm)	PESO RETENIDO (gr.)	% RETEN PARCIAL	% RETEN ACUMULADO	% QUE PASA	DATOS DEL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO	
<b>ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO</b>	3"	76.200	0.00	0.00	100.00	<b>PESOS (gr.)</b>	
	2"	50.800	0.00	0.00	100.00	Peso seco inicial	1780.00
	1 1/2"	38.100	0.00	0.00	100.00	Peso seco lavado	1770.00
	1"	25.400	0.00	0.00	100.00	Pérdida por lavado	10.00
	3/4"	19.050	0.00	0.00	100.00	% Grava	7.30%
	1/2"	12.700	5.00	0.28	99.72	% Arena	92.14%
	3/8"	9.525	0.00	0.00	99.72	% Finos	0.56%
	1/4"	6.350	80.00	4.49	4.78	<b>ENSAYOS ESTÁNDAR</b>	
	Nº 4	4.760	45.00	2.53	7.30	Límite Líquido	NP
	Nº 10	2.000	225.00	12.64	19.94	Límite Plástico	NP
	Nº 20	0.840	0.00	0.00	19.94	Índice de Plasticidad	NP
	Nº 30	0.590	1205.00	67.70	87.64	Clasificación SUCS	<b>SM</b>
	Nº 40	0.426	50.00	2.81	90.45	Clasificación AASTHO	<b>A-1-b(0)</b>
	Nº 50	0.297	90.00	5.06	95.51	Contenido de humedad	4.20%
	Nº 60	0.250	20.00	1.12	96.63	Peso Especifico de los sólidos	2.20
	Nº 80	0.177	30.00	1.69	98.31	D <sub>16</sub> (mm)	0.666
	Nº 100	0.149	5.00	0.28	98.60	D <sub>35</sub> (mm)	1.062
	Nº 200	0.074	5.00	0.28	98.88	D <sub>40</sub> (mm)	1.166
	Fondo		10.00	0.56	99.44	D <sub>50</sub> (mm)	1.374
	Lavado		10.00	0.56	100.00	D <sub>65</sub> (mm)	1.686
	TOTAL		1780.00			D <sub>84</sub> (mm)	2.860
						D <sub>90</sub> (mm)	4.170
						D <sub>M</sub> (mm)	1.374
					D <sub>máx</sub> (mm)	12.700	

### CURVA GRANULOMÉTRICA



<b>LIMO Y ARCILLA</b>	<b>ARENA</b>			<b>GRAVA</b>		<b>CANTO RODADO</b>
	<b>FINA</b>	<b>MEDIA</b>	<b>GRUESA</b>	<b>FINA</b>	<b>GRUESA</b>	

\* LAS MUESTRAS FUERON PROPORCIONADAS POR EL SOLICITANTE

**DELAY-INGENIEROS**  
 Estudios Geotécnicos y Control de Materiales  
 JESUS JANAMPA ARCA



## ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN

(ASTM D 422, D 4318, D 2487, D 2216, D 4254, D 854, D 1557)

Proy. de Tesis : **ANÁLISIS Y EVALUACIÓN EXPERIMENTAL Y TÉCNICO DEL GASTO SÓLIDO DE FONDO Y SUSPENSIÓN EN EL RÍO SONDONDO, SUCRE - AYACUCHO - 2016**

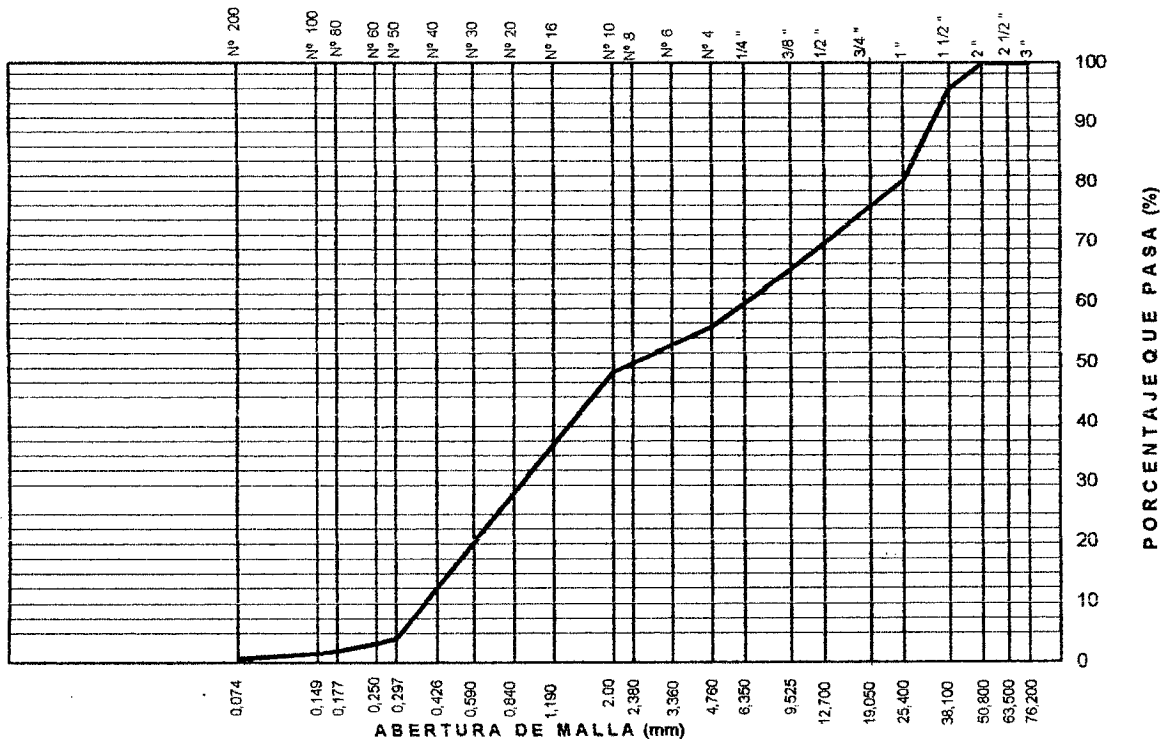
Tesista : **Bach. JESUS JANAMPA ARCA**  
 Descripción : **MATERIAL DE CANTERA**  
 Cuenca : **SUB CUENCA DEL SONDONDO**  
 Río : **SONDONDO**  
 Fecha : **MAYO DEL 2016**  
 Calicata : **CC - 03**

Dep. : **AYACUCHO**  
 Provincia : **SUCRE**  
 Zona de : **PUENTE CAYHUA SUCRE -**  
 Estudio : **MATERIAL DE CANTERA SUPERFICIAL**

TAMIZ ASTM	Abertura (mm)	PESO RETENIDO (gr.)	% RETEN PARCIAL	% RETEN ACUMULADO	% QUE PASA	DATOS DEL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO																																																
3"	76.200	0.00	0.00	0	100.00	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="2">PESOS (gr.)</th> </tr> <tr> <td>Peso seco inicial</td> <td>2420.00</td> </tr> <tr> <td>Peso seco lavado</td> <td>2400.00</td> </tr> <tr> <td>Pérdida por lavado</td> <td>20.00</td> </tr> <tr> <td>% Grava</td> <td>44.01%</td> </tr> <tr> <td>% Arena</td> <td>55.16%</td> </tr> <tr> <td>% Finos</td> <td>0.83%</td> </tr> <tr> <th colspan="2">ENSAYOS ESTÁNDAR</th> </tr> <tr> <td>Límite Líquido</td> <td>NP</td> </tr> <tr> <td>Límite Plástico</td> <td>NP</td> </tr> <tr> <td>Índice de Plasticidad</td> <td>NP</td> </tr> <tr> <td>Clasificación SUCS</td> <td>SW</td> </tr> <tr> <td>Clasificación AASTHO</td> <td>A-1-a(0)</td> </tr> <tr> <td>Contenido de humedad</td> <td>10.24%</td> </tr> <tr> <td>Peso Específico de los sólidos</td> <td>3.31</td> </tr> <tr> <td>D<sub>15</sub>(mm)</td> <td>0.766</td> </tr> <tr> <td>D<sub>35</sub>(mm)</td> <td>1.486</td> </tr> <tr> <td>D<sub>40</sub>(mm)</td> <td>1.676</td> </tr> <tr> <td>D<sub>50</sub>(mm)</td> <td>2.538</td> </tr> <tr> <td>D<sub>65</sub>(mm)</td> <td>12.273</td> </tr> <tr> <td>D<sub>84</sub>(mm)</td> <td>28.415</td> </tr> <tr> <td>D<sub>90</sub>(mm)</td> <td>33.399</td> </tr> <tr> <td>D<sub>100</sub>(mm)</td> <td>2.538</td> </tr> <tr> <td>D<sub>máx</sub>(mm)</td> <td>38.100</td> </tr> </table>	PESOS (gr.)		Peso seco inicial	2420.00	Peso seco lavado	2400.00	Pérdida por lavado	20.00	% Grava	44.01%	% Arena	55.16%	% Finos	0.83%	ENSAYOS ESTÁNDAR		Límite Líquido	NP	Límite Plástico	NP	Índice de Plasticidad	NP	Clasificación SUCS	SW	Clasificación AASTHO	A-1-a(0)	Contenido de humedad	10.24%	Peso Específico de los sólidos	3.31	D <sub>15</sub> (mm)	0.766	D <sub>35</sub> (mm)	1.486	D <sub>40</sub> (mm)	1.676	D <sub>50</sub> (mm)	2.538	D <sub>65</sub> (mm)	12.273	D <sub>84</sub> (mm)	28.415	D <sub>90</sub> (mm)	33.399	D <sub>100</sub> (mm)	2.538	D <sub>máx</sub> (mm)	38.100
PESOS (gr.)																																																						
Peso seco inicial	2420.00																																																					
Peso seco lavado	2400.00																																																					
Pérdida por lavado	20.00																																																					
% Grava	44.01%																																																					
% Arena	55.16%																																																					
% Finos	0.83%																																																					
ENSAYOS ESTÁNDAR																																																						
Límite Líquido	NP																																																					
Límite Plástico	NP																																																					
Índice de Plasticidad	NP																																																					
Clasificación SUCS	SW																																																					
Clasificación AASTHO	A-1-a(0)																																																					
Contenido de humedad	10.24%																																																					
Peso Específico de los sólidos	3.31																																																					
D <sub>15</sub> (mm)	0.766																																																					
D <sub>35</sub> (mm)	1.486																																																					
D <sub>40</sub> (mm)	1.676																																																					
D <sub>50</sub> (mm)	2.538																																																					
D <sub>65</sub> (mm)	12.273																																																					
D <sub>84</sub> (mm)	28.415																																																					
D <sub>90</sub> (mm)	33.399																																																					
D <sub>100</sub> (mm)	2.538																																																					
D <sub>máx</sub> (mm)	38.100																																																					
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00																																																	
1 1/2"	38.100	105.00	4.34	4.34	95.66																																																	
1"	25.400	370.00	15.29	19.63	80.37																																																	
3/4"	19.050	180.00	7.44	27.07	72.93																																																	
1/2"	12.700	180.00	7.44	34.50	65.50																																																	
3/8"	9.525	0.00	0.00	34.50	65.50																																																	
1/4"	6.350	180.00	7.44	41.94	58.06																																																	
Nº 4	4.760	50.00	2.07	44.01	55.99																																																	
Nº 10	2.000	180.00	7.44	51.45	48.55																																																	
Nº 20	0.840	0.00	0.00	51.45	48.55																																																	
Nº 30	0.590	900.00	37.19	88.64	11.36																																																	
Nº 40	0.426	85.00	3.51	92.15	7.85																																																	
Nº 50	0.297	90.00	3.72	95.87	4.13																																																	
Nº 60	0.250	20.00	0.83	96.69	3.31																																																	
Nº 80	0.177	30.00	1.24	97.93	2.07																																																	
Nº 100	0.149	10.00	0.41	98.35	1.65																																																	
Nº 200	0.074	20.00	0.83	99.17	0.83																																																	
Fondo		0.00	0.00	99.17	0.83																																																	
Lavado		20.00	0.83	100.00	0.00																																																	
TOTAL		2420.00																																																				

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

### CURVA GRANULOMÉTRICA



LIMO Y ARCILLA	ARENA			GRAVA		CANTO RODADO
	FINA	MEDIA	GRUESA	FINA	GRUESA	

DELAY-INGENIEROS  
Ingeniería Geotécnica y Control de Materiales



## ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN

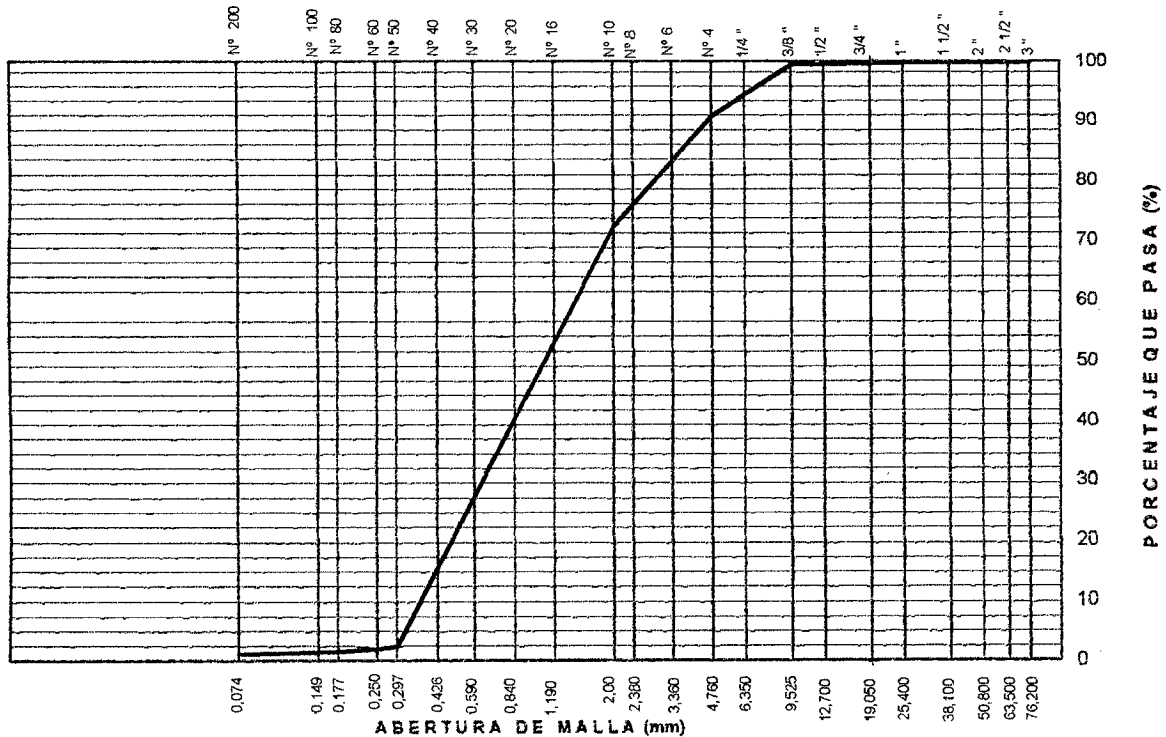
(ASTM D 422, D 4318, D 2487, D 2216, D 4254, D 854, D 1557)

Proy. de Tesis : **ANÁLISIS Y EVALUACIÓN EXPERIMENTAL Y TÉCNICO DEL GASTO SOLIDO DE FONDO Y SUSPENSIONES EN EL RIO SONDONDO, SUCRE - AYACUCHO - 2016**

Tesisista	: Bach. JESUS JANAMPA ARCA	Dep.	: AYACUCHO
Descripción	: MATERIAL DE CANTERA	Provincia	: SUCRE
Cuenca	: SUB CUENCA DEL SONDONDO	Zona de	: PUENTE CAYHUA SUCRE -
Rio	: SONDONDO	Estudio	: MATERIAL CAPTURADO
Fecha	: MAYO DEL 2016		: CON EL MUESTREADOR
Calicata	: CC - 04		

	TAMIZ ASTM	Abertura (mm)	PESO RETENIDO (gr.)	% RETEN PARCIAL	% RETEN ACUMULADO	% QUE PASA	DATOS DEL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO
<b>ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO</b>	3"	76.200	0.00	0.00	0	100.00	<b>PESOS (gr.)</b> Peso seco inicial 1110.00 Peso seco lavado 1105.00 Pérdida por lavado 5.00 % Grava 9.01% % Arena 90.54% % Fines 0.45%
	2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00	
	1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	100.00	
	1"	25.400	0.00	0.00	0.00	100.00	
	3/4"	19.050	0.00	0.00	0.00	100.00	
	1/2"	12.700	5.00	0.45	0.45	99.55	
	3/8"	9.525	0.00	0.00	0.45	99.55	<b>ENSAYOS ESTÁNDAR</b> Límite Líquido NP Límite Plástico NP Índice de Plasticidad NP Clasificación SUCS SM Clasificación AASTHO A-1-b(0) Contenido de humedad 11.31% Peso Especifico de los sólidos 2.16 D <sub>16</sub> (mm) 0.718 D <sub>35</sub> (mm) 1.149 D <sub>40</sub> (mm) 1.262 D <sub>50</sub> (mm) 1.489 D <sub>65</sub> (mm) 1.829 D <sub>84</sub> (mm) 3.715 D <sub>90</sub> (mm) 4.612 D <sub>111</sub> (mm) 1.489 D <sub>máx</sub> (mm) 12.700
	1/4"	6.350	55.00	4.95	5.41	94.59	
	Nº 4	4.760	40.00	3.60	9.01	90.99	
	Nº 10	2.000	205.00	18.47	27.48	72.52	
	Nº 20	0.840	0.00	0.00	27.48	72.52	
	Nº 30	0.590	690.00	62.16	89.64	10.36	
	Nº 40	0.426	50.00	4.50	94.14	5.86	
	Nº 50	0.297	35.00	3.15	97.30	2.70	
	Nº 60	0.250	5.00	0.45	97.75	2.25	
	Nº 80	0.177	5.00	0.45	98.20	1.80	
	Nº 100	0.149	1.00	0.09	98.29	1.71	
	Nº 200	0.074	4.00	0.36	98.65	1.35	
	Fondo		10.00	0.90	99.55	0.45	
	Lavado		5.00	0.45	100.00	0.00	
	<b>TOTAL</b>		1110.00				

### CURVA GRANULOMÉTRICA



LIMO Y ARCILLA	ARENA			GRAVA		CANTO RODADO
	FINA	MEDIA	GRUESA	FINA	GRUESA	

LAS MUESTRAS FUERON PROPORCIONADAS POR EL SOLICITANTE

DELAY INGENIEROS  
 Estudio Geotécnico y Control de Materiales

## **ANEXO N° 6:**

### **RESULTADOS DE LABORATORIO**

- Anexo N° 6.1 : Determinación del peso específico relativo
- Anexo N° 6.2 : Determinación de la densidad relativa muestra de agua
- Anexo N° 6.3 : Determinación de la viscosidad dinámica muestra de agua
- Anexo N° 6.4 : Determinación de la concentración de sólidos muestra de agua
- Anexo N° 6.5 : Resultado físico de la muestra solida del gasto sólida de fondo
- Anexo N° 6.6 : Resultados físicos de la concentración de sólidos muestra de agua

Anexo N° 6.1 Determinación del peso específico relativo

	<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA</b> <b>ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA</b>		
PROYECTO	: Análisis y evaluación comparativa experimental y teórica del gasto sólido de fondo y suspensión en el río Sondondo, Sucre - Ayacucho - 2016		
LOCALIZACIÓN	: <u>Puente Cayhua - Sucre - Ayacucho</u>		
SONDEO N°	: <u>01</u>		
FECHA	: <u>12 - Marzo - 2016</u>		<b>DETERMINACIÓN DEL PESO ESPECIFICO RELATIVO</b>
OPERADOR	: <u>Bach. Jesus Janampa Arca</u>		
CALCULISTA	: <u>Bach. Jesus Janampa Arca</u>		
MUESTRA N°	: <u>01</u>	PROFESOR	: <u>Ing. Leónidas Arias B</u>
DESCRIPCIÓN	: <u>Material de lecho del río Sondondo (aguas arriba del Puente Cayhua)</u>		

PRUEBA No	SIMBOLO	UNIDAD	CANTIDAD	
MATRAS N°				
Peso del matras + agua + muestra	$W_{fsw}$	gr	694.93	
Temperatura	$T^{\circ}$	°C	16.5	
Peso del matras + agua	$W_{fw}$	gr	645.63	
CAPSULA DE EVAPORACION No				
Peso cápsula + muestra seca	$PC_s$	gr	106.5	
peso cápsula	$PC$	gr	26.5	
Peso de la muestra seco	$W_s$	gr	79.15	
<b>PESO ESPECIFICO RELATIVO DEL SOLIDO</b>	$S_s$	$\frac{gr/cm^3}{gr/cm^3}$	2.652	Adimensional

OBSERVACIONES : _____ _____ _____	$S_s = \frac{W_s}{W_s + W_{fw} - W_{fsw}}$
---	--

<b>CALCULO DEL PESO ESPESIFICO:</b>			
$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_{H_2O}}$	$\gamma_{H_2O} =$ 1,000 kg/m <sup>3</sup>	$\gamma_s =$ 2,652 kg/m <sup>3</sup>	

Ayacucho, 18 Marzo del 2016.

LABORATORIO DE ANALISIS DE SUELOS  
PLANTA, AGUAS Y FERTILIZANTES  
RESPONSABLE  
  
Juan H. Giron Molina  
C.I.P. 77120

Anexo N° 6.2 Determinación de la Densidad relativa muestra de agua

	<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA</b> <b>ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA</b>	
PROYECTO	Análisis y evaluación comparativa experimental y teórica del gasto sólido de fondo y suspensión en el río Sondondo, Sucre - Ayacucho - 2016	
LOCALIZACION	Puente Cayhua - Sucre - Ayacucho	
SONDEO N°	01	
FECHA	12 - Marzo - 2016	<b>DETERMINACION DE LA DENSIDAD RELATIVA MUESTRA DE AGUA</b>
OPERADOR	Bach. Jesus Janampa Arca	
CALCULISTA	Bach. Jesus Janampa Arca	
MUESTRA N°	01	PROFESOR : Ing. Leónidas Arias B
DESCRIPCION	Material de lecho del río Sondondo (aguas arriba del Puente Cayhua)	

PRUEBA N°	SIMBOLO	UNIDAD	CANTIDAD	
PICNOMETRO N°				
Peso del Picnómetro vacío	$P_v$	gr	23.631	
Temperatura	$T^{\circ}$	$^{\circ}C$	16.5	
MUESTRA N°				
Peso del Picnómetro + Agua destilada	$PH_2O$	gr	48.125	
Peso del Picnómetro + Peso d Muestra	$PMH_2O$	gr	48.134	
DENSIDAD RELATIVA DE LA MUESTRA DE AGUA	$\rho_{rMH_2O}$	$\frac{gm/cm^3}{gm/cm^3}$	1.00037	Adimensional

OBSERVACIONES : _____	$\rho_{rMH_2O} = \frac{PMH_2O - P_v}{PH_2O - P_v}$
-----------------------	--



CÁLCULO DEL PESO ESPECÍFICO DE LA MUESTRA DE AGUA:

$\gamma = \rho \cdot g$	$\rho_r = \frac{\rho_M}{\rho_{H_2O}}$	$\gamma_r = \frac{\gamma_M}{\gamma_{H_2O}}$
$\gamma_{H_2O} = 1,000 \text{ kg/m}^3$	$\gamma_{MH_2O} = 1,000.37 \text{ kg/m}^3$	

Ayacucho, 18 Marzo del 2016.

LABORATORIO DE ANALISIS DE SUELOS  
PLANTA, AGUAS Y FERTILIZANTES  
RESPONSABLE  
  
Juan B. Giron Molina  
C.I.P. 77120

Anexo N° 6.3 Determinación de la Viscosidad dinámica muestra de agua

	<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA</b> <b>ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA</b>		
PROYECTO	Análisis y evaluación comparativa experimental y teórica del gasto sólido de fondo y suspensión en el río Sondondo, Sucre - Ayacucho - 2016		
LOCALIZACION	Puente Cayhua - Sucre - Ayacucho		
SONDEO N°	01		
FECHA	12 - Marzo - 2016		
OPERADOR	Bach. Jesus Janampa Arca		
CALCULISTA	Bach. Jesus Janampa Arca		
MUESTRA N°	01	PROFESOR : Ing. Leónidas Arias B	
DESCRIPCION	Material de lecho del río Sondondo (aguas arriba del Puente Cayhua)		
<b>DETERMINACIÓN DE LA VISCOSIDAD DINÁMICA MUESTRA DE AGUA</b>			
PRUEBA N°	SIMBOLO	UNIDAD	CANTIDAD
Densidad de la muestra de agua	$\rho_{MH2O}$	$g/cm^3$	1.00029
Tiempo para la Muestra	$T_{MH2O}$	Seg	8.4
Temperatura	$T^{\circ}_{MH2O}$	$^{\circ}C$	16.5
Densidad del agua destilada	$\rho_{H2O}$	$g/cm^3$	1.000
Tiempo para el agua destilada	$T_{H2O}$	Seg	8.25
Temperatura	$T^{\circ}_{H2O}$	$^{\circ}C$	16.5
Viscosidad Dinámica del Agua Destilada	$\mu_{H2O}$	$N-s/m^2$	0.00131
Viscosidad Dinámica de la Muestra de Agua	$\mu_{MH2O}$	$N-s/m^2$	0.001334
OBSERVACIONES :		$\frac{\mu_{MH2O}}{\mu_{H2O}} = \frac{\rho_{MH2O} T_{MH2O} T^{\circ}_{MH2O}}{\rho_{H2O} T_{H2O} T^{\circ}_{H2O}}$	
<b>CALCULO DE LA VISCOSIDAD CINEMÁTICA</b>			
$\nu = \frac{\mu}{\rho}$	$\mu_{MH2O} = 0.001334 \text{ N-s/m}^2$	$\nu_{MH2O} = 1.334E-06 \text{ m}^2/\text{seg}$	
	$\rho_{MH2O} = 1000.37 \text{ kgm/m}^3$		

Ayacucho, 18 Marzo del 2016.

LABORATORIO DE ANALISIS DE SUELOS  
PLANTA, AGUAS Y FERTILIZANTES  
RESPONSABLE  
*Juan B. Grón Molina*  
Juan B. Grón Molina  
C.I.P. 77120

Anexo N° 6.4 Determinación de la concentración de sólidos muestra de agua

	<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA</b> <b>ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA</b>	
PROYECTO	Análisis y evaluación comparativa experimental y teórica del gasto sólido de fondo y suspensión en el río Sondondo, Sucre - Ayacucho - 2016	
LOCALIZACIÓN	: Puente Cayhua - Sucre - Ayacucho	
SONDEO N°	: 01	
FECHA	: 09 - Enero - 2016	<b>DETERMINACION DE LA CONCENTRACION DE SOLIDOS</b>
OPERADOR	: Bach. Jesus Janampa Arca	
CALCULISTA	: Bach. Jesus Janampa Arca	
MUESTRA N°	: 03	PROFESOR : Ing. Leónidas Arias B
DESCRIPCION	: Muestra de agua del río Sondondo (aguas arriba del puente Cayhua)	

PRUEBA N°	SIMBOLO	UNIDAD	CANTIDAD	
CRISOL N°				
Peso del Crisol Vacío	<i>Pc</i>	gr	39.9842	
Peso del Crisol + Muestra de Agua	<i>Pcm</i>	gr	65.01475	
MUESTRA N°				
Peso del Crisol + Sólidos	<i>Pcs</i>	gr	40.01475	
Volumen de la Muestra de Agua	<i>Vm</i>	lit	0.025	
Concentración de Sólidos	<i>Cs</i>	gr/l	1.222	

OBSERVACIONES : _____ _____ _____	$Cs(\text{gr/lit}) = \frac{Pcs - Pc}{Vm}$ $Cs(\text{ppm}) = \frac{Pcs - Pc}{Pcm - Pc} * 10^6$
---	---

<u>CALCULO DE LA CONCENTRACIÓN EN (gr/ lit)</u>	Cs = 1.222 kg/m <sup>3</sup>
<u>CALCULO DE LA CONCENTRACIÓN EN (ppm)</u>	Cs= 1,220.509 ppm

Ayacucho, 14 Enero del 2016.

LABORATORIO DE ANALISIS DE SUELOS  
PLANTA, AGUAS Y FERTILIZANTES  
RESPONSABLE  
  
Juan B. Giron Molina  
C.I.P. 77120



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA  
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS  
**LABORATORIO DE SUELOS Y ANÁLISIS FOLIAR**  
Jr. Abraham Valdelomar N° 249 – Telf. 315936 RPM # 151505  
Ayacucho – Perú

“Año de la Consolidación del Mar del Graú”

Región : Ayacucho  
Provincia : Sucre  
Distrito : Querobamba  
Localidad : Cayhua  
Proyecto : TESIS: “Análisis y Evaluación Experimental y Teórica del Gasto Solido de Fondo y Suspensión en el Rio Sondondo Sucre – Ayacucho 2016”  
Solicitante : Bach. Jesús Janampa Arca

## ANALISIS FISICO

N°	Día/mes/año	Caudal Q(m3/seg)	CS (g/L)	N°	Día/mes/año	Caudal Q(m3/seg)	CS (g/L)
1	02-ene-16	32.002	2.008	14	16-feb-16	83.810	7.517
2	05-ene-16	31.650	1.930	15	20-feb-16	83.810	7.521
3	09-ene-16	26.397	1.222	16	23-feb-16	59.465	5.307
4	12-ene-16	38.603	2.932	17	27-feb-16	73.670	6.702
5	16-ene-16	80.201	7.211	18	01-mar-16	69.039	6.318
6	19-ene-16	67.602	6.114	19	05-mar-16	49.000	4.315
7	23-ene-16	38.603	2.942	20	08-mar-16	75.157	6.809
8	26-ene-16	40.331	3.304	21	12-mar-16	143.067	10.000
9	30-ene-16	82.773	7.412	22	15-mar-16	108.224	8.707
10	02-feb-16	73.670	6.734	23	19-mar-16	85.377	7.641
11	06-feb-16	83.810	7.541	24	22-mar-16	58.337	5.200
12	09-feb-16	86.954	7.733	25	26-mar-16	36.347	2.611
13	13-feb-16	94.472	8.211	26	31-mar-16	30.258	1.811

- Concentración de sólidos del gasto solidos en suspensión en (g/L)

Ayacucho, 28 Abril del 2016.

LABORATORIO DE ANALISIS DE SUELOS  
PLANTA, AGUAS Y FERTILIZANTES  
RESPONSABLE  
  
Juan B. Girón Molina  
C.I.P. 77120



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA  
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS  
**LABORATORIO DE SUELOS Y ANÁLISIS FOLIAR**  
Jr. Abraham Valdelomar N° 249 – Telf. 315936 RPM # 151505  
Ayacucho – Perú

“Año de la Consolidación del Mar del Graú”

Región : Ayacucho  
Provincia : Sucre  
Distrito : Querobamba  
Localidad : Cayhua  
Proyecto : TESIS: “Análisis y Evaluación Experimental y Teórica del Gasto Solido de Fondo y Suspensión en el Rio Sondondo Sucre – Ayacucho 2016”  
Solicitante : Bach. Jesús Janampa Arca

## ANALISIS FISICO

N°	Día/mes/año	Caudal Q(m3/seg)	Muestra seca (kg)	N°	Día/mes/año	Caudal Q(m3/seg)	Muestra seca (kg)
1	02-ene-16	32.002	0.678	14	16-feb-16	83.810	2.113
2	05-ene-16	31.650	0.665	15	20-feb-16	83.810	2.114
3	09-ene-16	26.397	0.443	16	23-feb-16	59.465	1.352
4	12-ene-16	38.603	0.871	17	27-feb-16	73.670	1.741
5	16-ene-16	80.201	1.942	18	01-mar-16	69.039	1.554
6	19-ene-16	67.602	1.543	19	05-mar-16	49.000	1.148
7	23-ene-16	38.603	0.881	20	08-mar-16	75.157	1.773
8	26-ene-16	40.331	0.958	21	12-mar-16	143.067	3.748
9	30-ene-16	82.773	2.094	22	15-mar-16	108.224	2.782
10	02-feb-16	73.670	1.741	23	19-mar-16	85.377	2.212
11	06-feb-16	83.810	2.113	24	22-mar-16	58.337	1.356
12	09-feb-16	86.954	2.227	25	26-mar-16	36.347	0.795
13	13-feb-16	94.472	2.432	26	31-mar-16	30.258	0.586

- Peso seco del gasto solidos de fondo en (Kg)

Ayacucho, 28 Abril del 2016.

LABORATORIO DE ANALISIS DE SUELOS  
PLANTA, AGUAS Y FERTILIZANTES  
RESPONSABLE  
  
Juan B. Giron Molina  
C.i.P. 77120

## **ANEXO N° 7:**

# **HOJAS DE CÁLCULO DEL GASTO SÓLIDO DE FONDO**

- Anexo N° 7.1 : Cálculo del gasto sólido de fondo con la fórmula de DU BOYS
- Anexo N° 7.2 : Cálculo del gasto sólido de fondo con la fórmula de SCHOKLITSCH
- Anexo N° 7.3 : Cálculo del gasto sólido de fondo con la fórmula de MEYER - PETER & MULLER
- Anexo N° 7.5 : Cálculo del gasto sólido de fondo con la fórmula de LEVI
- Anexo N° 7.6 : Cálculo del gasto sólido de fondo observado con el muestreador HELLEY - SMITH
- Anexo N° 7.7 : Resultados del cálculo del gasto sólido de fondo del río Sondondo

Anexo N° 7.1: Cálculo del gasto sólido de fondo con la fórmula de DU BOYS

Datos hidráulicos obtenidos a partir del aforo del río Sondondo								
y (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m <sup>3</sup> /seg)	$\tau_o$ (kg/m <sup>2</sup> )	$\tau_c$ (kg/m <sup>2</sup> )
0.68	23.318	31.992	31.27	0.729	1.132	26.397	1.458	0.593
0.74	25.065	32.109	31.30	0.781	1.207	30.258	1.561	0.635
0.76	25.678	32.151	31.31	0.799	1.233	31.650	1.597	0.650
0.76	25.832	32.161	31.32	0.803	1.239	32.002	1.606	0.653
0.82	27.673	32.283	31.35	0.857	1.313	36.347	1.714	0.697
0.85	28.595	32.345	31.37	0.884	1.350	38.603	1.768	0.719
0.85	28.595	32.345	31.37	0.884	1.350	38.603	1.768	0.719
0.87	29.303	32.393	31.38	0.905	1.376	40.331	1.809	0.736
0.98	32.595	32.612	31.44	0.999	1.503	49.000	1.999	0.813
1.09	35.925	32.835	31.51	1.094	1.624	58.337	2.188	0.890
1.10	36.295	32.859	31.52	1.105	1.638	59.465	2.209	0.898
1.19	39.015	33.043	31.57	1.181	1.733	67.602	2.361	0.960
1.20	39.479	33.073	31.58	1.194	1.749	69.039	2.387	0.971
1.25	40.934	33.172	31.61	1.234	1.800	73.670	2.468	1.004
1.25	40.934	33.172	31.61	1.234	1.800	73.670	2.468	1.004
1.27	41.398	33.203	31.62	1.247	1.815	75.157	2.494	1.014
1.32	42.948	33.306	31.66	1.289	1.867	80.201	2.579	1.049
1.34	43.724	33.358	31.67	1.311	1.893	82.773	2.622	1.066
1.35	44.034	33.380	31.68	1.319	1.903	83.810	2.638	1.073
1.35	44.034	33.380	31.68	1.319	1.903	83.810	2.638	1.073
1.35	44.034	33.380	31.68	1.319	1.903	83.810	2.638	1.073
1.37	44.500	33.411	31.69	1.332	1.919	85.377	2.664	1.083
1.38	44.965	33.441	31.70	1.345	1.934	86.954	2.689	1.094
1.45	47.141	33.587	31.75	1.404	2.004	94.472	2.807	1.141
1.57	50.971	33.842	31.83	1.506	2.123	108.224	3.012	1.225
1.86	59.882	34.435	32.01	1.739	2.389	143.067	3.478	1.414

Datos obtenidos para la aplicación de la fórmula de Du Boys			
$\gamma_S$ (kg/m <sup>3</sup> )= 2652	$Dm$ (m)= 0.001489	$g$ (m/s <sup>2</sup> )= 9.81	$S$ (m/m)= 0.002
$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )= 1000		$U$ (m <sup>2</sup> /s)= 1.33E-06	$n$ = 0.029
$\tau_o = \gamma.R.S$		$T_{SF} = X.\tau_o.(\tau_o - \tau_c)$	

Calculos realizados y resultados obtenidos				
GRÁFICO DE DU BOYS	$\tau_o$ (kg/m <sup>2</sup> )	$T_{SF}$ kg/seg/m	$T_{SF}$ Kg/seg	$T_{SF}$ TN/día
$X = 1.85$	1.458	3.5	109.9	9,491.24
	1.561	4.062	127.13	10,984.38
	1.597	4.262	133.46	11,530.81
$\tau_c = 0.155$	1.606	4.313	135.08	11,670.48
	1.714	4.946	155.05	13,396.55
	1.768	5.277	165.51	14,300.11
	1.768	5.277	165.51	14,300.11
	1.809	5.537	173.74	15,011.43
	1.999	6.819	214.41	18,524.65
	2.188	8.231	259.35	22,407.47
	2.209	8.395	264.59	22,860.30
	2.361	9.639	304.36	26,296.32
	2.387	9.860	311.41	26,905.70
	2.468	10.561	333.86	28,845.65
	2.468	10.561	333.86	28,845.65
	2.494	10.789	341.18	29,477.85
	2.579	11.565	366.12	31,632.78
	2.622	11.962	378.87	32,734.50
2.638	12.121	383.98	33,176.15	
2.638	12.121	383.98	33,176.15	
2.638	12.121	383.98	33,176.15	
2.664	12.363	391.78	33,850.06	
2.689	12.608	399.66	34,530.24	
2.807	13.773	437.21	37,775.30	
3.012	15.923	506.75	43,783.02	
3.478	21.381	684.40	59,132.22	

Anexo N° 7.2: Cálculo del gasto sólido de fondo con la fórmula de SCHOKLITSCH

Datos hidráulicos obtenidos a partir del aforo del río Sondondo								
y (m)	A (m2)	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m³/seg)	τ <sub>o</sub> (kg/m2)	τ* (kg/m2)
0.68	23.318	31.992	31.27	0.729	1.132	26.397	1.458	0.593
0.74	25.065	32.109	31.30	0.781	1.207	30.258	1.561	0.635
0.76	25.678	32.151	31.31	0.799	1.233	31.650	1.597	0.650
0.76	25.832	32.161	31.32	0.803	1.239	32.002	1.606	0.653
0.82	27.673	32.283	31.35	0.857	1.313	36.347	1.714	0.697
0.85	28.595	32.345	31.37	0.884	1.350	38.603	1.768	0.719
0.85	28.595	32.345	31.37	0.884	1.350	38.603	1.768	0.719
0.87	29.303	32.393	31.38	0.905	1.376	40.331	1.809	0.736
0.98	32.595	32.612	31.44	0.999	1.503	49.000	1.999	0.813
1.09	35.925	32.835	31.51	1.094	1.624	58.337	2.188	0.890
1.10	36.295	32.859	31.52	1.105	1.638	59.465	2.209	0.898
1.19	39.015	33.043	31.57	1.181	1.733	67.602	2.361	0.960
1.20	39.479	33.073	31.58	1.194	1.749	69.039	2.387	0.971
1.25	40.934	33.172	31.61	1.234	1.800	73.670	2.468	1.004
1.25	40.934	33.172	31.61	1.234	1.800	73.670	2.468	1.004
1.27	41.398	33.203	31.62	1.247	1.815	75.157	2.494	1.014
1.32	42.948	33.306	31.66	1.289	1.867	80.201	2.579	1.049
1.34	43.724	33.358	31.67	1.311	1.893	82.773	2.622	1.066
1.35	44.034	33.380	31.68	1.319	1.903	83.810	2.638	1.073
1.35	44.034	33.380	31.68	1.319	1.903	83.810	2.638	1.073
1.35	44.034	33.380	31.68	1.319	1.903	83.810	2.638	1.073
1.37	44.500	33.411	31.69	1.332	1.919	85.377	2.664	1.083
1.38	44.965	33.441	31.70	1.345	1.934	86.954	2.689	1.094
1.45	47.141	33.587	31.75	1.404	2.004	94.472	2.807	1.141
1.57	50.971	33.842	31.83	1.506	2.123	108.224	3.012	1.225
1.86	59.882	34.435	32.01	1.739	2.389	143.067	3.478	1.414

Datos obtenidos para la aplicación de la fórmula de Schoklitsch			
γ <sub>S</sub> (kg/m3)= 2652	D <sub>m</sub> (m)= 0.001489	g (m/s²)= 9.81	S (m/m)= 0.002
γ (kg/m3)= 1000	D <sub>40</sub> (m)= 0.001262	ν (m²/s)= 1.33E-06	n = 0.029
$q_o = 0.26 \left( \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)^{5/3} \frac{D_{40}^{3/2}}{S^{7/6}}$		$T_F = 2500 S^{3/2} (q - q_o)$	

Calculos realizados y resultados obtenidos				
q m³/seg/m	q <sub>o</sub> m³/seg/m	T <sub>SF</sub> Kg/seg/m	T <sub>SF</sub> Kg/seg	T <sub>SF</sub> TN/dia
0.844	0.0379	0.180	5.64	487.09
0.967	0.0379	0.208	6.50	561.65
1.011	0.0379	0.218	6.81	588.54
1.022	0.0379	0.220	6.89	595.34
1.159	0.0379	0.251	7.86	679.27
1.231	0.0379	0.267	8.37	722.84
1.231	0.0379	0.267	8.37	722.84
1.285	0.0379	0.279	8.75	756.21
1.558	0.0379	0.340	10.69	923.64
1.851	0.0379	0.406	12.78	1,103.98
1.887	0.0379	0.413	13.03	1,125.76
2.141	0.0379	0.470	14.85	1,282.93
2.186	0.0379	0.480	15.17	1,310.69
2.330	0.0379	0.513	16.21	1,400.13
2.330	0.0379	0.513	16.21	1,400.13
2.377	0.0379	0.523	16.54	1,428.86
2.533	0.0379	0.558	17.67	1,526.28
2.613	0.0379	0.576	18.24	1,575.95
2.646	0.0379	0.583	18.47	1,595.99
2.646	0.0379	0.583	18.47	1,595.99
2.646	0.0379	0.583	18.47	1,595.99
2.694	0.0379	0.594	18.82	1,626.24
2.743	0.0379	0.605	19.18	1,656.72
2.976	0.0379	0.657	20.86	1,801.92
3.401	0.0379	0.752	23.93	2,067.55
4.469	0.0379	0.991	31.72	2,740.58

Anexo N° 7.3: Cálculo del gasto sólido de fondo con la fórmula de MEYER PETER & MULLER

Datos hidráulicos obtenidos a partir del aforo del río Sondondo								
y (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m <sup>3</sup> /seg)	τ <sub>o</sub> (kg/m <sup>2</sup> )	τ* (kg/m <sup>2</sup> )
0.68	23.318	31.992	31.27	0.729	1.132	26.397	1.458	0.593
0.74	25.065	32.109	31.30	0.781	1.207	30.258	1.561	0.635
0.76	25.678	32.151	31.31	0.799	1.233	31.650	1.597	0.650
0.76	25.832	32.161	31.32	0.803	1.239	32.002	1.606	0.653
0.82	27.673	32.283	31.35	0.857	1.313	36.347	1.714	0.697
0.85	28.595	32.345	31.37	0.884	1.350	38.603	1.768	0.719
0.85	28.595	32.345	31.37	0.884	1.350	38.603	1.768	0.719
0.87	29.303	32.393	31.38	0.905	1.376	40.331	1.809	0.736
0.98	32.595	32.612	31.44	0.999	1.503	49.000	1.999	0.813
1.09	35.925	32.835	31.51	1.094	1.624	58.337	2.188	0.890
1.10	36.295	32.859	31.52	1.105	1.638	59.465	2.209	0.898
1.19	39.015	33.043	31.57	1.181	1.733	67.602	2.361	0.960
1.20	39.479	33.073	31.58	1.194	1.749	69.039	2.387	0.971
1.25	40.934	33.172	31.61	1.234	1.800	73.670	2.468	1.004
1.25	40.934	33.172	31.61	1.234	1.800	73.670	2.468	1.004
1.27	41.398	33.203	31.62	1.247	1.815	75.157	2.494	1.014
1.32	42.948	33.306	31.66	1.289	1.867	80.201	2.579	1.049
1.34	43.724	33.358	31.67	1.311	1.893	82.773	2.622	1.066
1.35	44.034	33.380	31.68	1.319	1.903	83.810	2.638	1.073
1.35	44.034	33.380	31.68	1.319	1.903	83.810	2.638	1.073
1.35	44.034	33.380	31.68	1.319	1.903	83.810	2.638	1.073
1.37	44.500	33.411	31.69	1.332	1.919	85.377	2.664	1.083
1.38	44.965	33.441	31.70	1.345	1.934	86.954	2.689	1.094
1.45	47.141	33.587	31.75	1.404	2.004	94.472	2.807	1.141
1.57	50.971	33.842	31.83	1.506	2.123	108.224	3.012	1.225
1.86	59.882	34.435	32.01	1.739	2.389	143.067	3.478	1.414

Datos obtenidos para la aplicación de la fórmula de Meyer Peter & Muller			
γ <sub>S</sub> (kg/m <sup>3</sup> )= 2652	D <sub>m</sub> (m)= 0.001489	g (m/s <sup>2</sup> )= 9.81	S (m/m)= 0.00200
γ (kg/m <sup>3</sup> )= 1000	Δ = 1.65159129	U (m <sup>2</sup> /s)= 1.33E-06	n = 0.0292
$\tau_* = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)D} = \frac{\gamma V_*^2}{(\gamma_s - \gamma)g \cdot D}$		$\left(\frac{n_s}{n_r}\right)^{3/2} \tau_* = 0.047 + 0.25\Phi^{2/3}$	
$\Phi = \frac{T_{SF}}{\gamma_s} \left(\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma}\right)^{1/2} \left(\frac{1}{g \cdot D^3}\right)^{1/2}$		$\left(\frac{n_s}{n_r}\right)^{3/2} = \mu$	

Calculos realizados y resultados obtenidos						
τ*	$\frac{\Delta D}{RS}$	μ	Φ	T <sub>SF</sub> Kg/seg/m	T <sub>SF</sub> Kg/seg	T <sub>SF</sub> TN/dia
0.593	1.7	0.275	0.3161	0.1939	6.061	523.701
0.635	1.6	0.270	0.3511	0.2153	6.739	582.213
0.650	1.5	0.270	0.3680	0.2257	7.066	610.465
0.653	1.5	0.270	0.3723	0.2283	7.149	617.649
0.697	1.4	0.260	0.3935	0.2413	7.566	653.685
0.719	1.4	0.260	0.4188	0.2568	8.055	695.981
0.719	1.4	0.260	0.4188	0.2568	8.055	695.981
0.736	1.4	0.260	0.4384	0.2689	8.437	728.946
0.813	1.2	0.252	0.5016	0.3076	9.673	835.715
0.890	1.1	0.260	0.6332	0.3883	12.235	1,057.135
0.898	1.1	0.261	0.6493	0.3982	12.550	1,084.277
0.960	1.0	0.250	0.6786	0.4162	13.140	1,135.313
0.971	1.0	0.250	0.6926	0.4247	13.414	1,158.999
1.004	1.0	0.250	0.7365	0.4517	14.279	1,233.715
1.004	1.0	0.250	0.7365	0.4517	14.279	1,233.715
1.014	1.0	0.250	0.7507	0.4604	14.558	1,257.851
1.049	1.0	0.250	0.7985	0.4897	15.502	1,339.366
1.066	0.9	0.250	0.8227	0.5045	15.979	1,380.609
1.073	0.9	0.250	0.8323	0.5104	16.170	1,397.063
1.073	0.9	0.250	0.8323	0.5104	16.170	1,397.063
1.073	0.9	0.250	0.8323	0.5104	16.170	1,397.063
1.083	0.9	0.250	0.8470	0.5194	16.459	1,422.090
1.094	0.9	0.250	0.8617	0.5284	16.751	1,447.249
1.141	0.9	0.250	0.9310	0.5709	18.124	1,565.945
1.225	0.8	0.250	1.0559	0.6475	20.607	1,780.412
1.414	0.7	0.250	1.3579	0.8327	26.656	2,303.070

Anexo N° 7.4: Cálculo del gasto sólido de fondo con la fórmula de EINSTEIN BROWN

Datos hidráulicos obtenidos a partir del aforo del río Sondondo								
y (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m <sup>3</sup> /seg)	τ <sub>o</sub> (kg/m <sup>2</sup> )	τ* (kg/m <sup>2</sup> )
0.68	23.318	31.992	31.27	0.729	1.132	26.397	1.458	0.593
0.74	25.065	32.109	31.30	0.781	1.207	30.258	1.561	0.635
0.76	25.678	32.151	31.31	0.799	1.233	31.650	1.597	0.650
0.76	25.832	32.161	31.32	0.803	1.239	32.002	1.606	0.653
0.82	27.673	32.283	31.35	0.857	1.313	36.347	1.714	0.697
0.85	28.595	32.345	31.37	0.884	1.350	38.603	1.768	0.719
0.85	28.595	32.345	31.37	0.884	1.350	38.603	1.768	0.719
0.87	29.303	32.393	31.38	0.905	1.376	40.331	1.809	0.736
0.98	32.595	32.612	31.44	0.999	1.503	49.000	1.999	0.813
1.09	35.925	32.835	31.51	1.094	1.624	58.337	2.188	0.890
1.10	36.295	32.859	31.52	1.105	1.638	59.465	2.209	0.898
1.19	39.015	33.043	31.57	1.181	1.733	67.602	2.361	0.960
1.20	39.479	33.073	31.58	1.194	1.749	69.039	2.387	0.971
1.25	40.934	33.172	31.61	1.234	1.800	73.670	2.468	1.004
1.25	40.934	33.172	31.61	1.234	1.800	73.670	2.468	1.004
1.27	41.398	33.203	31.62	1.247	1.815	75.157	2.494	1.014
1.32	42.948	33.306	31.66	1.289	1.867	80.201	2.579	1.049
1.34	43.724	33.358	31.67	1.311	1.893	82.773	2.622	1.066
1.35	44.034	33.380	31.68	1.319	1.903	83.810	2.638	1.073
1.35	44.034	33.380	31.68	1.319	1.903	83.810	2.638	1.073
1.35	44.034	33.380	31.68	1.319	1.903	83.810	2.638	1.073
1.37	44.500	33.411	31.69	1.332	1.919	85.377	2.664	1.083
1.38	44.965	33.441	31.70	1.345	1.934	86.954	2.689	1.094
1.45	47.141	33.587	31.75	1.404	2.004	94.472	2.807	1.141
1.57	50.971	33.842	31.83	1.506	2.123	108.224	3.012	1.225
1.86	59.882	34.435	32.01	1.739	2.389	143.067	3.478	1.414

Datos obtenidos para la aplicación de la fórmula de Einstein Brown			
γ <sub>S</sub> (kg/m <sup>3</sup> )= 2652	D <sub>m</sub> (m)= 0.001489	g (m/s <sup>2</sup> )= 9.81	S (m/m)= 0.00200
γ (kg/m <sup>3</sup> )= 1000	D <sub>50</sub> (m)= 0.001489	v (m <sup>2</sup> /s)= 1.33E-06	n = 0.0292
τ <sub>o</sub> = γ.R.S	$\frac{1}{\Psi} = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)D_{50}} = \tau_*$		Φ = 40 $\left(\frac{1}{\Psi}\right)^3$
$\Phi = \frac{T_{SF}}{\gamma_s \cdot F \sqrt{g \cdot \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right) D_{50}^3}}$		$F = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{g \cdot D_{50}^3 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right)}} - \sqrt{\frac{36v^2}{g \cdot D_{50}^3 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right)}}$	

Calculos realizados y resultados obtenidos							
τ <sub>o</sub>	τ*	Ψ	Φ	F	T <sub>SF</sub> Kg/seg/m	T <sub>SF</sub> Kg/seg	T <sub>SF</sub> TN/dia
1.458	0.593	1.687	8.331	0.7826	3.999	125.03	10,802.2
1.561	0.635	1.575	10.235	0.7826	4.912	153.76	13,284.4
1.597	0.650	1.540	10.961	0.7826	5.261	164.72	14,232.2
1.606	0.653	1.531	11.149	0.7826	5.351	167.57	14,477.7
1.714	0.697	1.434	13.552	0.7826	6.504	203.91	17,617.6
1.768	0.719	1.391	14.866	0.7826	7.135	223.81	19,336.8
1.768	0.719	1.391	14.866	0.7826	7.135	223.81	19,336.8
1.809	0.736	1.359	15.927	0.7826	7.644	239.87	20,725.2
1.999	0.813	1.230	21.482	0.7826	10.310	324.17	28,008.7
2.188	0.890	1.124	28.180	0.7826	13.525	426.15	36,819.3
2.209	0.898	1.113	28.996	0.7826	13.916	438.60	37,895.2
2.361	0.960	1.041	35.417	0.7826	16.998	536.70	46,371.2
2.387	0.971	1.030	36.596	0.7826	17.564	554.74	47,929.9
2.468	1.004	0.996	40.429	0.7826	19.404	613.43	53,000.4
2.468	1.004	0.996	40.429	0.7826	19.404	613.43	53,000.4
2.494	1.014	0.986	41.703	0.7826	20.015	632.95	54,687.1
2.579	1.049	0.954	46.134	0.7826	22.142	700.94	60,561.0
2.622	1.066	0.938	48.453	0.7826	23.255	736.54	63,637.2
2.638	1.073	0.932	49.393	0.7826	23.706	750.97	64,884.2
2.638	1.073	0.932	49.393	0.7826	23.706	750.97	64,884.2
2.638	1.073	0.932	49.393	0.7826	23.706	750.97	64,884.2
2.664	1.083	0.923	50.836	0.7826	24.398	773.16	66,800.9
2.689	1.094	0.914	52.305	0.7826	25.104	795.76	68,753.3
2.807	1.141	0.876	59.490	0.7826	28.552	906.37	78,310.5
3.012	1.225	0.816	73.512	0.7826	35.282	1122.84	97,013.4
3.478	1.414	0.707	113.148	0.7826	54.305	1738.29	150,188.4

Anexo N° 7.5: Cálculo del gasto sólido de fondo con la fórmula de LEVI

Datos hidráulicos obtenidos a partir del aforo del río Sondondo								
y (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m <sup>3</sup> /seg)	τ <sub>o</sub> (kg/m <sup>2</sup> )	τ <sub>*</sub> (kg/m <sup>2</sup> )
0.68	23.318	31.992	31.27	0.729	1.132	26.397	1.458	0.593
0.74	25.065	32.109	31.30	0.781	1.207	30.258	1.561	0.635
0.76	25.678	32.151	31.31	0.799	1.233	31.650	1.597	0.650
0.76	25.832	32.161	31.32	0.803	1.239	32.002	1.606	0.653
0.82	27.673	32.283	31.35	0.857	1.313	36.347	1.714	0.697
0.85	28.595	32.345	31.37	0.884	1.350	38.603	1.768	0.719
0.85	28.595	32.345	31.37	0.884	1.350	38.603	1.768	0.719
0.87	29.303	32.393	31.38	0.905	1.376	40.331	1.809	0.736
0.98	32.595	32.612	31.44	0.999	1.503	49.000	1.999	0.813
1.09	35.925	32.835	31.51	1.094	1.624	58.337	2.188	0.890
1.10	36.295	32.859	31.52	1.105	1.638	59.465	2.209	0.898
1.19	39.015	33.043	31.57	1.181	1.733	67.602	2.361	0.960
1.20	39.479	33.073	31.58	1.194	1.749	69.039	2.387	0.971
1.25	40.934	33.172	31.61	1.234	1.800	73.670	2.468	1.004
1.25	40.934	33.172	31.61	1.234	1.800	73.670	2.468	1.004
1.27	41.398	33.203	31.62	1.247	1.815	75.157	2.494	1.014
1.32	42.948	33.306	31.66	1.289	1.867	80.201	2.579	1.049
1.34	43.724	33.358	31.67	1.311	1.893	82.773	2.622	1.066
1.35	44.034	33.380	31.68	1.319	1.903	83.810	2.638	1.073
1.35	44.034	33.380	31.68	1.319	1.903	83.810	2.638	1.073
1.35	44.034	33.380	31.68	1.319	1.903	83.810	2.638	1.073
1.37	44.500	33.411	31.69	1.332	1.919	85.377	2.664	1.083
1.38	44.965	33.441	31.70	1.345	1.934	86.954	2.689	1.094
1.45	47.141	33.587	31.75	1.404	2.004	94.472	2.807	1.141
1.57	50.971	33.842	31.83	1.506	2.123	108.224	3.012	1.225
1.86	59.882	34.435	32.01	1.739	2.389	143.067	3.478	1.414

Datos obtenidos para la aplicación de la fórmula de Levi			
γ <sub>S</sub> (kg/m <sup>3</sup> )= 2652	D <sub>m</sub> (m)= 0.001489	g (m/s <sup>2</sup> )= 9.81	S (m/m)= 0.002
γ (kg/m <sup>3</sup> )= 1000	D <sub>max</sub> = 0.01270	ν (m <sup>2</sup> /s)= 1.33E-06	n = 0.029
$V_C = 1.4\sqrt{g} \cdot D_m \left( \frac{D_{max}}{D_m} \right)^{1/7} \ln \left( \frac{y}{7D_m} \right)^{1/2}$		$T_{SF} = 0.002 \frac{\gamma_s}{g^{3/2}} \frac{V^3 \cdot (V - V_C)}{(y * D_m)^{1/4}}$	

Calculos realizados y resultados obtenidos				
$\frac{y}{D_m}$	V <sub>C</sub>	T <sub>SF</sub> Kg/seg/m	T <sub>SF</sub> Kg/seg	T <sub>SF</sub> TN/día
455.0	0.018	1.565	48.93	4,227.94
493.6	0.018	1.985	62.12	5,367.15
507.1	0.018	2.143	67.11	5,797.98
510.4	0.018	2.184	68.38	5,908.22
550.7	0.019	2.709	84.94	7,338.54
570.9	0.019	2.998	94.02	8,123.62
570.9	0.019	2.998	94.02	8,123.62
586.0	0.019	3.218	100.98	8,724.83
658.2	0.019	4.453	140.02	12,097.72
730.4	0.019	5.912	186.28	16,094.75
738.8	0.019	6.109	192.55	16,636.49
797.5	0.019	7.502	236.88	20,466.53
807.6	0.019	7.760	245.10	21,176.75
839.5	0.019	8.624	272.63	23,555.13
839.5	0.019	8.624	272.63	23,555.13
849.6	0.019	8.904	281.57	24,327.99
883.1	0.020	9.873	312.56	27,005.45
899.9	0.020	10.380	328.76	28,404.96
906.6	0.020	10.587	335.39	28,977.45
906.6	0.020	10.587	335.39	28,977.45
906.6	0.020	10.587	335.39	28,977.45
916.7	0.020	10.901	345.46	29,847.42
926.8	0.020	11.222	355.74	30,735.74
973.8	0.020	12.787	405.94	35,073.12
1056.1	0.020	15.797	502.75	43,437.37
1247.5	0.020	24.315	778.31	67,246.27

## Anexo N° 7.6: Cálculo del gasto sólido de fondo observado con el muestreador HELLEY - SMITH

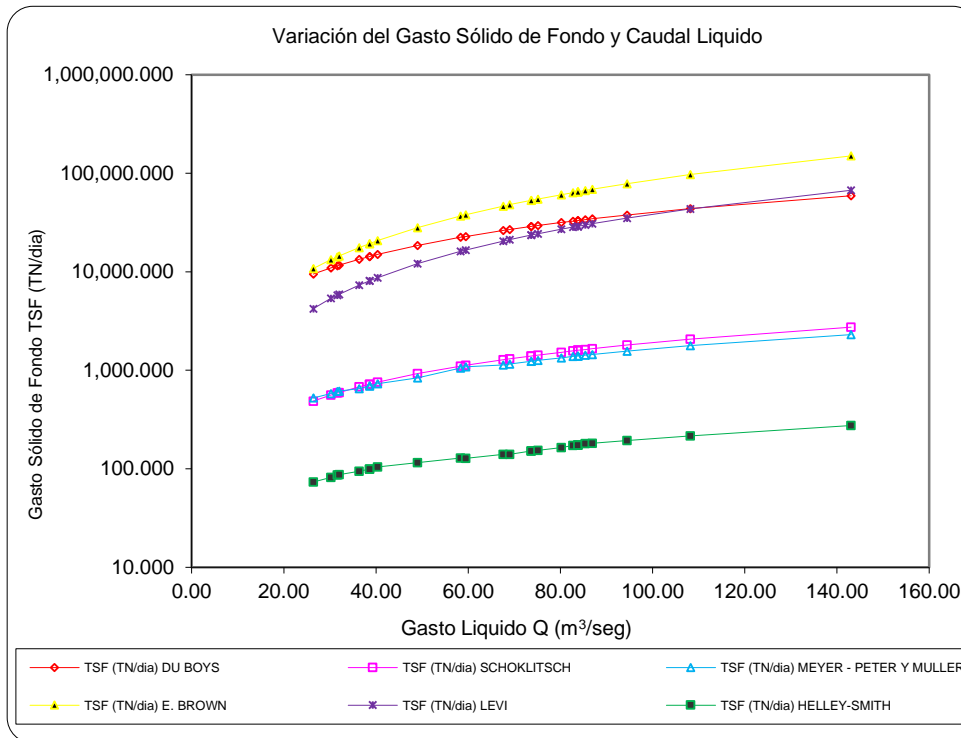
Datos hidráulicos obtenidos a partir del aforo del río Sondoondo								
<i>y</i> (m)	<i>A</i> (m <sup>2</sup> )	<i>P</i> (m)	<i>T</i> (m)	<i>R</i> (m)	<i>V</i> (m/seg)	<i>Q</i> (m <sup>3</sup> /seg)	$\tau_0$ (kg/m <sup>2</sup> )	$\tau_*$ (kg/m <sup>2</sup> )
0.68	23.318	31.992	31.27	0.729	1.132	26.397	1.458	0.593
0.74	25.065	32.109	31.30	0.781	1.207	30.258	1.561	0.635
0.76	25.678	32.151	31.31	0.799	1.233	31.650	1.597	0.650
0.76	25.832	32.161	31.32	0.803	1.239	32.002	1.606	0.653
0.82	27.673	32.283	31.35	0.857	1.313	36.347	1.714	0.697
0.85	28.595	32.345	31.37	0.884	1.350	38.603	1.768	0.719
0.85	28.595	32.345	31.37	0.884	1.350	38.603	1.768	0.719
0.87	29.303	32.393	31.38	0.905	1.376	40.331	1.809	0.736
0.98	32.595	32.612	31.44	0.999	1.503	49.000	1.999	0.813
1.09	35.925	32.835	31.51	1.094	1.624	58.337	2.188	0.890
1.10	36.295	32.859	31.52	1.105	1.638	59.465	2.209	0.898
1.19	39.015	33.043	31.57	1.181	1.733	67.602	2.361	0.960
1.20	39.479	33.073	31.58	1.194	1.749	69.039	2.387	0.971
1.25	40.934	33.172	31.61	1.234	1.800	73.670	2.468	1.004
1.25	40.934	33.172	31.61	1.234	1.800	73.670	2.468	1.004
1.27	41.398	33.203	31.62	1.247	1.815	75.157	2.494	1.014
1.32	42.948	33.306	31.66	1.289	1.867	80.201	2.579	1.049
1.34	43.724	33.358	31.67	1.311	1.893	82.773	2.622	1.066
1.35	44.034	33.380	31.68	1.319	1.903	83.810	2.638	1.073
1.35	44.034	33.380	31.68	1.319	1.903	83.810	2.638	1.073
1.35	44.034	33.380	31.68	1.319	1.903	83.810	2.638	1.073
1.37	44.500	33.411	31.69	1.332	1.919	85.377	2.664	1.083
1.38	44.965	33.441	31.70	1.345	1.934	86.954	2.689	1.094
1.45	47.141	33.587	31.75	1.404	2.004	94.472	2.807	1.141
1.57	50.971	33.842	31.83	1.506	2.123	108.224	3.012	1.225
1.86	59.882	34.435	32.01	1.739	2.389	143.067	3.478	1.414

Datos obtenidos para la aplicación de la ecuación de Helley - Smith	
<b>P (kg)</b> =	Peso seco de la muestra de fondo (un valor por día de muestreo) (kg) <b>t (min)</b> = Tiempo (intervalo de tiempo que duro el muestreo, 10 minutos)
<b>B (m)</b> =	Ancho mojado de la sección de aforo del río (variable) <b>b (m)</b> = Ancho de la boca de HELLEY SMITH (0.0762m)
<b>n</b> =	Número de sub muestras, en este caso una muestra por toda la sección de aforo
$Q_{sf} = \frac{P \times B}{n \times t \times b}$	

Calculos realizados y resultados obtenidos			
<i>P</i>	<i>B</i>	<i>T<sub>SF</sub></i> Kg/min	<i>T<sub>SF</sub></i> TN/día
1.243	31.268	50.987	73.421
1.386	31.301	56.925	81.972
1.465	31.312	60.200	86.687
1.478	31.315	60.740	87.465
1.595	31.350	65.638	94.518
1.671	31.367	68.785	99.051
1.681	31.367	69.197	99.643
1.758	31.380	72.396	104.251
1.948	31.442	80.379	115.746
2.156	31.509	89.151	128.378
2.152	31.517	89.009	128.172
2.343	31.574	97.064	139.772
2.354	31.584	97.588	140.526
2.541	31.614	105.426	151.813
2.541	31.614	105.430	151.819
2.573	31.624	106.799	153.790
2.742	31.657	113.924	164.051
2.894	31.673	120.300	173.233
2.913	31.679	121.119	174.412
2.913	31.679	121.123	174.418
2.914	31.679	121.132	174.430
3.012	31.689	125.259	180.373
3.027	31.699	125.905	181.303
3.232	31.745	134.658	193.907
3.582	31.825	149.617	215.448
4.548	32.010	191.073	275.144

### Anexo N° 7.7: Resultados del cálculo del gasto sólido de fondo del río Sondondo

$Q$ (m <sup>3</sup> /seg)	$T_{SF}$ (TN/día) DU BOYS	$T_{SF}$ (TN/día) SCHOKLITSCH	$T_{SF}$ (TN/día) MEYER - PETER Y MULLER	$T_{SF}$ (TN/día) E. BROWN	$T_{SF}$ (TN/día) LEVI	$T_{SF}$ (TN/día) HELLEY-SMITH
26.40	9,491.242	487.087	523.701	10,802.190	4,227.936	73.421
30.26	10,984.377	561.652	582.213	13,284.432	5,367.147	81.972
31.65	11,530.812	588.543	610.465	14,232.229	5,797.975	86.687
32.00	11,670.482	595.341	617.649	14,477.710	5,908.221	87.465
36.35	13,396.554	679.271	653.685	17,617.595	7,338.544	94.518
38.60	14,300.110	722.839	695.981	19,336.765	8,123.621	99.051
38.60	14,300.110	722.839	695.981	19,336.765	8,123.621	99.643
40.33	15,011.430	756.206	728.946	20,725.150	8,724.829	104.251
49.00	18,524.653	923.641	835.715	28,008.691	12,097.721	115.746
58.34	22,407.473	1,103.976	1,057.135	36,819.331	16,094.747	128.378
59.46	22,860.303	1,125.762	1,084.277	37,895.204	16,636.494	128.172
67.60	26,296.317	1,282.934	1,135.313	46,371.167	20,466.529	139.772
69.04	26,905.703	1,310.689	1,158.999	47,929.929	21,176.747	140.526
73.67	28,845.646	1,400.128	1,233.715	53,000.386	23,555.130	151.813
73.67	28,845.646	1,400.128	1,233.715	53,000.386	23,555.130	151.819
75.16	29,477.852	1,428.856	1,257.851	54,687.102	24,327.988	153.790
80.20	31,632.781	1,526.282	1,339.366	60,561.017	27,005.447	164.051
82.77	32,734.498	1,575.948	1,380.609	63,637.168	28,404.958	173.233
83.81	33,176.153	1,595.992	1,397.063	64,884.189	28,977.454	174.412
83.81	33,176.153	1,595.992	1,397.063	64,884.189	28,977.454	174.418
83.81	33,176.153	1,595.992	1,397.063	64,884.189	28,977.454	174.430
85.38	33,850.059	1,626.245	1,422.090	66,800.874	29,847.423	180.373
86.95	34,530.243	1,656.723	1,447.249	68,753.306	30,735.739	181.303
94.47	37,775.302	1,801.916	1,565.945	78,310.512	35,073.121	193.907
108.22	43,783.019	2,067.550	1,780.412	97,013.419	43,437.372	215.448
143.07	59,132.217	2,740.576	2,303.070	150,188.370	67,246.273	275.144



## **ANEXO N° 8:**

# **HOJAS DE CÁLCULO DEL GASTO EN SUSPENSIÓN**

- Anexo N° 8.1 : Cálculo del gasto sólido en suspensión con la fórmula de GARDE Y PANDE
- Anexo N° 8.2 : Cálculo del gasto sólido en suspensión con la fórmula de SAMAGA
- Anexo N° 8.3 : Cálculo del gasto sólido en suspensión con la fórmula de BENEDICT Y VANUNI
- Anexo N° 8.4 : Cálculo del gasto sólido en suspensión de las MEDICIONES REALIZADAS
- Anexo N° 8.5 : Cuadro de resultados del gasto sólido en suspensión del río Sondondo

Anexo N° 8.1: Cálculo del gasto sólido en suspensión con la fórmula de GARDE Y PANDE

Datos hidráulicos obtenidos a partir del aforo del río Sondondo								
y (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m <sup>3</sup> /seg)	τ <sub>o</sub> (kg/m <sup>2</sup> )	τ
0.68	23.318	31.992	31.27	0.729	1.132	26.397	1.458	0.593
0.74	25.065	32.109	31.30	0.781	1.207	30.258	1.561	0.635
0.76	25.678	32.151	31.31	0.799	1.233	31.650	1.597	0.650
0.76	25.832	32.161	31.32	0.803	1.239	32.002	1.606	0.653
0.82	27.673	32.283	31.35	0.857	1.313	36.347	1.714	0.697
0.85	28.595	32.345	31.37	0.884	1.350	38.603	1.768	0.719
0.85	28.595	32.345	31.37	0.884	1.350	38.603	1.768	0.719
0.87	29.303	32.393	31.38	0.905	1.376	40.331	1.809	0.736
0.98	32.595	32.612	31.44	0.999	1.503	49.000	1.999	0.813
1.09	35.925	32.835	31.51	1.094	1.624	58.337	2.188	0.890
1.10	36.295	32.859	31.52	1.105	1.638	59.465	2.209	0.898
1.19	39.015	33.043	31.57	1.181	1.733	67.602	2.361	0.960
1.20	39.479	33.073	31.58	1.194	1.749	69.039	2.387	0.971
1.25	40.934	33.172	31.61	1.234	1.800	73.670	2.468	1.004
1.25	40.934	33.172	31.61	1.234	1.800	73.670	2.468	1.004
1.27	41.398	33.203	31.62	1.247	1.815	75.157	2.494	1.014
1.32	42.948	33.306	31.66	1.289	1.867	80.201	2.579	1.049
1.34	43.724	33.358	31.67	1.311	1.893	82.773	2.622	1.066
1.35	44.034	33.380	31.68	1.319	1.903	83.810	2.638	1.073
1.35	44.034	33.380	31.68	1.319	1.903	83.810	2.638	1.073
1.35	44.034	33.380	31.68	1.319	1.903	83.810	2.638	1.073
1.37	44.500	33.411	31.69	1.332	1.919	85.377	2.664	1.083
1.38	44.965	33.441	31.70	1.345	1.934	86.954	2.689	1.094
1.45	47.141	33.587	31.75	1.404	2.004	94.472	2.807	1.141
1.57	50.971	33.842	31.83	1.506	2.123	108.224	3.012	1.225
1.86	59.882	34.435	32.01	1.739	2.389	143.067	3.478	1.414

Datos obtenidos para la aplicación de la fórmula de Garde y Pande			
γ <sub>S</sub> (kg/m <sup>3</sup> )= 2652	Dm (m)= 0.001489	g (m/s <sup>2</sup> )= 9.81	S (m/m)= 0.002
γ (kg/m <sup>3</sup> )= 1000	ν (m <sup>2</sup> /s)= 1.334E-06	w (m/s)= 0.0582	n = 0.0292
GRÁFICO DE YALLIN		$V_* = \sqrt{g \cdot R \cdot S}$	$\frac{T_{ss}}{q \cdot \gamma} = 0.000051 \left( \frac{V_*}{\omega} \right)^4$
$\frac{(\gamma_s - \gamma) \cdot D^3 \cdot g}{\gamma \cdot \nu^2} = 2.9E+04$	$\frac{w \cdot D}{\nu} = 65$		

Calculos realizados y resultados Obtenidos					
GRÁFICO DE YALLIN	q m <sup>3</sup> /seg/m	V* m/seg	T <sub>ss</sub> kg/seg/m	T <sub>ss</sub> Kg/seg	T <sub>ss</sub> TN/dia
$\frac{(\gamma_s - \gamma) \cdot D^3 \cdot g}{\gamma \cdot \nu^2} = 2.9E+04$	0.844	0.120	0.7663	23.960	2,070.17
	0.967	0.124	1.0065	31.503	2,721.90
	1.011	0.125	1.1016	34.494	2,980.31
	1.022	0.126	1.1265	35.276	3,047.81
$\frac{w \cdot D}{\nu} = 65$	1.159	0.130	1.4556	45.633	3,942.71
	1.231	0.132	1.6435	51.550	4,453.95
	1.231	0.132	1.6435	51.550	4,453.95
w = 0.0582	1.285	0.133	1.7970	56.390	4,872.08
	1.558	0.140	2.6599	83.634	7,225.98
	1.851	0.147	3.7868	119.317	10,308.98
	1.887	0.147	3.9331	123.961	10,710.22
	2.141	0.152	5.1001	161.030	13,912.96
	2.186	0.153	5.3218	168.082	14,522.30
	2.330	0.156	6.0628	191.670	16,560.33
	2.330	0.156	6.0628	191.670	16,560.33
	2.377	0.156	6.3125	199.625	17,247.61
	2.533	0.159	7.1977	227.857	19,686.87
	2.613	0.160	7.6715	242.978	20,993.32
	2.646	0.161	7.8663	249.197	21,530.58
	2.646	0.161	7.8663	249.197	21,530.58
	2.646	0.161	7.8663	249.197	21,530.58
	2.694	0.162	8.1661	258.774	22,358.09
2.743	0.162	8.4738	268.611	23,208.01	
2.976	0.166	10.0166	317.978	27,473.33	
3.401	0.172	13.1805	419.468	36,242.07	
4.469	0.185	23.0935	739.221	63,868.73	

Anexo N° 8.2: Cálculo del gasto sólido en suspensión con la fórmula de SAMAGA

Datos Hidráulicos obtenidos a partir del aforo del río Sondondo								
y (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m <sup>3</sup> /seg)	τ <sub>o</sub> (kg/m <sup>2</sup> )	τ*
0.68	23.318	31.992	31.27	0.729	1.132	26.397	1.458	0.593
0.74	25.065	32.109	31.30	0.781	1.207	30.258	1.561	0.635
0.76	25.678	32.151	31.31	0.799	1.233	31.650	1.597	0.650
0.76	25.832	32.161	31.32	0.803	1.239	32.002	1.606	0.653
0.82	27.673	32.283	31.35	0.857	1.313	36.347	1.714	0.697
0.85	28.595	32.345	31.37	0.884	1.350	38.603	1.768	0.719
0.85	28.595	32.345	31.37	0.884	1.350	38.603	1.768	0.719
0.87	29.303	32.393	31.38	0.905	1.376	40.331	1.809	0.736
0.98	32.595	32.612	31.44	0.999	1.503	49.000	1.999	0.813
1.09	35.925	32.835	31.51	1.094	1.624	58.337	2.188	0.890
1.10	36.295	32.859	31.52	1.105	1.638	59.465	2.209	0.898
1.19	39.015	33.043	31.57	1.181	1.733	67.602	2.361	0.960
1.20	39.479	33.073	31.58	1.194	1.749	69.039	2.387	0.971
1.25	40.934	33.172	31.61	1.234	1.800	73.670	2.468	1.004
1.25	40.934	33.172	31.61	1.234	1.800	73.670	2.468	1.004
1.27	41.398	33.203	31.62	1.247	1.815	75.157	2.494	1.014
1.32	42.948	33.306	31.66	1.289	1.867	80.201	2.579	1.049
1.34	43.724	33.358	31.67	1.311	1.893	82.773	2.622	1.066
1.35	44.034	33.380	31.68	1.319	1.903	83.810	2.638	1.073
1.35	44.034	33.380	31.68	1.319	1.903	83.810	2.638	1.073
1.35	44.034	33.380	31.68	1.319	1.903	83.810	2.638	1.073
1.37	44.500	33.411	31.69	1.332	1.919	85.377	2.664	1.083
1.38	44.965	33.441	31.70	1.345	1.934	86.954	2.689	1.094
1.45	47.141	33.587	31.75	1.404	2.004	94.472	2.807	1.141
1.57	50.971	33.842	31.83	1.506	2.123	108.224	3.012	1.225
1.86	59.882	34.435	32.01	1.739	2.389	143.067	3.478	1.414

Datos obtenidos para la aplicación de la ecuación de Samaga			
γ <sub>S</sub> (kg/m <sup>3</sup> )= 2652	D <sub>m</sub> (m)= 0.001489	g (m/s <sup>2</sup> )= 9.81	S (m/m)= 0.002
γ (kg/m <sup>3</sup> )= 1000	U (m <sup>2</sup> /s)= 1.33E-06	n = 0.0292	
$\tau_o = \gamma.R.S$	$\tau_* = \frac{\gamma.R.S}{(\gamma_s - \gamma)D} = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)D}$		
$\Phi = 30\tau_*^6$	$\Phi = \frac{T_{ss}}{\gamma_s} \left( \frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \right)^{1/2} \left( \frac{1}{g.D^3} \right)^{1/2}$		

Calculos realizados y resultados obtenidos					
τ <sub>o</sub>	τ*	Φ	T <sub>ss</sub> kg/seg/m	T <sub>ss</sub> Kg/seg	T <sub>ss</sub> TN/dia
1.458	0.593	6.244	3.830	119.8	10,347.0
1.561	0.635	7.670	4.705	147.3	12,724.7
1.597	0.649	8.215	5.039	157.8	13,632.5
1.606	0.653	8.356	5.126	160.5	13,867.7
1.714	0.697	10.157	6.230	195.3	16,875.3
1.768	0.719	11.142	6.834	214.4	18,522.0
1.768	0.719	11.142	6.834	214.4	18,522.0
1.809	0.736	11.937	7.322	229.8	19,851.9
1.999	0.813	16.100	9.876	310.5	26,828.5
2.188	0.890	21.119	12.955	408.2	35,267.9
2.209	0.898	21.731	13.330	420.1	36,298.5
2.361	0.960	26.543	16.282	514.1	44,417.3
2.387	0.971	27.427	16.824	531.4	45,910.4
2.468	1.003	30.299	18.586	587.6	50,767.2
2.468	1.003	30.299	18.586	587.6	50,767.2
2.494	1.014	31.254	19.172	606.3	52,382.8
2.579	1.048	34.575	21.209	671.4	58,009.2
2.622	1.066	36.313	22.275	705.5	60,955.8
2.638	1.073	37.017	22.707	719.3	62,150.2
2.638	1.073	37.017	22.707	719.3	62,150.2
2.638	1.073	37.017	22.707	719.3	62,150.2
2.664	1.083	38.099	23.370	740.6	63,986.2
2.689	1.093	39.200	24.046	762.2	65,856.3
2.807	1.141	44.584	27.349	868.2	75,010.8
3.012	1.225	55.093	33.795	1,075.5	92,925.7
3.478	1.414	84.798	52.016	1,665.0	143,860.0

Anexo N° 8.3: Cálculo del gasto sólido en suspensión con la fórmula de BENEDICT Y VANUNI

Datos Hidráulicos obtenidos a partir del aforo del río Sondondo							Calculos realizados y resultados obtenidos				
y (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m <sup>3</sup> /seg)	$\tau_0$ (kg/m <sup>2</sup> )	$\tau_*$	Q pie3/seg	C <sub>S</sub> (ppm)	T <sub>SS</sub> TN/día
0.68	23.318	31.992	31.27	0.729	1.132	26.397	1.458	0.593	932.18	1,220.51	3,071.87
0.74	25.065	32.109	31.30	0.781	1.207	30.258	1.561	0.635	1,068.52	1,807.73	5,215.28
0.76	25.678	32.151	31.31	0.799	1.233	31.650	1.597	0.650	1,117.68	1,926.28	5,813.03
0.76	25.832	32.161	31.32	0.803	1.239	32.002	1.606	0.653	1,130.12	2,003.98	6,114.76
0.82	27.673	32.283	31.35	0.857	1.313	36.347	1.714	0.697	1,283.58	2,604.20	9,025.26
0.85	28.595	32.345	31.37	0.884	1.350	38.603	1.768	0.719	1,363.24	2,923.43	10,760.37
0.85	28.595	32.345	31.37	0.884	1.350	38.603	1.768	0.719	1,363.24	2,933.37	10,796.96
0.87	29.303	32.393	31.38	0.905	1.376	40.331	1.809	0.736	1,424.24	3,293.12	12,663.55
0.98	32.595	32.612	31.44	0.999	1.503	49.000	1.999	0.813	1,730.38	4,296.46	20,073.16
1.09	35.925	32.835	31.51	1.094	1.624	58.337	2.188	0.890	2,060.10	5,173.10	28,774.16
1.10	36.295	32.859	31.52	1.105	1.638	59.465	2.209	0.898	2,099.93	5,278.98	29,930.87
1.19	39.015	33.043	31.57	1.181	1.733	67.602	2.361	0.960	2,387.30	6,076.85	39,169.59
1.20	39.479	33.073	31.58	1.194	1.749	69.039	2.387	0.971	2,438.05	6,278.33	41,328.56
1.25	40.934	33.172	31.61	1.234	1.800	73.670	2.468	1.004	2,601.57	6,688.96	46,984.84
1.25	40.934	33.172	31.61	1.234	1.800	73.670	2.468	1.004	2,601.57	6,657.38	46,763.05
1.27	41.398	33.203	31.62	1.247	1.815	75.157	2.494	1.014	2,654.10	6,762.95	48,463.70
1.32	42.948	33.306	31.66	1.289	1.867	80.201	2.579	1.049	2,832.22	7,159.37	54,747.74
1.34	43.724	33.358	31.67	1.311	1.893	82.773	2.622	1.066	2,923.03	7,357.47	58,066.42
1.35	44.034	33.380	31.68	1.319	1.903	83.810	2.638	1.073	2,959.67	7,484.56	59,810.00
1.35	44.034	33.380	31.68	1.319	1.903	83.810	2.638	1.073	2,959.67	7,460.92	59,621.06
1.35	44.034	33.380	31.68	1.319	1.903	83.810	2.638	1.073	2,959.67	7,464.86	59,652.55
1.37	44.500	33.411	31.69	1.332	1.919	85.377	2.664	1.083	3,014.99	7,583.06	61,729.59
1.38	44.965	33.441	31.70	1.345	1.934	86.954	2.689	1.094	3,070.71	7,673.66	63,621.69
1.45	47.141	33.587	31.75	1.404	2.004	94.472	2.807	1.141	3,336.17	8,144.13	73,359.48
1.57	50.971	33.842	31.83	1.506	2.123	108.224	3.012	1.225	3,821.82	8,631.84	89,071.29
1.86	59.882	34.435	32.01	1.739	2.389	143.067	3.478	1.414	5,052.28	9,900.99	135,060.99

Datos obtenidos para la aplicación de la fórmula de Benedict y Vanuni				$T_{SS} = 0.0027 Q \cdot C_S$
$\gamma_S$ (kg/m <sup>3</sup> )= 2652	$D_m$ (m)= 0.001489	$g$ (m/s <sup>2</sup> )= 9.81	$S$ (m/m)= 0.00200	
$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )= 1000	$U$ (m <sup>2</sup> /s)= 1.334E-06		$n$ = 0.0292	

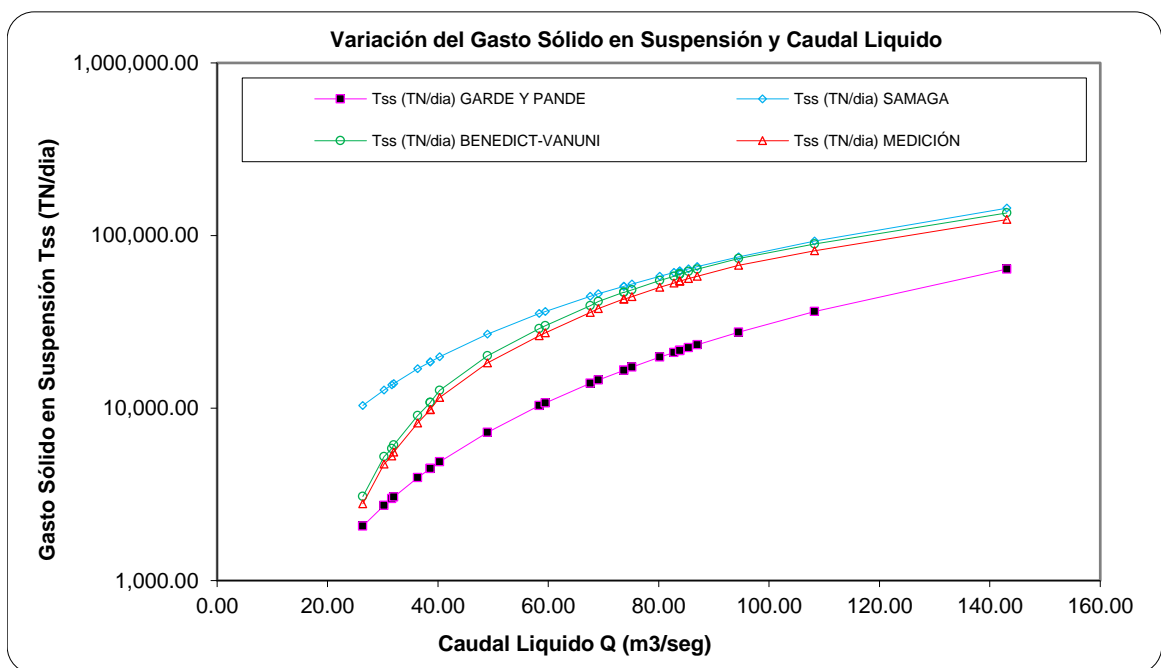
**Anexo N° 8.4: Cálculo del gasto sólido en suspensión de las MEDICIONES REALIZADAS**

Datos Hidráulicos obtenidos a partir del aforo del río Sondondo							Calculos realizados y resultados obtenidos					
<i>y</i> (m)	<i>A</i> (m <sup>2</sup> )	<i>P</i> (m)	<i>T</i> (m)	<i>R</i> (m)	<i>V</i> (m/seg)	<i>Q</i> (m <sup>3</sup> /seg)	<i>CS</i> (kg/m3)	$\tau_o$ (kg/m <sup>2</sup> )	$\tau^*$	<i>T<sub>ss</sub></i> kg/seg/m	<i>T<sub>ss</sub></i> Kg/seg	<i>T<sub>ss</sub></i> TN/dia
0.68	23.318	31.992	31.27	0.729	1.132	26.397	1.222	1.458	0.593	1.032	32.26	2787.00
0.74	25.065	32.109	31.30	0.781	1.207	30.258	1.811	1.561	0.635	1.751	54.80	4734.42
0.76	25.678	32.151	31.31	0.799	1.233	31.650	1.930	1.597	0.650	1.951	61.08	5277.68
0.76	25.832	32.161	31.32	0.803	1.239	32.002	2.008	1.606	0.653	2.052	64.26	5552.05
0.82	27.673	32.283	31.35	0.857	1.313	36.347	2.611	1.714	0.697	3.027	94.90	8199.65
0.85	28.595	32.345	31.37	0.884	1.350	38.603	2.932	1.768	0.719	3.608	113.18	9779.16
0.85	28.595	32.345	31.37	0.884	1.350	38.603	2.942	1.768	0.719	3.621	113.57	9812.51
0.87	29.303	32.393	31.38	0.905	1.376	40.331	3.304	1.809	0.736	4.246	133.25	11513.07
0.98	32.595	32.612	31.44	0.999	1.503	49.000	4.315	1.999	0.813	6.725	211.43	18267.90
1.09	35.925	32.835	31.51	1.094	1.624	58.337	5.200	2.188	0.890	9.627	303.35	26209.47
1.10	36.295	32.859	31.52	1.105	1.638	59.465	5.307	2.209	0.898	10.013	315.58	27265.98
1.19	39.015	33.043	31.57	1.181	1.733	67.602	6.114	2.361	0.960	13.090	413.32	35710.78
1.20	39.479	33.073	31.58	1.194	1.749	69.039	6.318	2.387	0.971	13.810	436.19	37686.74
1.25	40.934	33.172	31.61	1.234	1.800	73.670	6.734	2.468	1.004	15.692	496.09	42862.31
1.25	40.934	33.172	31.61	1.234	1.800	73.670	6.702	2.468	1.004	15.618	493.73	42658.63
1.27	41.398	33.203	31.62	1.247	1.815	75.157	6.809	2.494	1.014	16.182	511.74	44214.71
1.32	42.948	33.306	31.66	1.289	1.867	80.201	7.211	2.579	1.049	18.269	578.33	49967.74
1.34	43.724	33.358	31.67	1.311	1.893	82.773	7.412	2.622	1.066	19.370	613.51	53007.25
1.35	44.034	33.380	31.68	1.319	1.903	83.810	7.541	2.638	1.073	19.951	632.01	54605.90
1.35	44.034	33.380	31.68	1.319	1.903	83.810	7.517	2.638	1.073	19.887	630.00	54432.11
1.35	44.034	33.380	31.68	1.319	1.903	83.810	7.521	2.638	1.073	19.898	630.34	54461.08
1.37	44.500	33.411	31.69	1.332	1.919	85.377	7.641	2.664	1.083	20.586	652.36	56364.07
1.38	44.965	33.441	31.70	1.345	1.934	86.954	7.733	2.689	1.094	21.213	672.42	58097.00
1.45	47.141	33.587	31.75	1.404	2.004	94.472	8.211	2.807	1.141	24.436	775.71	67020.98
1.57	50.971	33.842	31.83	1.506	2.123	108.224	8.707	3.012	1.225	29.609	942.31	81415.26
1.86	59.882	34.435	32.01	1.739	2.389	143.067	10.000	3.478	1.414	44.695	1430.67	123610.21

Datos obtenidos para calcular los resultados de la medición del gasto sólido en suspensión						$T_{ss} = Q * C_s$
$\gamma_s$ (kg/m3)= 2652	<i>D<sub>m</sub></i> (m)= 0.001489	<i>g</i> (m/s <sup>2</sup> )= 9.81	<i>S</i> (m/m)=	0.002		
$\gamma$ (kg/m3)= 1000	<i>v</i> (m <sup>2</sup> /s)= 1.33E-06		<i>n</i> =	0.029		

Anexo N° 8.5: Cuadro de resultados del gasto sólido en suspensión del río Sondondo

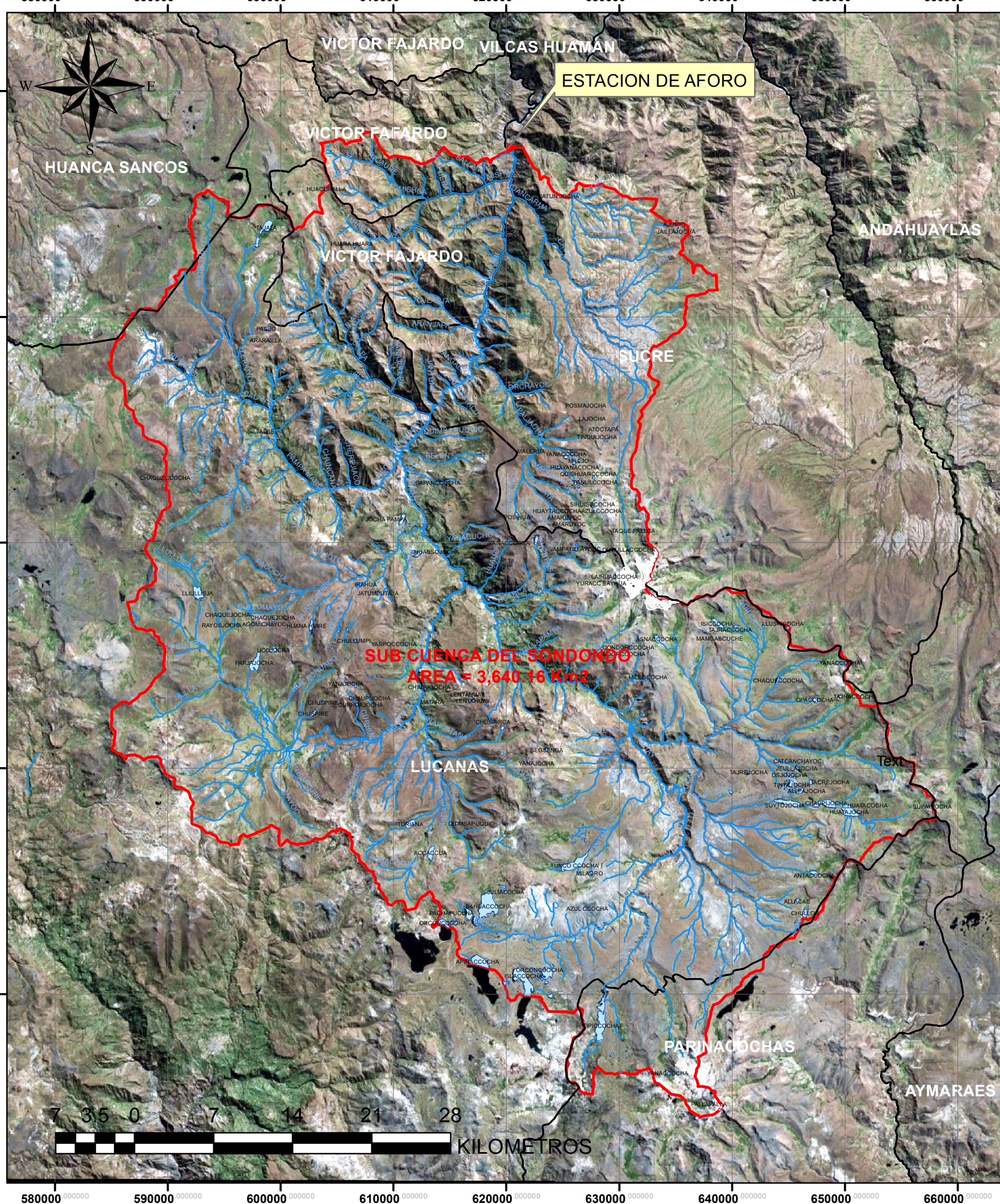
y (m)	Q (m <sup>3</sup> /seg)	T <sub>SS</sub> (TN/día) GARDE Y PANDE	T <sub>SS</sub> (TN/día) SAMAGA	T <sub>SS</sub> (TN/día) BENEDICT-VANUNI	T <sub>SS</sub> (TN/día) MEDICIÓN
0.68	26.40	2,070.17	10,347.03	3,071.87	2,787.00
0.74	30.26	2,721.90	12,724.68	5,215.28	4,734.42
0.76	31.65	2,980.31	13,632.54	5,813.03	5,277.68
0.76	32.00	3,047.81	13,867.68	6,114.76	5,552.05
0.82	36.35	3,942.71	16,875.26	9,025.26	8,199.65
0.85	38.60	4,453.95	18,521.99	10,760.37	9,779.16
0.85	38.60	4,453.95	18,521.99	10,796.96	9,812.51
0.87	40.33	4,872.08	19,851.88	12,663.55	11,513.07
0.98	49.00	7,225.98	26,828.52	20,073.16	18,267.90
1.09	58.34	10,308.98	35,267.91	28,774.16	26,209.47
1.10	59.46	10,710.22	36,298.45	29,930.87	27,265.98
1.19	67.60	13,912.96	44,417.27	39,169.59	35,710.78
1.20	69.04	14,522.30	45,910.35	41,328.56	37,686.74
1.25	73.67	16,560.33	50,767.16	46,984.84	42,862.31
1.25	73.67	16,560.33	50,767.16	46,763.05	42,658.63
1.27	75.16	17,247.61	52,382.81	48,463.70	44,214.71
1.32	80.20	19,686.87	58,009.22	54,747.74	49,967.74
1.34	82.77	20,993.32	60,955.75	58,066.42	53,007.25
1.35	83.81	21,530.58	62,150.23	59,810.00	54,605.90
1.35	83.81	21,530.58	62,150.23	59,621.06	54,432.11
1.35	83.81	21,530.58	62,150.23	59,652.55	54,461.08
1.37	85.38	22,358.09	63,986.15	61,729.59	56,364.07
1.38	86.95	23,208.01	65,856.32	63,621.69	58,097.00
1.45	94.47	27,473.33	75,010.82	73,359.48	67,020.98
1.57	108.22	36,242.07	92,925.66	89,071.29	81,415.26
1.86	143.07	63,868.73	143,860.03	135,060.99	123,610.21



## **ANEXO N° 9:**

### **PLANOS**

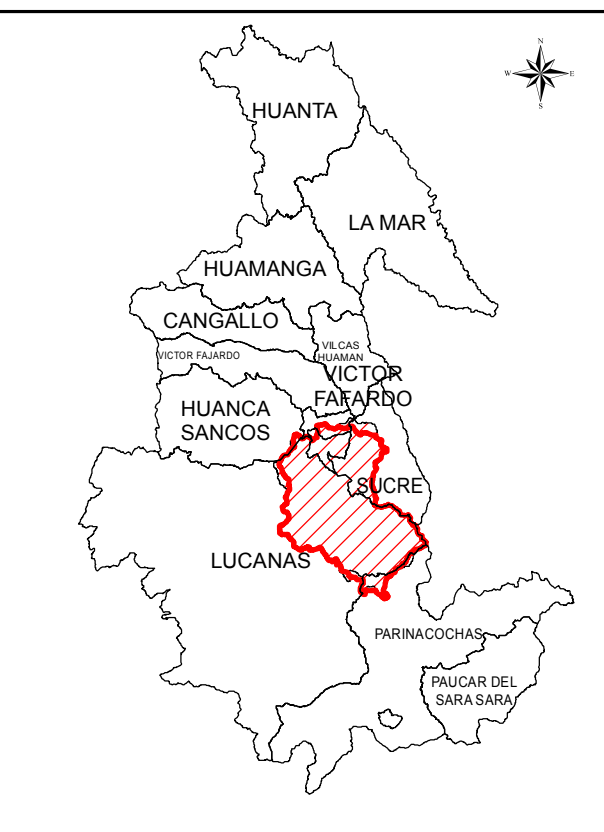
- Lamina 01 : Plano de ubicación y localización de la sub cuenca Sondondo (U – 01)
- Lamina 02 : Plano topográfico del cauce del río en la estación de aforo (PT – 01)
- Lamina 03 : Plano de la estación de aforo limnimétrica (EA – 01)
- Lamina 04 : Plano del muestreador de Helley – Smith (M – 01)



**UBICACION DEPARTAMENTAL  
SUB CUENCA DEL SONDONDO**



**UBICACION PROVINCIAL  
SUB CUENCA DEL SONDONDO**



**LEYENDA**

- Estación de aforo
- Redes de ríos principales
- Nevados de la sub cuenca
- Limite Provincial
- Lagos de la sub cuenca
- Sub cuenca de Sondondo

**PARAMETROS  
GEOMORFOLÓGICOS**

Area (Km2)	: 3,640.16
Perimetro (Km)	: 342.56
Coefficiente de compacidad	: 1.59
Factor de forma	: 0.25
Longitud de cauce principal (Km)	: 119.95
Pendiente media del cauce (%)	: 1.78

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA**  
**FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**

**TESIS :**  
 ANÁLISIS Y EVALUACIÓN COMPARATIVA EXPERIMENTAL Y TEÓRICA DEL GASTO SÓLIDO DE FONDO Y SUSPENSIÓN EN EL RÍO SONDONDO, SUCRE - AYACUCHO - 2016

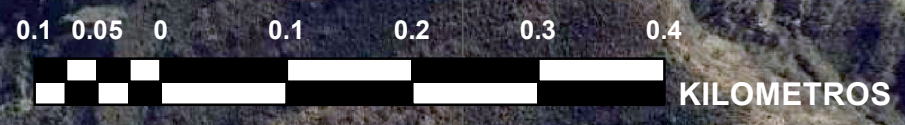
**PLANO :**  
**PLANO DE UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN DE LA SUB CUENCA SONDONDO**

<b>ELABORADO :</b> Bach. JESUS JANAMPA ARCA	<b>ESCALA :</b> 1:350,000	<b>FECHA :</b> MAYO - 2016	<b>LAMINA :</b> <b>U - 01</b>
--	------------------------------	-------------------------------	----------------------------------

# PLANO TOPOGRÁFICO DEL CAUCE DEL RÍO SONDONDO



1:6,000



LEYENDA	
ELEVACIÓN	
	2308.889 - 2313.000
	2304.778 - 2308.889
	2300.667 - 2304.778
	2296.556 - 2300.667
	2292.444 - 2296.556
	2288.333 - 2292.444
	2284.222 - 2288.333
	2280.111 - 2284.222
	2276.000 - 2280.111

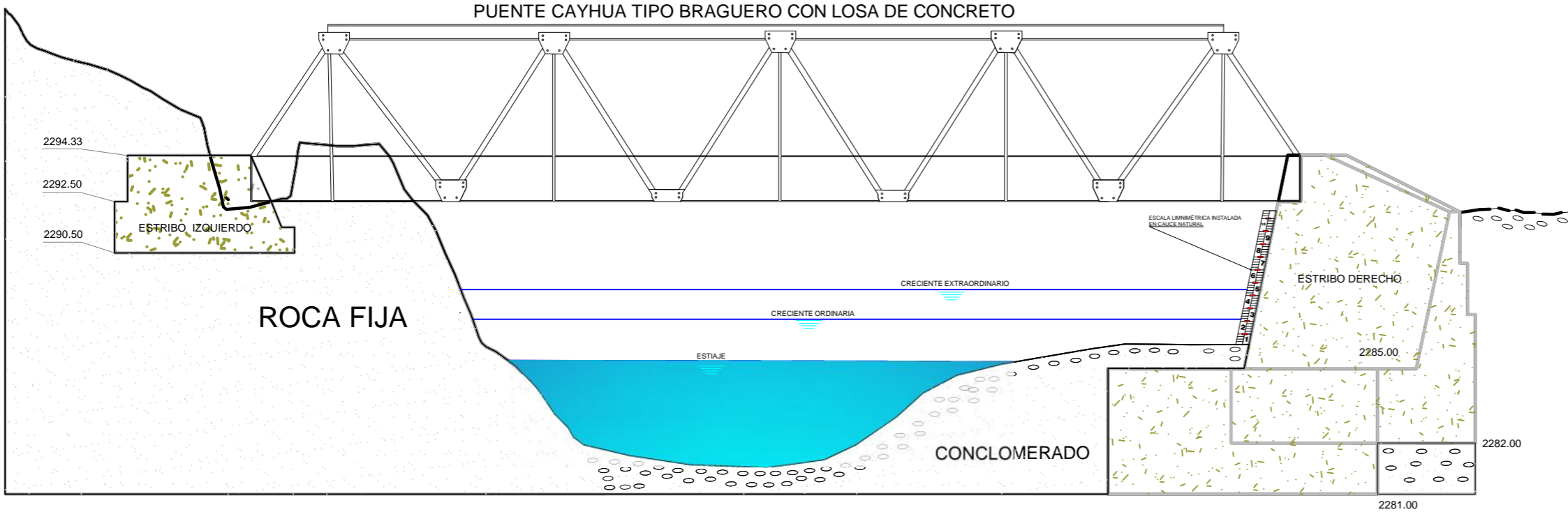
	<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA</b> FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA	
--	---	--

**TESIS :**  
ANÁLISIS Y EVALUACIÓN COMPARATIVA EXPERIMENTAL Y TEÓRICA DEL GASTO SÓLIDO DE FONDO Y SUSPENSIÓN EN EL RÍO SONDONDO, SUCRE - AYACUCHO - 2016

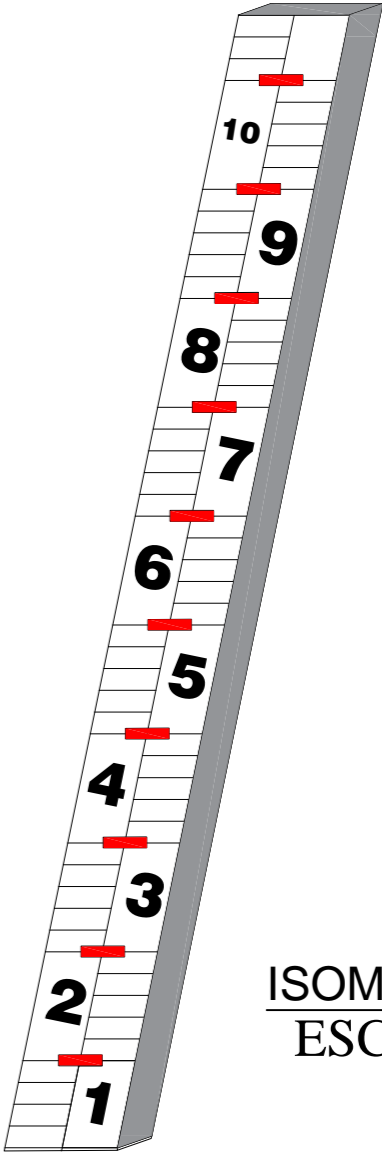
**PLANO :**  
PLANO TOPOGRÁFICO DEL CAUCE DEL RÍO EN ESTACIÓN DE AFORO

<b>ELABORADO :</b> Bach. JESUS JANAMPA ARCA	<b>ESCALA :</b> 1:6,000	<b>FECHA :</b> MAYO - 2016	<b>LAMINA :</b> PT - 01
--	----------------------------	-------------------------------	----------------------------

# ESCALA LIMNIMÉTRICA

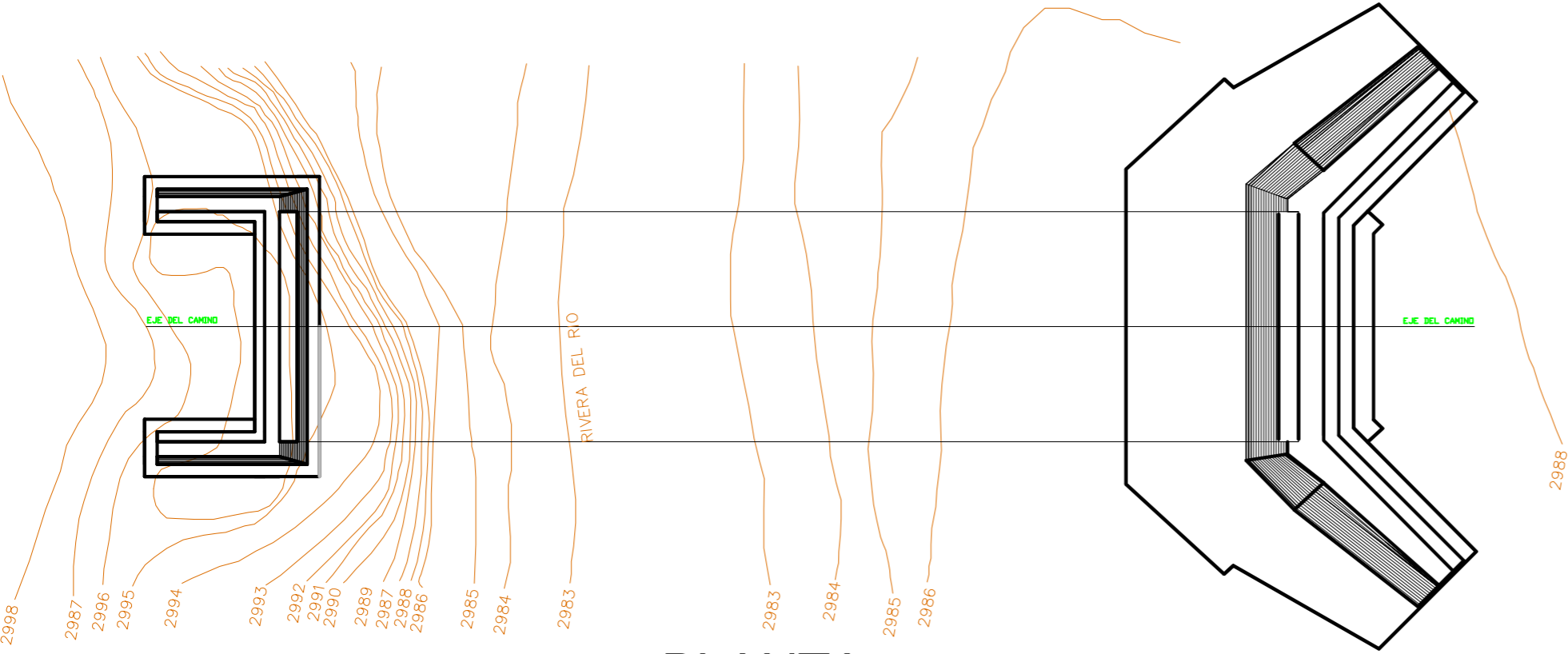


**PERFIL**  
ESC. 1/100



**ISOMÉTRICO**  
ESC. 1/50

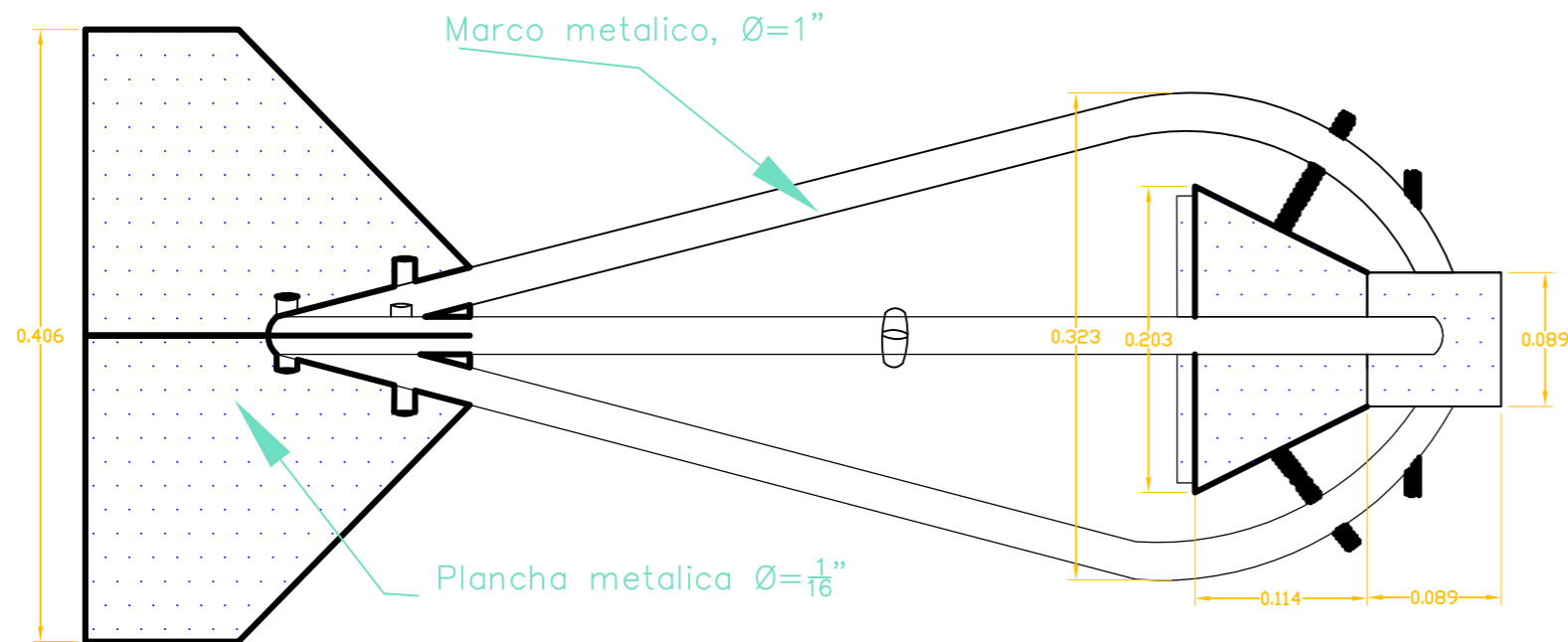
**ESCALA LIMNIMÉTRICA**  
Escala limnimétrica instalada en el estribo derecho del Puente Cayhua, se ha instalado con una inclinación de 78° grados, es un material chapa de acero de 2mm de grosor, con escala graduada de 0.00 hasta 5.00 metros



**PLANTA**  
ESC. 1/100

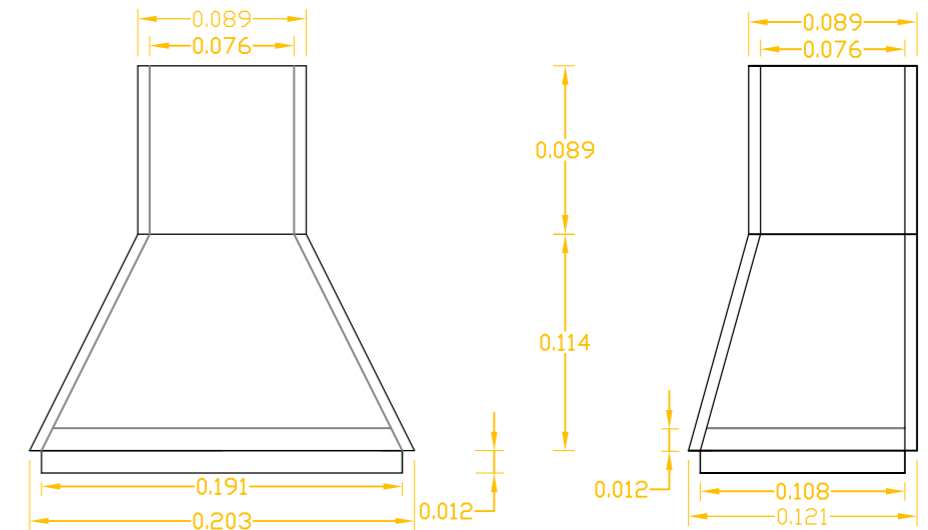
<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA</b>		
	<b>FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA</b>	
	TESIS : <b>ANÁLISIS Y EVALUACIÓN COMPARATIVA EXPERIMENTAL Y TEÓRICA DEL GASTO SÓLIDO DE FONDO Y SUSPENSIÓN EN EL RÍO SONDONDO, SUCRE - AYACUCHO - 2016</b>	
	PLANO : <b>ESTACIÓN DE AFORO LIMNIMÉTRICA</b>	
LOCALIDAD : PTE. CAYHUA DISTRITO : QUEROBAMBA PROVINCIA : SUCRE REGION : AYACUCHO	PRES. DE TESIS : Dr. JORGE E PASTOR WATANABE ASESOR DE TESIS : Ing. LEONIDAS ÁREAS BALTAZAR TESISISTA : Bach. JESUS JANAMPA ARCA	FECHA : MAYO - 2016 ESCALA : INDICADA
		LAMINA : <b>EA - 01</b>

## MUSTREADOR HELLY - SMITH



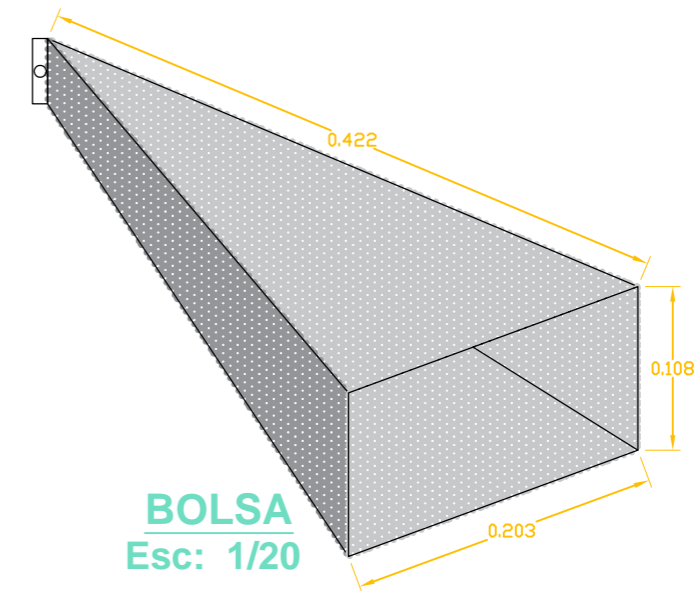
**PLANTA**  
Esc: 1/20

## DETALLE DE BOQUILLA



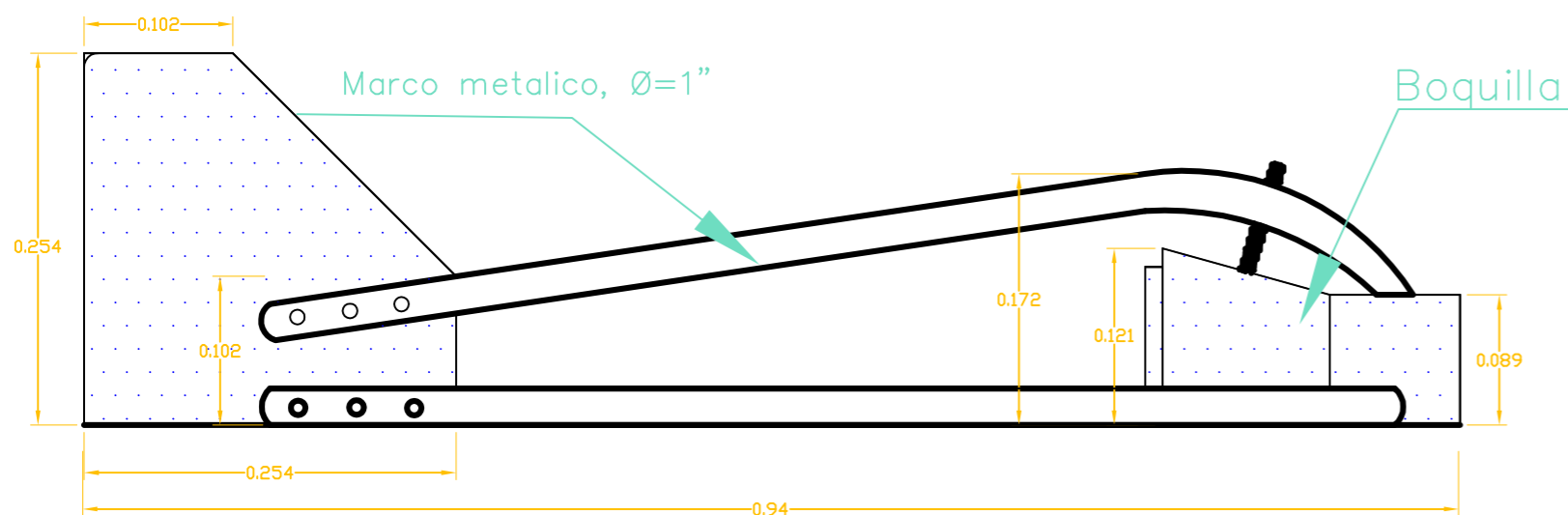
**BOQUILLA**  
Esc: 1/25

## DETALLE DE BOLSA MALLA DE (0.2mm)



**BOLSA**  
Esc: 1/20

## MUSTREADOR HELLY - SMITH



**ELEVACION**  
Esc: 1/20

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA



FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA

TESIS : ANÁLISIS Y EVALUACIÓN COMPARATIVA EXPERIMENTAL Y  
TEÓRICA DEL GASTO SÓLIDO DE FONDO Y SUSPENSIÓN EN EL  
RÍO SONDONDO, SUCRE - AYACUCHO - 2016

PLANO :  
MUESTREADOR HELLEY - SMITH



LOCALIDAD : PTE.CAYHUA  
DISTRITO : QUEROBAMBA  
PROVINCIA : SUCRE  
REGION : AYACUCHO

PRES. DE TESIS : Dr. JORGE PASTOR WATANABE  
ASESOR DE TESIS : Ing. LEONIDAS AREAS BALTAZAR  
TESISTA : Bach. JESUS JANAMPA ARCA

FECHA : MAYO - 2016  
ESCALA : INDICADA

LAMINA :  
**M - 01**