

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO DE PUNO

FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**"DETERMINACIÓN DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS
EN SUSPENSIÓN DE FONDO Y TOTAL EN EL PUENTE
GRANDE DEL RÍO DE COATA- PUNO"**

TESIS

PRESENTADO POR:

BACH. OMAR RENZO BONILLA GALINDO

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL:

INGENIERO AGRÍCOLA

PROMOCIÓN 2010-II

PUNO – PERÚ

2014

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO DE PUNO
FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**

**"DETERMINACIÓN DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS
EN SUSPENSIÓN DE FONDO Y TOTAL EN EL PUENTE
GRANDE DEL RÍO COATA-PUNO"**

TESIS PRESENTADA POR:

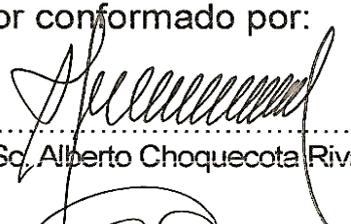
OMAR RENZO BONILLA GALINDO

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO AGRÍCOLA

Aprobado por el Jurado Revisor conformado por:

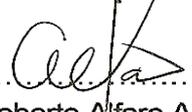
PRESIDENTE DEL JURADO


.....
Ing. M. Sc. Alberto Choquecota Riva

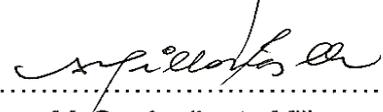
PRIMER MIEMBRO DEL JURADO


.....
Ing. M. Sc. Isidro Alberto Pílares Hualpa

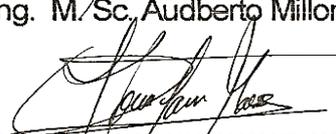
SEGUNDO MIEMBRO DEL JURADO


.....
Ing. M. Sc. Roberto Alfaro Alejo

DIRECTOR DE TESIS


.....
Ing. M. Sc. Audberto Millones Chafloque

ASESOR DE TESIS


.....
Ing. Homero Paredes Mansilla

**PUNO – PERÚ
2014**

ÁREA : Ingeniería y Tecnología
TEMA: Modelamiento hidrológico
LÍNEA: Recursos Hídricos

DEDICATORIA

A **DIOS** por darme la vida, por ser mi guía, fortaleza e iluminar mi camino, pero sobre todo por permitirme disfrutar mis logros cerca de mis seres amados.

A mis queridos padres **PEDRO LUIS** y **JONY SARA**, quienes con su ejemplo me formaron para asumir retos en la vida, y me supieron inculcar la dedicación y perseverancia al trabajo.

A la memoria de mis queridos abuelos **LUIS GILBERTO** y **FRANCISCO FROILÁN**.

A mis hermanos **JOSÉ LUIS** y **BRAYAN DANILO**, por su comprensión y apoyo incondicional.

AGRADECIMIENTOS

- A nuestra Alma Mater, Universidad Nacional del Altiplano, Facultad de Ingeniería Agrícola, Escuela Profesional de Ingeniería Agrícola por darme la oportunidad de formarme profesionalmente.
- El presente trabajo ha sido realizado bajo la dirección del Ing. M. Sc. Audberto Millones Chafloque y el asesoramiento del Ing. Homero Paredes Mansilla, a quienes expreso mi más sincero y afectuoso agradecimiento por su inestimable y permanente apoyo, que hizo posible la realización de este trabajo de investigación.
- Asimismo quiero agradecer a los miembros del jurado por sus aportes realizados en el presente trabajo.
- A la Consultoría CONSULTORES Y CONSTRUCTORES LINA S.A.C, al Ing. Ruth Yesica Flores Durand, por su apoyo brindado en el estudio topográfico realizado en el presente trabajo de investigación.
- Al Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional del Altiplano, al Tec. Helmer Reynaldo Vilca Apaza quien me brindó su apoyo en los análisis de suelos realizados en el presente trabajo de investigación.
- También, a mis compañeros y amigos que alguna vez me dieron un apoyo moral y material en la culminación de esta investigación.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE CUADROS
 ÍNDICE DE TABLAS
 ÍNDICE DE FIGURAS
 LISTA DE SÍMBOLOS
 RESUMEN
 INTRODUCCIÓN

CAPITULO I

	Pág.
I. PLANTEAMIENTO DE PROBLEMA, OBJETIVOS, JUSTIFICACIÓN Y ANTECEDENTES DEL ESTUDIO	
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	2
1.2.1 Objetivo general.....	2
1.2.2 Objetivos específicos.....	2
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	3
1.4 ANTECEDENTES.....	4

CAPITULO II

II. REVISIÓN DE BIBLIOGRAFÍA	
2.1 Cuenca.....	7
2.2 Erosión hídrica.....	9
2.2.1 Tipos de erosión hídrica.....	10
2.3 Inundaciones.....	10
2.4 Río.....	12
2.4.1 Morfología fluvial.....	12
2.4.2 Clasificación por orden de corriente.....	13
2.4.3 Clasificación de Schumm.....	13
2.4.4 Tipos de caudales en ríos.....	14
2.4.5 Clasificación de ríos.....	14
2.4.6 Máximas avenidas.....	15
2.4.7 Periodo de retorno.....	16
2.5 Transporte de sedimentos.....	21
2.6 Clasificación del transporte de sedimento.....	21
2.6.1 Variación del transporte sólido con el tiempo.....	23

2.6.2	Variación del transporte sólido en la sección transversal....	24
2.7	Sedimentos.....	24
2.8	Propiedades físicas de los sólidos o sedimentos.....	24
2.8.1	Partícula individual.....	25
2.8.2	Gravedad específica G	25
2.8.3	Tamaño de partícula.....	25
2.9	Mezcla de Sedimentos.....	30
2.9.1	Distribución del tamaño de granos.....	30
2.9.2	Coefficiente de gradación σ_g y G_r	30
2.9.3	Angulo de reposo.....	31
2.10	Sedimentos en suspensión	31
2.10.1	Concentración de sedimentos volumétricos C_v	31
2.10.2	Peso específico de la mezcla.....	33
2.10.3	Porosidad p_o	33
2.11	Velocidad de caída.....	34
2.12	Peso específico y peso específico relativo.....	37
2.13	Iniciación de movimiento de las partículas del lecho.....	38
2.13.1	Criterio de Shields.....	40
2.13.2	Criterio de la fuerza tractiva crítica.....	41
2.13.3	Gráfico de Lane.....	41
2.13.4	Gráfico de Straub.....	41
2.13.5	Ecuación de Kalinske.....	42
2.13.6	Formula de Meter-Peter y Muller.....	42
2.13.7	Método de Shoklitsh.....	42
2.13.8	Criterio de la Velocidad Crítica.....	43
2.13.9	Criterio de Garbrecht.....	44
2.13.10	Criterio de Lane.....	44
2.13.11	Criterio de Levi.....	44
2.13.12	Criterio de Maza, García Flores.....	45
2.13.13	Criterio de Zanke.....	45
2.14	Fases del transporte de solido-forma de la solera.....	46
2.15	Hidráulica de conductos abiertos.....	49
2.16	Distribución de velocidades para flujo turbulento.....	51
2.17	Resistencia al flujo en cauces de lecho fijo.....	52
2.17.1	Ecuación de Chezy.....	52
2.17.2	Formula de Bazin.....	53
2.17.3	Formula de Ganguillet-Kutter.....	53
2.17.4	Formula de Manning.....	54
2.17.5	Formulad de Strickler.....	55
2.18	Resistencia al flujo en cauces del lecho móvil.....	56
2.18.1	Formula de Paris.....	56

2.18.2	Formula Japonesa.....	56
2.18.3	Método de Brownlie.....	56
2.18.4	Ecuación de Ranga Raju.....	56
2.19	Métodos para determinar del transporte de sedimentos.....	57
2.20	Transporte de sedimentos de fondo.....	58
2.20.1	Formula de Meyer-Peter y Muller.....	58
2.20.2	Formula de Duboys.....	59
2.20.3	Formula de Einstein Brown.....	59
2.20.4	Formula de Einstein.....	60
2.20.5	Formula de Shields.....	60
2.20.6	Método de Levi.....	61
2.20.7	Método de Garde y Albertson.....	61
2.20.8	Método de Schoklistsch.....	61
2.20.9	Solución de Zanke.....	62
2.21	Transporte de sólidos en suspensión.....	62
2.21.1	Formula de Garde y Pande.....	63
2.21.2	Método de Samaga.....	63
2.21.3	Formula de Benedic y Vanuni.....	63
2.21.4	Método de Lane y Kalinske.....	63
2.22	Transporte solido total.....	64
2.22.1	Método de Engelund y Hansen.....	65
2.22.2	Método de Garde y Datiri.....	65
2.22.3	Método de Graf y Acaroglu.....	65
2.22.4	Método de Ackes y White.....	66

CAPITULO III

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1	Ámbito de estudio.....	67
3.2	Datos históricos del ámbito de estudio.....	69
3.2.1	El lago Titicaca.....	69
3.2.2	Tamaño de partículas de sedimentos.....	69
3.2.3	Evaluación de los transportes sólidos..... (medios, máximos y mínimos) 1960-1990.....	70
3.2.4	Estabilidad de suelos de las cuencas.....	71
3.2.5	Análisis de eventos extremos.....	71
3.2.6	Análisis probabilístico.....	72
3.2.7	Análisis de frecuencia.....	73
3.2.7.1	Distribución Log Gamma o Log Pearson de 3 parámetros	74

3.2.7.2	Pruebas de ajuste.....	76
3.2.7.3	Prueba Smirnov Kolmogorov.....	77
3.2.8	Caudales de retorno.....	79
3.2.8.1	El factor de frecuencia.....	79
3.3	Materiales.....	81
3.3.1	Equipos para el trabajo de campo.....	81
3.3.1.1	Trabajo de topografía.....	81
3.3.1.2	Medición y toma de muestra.....	81
3.3.2	Equipos para trabajo de laboratorio.....	81
3.4	Metodología.....	82
3.4.1	Trabajo de campo.....	82
3.4.2	Trabajo de laboratorio.....	83
3.4.2.1	Características de los sedimentos.....	83
3.4.2.2	Peso específico relativo.....	84
3.4.2.3	Características hidráulicas del agua.....	85
3.4.2.4	Densidad relativa del agua.....	85
3.4.2.5	Viscosidad dinámica y cinemática.....	86
3.5	Trabajo de gabinete.....	87
3.5.1	Calculo de resistencia de flujo.....	87
3.5.2	Formula de Paris.....	87
3.5.3	Formula Japonesa.....	88
3.5.4	Método de Brownlie.....	89
3.5.5	Método de Ranga Raju.....	90
3.6	Calculo de transporte de sedimentos de fondo.....	91
3.6.1	Formula de Meyer-Peter y Muller.....	91
3.6.2	Formula de Duboys.....	92
3.6.3	Formula de Einstein Brown.....	93
3.6.4	Formula de Einstein.....	94
3.6.5	Formula de Shields.....	95
3.6.6	Método de Levi.....	96
3.6.7	Método de Garde y Albertson.....	96
3.6.8	Solución de Zanke.....	97
3.7	Calculo de transporte de sedimentos en suspensión.....	99
3.7.1	Formula de Garde y Pande.....	99
3.7.2	Método de Samaga.....	100
3.7.3	Formula de Benedic y Vanuni.....	101
3.7.4	Método de Lane y Kalinske.....	101
3.7.5	Medición del transporte de solido en suspensión.....	102
3.8	Calculo de transporte de sedimentos totales.....	103
3.8.1	Método de Engelund y Hansen.....	103
3.8.2	Método de Garde y Datiri.....	104

3.8.3	Método de Graf y Acaroglu.....	105
3.8.4	Método de Ackes y White.....	105

CAPITULO IV

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1	Características del río Coata.....	107
4.1.1.	Características topográficas y batimétricas.....	107
4.1.2.	Características geométricas e hidráulicas.....	108
4.2	Características de los sedimentos	
4.2.1.	Tipología de los sedimentos.....	111
4.2.2.	Peso específico relativo.....	113
4.3	Características del Agua	
4.3.1.	Densidad relativa del agua.....	113
4.3.2.	Viscosidad dinámica y cinemática.....	113
4.3.3.	Concentración de sólidos.....	113
4.4	Resultados de la resistencia al flujo.....	114
4.5	Resultados de transporte de sedimentos de fondo.....	115
4.6	Resultados de transporte de sedimentos en suspensión.....	117
4.7	Resultados de transporte de sedimentos totales.....	120
4.8	Resumen de caudales y sedimentos del río Coata.....	123
4.9	Resultados de máximas avenidas.....	125
4.10	Resultados de las características hidráulicas del río coata – periodos de retorno.....	126
4.11	Resultados del periodo de retorno del transporte de sólidos de fondo.	126
4.12	Resultados del periodo de retorno del transporte de sólidos en suspensión.....	129
4.13	Resultados del periodo de retorno del transporte de sólidos totales.....	131

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones
Recomendaciones
Referencia bibliográfica

ANEXOS

- Anexo 1: Sección transversal y longitudinal del río
- Anexo 2: Planillas de cálculo
- Anexo 3: Análisis y procedimiento de laboratorio (agua y suelo)
- Anexo 4: Medición de velocidades y caudales
- Anexo 5: Relación de figuras o monogramas

PLANOS

1. Ubicación política nacional y regional
2. Cuenca hidrográfica
3. Ubicación local de estudio
4. Plano topográfico

ÍNDICE DE CUADROS

- Cuadro 3.1: Tamaño de partículas en suspensión en la cuenca del lago Titicaca
- Cuadro 3.2: Evaluación del transporte de sedimentos
- Cuadro 3.3: Estabilidad de suelo de las cuencas
-
- Cuadro 4.1: Resumen de datos topográficos, cálculo de pendiente y coeficiente de rugosidad
- Cuadro 4.2: Resumen de cálculo de las características hidráulicas para diferentes tirantes
- Cuadro 4.3: Resumen de diámetros característicos
- Cuadro 4.4: Curva de distribución granulométrica de los sedimentos del lecho
- Cuadro 4.5: Resultados del cálculo de la resistencia al flujo
- Cuadro 4.6a: Cálculo del transporte sólido de fondo, variación del tirante y el gasto sólido
- Cuadro 4.6b: Cálculo del transporte sólido de fondo, variación del gasto líquido y el gasto sólido de fondo.
- Cuadro 4.7a: Cálculo del transporte sólido en suspensión, variación del tirante y el gasto sólido en suspensión
- Cuadro 4.7b: Cálculo del transporte sólido en suspensión, variación del gasto líquido con el gasto sólido en suspensión
- Cuadro 4.8a: Cálculo del transporte sólido total, variación del tirante y el gasto sólido total
- Cuadro 4.8b: Cálculo del transporte sólido total, variación del gasto líquido con el gasto sólido total
- Cuadro 4.9: Caudales y sedimentos del río coata
- Cuadro 4.10: Transporte de sedimentos de fondo, río Coata
- Cuadro 4.11: Caudales máximas mensuales del río Coata
- Cuadro 4.12: Características hidráulicas del río Coata – periodo de retorno
- Cuadro 4.13: Transporte de sedimentos de fondo – método Meyer-Peter y Muller
- Cuadro 4.14: Transporte de sedimentos en suspensión – método de Medición
- Cuadro 4.15: Transporte de sedimentos en suspensión – método de Benedict - Vanuni
- Cuadro 4.16: Transporte de sedimentos totales – método Ackers y White

ÍNDICE DE TABLAS

- Tabla 2.1: Periodo de retorno de diseño recomendado para estructuras menores
Tabla 2.2: Valores de periodo de retorno t asociado a riesgo R
Tabla 2.3: Valores de distribución de Weibull
Tabla 2.4: Clasificación de las partículas de acuerdo a la American Geophysical
Unión (A.G.U.) (Escala de Wentworth).
Tabla 2.5: Concentración equivalente para C_v , C_w , C_{ppm} , $C_{mg/l}$, ρ_o y e
- Tabla 3.1: Caudales máximos aforados del río Coata
Tabla 3.2: Análisis de frecuencia – río Coata
Tabla 3.3: Estadístico Smirnov-Kolmogorov
Tabla 3.4: Prueba de bondad de ajuste – río Coata
Tabla 3.5: Caudales máximos – río Coata

ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura 2.1: Esquema general de cuenca hidrográfica
Figura 2.2: Flujo de “causa y efecto” implicados en la erosión del suelo
Figura 2.3: Clasificación morfológica de los ríos
Figura 2.4: Periodo de retorno y riesgo de falla
Figura 2.5: Clasificación del transporte de sedimentos
Figura 2.6: Representación de las cargas de la corriente
Figura 2.7: Ejes imaginarios de una partícula
Figura 2.8: Factor de forma de una partícula
Figura 2.9: Formas de Fondo: rizos (a), dunas (b), anti dunas (c), rápidas y pozos (d).
Figura 2.10: Tipos del transporte de sedimentos, Maza J.A. (1987)
- Figura 3.1: Zona de estudio Puente Grande Coata-Puno
Figura 3.2: Desembocadura del río Coata en la Bahía de Puno
Figura 3.3: Estación de aforo – río Coata
Figura 3.4: Histograma de caudales máximos (m^3/s)
Figura 3.5: Distribución de frecuencia – río Coata
Figura 3.6: Relación caudal máximo – periodo de retorno río Coata

RELACIÓN DE SÍMBOLOS

Y_c = Tirante crítico para la iniciación del movimiento.

y = Tirante del cauce de agua.

y' = Es la distancia tal que F es cero.

x = Parámetro de transporte que depende del diámetro de las partículas.

W_s = Peso del suelo seco.

W_{fw} = Peso del matraz lleno de agua.

W_{fsw} = Peso del matraz con suelo y agua.

W = Velocidad de caída de la partícula de sedimento.

V_m = Volumen de la muestra.

VC = Velocidad crítica.

V_c = Velocidad crítica para la iniciación del movimiento.

V = Velocidad medía.

V_c = Velocidad de corte.

V = Velocidad medía del cauce de agua.

T_{sr} = Transporte sólidos total.

T_{ss} = Transporte sólido en suspensión.

T_{sf} = Transporte sólido de fondo.

T° = Temperatura del agua destilada.

T^p_M = Tiempo de escurrimiento de la muestra.

T = Tiempo de escurrimiento del agua destilada.

S_s = Peso específico relativo de la partícula sólida.

S = Pendiente de la línea de energía.

RI = Riesgo propuesto por Zanke.

Re^* = Número de Reynolds calculado con la velocidad de corte y el diámetro de la Partícula.

Re = Número de Reynolds- Partícula.

R = Radio hidráulico.

q_0 = Caudal crítico específico (caudal unitario).

Q = Descarga de agua de la corriente.

q = Caudal líquido por unidad de ancho (caudal específico).

P_v = Peso del picnómetro vacío.

P_{MH20} = Peso del picnómetro más la muestra de agua.

P_{H20} = Peso del picnómetro más agua destilada.

P_1 = Fracción de fondo ocupado por los granos.

n_s = Macro rugosidad.

n_r = Micro rugosidad.

n = Coeficiente de rugosidad que depende de la naturaleza de las paredes del canal.

m = Valores del coeficiente de rugosidad Horton

K_s = Rugosidad equivalente del lecho.

K_a y K_b = Constantes de Ranga Raju que dependen del D_{50} .

K_2 = Constante de proporcionalidad para el volumen de la partícula.

K_1 = Constante de proporcionalidad para el área de la partícula.

K = Constante de Van Karman.

h_c = Profundidad crítica para una pendiente S .

g = Aceleración de la gravedad.

FT_K = Número de Fraude referido al sedimento.

Fr = Número de Fraude.

FF = Factor de forma.

f = Factor de fricción.

D_{max} = Diámetro máximo de material de lecho.

D_m = Diámetro medio aritmético.

D_i = Diámetro medio del intervalo de porcentaje acumulado.

D_g = Diámetro medio geométrico.

D_{90} = Diámetro representativo al 90%

D_{65} = Diámetro representativo al 65%

D_{60} = Diámetro representativo a la curva granulométrica al 60%

D_{50} = Diámetro representativo al 50%

D_{40} = Diámetro representativo al 40%

D_{35} = Diámetro representativo al 35%

D_{30} = Diámetro representativo de la curva granulométrica al 30%

D_{16} = Diámetro representativo al 16%

D_{10} = Diámetro representativo de la curva granulométrica al 10%

D^* = A dimensional del diámetro usado por Zanke.

D = Diámetro de la partícula.

C_c = Coeficiente de curvatura.

C_u = Coeficiente de uniformidad.

C_s = Concentración de carga en suspensión.

C_o = Coeficiente de Chezy para la condición crítica.

C_D = Coeficiente Adimensional de Arrastre "Drag".

c = Longitud menor de la partícula.

C = Coeficiente de rugosidad Chezy.

b = Longitud siguiente a la longitud "a".

A y E = Parámetros de Ranga Raju.

a = Longitud mayor de la partícula.

A = Área de la partícula proyectada en la dirección del flujo.

V = Volumen de la partícula.

t_o = Fuerza tractiva de la comente sobre el fondo.

μ = Viscosidad dinámica del agua destilada.

μ_M = Viscosidad dinámica de la muestra.

U = Viscosidad cinemática del fluido.

U_M = Viscosidad cinemática de la muestra.

t^* = Relación a dimensional de la fuerza tractiva.

Ψ = Parámetro de flujo.

t_{τ_c} = Parámetro Adimensional de Shields.

t_c = Fuerza tractiva sobre el fondo en el momento de la iniciación del movimiento.

t_c = Fuerza tractiva crítica.

σ = Desviación estándar geométrica de los sedimentos.

p' = Densidad relativa del material sumergido usado por Zanke.

ρ = Densidad del agua.

ξ = Coeficiente que depende de las características de rugosidad de las paredes.

λ'' = Resistencia debida a los granos del lecho.

λ' = Resistencia debida a la forma del lecho.

Δ = Peso especifico relativo del material sólido sumergido.

γ = Peso especifico del agua.

γ_s = Peso especifico de la partícula sólida.

ϕ = Parámetro de transporte.

t_{τ_c} = Parámetro Adimensional de Shields.

t_{τ_c} = Parámetro Adimensional de Shields para la iniciación der movimiento.

Δp = Intervalo de porcentaje acumulado (10%)

t_o = Fuerza tractiva sobre el fondo.

$(t_o)_c$ = Fuerza tractiva sobre el fondo en el momento de iniciación del mov. ó t_o .

Ω = Factor de transporte de Lañe y Kalinske.

s = Espesor de la sub capa laminar.

ρ^* = Densidad relativa del sólido usado para Ranga Raju.

P_{MH20} = *Densidad relativa de le muestra de agua.*

P = Densidad del agua destilada.

P_S = Densidad de la partícula sólida.

P_M = Densidad de la muestra.

RESUMEN

El río Coata es uno de los principales afluentes de la cuenca del lago Titicaca, este río presenta descargas irregulares significativas, durante los meses de Diciembre hasta Abril por consiguiente, también acarrea cantidades importantes de material sólido del lecho y el de la cuenca, hecho que generalmente no es tomado en cuenta por desconocer el comportamiento hidráulico de los ríos. No solo es importante las magnitudes de caudal que un cauce puede conducir, sino también los aspectos relacionados a su comportamiento morfológico y sedimentológico debido a que estos factores afectan el comportamiento del río frente a una estructura es por ello que deben ser tomados en cuenta en el diseño de estructuras hidráulicas. Para comprender el comportamiento de cursos de agua naturales (formación de meandros, erosión del lecho y bancos, agradación de cauce) así como para el diseño y operación de sistemas artificiales para agua es necesaria la determinación de la tasa de transporte y la determinación de la evaluación de los perfiles de concentración. El sedimento puede ser transportado tanto en suspensión como por arrastre de fondo. La estimación del arrastre de sedimentos en suspensión es necesaria para el diseño de estructuras para proyectos de defensa de los ríos, en la evaluación de cambios en el uso de la tierra aguas arriba de la cuenca, y en la determinación de arrastre de materiales radioactivos, pesticidas, metales pesados, y nutrientes que son acarreados en las partículas de sedimento. En estas aplicaciones, la estimación de la variación del arrastre de sedimento de un año a otro es tan necesaria como la identificación del valor medio.

Como aporte para conocer el comportamiento de los ríos en nuestro departamento, se presenta el trabajo de investigación titulado “DETERMINACIÓN DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN SUSPENSIÓN DE FONDO Y TOTAL EN EL PUENTE GRANDE DEL RÍO COATA-PUNO”, que consiste en el análisis de las características hidrométricas e hidráulicas del cauce del río Coata en un tramo modelo ubicado en la progresiva 0+00 aguas arriba del Puente Grande del río Coata; además del transporte sólido del material del lecho, y el material suspendido en la muestra de agua, así como las características de los sedimentos como son peso específico de la partícula sólida, distribución granulométrica,

densidad del agua, viscosidad cinemática, concentración de sólidos en el agua en suspensión. A partir de estos datos se aplican las diferentes fórmulas para la estimación del transporte sólido en sus dos enfoques: microscópico: que es la obtención de la suma del transporte sólido de fondo con el transporte sólido en suspensión, como también el enfoque macroscópico que considera la suspensión en un estado avanzado del arrastre de fondo, por lo cual considera el transporte sólido como un todo.

Para el transporte sólido de fondo se tiene un valor promedio de 238.18TN/día, de sedimentos, de los resultados obtenidos de las fórmulas de Peter-Meyer y Muller con 397.76TN/día, la fórmula de Einstein con 179.95TN/día y la de Schocklitsch con 136.83TN/día. Siendo estos los más usados y recomendados en ríos de la sierra y cauces aluviales.

La concentración de sólidos suspendidos según la medición realizada de 1.41 kg/m³, a partir de ese valor se tiene un gasto sólido en suspensión de 9,000.18TN/día, utilizando los métodos y fórmulas empíricas el resultado más cercano es de Benedict y Vanuni con 13,624.51TN/día. Transporte total, según el enfoque microscópico se define por transporte de fondo y transporte en suspensión y que la suma de estos dos constituyen el transporte sólido total: tenemos como transporte sólido de fondo 238.18TN/día, y como transporte sólido en suspensión 9,006.18TN/día. Entonces el valor del transporte sólido total será 9,244.36TN/día y según el enfoque macroscópico: tenemos un valor representativo de la fórmula de Ackes y White con 8,247.61TN/día. En el tramo en estudio se ha obtenido un coeficiente de rugosidad (n) de Manning 0.0340 y un caudal promedio de 73.317m³/seg, en la progresiva 0+00 representativa del río.

INTRODUCCIÓN

A nivel latinoamericano la pérdida de los suelos debido a la erosión hídrica es uno de los factores que más afecta las actividades productivas de los agricultores y altos niveles de inundación. Tomando en cuenta que el suelo es un recurso renovable que merece ser conservado adecuadamente, analizamos sus niveles de profundidad y sedimentación de los ríos.

La erosión hídrica es un fenómeno compuesto por tres procesos: el desprendimiento de las partículas del suelo; su transporte por el agente erosivo y la sedimentación.

Los ríos son corrientes naturales que se forman debido a la contribución con agua de los torrentes, los ríos inevitablemente llevan consigo partículas sólidas que son llamadas sedimentos, el transporte de sedimentos por medio de los ríos se puede realizar de diferentes maneras estas pueden ser por saltación, arrastre y en suspensión. Estas partículas que son transportadas por los cauces provienen de los elementos erosionados en la cuenca por diferentes procesos físicos y químicos.

Los ríos son complejos y difíciles de conocer completamente, la regulación y control de estos son importantes e indispensables para lograr su aprovechamiento, los ríos aluviales presentan gran dinamismo por lo tanto se producen cambios en su posición y forma.

En el estudio hidráulico, normalmente los caudales fluviales son muy irregulares en el tiempo. Las descargas son tan variables que para registrarlas de nivel debe de utilizarse un aparato llamado limnógrafo, sin embargo en la hidráulica de los ríos tenemos que uso de las fórmulas y conceptos deducidos para el flujo de canales. De aquí la importancia de conocer profundamente la hidráulica de canales para su aplicación, crítica y razonada, en la hidráulica fluvial. Así en los estudios de campo de hidráulica fluvial medimos la velocidad de la corriente con el correntómetro de hélice o también por el método de velocidad pero esta última no nos da un valor exacto, es importante conocer el coeficiente de resistencia de un cauce para poder así saber que caudal puede descargar.

Además de los problemas que se presentan por causa de los volúmenes de sedimento en obras de diseño de estructuras hidráulicas como bocatomas y presas de embalse, debemos tener en cuenta también el de las inundaciones por causa del transporte de sedimentos en los ríos, que causan la degradación y la agradación de la forma de fondo, que se presentan como rizos y dunas provocando la colmatación de los ríos en épocas de avenidas, esto se debe a los siguientes factores:

- Deficiencias en el control de las inundaciones y en las protecciones de las márgenes del río.
- Desarrollo aún incipiente de los métodos de medición y de aplicación de fórmulas empíricas en casos reales.
- Cambios en las prácticas tradicionales de manejo de la cuenca después de construida la obra.

En todo problema de ingeniería, donde se tenga que estudiar el transporte de sedimentos, es importante definir exactamente el objetivo del estudio o el tipo de problema para el cual se realiza el estudio. Una vez definido el problema para el cual se realiza el estudio se puede aplicar un método específico y apropiado para el estudio que podría ser la investigación de campo, laboratorio y modelamiento hidráulico.

CAPITULO I

I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA, OBJETIVOS, JUSTIFICACIÓN Y ANTECEDENTES DEL ESTUDIO

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En nuestro país existe la presencia de los ríos las cuales son corrientes que se forman debido a la contribución, con la presencia de las aguas torrenciales, y otras formas tributarias las cuales en la presencia de las diferentes cuencas es que se producen los llamados ríos estos mismos presentan erosiones en las cuencas, y están en función del caudal que llega y que se almacena.

En nuestra Región frente a las acciones negativas de la naturaleza y la necesidad de atender las problemáticas de los pobladores del medio rural; originado por las lluvias torrenciales, y las características propias de los suelos por donde transitan los ríos. Estos ocasionan problemas de deforestación y el transporte de grandes cantidades de sedimentos ya sea en su fondo o suspensión causando el desborde y el mal funcionamiento de estructuras ya existentes.

Los ríos cargan sedimentos, debido a la superficie de erosión desde las cuencas y erosión de márgenes de los ríos; el transporte de sedimentos, socavación, y la deposición han sido tema de estudio de ingenieros y científicos por siglos, debido a su importancia al desarrollo económico y cultural de muchas civilizaciones antiguas para riego, navegación entre otros.

Para lo cual nos hacemos las siguientes preguntas para la solución a estos problemas de Transporte de Sedimentos:

- ¿El método de Meyer-Peter y Muller determina adecuadamente el transporte de sedimentos de fondo en el Puente Grande del río Coata?

- ¿Cómo determinar el transporte de sedimentos en suspensión de fondo y total en el Puente Grande del río Coata?
- Cómo conocer el volumen de gasto líquido en suspensión y el transporte de sedimento totales del río Coata?
- ¿Cómo determinar el coeficiente de rugosidad del río Coata?

El transporte de sedimentos se presenta en cuerpos de agua como ríos, canales de irrigación, estuarios, lagos y reservorios, es por lo tanto de considerable importancia de estudio.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo general

Determinar el comportamiento del transporte de sedimentos en el río Coata, con fines de obtener el adecuado uso de los métodos de medición empírica para el cálculo de sedimentos de fondo y suspensión en el puente grande del río Coata.

1.2.2 Objetivos específicos

- Determinar las características de los sedimentos en el río Coata.
- Efectuar los cálculos y análisis correspondientes de resistencia al flujo, que el resultado servirá como referencia para el coeficiente de rugosidad del río Coata.
- Determinar las magnitudes del gasto sólido de fondo, gasto sólido en suspensión y transporte total.

1.3. JUSTIFICACIÓN

El problema planteado nos induce a justificar el estudio a realizarse en el río Coata y se pretende determinar cuál fórmula es la más correcta para la zona, realizando los cálculos para el transporte de sedimentos de arrastre de fondo y en suspensión.

Incrementar nuestros conocimientos para contribuir a la optimización de la construcción de diferentes estructuras hidráulicas.

Como también consideramos de suma importancia que se pueda utilizar como un modelo de referencia y ejemplo para los futuros tesis y alumnos de la facultad que impliquen la información requerida.

Con el estudio a realizarse, se pretende determinar el transporte de sedimentos, en suspensión, fondo y total, para aplicar en los diseños de estructura hidráulica como: defensa ribereña, captación, puentes, sistemas de riego, entre otros. El conocimiento de la información general de la medición de sólidos transportados por los ríos nos permite controlar las inundaciones provocadas por las altas precipitaciones en la cuenca del río Coata.

Para el pronóstico, planeamiento y construcción de obras hidráulicas es necesario el estudio de transporte de sedimentos, la misma que es efectuado mediante la aplicación de los diferentes métodos, tales como métodos basados en principios matemáticos que describen la variación aleatoria de un conjunto de observaciones de un proceso, y estos centran su atención en las observaciones mismas en lugar de los procesos físicos que se producen y las mediciones que se efectúan en el lugar en estudio, posteriormente en el laboratorio.

Podrá tomarse como un ejemplo para el desarrollo de los proyectos.

1.4. ANTECEDENTES

Plan Director Global binacional de protección-prevención de inundaciones y aprovechamiento de los recursos del lago Titicaca, río Desaguadero. Lago Popo y Lago Salar de Coipasa (sistema T.D.P.S) estudio de fluviomorfología se ha permitido identificar los ríos que tienen sus cuencas en las cordilleras oriental y occidental; entre ellas los más importantes son Suchez, Huancané, Ramís, Coata e llave.

Los estudios efectuados por la Oficina Nacional de Recursos Naturales (ONER) hoy Instituto Nacional de Recursos Naturales (INRENA), han permitido identificar 1007 ríos en el Perú, los que se desarrollan en vertientes; pacífico con 381 ríos. Atlántico con 564 ríos y Titicaca con 62 ríos hasta de cuarto orden, y 12 ríos principales dentro de ellos el río Coata.

En el departamento de Puno el tipo de estudio que planteamos se han realizado por: el Ing. Walter Richar Ticona (2005) en el río Huancané en el puente Azangarillo con los resultados con los métodos de Meyer-Peter y Muller de 1,692.16tn/día y Einstein con 1,749.05tn/día, siendo las más usadas para ríos de la sierra. y Graf y Acaroglu con 26,285.06tn/día de transporte de sólido total. Además de su enfoque microscópico con 22.049.56tn/día.

La escorrentía mundial ha sido cuantificada por varios autores, entre ellos LINDH encontró para la escorrentía mundial un valor de 38820 km³/año, que se presenta distribuida en siete áreas continentales del planeta, mientras tanto SHIKLOMANOV encuentra valores más altos para la escorrentía mundial incluye la Antártica y llega a 46768 km³/año.

El proyecto especial del lago Titicaca en convenio con la universidad nacional de ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, Institución nacional de desarrollo – PELT realizaron los estudios complementarios de transporte de sedimentos en suspensión de los ríos afluentes al lago Titicaca como: Ramis, llave Huancane y Coata.

En el departamento de Puno el tipo de estudio que planteamos se han realizado por: el Ing. Choquegonza W. (2001) en el río llave con los resultados con los métodos de Meyer-Peter y Muller y Zanke de 200,000tn/día y Garde Albertson de 2500,000tn/día de transporte de sólido total. Por el Ing. Flores Alejo Emerson R. en el río Ramis con resultados de 31,525tn/día según el enfoque macroscópico y 38,898tn/día según el enfoque microscópico.

Los fenómenos de inundación de son frecuentes en épocas de avenidas principalmente en los meses de Enero, Febrero y Marzo. El presente estudio tiene un fin de plantear una alternativa de solución con la construcción de obras de prevención como defensa ribereña en el río Coata, en las comunidades existentes en su contorno que sufren de bastantes desastres por el desbordamiento del río en los meses indicados.

La conformación de los suelos superficiales muestra porcentajes significativos del área sin ningún tipo de cobertura vegetal a lo que se agrega su misma constitución arena mal graduada con arcilla, con una capacidad permeable, por lo tanto es significativo el flujo del agua superficial durante las crecidas y cuya consecuencia es la demora por tiempo, el descenso de la curva del hidrógrama sumándose la baja pendiente de la zona.

En el departamento de Puno, el Ministerio de Agricultura hace estudios y ejecuta a través de sus programas de defensa rivereña quienes se encargan de identificar las áreas inundables y construir obras como defensas ribereñas, caso como PRORRIDRE que se encarga del manejo integral de cuencas hidrográficas y conservación de suelos, quien es el ente encargado de conservar y disminuir la erosión a través de la construcción de andenes que se produce en las partes altas de la cuenca a causa de altas precipitaciones y la deforestación, mientras tanto la administración técnica de distritos de riego se encarga de evaluar y ubicar zonas donde exista una gran cantidad y aprovechable del material de acarreo en los cauces del río.

En la actualidad no se cuenta con defensas ribereñas bien establecidas ni muros de contención que garantice la seguridad de la población rural las mismas que han sido arrastradas de avenidas de años anteriores perjudicando así la inestabilidad de la misma población de la zona de estudio.

CAPITULO II

II. REVISIÓN DE BIBLIOGRAFÍA

2.1 Cuenca

La cuenca puede caracterizarse por su morfología a través de parámetros físicos, los cuales reflejan las características de la forma de la cuenca y su respuesta ante las precipitaciones. La caracterización también ayuda en el análisis del medio ya que define posibilidades y restricciones de uso en la unidad de análisis, por ejemplo la configuración de la red de drenaje condiciona la escorrentía, los procesos erosivos y de transporte de sedimentos.

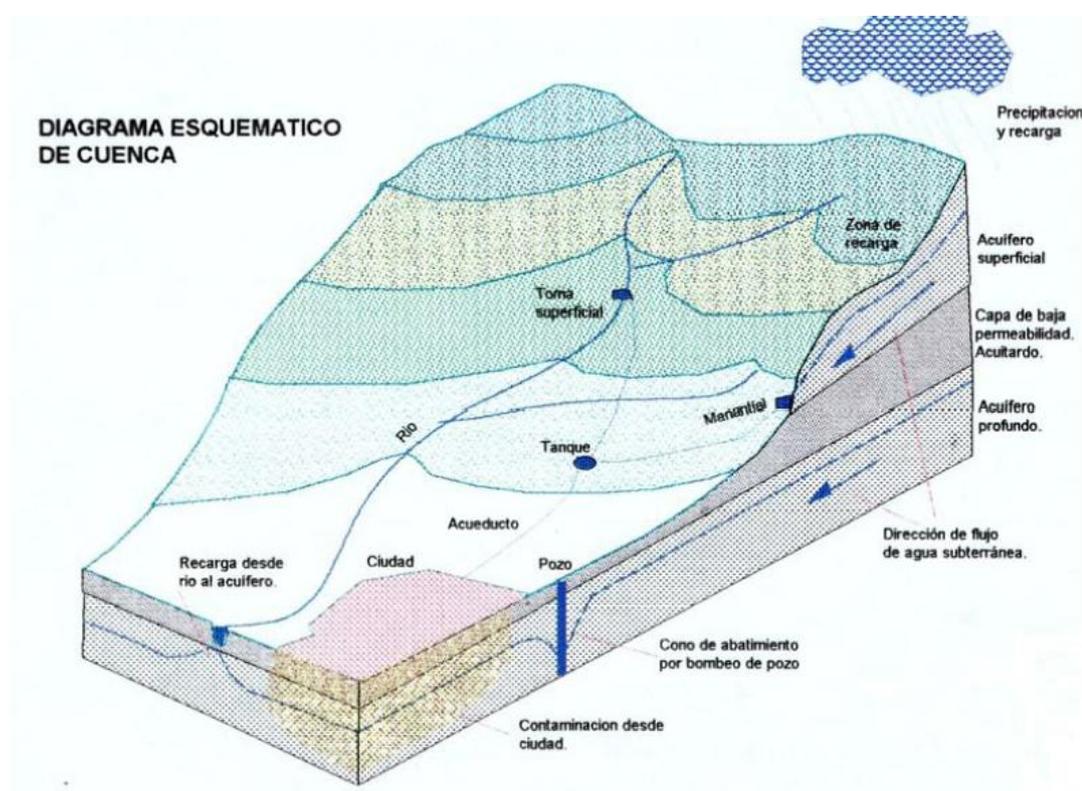


Figura 2.1: Esquema general de cuenca hidrográfica

Miranda C. (1999), el agua de las precipitaciones fluviales poseen 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, transformando sus detritus a niveles cada vez más bajos hasta que,

finalmente, al perder al agua su velocidad, se depositan los materiales arrastrados en el fondo del mar.

Monsalve G. (1995), una hoya hidrográfica es un área definida topográficamente, drenada por un curso de agua, tal que todo el caudal afluyente es descargado a través de una salida simple. Las características de una hoya hidrográfica dependen de la morfología (forma, relieve, red de drenaje, etc.), los tipos de suelos la capa vegetal, la geología, las prácticas agrícolas, etc. Estos elementos físicos proporcionan la más conveniente posibilidad de conocer la variación en el espacio de los elementos de régimen hidrológico.

Rocha A. (1998), 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 forma un talud o cono aluvial junto a la roca desnuda. Este material, 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. El material sólido que se incorpora a los cauces fluviales puede provenir de deslizamiento, desplomes, etc., e ingresar violentamente, en grandes cantidades, al cauce fluvial.

Vásquez A. (1997), Una cuenca es un área de terreno donde el agua y los sedimentos drenan hacia un punto común. La Cuenca representa un sistema dinámico. También se puede definir como el “Área territorial natural, definida por divisorias topográficas, cuyas aguas de drenaje de escorrentía superficial, se concentran en una estación o punto de un río o lago, definido previamente por conveniencia, según propósito de uso de agua”.

Los rangos de área para las diferentes unidades hidrográficas:

Unidad Hidrológica	Área (Ha)
Cuenca	50,000-800,000
Sub-cuenca	5,000-50,000
Microcuenca	<5,000

2.2 Erosión hídrica

Define este proceso como la desagregación, transporte y deposición de materiales del suelo por agentes erosivos, además señala que los agentes erosivos son dinámicos; en el caso de la erosión hídrica son la lluvia y el escurrimiento superficial o las inundaciones.

El desprendimiento, transporte y deposición de las partículas individuales del suelo es el proceso conocido como erosión.

La erosión hídrica es un fenómeno compuesto de dos procesos que consisten en el desprendimiento de las partículas del suelo y su transporte por el agente erosivo. Cuando no existe suficiente energía para este transporte, se presenta un tercer proceso la sedimentación.

Como su nombre lo indica, se trata de la erosión causada por el agua, en especial, por la lluvia. Es que, las gotas de lluvia, al caer, impactan directamente sobre los terrones de suelos o agregados, y los rompen en agregados más finos, hasta separar el limo, la arcilla, la arena y la materia orgánica que los unía.

Presenta un criterio más amplio de la erosión de suelos, que consiste en compararlo con otros procesos de desgaste del paisaje, porque la erosión del suelo deberá reconocerse como el problema dominante solamente cuándo y dónde sea el proceso más rápido y fuerte.

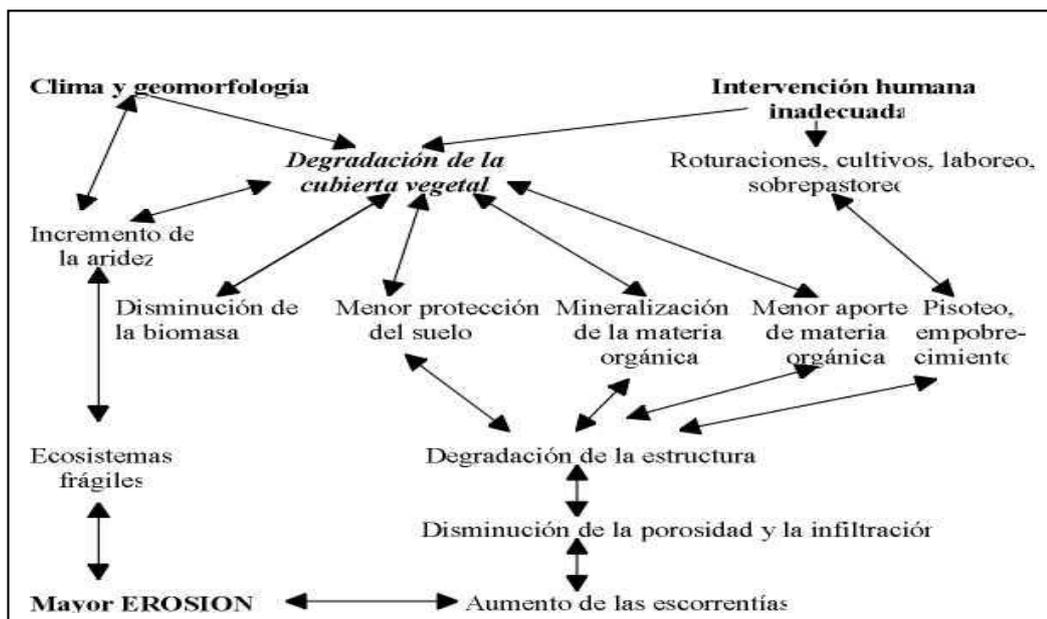


Figura 2.2: Flujo de “causas y efectos” implicados en la erosión del suelo

2.2.1 Tipos de erosión hídrica

Cuando hay desprendimiento y transporte de las partículas del suelo por acción del agua, se presentan los siguientes tipos de erosión:

- **Erosión Laminar:**

La erosión laminar es la remoción uniforme de una delgada lamina de suelo. Normalmente, el suelo es desprendido por acción del impacto de la gota de lluvia y no por el flujo laminar. Si la superficie se suaviza con labores culturales, es difícil reconocer la pérdida del suelo.

- **Erosión Interna:**

La erosión interna es el lavado de las partículas del suelo hacia las grietas y poros del suelo. Disminuye la capacidad de filtración y en consecuencia se incrementa la escorrentía. Esta erosión no puede ser dañina puesto que el suelo no sale del campo.

- **Erosión por Surcos, Cárcavas y Corrientes:**

La erosión por surcos ocurre cuando el agua superficial se encuentra en las depresiones y luego comienza a fluir adoptando una trayectoria de mínima resistencia; de este modo, el flujo superficial con las partículas de limo en suspensión, se desplaza siguiendo surcos pequeños.

La erosión de cárcavas se produce frecuentemente después de la erosión laminar y de la erosión de surcos.

Esta erosión ocurre cuando el escurrimiento de un declive aumenta en volumen y velocidad lo suficientemente grande para erosionar profundamente el suelo, o cuando el agua corre por los mismos surcos un tiempo suficiente para la formación de cárcavas.

2.3 Inundaciones

Martín J. (2003) la inundación se define como “la ocasión de daños por desbordamiento o derrame de las corrientes naturales, producto del escurrimiento de la lluvia y/o deshielo en cantidades tan grandes que no pueden alojarse en los cauces de las corrientes de niveles bajos”.

El territorio peruano por su topografía es agreste, escarpado y de clima muy variado y variable, producto de su ubicación geográfica y a la presencia de la cordillera de los andes entre otros. Estas características han dado origen a tres regiones, disímiles en cuanto a la existencia de sus recursos hídricos, como son los eventuales períodos de escasez y abundancia espacial y temporal. La abundancia de los recursos hídricos en estas regiones, cualitativa y cuantitativamente diferentes, genera desbordes de los ríos e inundaciones de graves consecuencias socioeconómicas.

Se han efectuado algunas aproximaciones relativas al respecto, determinándose que es usual que en los años húmedos (3 de cada 10 años) se produzcan avenidas que causan daños muy serios a la agricultura y otros sectores; que en algunos de los años normales (4 de cada 10 años) ocurran daños de mediana envergadura, mientras que en los años secos (3 de cada 10 años) los daños que sucedan por avenidas sean poco frecuentes.

Según el INDECI (2003) dice que las inundaciones son “los desbordes laterales de las aguas de los ríos, lagos y mares; cubriendo temporalmente los terrenos bajos, adyacentes a sus riberas, llamadas zonas inundables. Suelen ocurrir en épocas de grandes precipitaciones, marejadas y maremotos (tsumani)”.

Rocha A. (1998) Áreas de Inundación: La presencia de dos cauces, es decir, la existencia de áreas de inundación, se debe a los movimientos laterales que ha efectuado el río a lo ancho de una planicie aluvial a lo largo del tiempo.

El movimiento lateral de los ríos (desplazamiento de cauce) trae como consecuencia que los nuevos cursos fluviales abandonen ciertas áreas que luego pueden constituir terrazas fluviales.

El cauce menor, que en algunos casos es un cauce de estiaje, es ocupado por avenidas de bajo período de retorno. Cuando el período de retorno es mayor

el río se desborda, con respecto a su cauce menor, y ocupa el cauce total, o cauce mayor, o cauce de avenidas.

2.4 Río

Vannote W. (1980), es un sistema físico abierto. Desde su origen hasta su desembocadura, es un continuo cambio en factores físicos como son, profundidad, velocidad de la corriente, descarga, temperatura y ganancia de entropía.

2.4.1 Morfología fluvial

Rocha A. (1998), El comportamiento fluvial depende fundamentalmente de la topografía, asociada a las condiciones geológicas. El desarrollo de los ríos y las formas que adopta son diferentes en una zona plana y en una zona de fuerte pendiente. La naturaleza geológica, terciario o cuaternario son determinantes en la evolución de las formas fluviales.

Leopold B. (1957), Los patrones de canal describen la forma en planta de un canal. Los tipos primarios de formas planares son meándricos, trenzados y rectos. El tipo de patrón es dependiente de la pendiente, caudal y carga de sedimentos.

- **Ríos Meándricos (*meandering*)**, un canal meándrico está formado por una serie de cambios alternados en direcciones, o curvas. Tramos relativamente rectos de ríos aluviales raramente ocurren en la naturaleza. El *thalweg* se refiere al lugar geométrico de los puntos de mayor profundidad o tirante.
- **Ríos Entrelazado (*braided*)**, el patrón trenzado está caracterizado por una división del río en múltiples canales. Corrientes más trenzadas son relativamente de alto gradiente y relativamente corrientes gruesas.
- **Ríos Rectos (*straight*)**, hay instancias donde un tramo de río mantendrá un alineamiento casi recto en un período largo de tiempo. Aún en estos tramos relativamente rectos, el *thalweg* puede calmar meandros y barras

alternadas pueden ser formados. Corrientes rectas generalmente ocurren en condiciones relativamente de baja energía.

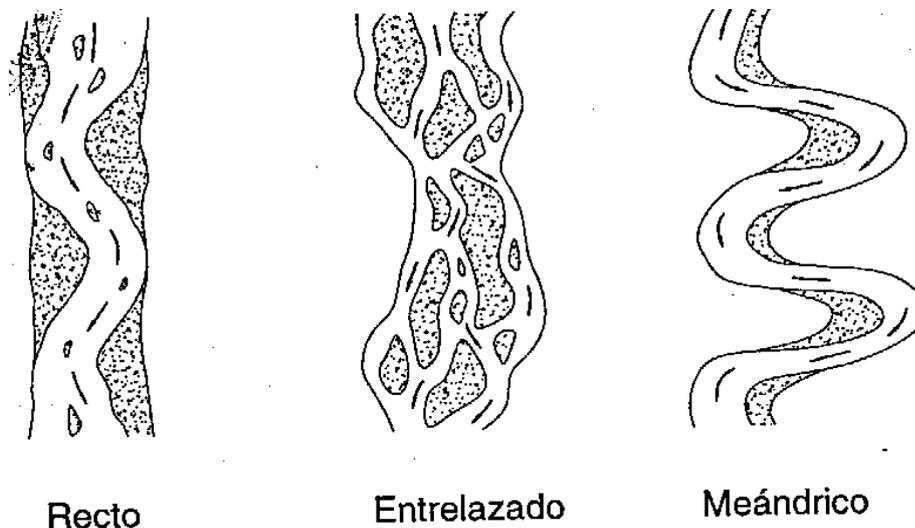


Figura 2.3: Clasificación morfológica de los ríos

2.4.2 Clasificación por orden de corriente

El sistema original dado por Horton (1945), es probablemente el más popular hoy en día. Los canales más altos en una red de drenaje (canales de cabecera sin tributarios aguas arriba) son designados como de primer orden hasta su primera confluencia. Una corriente de segundo orden es formada debajo de la confluencia de dos canales de primer orden. Terceros órdenes de corriente son creados cuando dos canales de segundo orden se unen, y así sucesivamente.

Dentro de una cuenca dada, el orden de corriente correlaciona bien con otros parámetros de cuenca, tales como área de drenaje o longitud de canal.

2.4.3 Clasificación de Schumm

Schumm A. (1985), identificó canales rectos, meándricos y trenzados relacionó tantos patrones de canal y estabilidad a modo de transporte de sedimentos. Reconoció como relativamente estable a canales rectos y meándricos, con carga de sedimento suspendido y materiales de banco cohesivo predominantes. En otro extremo del espectro son relativamente inestables corrientes trenzadas caracterizados por predominantemente

transporte de sedimentos de fondo y canales anchos, arenosos con material de banco no cohesivo.

2.4.4 Tipos de caudales en ríos

Alfaro R. (2011), algunos tipos de Caudales que se pueden nombrar en el estudio de ríos son los siguientes:

- **Caudal Mínimo:** Útil para conocer si la corriente es perenne, intermitente o efímera. Y las contribuciones relativas de flujo base y flujo de tormenta en la escorrentía mundial.
- **Caudal de Avenida y Sequias:** Descritas con procedimientos de análisis de frecuencia, para determinados períodos de retorno.
- **Duración de ciertos niveles de Caudal:** Usualmente descrita con la curva de duración de flujo.
- **Caudal Dominante o Formador del Canal:** es el más efectivo que forma y mantiene el canal de la corriente natural, conocido también como descarga Bankfull², o “río a caja llena”. Utilizado para el diseño cuando incluye reconstrucción del canal.

2.4.5 Clasificación de ríos

Rocha A. (1998), Hay muchos modos de clasificar los ríos. La más conocida es hacerlo por su edad. Los ríos pueden ser jóvenes, maduros y viejos.

RÍOS JÓVENES	RÍOS MADUROS	RÍOS VIEJOS
--------------	--------------	-------------

Corresponde al estado inicial de un río	El valle se ha anchado	El valle se ancha mas y adquiere menor pendiente
Generalmente tiene la forma de V	Las pendientes son menores	Los meandros cubren menos que el área de todo el valle
Son muy irregulares	El río se encuentra en estado de equilibrio	Se forman diques naturales a lo largo del río
El ejemplo típico es un torrente de montaña, de gran poder erosivo con caídas y rápidas	El valle es lo suficiente ancho para que se desarrolle actividades agro económicas	El río es más regular, desaparecen las caídas y rápidas
El delta no está bien formado	Se forman meandros y pequeñas áreas de inundación	Se forman los deltas en la desembocadura
	Se ha hecho obras de encauzamiento para evitar el desplazamiento lateral del río	El río puede formar meandros, con islas o divagar con muy baja pendiente y gran cantidad de isla

2.4.6 Máximas avenidas

Linsley R. (1971) dice que se entiende como máxima avenida “un caudal muy grande de escorrentía superficial que sobrepasan la capacidad de transporte del canal generando la inundación de tierras aledañas”.

Molina M. (1970) indica que se entiende por máxima avenida de un río, “el caudal que haya superado a todas las demás observadas durante un período de tiempo dado”.

Chávez R. (1994) dice que “es el caudal mayor, adoptado a partir de los criterios técnicos y económicos exigidos por el proyecto, que una estructura hidráulica ad-hoc puede admitir, resistir o dejar pasar”.

Mamani O. y Vera J. (1993) dicen que “un estudio de máximas avenidas se realiza para conocer con cierto nivel de confianza, la magnitud de la descarga en un determinado punto del cauce; ésta descarga servirá a los ingenieros para que puedan realizar un adecuado diseño de las estructuras hidráulicas (presas, bocatomas, alcantarillas, puentes, defensas ribereñas, etc.). La

selección de un caudal de diseño menor a esta magnitud, traerá como consecuencia el colapsamiento de la estructura; y por el contrario, la selección de un caudal de diseño mayor a esta magnitud, implicará un sobredimensionamiento de la misma. En consecuencia, con la adecuada selección del caudal de diseño, se evitará las fallas por defecto, y los gastos innecesarios por sobredimensionamiento”.

El conocer la máxima magnitud de la descarga, también nos permitirá tomar las precauciones necesarias en las defensas ribereñas, para evitar las inundaciones a los campos de cultivo, viviendas, carreteras, etc.

Villón M. (2002) indica que los caudales máximos nos permiten diseñar: las dimensiones de un cauce, sistemas de drenaje, muros de encauzamiento para proteger ciudades y plantaciones, alcantarillas, vertedores de demasías, luz de puentes. Se debe calcular o estimar el caudal de diseño, que para esos casos, son los caudales máximos.

La magnitud del caudal de diseño, es función directa del período de retorno que se le asigne, el que a su vez depende de la importancia de la obra y de la vida útil de ésta.

2.4.7 Período de retorno

Villón M. (2002) al período de retorno lo define como “el intervalo de tiempo, dentro del cual un evento de magnitud Q puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en promedio”.

Si un evento igual o mayor a Q, ocurre una vez en T años, su probabilidad de ocurrencia P, es igual a 1 en T casos, es decir:

$$P = \frac{1}{T} \quad \text{ó} \quad T = \frac{1}{P} \quad \dots(1)$$

Donde:

P = Probabilidad de ocurrencia de un caudal Q.

T = Período de retorno

La definición anterior permite el siguiente desglose de relaciones de probabilidades:

- La probabilidad de que Q ocurra en cualquier año:

$$P = \frac{1}{T}$$

- La probabilidad de que Q no ocurra en cualquier año; es decir, la probabilidad de ocurrencia de un caudal $< Q$:

$$\bar{P} = 1 - P \quad \text{ó} \quad \bar{P} = 1 - \frac{1}{T} \quad \dots(2)$$

- Si se supone que la no ocurrencia de un evento en un año cualquiera, es independiente de la no ocurrencia del mismo, en los años anteriores y posteriores, entonces la probabilidad de que el evento no ocurra en “n” años sucesivos es:

$$\bar{P}^n = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad \dots(3)$$

- La probabilidad de que el evento, ocurra al menos una vez en n años sucesivos, es conocido como riesgo o falla “R”, y se representa por:

$$R = 1 - \bar{P}^n \quad \dots(4)$$

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad \dots(5)$$

Con el parámetro riesgo, es posible determinar cuáles son las implicaciones, de seleccionar un período de retorno dado de una obra, que tiene una vida útil de “n” años.

Tabla 2.1: Período de retorno de diseño recomendado para estructuras menores

Tipo de Estructura	Período de Retorno (Años)
Puente sobre carretera importante	50 – 100
Puente sobre carretera menos importante o alcantarillas sobre carretera importante	25
Alcantarillas sobre camino secundario	5 – 10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde puede tolerarse encharcamiento con lluvia de corta duración	1 – 2
Drenaje de aeropuertos	5
Drenaje urbano	2 – 10
Drenaje agrícola	5 – 10
Muros de encauzamiento	2 – 50*

*Puede aumentar si estas obras protegen poblados de importancia.

Fuente: Villón Béjar Máximo: Hidrología.

Villela y Matos (1975) mencionado por Ambrosio W. (2001) El período de retorno T o período de ocurrencia de una inundación (o tiempo de recurrencia) se define, “como el tiempo medio, en años, en que esa inundación es igualada o superada por lo menos una vez”.

El problema ahora se concentra en la fijación del período de retorno a ser usado en una obra, ese valor debería obedecer a criterios económicos, como se sugiere en la (Figura 2.4), Esta figura representa los costos que un usuario debería enfrentar para pagar los beneficios de un sistema de protección contra inundaciones, por ejemplo: si existiese un seguro contra inundaciones, el valor de ese seguro sería decreciente con el T usado en proyectos de la obra (cuanto mayor es T mayor protección ofrece la misma), mientras que el costo de la obra en sí crece con T . Dado que el usuario deberá asumir con los dos costos, la curva del costo global indicará el período de retorno más adecuado para el proyecto de la obra en cuestión. Desgraciadamente en países en desarrollo no es común la exigencia de este tipo de seguro, en la mayor parte de los casos. Así, la fijación de T obedece a criterios relacionados con la vida útil de la obra, el tipo de la estructura, la facilidad de reparación en caso de daños y el peligro de pérdida de vidas humanas en caso de falla.

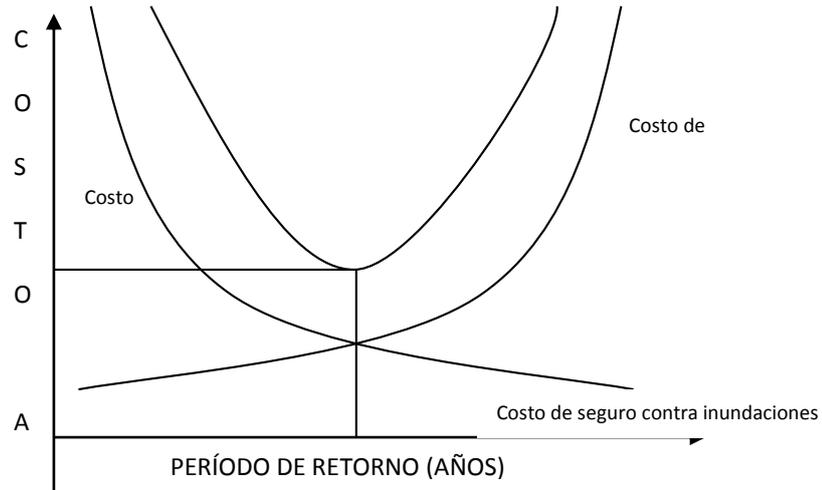


Figura 2.4.- Período de retorno y riesgo de falla

Existe aún otro criterio para escoger el período de retorno: la fijación a priori, del riesgo de falla de la estructura dentro de la vida útil de la obra. Esto puede ser expresado por la relación:

$$T = \frac{1}{1 - [1 - R]^{1/n}} \quad \dots(6)$$

Donde: R es el riesgo permisible, o probabilidad de ocurrencia de la máxima descarga durante los “n” años de la vida útil de la obra. La (Tabla 2.1) se basa en la ecuación (6).

Tabla 2.2: Valores de período de retorno T asociado al riesgo R

Riesgo (R)	Vida Útil de la Obra (n) en años					
	1	10	25	50	100	200
0.01	100	995	2488	4975	9950	19900
0.10	10	95	238	475	950	1899
0.25	4	35	87	174	348	695
0.50	2	15	37	73	145	289
0.75	1.30	7.7	18	37	73	144
0.99	1.01	2.7	5.9	11	22	44

Fuente: Ambrosio Ramos Wilfredo Pedro: Estudio de Máximas Avenidas y de Transporte de Sedimentos en el Río Chancay – Huaral con Fines de Control de Inundaciones.

Un análisis de la tabla anterior muestra que si se adopta un riesgo de 10% de que durante los 25 años de vida útil de una cierta presa ocurra una descarga igual o superior a la del proyecto, se debe usar un período de retorno de 238 años. Si el período de retorno usado fuese 87 años, por ejemplo, el riesgo de falla de la obra aumenta en 2.5 veces es decir 25 %.

Existen varias fórmulas para posiciones gráficas; sin embargo la de WEIBULL es la más usada según el U.S. Water Resources Council (1981):

$$P = \frac{m}{(n+1)} \quad \text{ó} \quad Tr = \frac{n+1}{m} \quad \dots(7)$$

Donde n es el número de años de registro y m es la clasificación del evento de acuerdo con su orden de magnitud. El mayor evento tiene un orden m = 1.

En la (Tabla 2.3) se muestra la distribución teórica (Weibull) del período de retorno para crecientes con un intervalo de ocurrencia promedio dado.

Tabla 2.3: Valores de la distribución teórica de Weibull

Período de Retorno Promedio	Período de Retorno actual Tr excedido varios porcentajes de Tiempo						
	1%	5%	25%	50%	75%	95%	99%
100 Años	459	300	139	69	29	5	1

Fuente: Linsley Ray: Hidrología para Ingenieros.

Para tener un 75% de seguridad de que la capacidad de una estructura no será excedida en los próximos 29 años, hay que diseñar la estructura para una creciente de 100 años (período de retorno promedio).

2.5 Transporte de sedimentos

El movimiento de los sedimentos se puede dar mediante dos mecanismos diferentes: escorrentía superficial sobre la cuenca de drenaje y trabajo del agua en los cauces.

Martín J. (2003), el transporte de sedimentos por un río puede clasificarse atendiendo a dos criterios: según el modo de transporte y según el origen del material. Según el modo de transporte, el sedimento puede ser transportado en suspensión, sostenido por la turbulencia del flujo, o bien por el fondo, rodado, deslizando o saltando.

Huanca A. (1999), las altas pendientes de los ríos de la sierra ofrecen las condiciones para un gran arrastre de sedimentos principales en épocas de lluvias.

En el período de lluvias el impacto de las aguas con el terreno la erosiona y lo inicia en el proceso de erosión y sedimentación que contribuye a la evolución de relieve del terreno. La fuente de las partículas transportadas será la cuenca y el propio cauce.

2.6 Clasificación del transporte de sedimentos

Martín J. (2003), el origen posible del material transportado es la cuenca hidrográfica del río. Se entiende que nos referimos al origen durante un episodio de lluvias y crecida fluvial. Evidentemente a largo plazo todo el material del cauce tiene también su origen en la cuenca. La corriente transporta material muy fino llamado material de lavado de la cuenca, este material es transportado siempre en suspensión, por lo que el modo de transporte en suspensión suma material de los dos orígenes distintos.

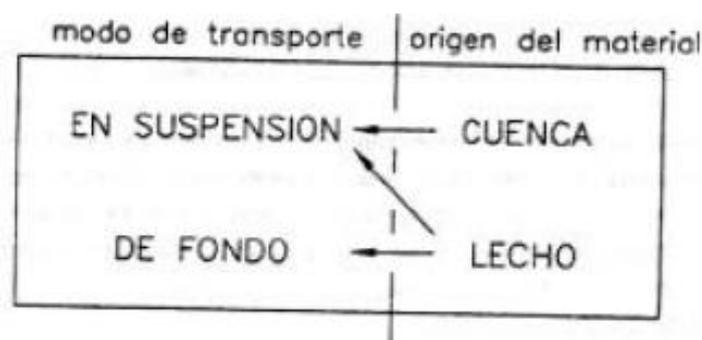


Figura 2.5: Clasificación del transporte de sedimentos

El transporte en suspensión puede representar el 90% o más de todo el transporte sólido de un río, especialmente de un río grande, y dentro de él el material de lavado puede ser una parte importante.

Este material de lavado está ligado a las características hidrológicas de la cuenca: la litología, los suelos, las pendientes, la vegetación, la precipitación, la escorrentía, etc.

Monsalve G. (1995), 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 llena 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.

Rocha A. (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 particular: a saltos, a esa modalidad se le denomina transporte por saltación.

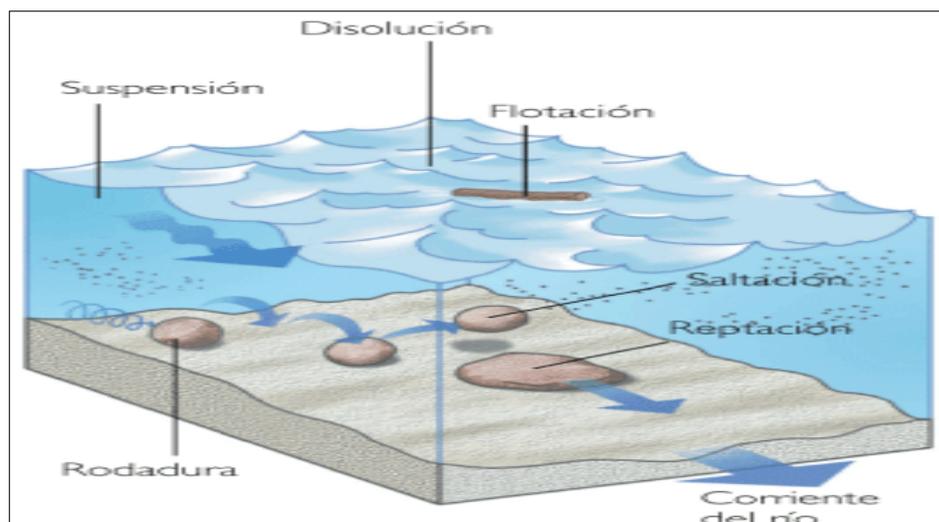


Figura 2.6: Representación de las cargas de la corriente

Las características que definen los procesos de suspensión, transporte y posterior deposición del sedimento, dependen no sólo de las condiciones del flujo sino también de las propiedades del sedimento y por ello es necesario su estudio. Entre otras propiedades se considerarán a continuación el tamaño, la forma, la distribución granulométrica, densidad, peso específico, concentración.

2.6.1 Variación del transporte sólido con el tiempo

Rocha A. (1998), indica que el transporte sólido de un río no es constante a lo largo del año. También encontramos que en un principio el volumen total transportado difiere año tras año.

Los cambios muy grandes transportan la mayor cantidad de sólidos en suspensión y fondo y constituyen la causa de los cambios en el río mediante corte de bancos, depósitos en forma de barras, inundaciones de tierra de cultivo, erosión del lecho y erosiones locales.

2.6.2 Variación del transporte sólido en la sección transversal

Rocha A. (1998), señala que en la práctica es usual que en los ríos de alta velocidad (en las que la turbulencia se encuentra plenamente desarrollada) la concentración es prácticamente la misma en toda la sección transversal, siempre que las partículas sean más pequeñas.

2.7 Sedimentos

Maza J. (1984), se entiende por sedimentos a todas las partículas de suelo y roca de la cuenca que son arrastradas por una corriente.

Por su comportamiento al ser transportados 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 A. (1998), sedimentos 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 transportado en algún momento por la corriente y luego depositado.

En consecuencia, en hidráulica fluvial la palabra sedimento se aplica tanto a aun a enorme roca, como a una fina partícula de arcilla.

En general los sedimentos están constituidos por material no cohesivo, como limos, arenas, gravas y eventualmente piedras.

Se da el nombre genérico de sedimentos a las partículas procedentes de rocas o suelos y que son acarreadas por las aguas y por los vientos. Todos estos materiales, después de cierto acarreo, finalmente son depositados a lo largo de los propios cauces, en lagos o lagunas, en el mar y en las partes bajas de la cuenca, principalmente en la planicie, lo que da origen a la formación de ésta y a su levantamiento.

2.8 Propiedades físicas de los sólidos o sedimentos

Rocha A. (1998), 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. 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.

2.8.1 Partícula individual

La densidad de una partícula sólida, ρ_s , describe la masa sólida por unidad de volumen. La densidad de masa de una partícula de cuarzo y los minerales de la arcilla típicamente es 2.650 kg/m^3 , la mayoría de los sedimentos naturales tiene densidad similar al del cuarzo.

2.8.2 Gravedad específica G

La relación del peso específico de una partícula sólida al peso específico del fluido a una temperatura de referencia estándar define la gravedad específica G.

Con una referencia común del agua a 4°C , la gravedad específica de una partícula de cuarzo es:

$$G = \frac{\gamma_s}{\gamma} = \frac{\rho_s}{\rho} = 2.65 \quad \dots (8)$$

- En la práctica densa es más fácil de mover que una liviana
- Hay que tener presente que los minerales pesados (hierro, cobre) tienen valores de densidad mayores que el cuarzo.

2.8.3 Tamaño de partícula

Alfaro R. (2011), es una característica del sedimento fácilmente medible.

Una clasificación ampliamente aceptada se muestra en cinco grupos de tamaños estos son: (1) cantos rodados y guijarros, (2) gravas, (3) arenas, (4) limos, (5) arcillas. Los cantos rodados y guijarros son medidos individualmente o por tamizado, las arenas son fáciles de medir, la malla N° 200 es usada para separar partículas de arena con las partículas de limo y arcilla, y las partículas de limo y arcilla son separadas por medición de las diferencias en su tasa de caída en agua sin movimiento.

Chanson H. (2002), el tamaño característico, se conoce como diámetro o tamaño del sedimento y se denota como d_s , en la práctica las partículas naturales de sedimento no son esféricas sino que exhiben formas irregulares. Algunas definiciones del tamaño de sedimento son:

- a. **Diámetro de Tamizado:** es el diámetro de la menor malla de tamiz que deja pasar la partícula sólida.
- b. **Diámetro de Sedimentación:** es el diámetro de la esfera de igual densidad, que sedimenta con la misma velocidad que una partícula sólida, cuando sumergimos en el mismo fluido a la misma temperatura.
- c. **Diámetro Nominal:** es el diámetro de la esfera del mismo volumen que el de la partícula sólida.
- d. **Dimensiones Triaxiales:** longitudes máximas a, medía b y mínima c de la partícula; medida a lo largo de tres ejes perpendiculares.

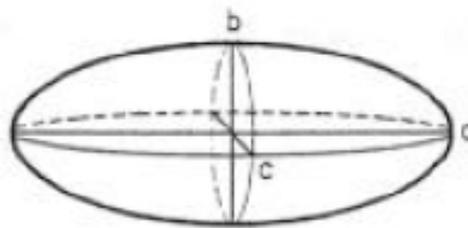


Figura 2.7: Ejes imaginarios de una partícula

- e. **Dimensiones Triaxiales de una Partícula:** El diámetro de tamiz y el diámetro de sedimentación son los parámetros de mayor uso. Normalmente las arenas se miden por su diámetro de tamizado y los limos y arcillas por su diámetro de sedimentación.
- f. **Forma de las Partículas del Sedimento:** La forma se define a través de la redondez, esfericidad y factor de forma.
 - **Redondez:** es la relación entre el radio medio de curvatura de las aristas de la partícula y el radio de la circunferencia inscrita en la partícula.

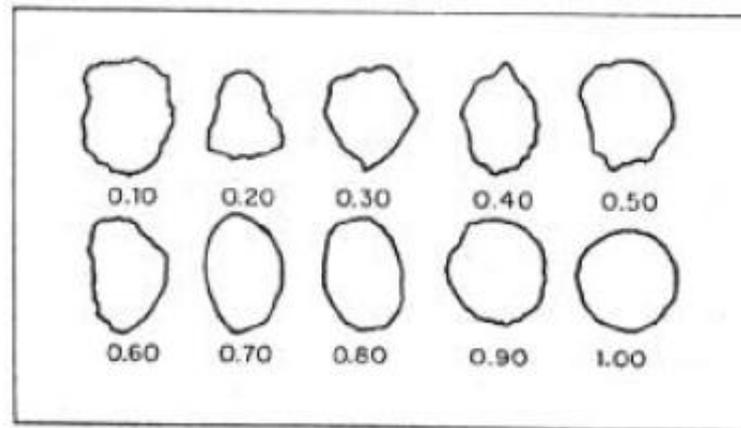


Figura 2.8: Factor de forma de una partícula

- **Índice de Redondez de Partículas:** Esfericidad es la relación entre el área superficial de una esfera de volumen equivalente y el área superficial de la partícula.

La influencia de la forma de los sedimentos se manifiesta en otras propiedades del sedimento, con la velocidad de sedimentación, porosidad, movimiento de material en el fondo del río, etc. Existen una serie de parámetros utilizados en la ingeniería para definir la forma del sedimento; siendo las más importantes la esfericidad y el factor de forma.

Con el fin de hacer referencia a la forma de la partícula existe el llamado factor de forma de COREY, definido como:

$$FF = \frac{c}{\sqrt{a \cdot b}} \quad \dots (9)$$

$$a > b > c$$

Donde:

“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 aéreas es 0.7

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

$$Esfericidad = \left[\frac{\text{volumen de la partícula}}{\text{vol. de la esfera circunscrita}} \right]^{1/3}$$

Rocha A. (1998), de las diferentes propiedades individuales de los sedimentos, el tamaño, es la mayor importancia desde el punto de vista de la ingeniería hidráulica. El tamaño de la partícula sólida, normalmente es definido por el diámetro característico. Existen tres diámetros característicos por el subcomité on Sediment Terminology of the American Geophysical Union.

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

Tabla 2.4: Clasificación de las partículas de acuerdo a la American Geophysical Union (A.G.U.) de acuerdo al tamaño

Clase	Diámetro de Partícula d_s (mm)	Angulo de reposo ϕ (°)	Esfuerzo de corte crítico, t_c (N/m ²)	Velocidad de Sedimentación, w_o (mm/s)
Cantos rodados				
Muy grandes	4096-2048	42	1790	5,430
Grandes	2048-1024	42	895	3,839
medíanos	1024-512	42	447	2,715
Pequeños	512-256	42	223	1,919
Guijarros				
Grandes	256-128	42	111	1,357
Pequeños	128-64	41	53	959
Gravas				
Muy gruesa	64-32	40	26	678
Gruesa	32-16	38	12	479
Mediana	16-8	36	5.7	338
Fina	8-4	35	2.71	237
Muy fina	4-2	33	1.26	164
Arenas				
Muy gruesa	2.0-1.0	32	0.47	109
Gruesa	1.0-0.5	31	0.27	66.4
Mediana	0.50-0.25	30	0.194	31.3
Fina	0.250-0.125	30	0.145	10.1
Muy fina	0.125-0.062	30	0.110	2.66
Limos				
Gruesa	0.062-0.031	30	0.083	0.67 ^a
Mediana	0.031-0.016	30	0.065	0.167 ^a
Fina	0.016-0.008		Material cohesivo	0.042 ^a
Muy fina	0.008-0.004			0.010 ^a
Arcillas				
Gruesa	0.004-0.0020			2.6x10 ^{-3a}
Mediana	0.0020-0.0010			6.5x10 ^{-4a}
Fina	0.0010-0.0005			1.63x10 ^{-4a}
Muy fina	0.0005 0.00025			4.1x10 ^{-5a}

Fuente: Rocha Felices A. "Introducción a la Hidráulica Fluvial"

Chávez R. (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.

2.9 Mezcla de sedimentos

Alfaro R. (2011), el volumen total V_t es el total del volumen de sólidos V_s y el volumen de vacíos V_v .

2.9.1 Distribución del tamaño de granos

Alfaro R. (2011), muestra el porcentaje en peso de material más fino que un determinado tamaño d_x . El tamaño de sedimento d_{50} para el cual 50% en peso del material es más fino, es el llamado tamaño de grano mediano y otros diámetros característicos.

2.9.2 Coeficiente de gradación σ_g y G_r .

Alfaro R. (2011), la gradación de la mezcla de sedimentos es una medida de la no uniformidad de la mezcla de sedimento. Puede ser descrito por:

$$\sigma_g = \left(\frac{d_{84}}{d_{16}} \right)^{1/2} \quad \dots(10)$$

O por el coeficiente de gradación

$$G_r = \frac{1}{2} \left[\frac{d_{50}}{d_{16}} + \frac{d_{84}}{d_{50}} \right] \quad \dots (11)$$

Ambos coeficientes de gradación se reducen a la unidad para mezclas de sedimento uniforme, cuando $d_{84} = d_{50} = d_{16}$. El coeficiente de gradación incrementa con la no uniformidad, y altos coeficientes de gradación describen mezclas bien graduadas.

Para realizar estudios de transporte de sedimentos, 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 el diámetro de 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 probabilística
- D_m : Diámetro medio aritmético
- D_g : Diámetro medio geométrico

$$d_m = \sum \frac{d_i \cdot \Delta\rho}{100} \quad \dots (12)$$

Siendo $\Delta\rho$ un intervalo que se toma sobre el eje vertical de porcentajes y d_i el diámetro medio correspondiente al intervalo $\Delta\rho$.

2.9.3 Angulo de reposo

Alfaro R. (2011), es al máximo ángulo de talud que un material de banco puede contener. Es un importante determinante de la forma de sección transversal del canal y, también influye en la forma en planta del canal.

Las fuerzas electrostáticas interpartículas son importantes para partículas con diámetros menores que 0.015mm (arcillas y limos finos); tales materiales son cohesivos y pueden sostener ángulos de reposo encima de 90°. También, la vegetación afecta fuertemente la resistencia en márgenes de ríos, y el ángulo de reposo hasta 80° para márgenes vegetadas densamente.

2.10 Sedimento en suspensión

Las propiedades de un sedimento en suspensión son delineadas, con el volumen de vacíos $\forall v$ igual al volumen del agua $\forall w$.

2.10.1 Concentración de sedimentos volumétricos C_v .

Alfaro R. (2011), la concentración de sedimento volumétrico C_v es definida como el volumen de sólidos $\forall s$ sobre el volumen total $\forall t$.

Cuando los vacíos están completamente rellenos con agua, $\forall v = \forall w$, obtenemos:

$$C_v = \frac{V_s}{V_s + V_w} \quad \dots (13)$$

La unidad más común para concentración de sedimentos es miligramos por litro, el cual describe la relación de la masa de partículas de sedimento al volumen de la mezcla agua-sedimento. Otras unidades incluyen kilogramos por metro cubico (1 mg/l=1 g/m³), la concentración de sedimentos volumétricos C_v , la concentración en partes de 10⁶ (ppm) C_{ppm} , y la concentración por peso C_w . Podemos demostrar las siguientes identidades.

$$C_w = \frac{\text{peso sedimento}}{\text{peso total}} \quad \dots (14)$$

$$C_w = \frac{C_v \cdot G}{1 + (G - 1) \cdot C_v} \quad \dots (15)$$

En el cual $G = \gamma_s/\gamma$ y $C_{ppm} = 10^6 C_w$... (16)

Note que el porcentaje por peso C_{ppm} está dado por 1,000.000 veces el peso e sedimento sobre el peso de la mezcla agua-sedimento. La correspondiente concentración en miligramos por litro esta entonces dado por:

$$C_{mg/l} = \frac{1mg/l \cdot G \cdot C_{ppm}}{G + (1 - G) \cdot 10^{-6} C_{ppm}} = \rho \cdot G \cdot C_v = \frac{10^6 mg}{l} \cdot G \cdot C_v \quad \dots (17)$$

Los factores de conversión de C_{ppm} a $C_{mg/l}$ están dados en la (Tabla 2.5)

Note que hay menos de un 10% de diferencia entre C_{ppm} a $C_{mg/l}$ en concentración de $C_{ppm} < 145,000$.

2.10.2 Peso específico de la mezcla

Alfaro R. (2011), el peso específico de una mezcla sumergida es el peso total de sólidos y agua en los vacíos por unidad de volumen total.

El peso específico de una mezcla, γ_m , es una función de la concentración volumétrica C_v como:

$$\gamma_m = \frac{\gamma_s V_s + \gamma \cdot V_v}{V_s + V_v} = \gamma_s (C_v) + \gamma (1 - C_v) \quad \dots (18)$$

La masa específica ρ_m de una mezcla sumergida es la masa total de sólido y agua en los vacíos por unidad de volumen total. La masa específica de la mezcla está dada por $\rho_m = \gamma_m / g$.

2.10.3 Porosidad p_o

Alfaro R. (2011), la porosidad p_o es una medida del volumen de vacíos $V_t = V_v + V_s$. El volumen de partículas sólidas $V_s = (1 - p_o) V_t$ es así:

$$\rho_o = \frac{V_v}{V_t} = \frac{e}{1 + e} \quad \dots (19)$$

Donde la relación de vacíos e es la relación del volumen de vacíos V_v al volumen de sólidos V_s . los valores de porosidad y relación de vacíos en varias hiperconcentraciones son listadas en la Tabla siguiente:

Tabla 2.5: Concentración equivalente para Cv, Cw, Cppm, Cmg/l, po y e

Cv	Cw	Cppm	Cmg/l	po	e
Suspensión					
0.0001	0.00026	265	265		
0.001	0.00264	2,645	2650		
0.0025	0.00659	6,598	6625		
0.005	0.01314	13,141	13250		
0.0075	0.01963	19,632	19875		
0.01	0.02607	26,069	26500		
0.025	0.06363	63,625	66250		
Hiperconcentración					
0.05	0.12240	122,401	132,500	0.95	19
0.075	0.17686	176,863	198,750	0.925	12.3
0.1	0.22747	227,467	265,000	0.9	9
0.25	0.46903	469,027	662,500	0.75	3
0.5	0.72603	726,027	1,325,000	0.50	1
0.75	0.88827	888,268	1,987,500	0.25	0.33

Fuente: Roberto Alfaro Alejo "Erosión y Transporte de Sedimentos 2011"

Nota: cálculos basados en $G=2.65$

2.11 Velocidad de caída

Rocha A. (1998), se denomina velocidad de caída a la velocidad con la que cae una partícula sólida (sedimento) en una masa fluida, ilimitada y en reposo. La velocidad de caída es un parámetro descriptivo de primera importancia del estudio de la interacción flujo-sedimento. El conocimiento de la velocidad caída de las partículas sólidas es importante, tanto para el estudio de transporte de sedimentos, como para resolver algunos problemas específicos: diseño de desarenadores, cálculo de volumen muerto por sedimentación de un embalse, o la reproducción de determinados fenómenos en un modelo hidráulico.

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 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 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 tiene que ser iguales se obtiene que:

$$C_D \cdot A \cdot \rho \cdot \frac{w^2}{2} = (\rho_s - \rho)g \cdot \forall \quad \dots (20)$$

C_D : Coeficiente de dimensional, de arrastre

A : Área de la partícula proyectada en la dirección del flujo

w : Velocidad de caída de la partícula de sedimento

\forall : Volumen de la partícula

ρ : Densidad del agua

ρ_s : Densidad de una partícula sólida

γ : Peso específico del agua

γ_s : Peso específico de los sólidos

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

$$A = K_1 \cdot D^2 \quad \forall = K_2 \cdot D^3 \quad \dots (21)$$

Reemplazando y despejando la ecuación (21) en (20) se tiene:

$$w^2 = \frac{2 \cdot g \cdot D \cdot (\gamma_s - \gamma) K_2}{C_D \cdot \gamma \cdot K_1} \quad \dots (22)$$

Si las partículas fuesen esféricas entonces, tendríamos:

$$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad V = \frac{\pi \cdot D^3}{6} \quad \frac{K_2}{K_1} = \frac{2}{3} \quad \dots (23)$$

Reemplazando y despejando la ecuación (23) en (20) se tiene:

$$C_D \cdot A \cdot \rho \cdot \frac{w^2}{2} = (\rho_s - \rho) g \cdot V \quad \dots (24)$$

$$w^2 = \frac{4}{3} \cdot \frac{1}{C_D} \cdot g \cdot D \cdot \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma} \quad \dots (25)$$

$$w = \sqrt{\frac{4 \cdot g \cdot D \cdot \Delta}{3 C_D}} \quad \dots (26)$$

Obtenemos 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 son 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.

$$Re = \frac{w \cdot D}{\nu} \quad \dots (27)$$

Para el cálculo de la velocidad de caída de partícula esférica 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 gráfico correspondiente el valor de C_D calcular la velocidad de caída, comparar este valor el inicial y proseguir hasta que los valores sean iguales.

Hay sin embargo, un gráfico ya preparado, para partículas esféricas, que permite eliminar los tanteos. Mediante la utilización del gráfico de Yallin.

Calculando:

$$\frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma} \cdot \frac{D^3 \cdot g}{v^2} \quad \dots (28)$$

Y el gráfico de Yallin se obtiene el valor de:

$$\frac{w \cdot D}{v} \quad \dots (29)$$

Obteniendo finalmente el valor de la velocidad de caída w .

2.12 Peso específico y Peso específico relativo

Debido a su gran estabilidad, el cuarzo es el mineral más común en la composición de los sedimentos transportados por el viento o el agua, sin embargo también otros minerales forman parte de su composición. Por tanto, el peso específico relativo de las arenas es muy próximo al del cuarzo, es decir 2,65 y este valor se emplea frecuentemente en los cálculos. Los feldespatos también forman parte de la composición de las arenas y tienen un peso específico relativo variable entre 2,55 y 2,76. En alguna proporción puede existir magnetita cuyo peso específico relativo es 5,17.

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 esta dado por:

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma} \quad \dots (30)$$

$$\gamma_s = S_s \cdot \gamma \quad \dots (31)$$

Donde:

S_s : Peso específico relativo de la partícula sólida

γ_s : Peso específico de la partícula sólida

γ : Peso específico de la agua

Rocha A. (1998), cada partícula sólida tiene su propia densidad ρ_s y su propio peso específico γ_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 2.65tn/m³.

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

Se denomina peso específico relativo γ_s/γ 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:

$$\Delta = \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma} \quad \dots (32)$$

Para el cuarzo su valor será 1.65.

2.13 Iniciación del movimiento de las partículas del lecho

De Piérola N. (2001), el inicio del movimiento de las partículas que componen el lecho ocurre cuando las formas 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 del 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 los esfuerzos de cohesión.

Existen básicamente dos tipos de enfoque de problema: el criterio de utilización de la fuerza tractiva critica y el criterio de utilización de la velocidad critica.

Huanca A. (1999), para sedimentos no cohesivos tales como arena y gravas las fuerzas resistentes al movimiento son causadas principalmente por el peso de las partículas disminuidas por el efecto de flotación del fluido.

Rocha A. (1998), el conocimiento de las condiciones de iniciación del movimiento permite calcular el gasto sólido del 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 W. (1995), en conductos abiertos (cauces), encontramos frecuentemente al fondo material eludibles 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, otras 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.

2.13.1 Criterio de Shields

Rocha A. (1998), se demuestra, como consecuencia de diversas investigaciones teóricas y experimentales, que la iniciación del movimiento

de una partícula sólida de diámetro D puede describirse, cuando hay influencia de la sub capa laminar, como la relación entre los dos parámetros a dimensionales siguientes:

a. Parámetro de SHIELDS.

$$\tau_{*c} = \frac{(\tau_o)_c}{(\gamma_s - \gamma) \cdot D} = F_{cr}^* \quad \dots (33)$$

b. Índice de inestabilidad.

$$Re_* = \frac{V_* \cdot D}{\nu} = 11.6 \frac{D}{\delta} \quad \dots (34)$$

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.

V_* : Es la velocidad de corte.

$$V_* = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} = \sqrt{g \cdot R \cdot S} \quad \dots (35)$$

Re_* : Es el número de Reynolds calculado con la velocidad de corte y el diámetro de la partícula

δ : Es el espesor de la sub capa laminar

ν : Viscosidad cinemática.

En el diagrama de SHIELDS se presenta gráficamente la función:

$$\frac{(\tau_o)_c}{(\gamma_s - \gamma) \cdot D} = f(Re_*) \quad \dots (36)$$

2.13.2 Criterio de la Fuerza tractiva crítica

Rocha A. (1998), La fuerza que ejerce la corriente sobre el fondo por unidad de área se denomina fuerza tractiva τ_o . El movimiento de las partículas constituyentes del lecho empieza cuando la fuerza tractiva es mayor que la fuerza tractiva critica $(\tau_o)_c$. Se denomina fuerza tractiva critica a la fuerza mínima necesaria para poner en movimiento las partículas constituyentes del lecho.

$$\tau_o = \gamma \cdot R \cdot S \quad \dots (37)$$

Donde:

τ_o : Fuerza tractiva sobre el fondo

γ : Peso especifico del fluido

R: Radio hidráulico

S: Pendiente

2.13.3 Grafico de Lane

Rocha A. (1998), Lane considera que la iniciación del movimiento corresponde a un grado de movimiento más avanzado que el considerado por Shields.

Lane proporcio 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.

2.13.4 Grafico de Straub

Rocha A. (1998), Straub realizo estudios sobre la iniciación del movimiento con el objeto de usar la fórmula de Du Boys, que mas tarde veremos, y que corresponde al gasto sólido de fondo en el cual relaciono un parámetro de transporte x y la fuerza tractiva τ_c .

2.13.5 Ecuación de Kalinske

De Piérola N. (2001), si $P1$ es una fracción de fondo ocupado por los granos, el número de granos es una cantidad de área del fondo puede ser escrito como:

$$\frac{P1}{\left[\frac{\pi \cdot D^2}{4}\right]} \quad \dots (38)$$

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

$$\tau_c = 0.039(\gamma_s - \gamma)D \quad \dots (39)$$

2.13.6 Fórmula de Meyer-Peter y Muller

Rocha A. (1998), obtuvieron una relación entre los parámetros adicionales de intensidad de transporte e intensidad de movimiento. En la que para un valor de transporte sólido de fondo pasado bajo el agua igual a cero, obtiene las condiciones de iniciación del movimiento:

$$\tau_c = 0.047\gamma_s^* \cdot D = 0.047(\gamma_s - \gamma) \cdot D \quad \dots (40)$$

2.13.7 Método de Shoklitsch

Rocha A. (1998), para este método hay dos consideraciones:

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

$$\tau_c = 0.076(\gamma_s - \gamma) \cdot D \quad \dots (41)$$

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

$$\tau_c = \gamma \cdot \gamma_c \cdot S = 0.000285(\gamma_s - \gamma) \cdot D^{\frac{1}{3}} \quad \dots (42)$$

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} .

2.13.8 Criterio de la velocidad crítica

De Piérola N. (2001), este criterio 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 medía, es relacionada con el diámetro de la partícula.

La crítica a este método es que la velocidad no es la suficiente para proveer información sobre el inicio de 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 A. (1998), tanto en criterio de Shields, como los otros que han sido expuestos para la iniciación del movimiento, se basa 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 W. (1995), cuando el material del lecho que se estudia es muy fino, es decir que en su mayor parte está compuesto por limos y arcillas, en los cuales el emitir la fuerza de cohesión no es posible; la granulometría no es importante sino mas bien la dureza representada durante el volumen de poros. Por esta razón generalmente este valor de porosidad se relaciona con la velocidad crítica.

2.13.9 Criterio de Garbrecht

Schroder W. (1995), Garbrecht mediante las investigaciones realizadas con materiales cohesivos, pudo relacionar los valores de volumen de poros expresados en porcentajes y de velocidad crítica. Los cuales dependen de las características hidráulicas de cauce.

2.13.10 Criterio de Lane

Schroder W. (1995), según datos provenientes de la URSS, de suelos arcillosos y con contenido de arena menores al 50%. Lane propone el uso de los gráficos que logro, mediante el uso de las relaciones de vacíos, tensión de corte límite y la velocidad crítica; además del uso de un factor de corrección que depende del tirante de la corriente.

2.13.11 Criterio de Levi

Garde J. y Ranga K. (1985), 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:

$$V_c = 1.4\sqrt{g \cdot D_m} \left(1 + \ln \sqrt{\frac{y}{D_m}} \right) \left(\frac{D_{max}}{D_m} \right)^{1/7} \quad \dots (43)$$

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

$$V_c = 1.4\sqrt{g \cdot D_m} \left(\frac{D_{max}}{D_m} \right)^{1/7} \ln \left(\sqrt{\frac{y}{7D_m}} \right)^{1/2} \quad \dots (44)$$

Donde:

D_{max} : Diámetro máximo

D_m : Diámetro medio

2.13.12 Criterio de Maza, García Flores

Rocha A. (1998), propusieron para la velocidad crítica la siguiente expresión:

$$V_c = 6.05D^{0.35}R^{0.15} \quad \dots (45)$$

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 fórmula general propuesta por Maza, García Flores es:

$$V_c = 4.712 \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) D^{0.35} R^{0.15} \quad \dots (46)$$

2.13.13 Criterio de Zanke

Schroder W. (1995), Zanke propone una fórmula que depende del valor de la fuerza tractiva critica, este valor de fuerza tractiva critica depende a su vez de las características del sedimento y el fluido.

$$V_c = \sqrt{\tau_{*c} \cdot \rho' \cdot g \cdot D} \quad \dots (47)$$

$$\rho' = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \quad \dots (48)$$

$$D^* = \left[\frac{\rho' \cdot g}{v^2} \right]^{1/3} \cdot D_{50} \quad \dots (49)$$

$$D^* \leq 6 \Rightarrow \tau_{*c} = 0.109D^{*-0.5} \quad \dots (50)$$

$$6 < D^* \leq 10 \Rightarrow \tau_{*c} = 0.14D^{*-0.64} \quad \dots (51)$$

$$10 < D^* \leq 20 \Rightarrow \tau_{*c} = 0.04D^{*-0.3} \quad \dots (52)$$

$$20 < D^* \leq 150 \Rightarrow \tau_{*c} = 0.013D^{*0.29} \quad \dots (53)$$

$$D^* > 6 \Rightarrow \tau_{*c} = 0.055 \quad \dots (54)$$

2.14 Fases del transporte de sólido-forma de la solera

Rocha A. (1998), 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 medía del flujo. Dichos estados son: fondo plano, rizos, anti dunas.

Schroder W. (1995), 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 ($D_{50} < 2.0\text{mm}$), estas adquieren una forma de acuerdo con las cargas de 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 Froude está dado por:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y}} \quad \dots (55)$$

V : Velocidad medía

g : Aceleración de la gravedad

y : Tirante (valor medio, para cauces aluviales se usa el radio hidráulico)

a. Fondo Plano:

Rocha A. (1998), 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 A. (1998), 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 ($Fr < 1$).

Schroder W. (1995), aparecen inmediatamente al inicio del movimiento del arrastre de fondo, en las soleras de arena con $D_{50} < 0.6\text{mm}$ (tridimensional en el corte), no ejerce ninguna influencia sobre el espejo de agua (pelo del 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 A. (1998), 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 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 es menor que 1 ($Fr < 1$).

Schroder W. (1995), aparecen rápidamente al inicio del movimiento del arrastre del fondo en lechos de arena con $D_{50} < 0.6\text{mm}$, 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 sedimentos es pequeño, el material tomado de la solera puede permanecer también en suspensión (arrastre de fondo más caudal sólido en suspensión), en canales anchos se presenta un proceso de tres 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 Piérola N. (2001), se caracteriza por una situación bastante inestable, donde pueden ocurrir cambios rápidos en la forma de la superficie libre y del lecho con pequeños cambios de las condiciones de 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 W. (1995), se presenta en forma de solera plana al aumentar la velocidad. El espejo de agua es aplano y el transporte de sedimentos muy intenso (arrastre de fondo más caudal sólido en suspensión).

e. Anti Dunas:

Rocha A. (1998), representa una inversión de las dunas. Suelen ser más simétricas. El número de Froude es mayor que ($Fr < 1$).

Schroder W. (1995), se origina a partir de las soleras planas ($Fr < 1$).

Acelerando el flujo las anti dunas crecen en alturas 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 rompientes, con diferentes comportamientos de resistencia (ondas en rompiente tienen solera rugosa, ondas paradas con una solera plana). Las anti dunas pueden avanzar hacia aguas arriba pero no deben hacerlo necesariamente. Se tiene un transporte de sedimentos muy fuerte (arrastre del fondo más caudal sólido en suspensión). La formación se presenta en dos dimensiones.

f. Rápidas y Pozos:

Schroder W. (1995), se origina solamente en sólidos gruesos en un régimen parecido al formado en las anti dunas ($Fr < 1$). Se presentan levantamientos planos con marcados tramos de tiro descendientes.

Muy fuerte transporte de sedimentos (arrastre de fondo más caudal sólido en suspensión).

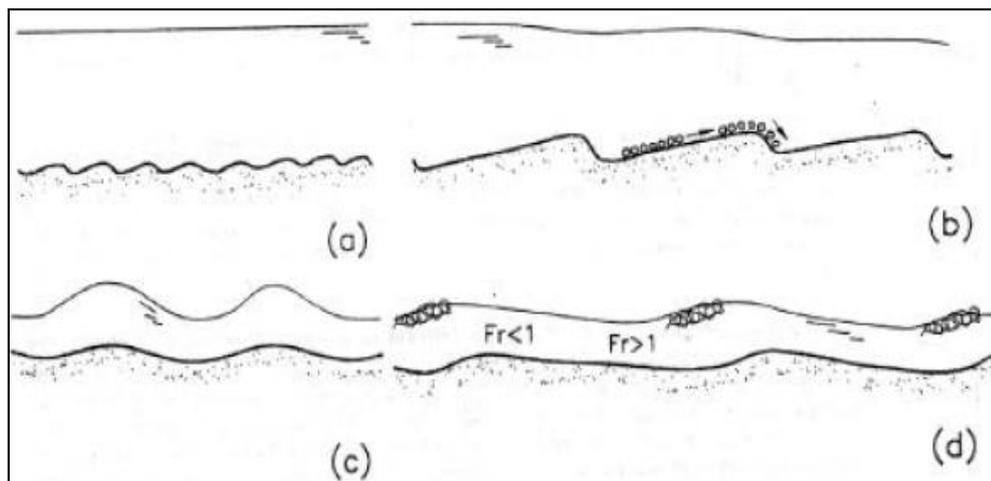


Figura 2.9: Formas de fondo: rizos (a), dunas (b), antidunas (c), rápidas y pozos (d)

Si la velocidad aumenta a valores tales que $Fr \gg 1$, las formas de fondo desaparecen (no así el transporte de sedimentos) y se establece lo que se conoce como fondo plano. Para velocidades mayores ($Fr > 1$) nuevamente aparecen formas de fondo llamadas antidunas, las cuales se manifiestan en la superficie libre por medio de la ondulación de la misma, en fase con las formas de fondo, como corresponde a un régimen supercrítico. Las antidunas migran lentamente aguas arriba. Si aún la velocidad aumenta, para regímenes altamente supercríticos, se forman rápidas y pozos con un gran poder erosivo.

2.15 Hidráulica de conductos abiertos

De Piérola N. (2001), 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 de 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 aguas aluviales, estudio 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 las distribuciones de las velocidades en cauces del 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 A. (1998), los conductos abiertos se caracterizan por tener una superficie libre, en contacto con la atmosfera. El flujo se produce como consecuencia del peso del fluido. 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 canal. 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 limnigrafos.

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 de sólidos. En realidad el flujo en un río con transporte sólido corresponde a un flujo en dos fases.

Sin embargo, y a pesar de las limitaciones anteriores, en hidráulica fluvial tenemos que hacer uso de las fórmulas 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.

2.16 Distribución de velocidades para flujo turbulento

De Piérola N. (2001), la ley de distribución de velocidades tanto para flujo hidráulicamente liso como hidráulicamente rugoso, puede ser derivada de la ecuación de esfuerzo cortante para flujo turbulento:

$$\frac{V}{V_*} = \frac{1}{k} \ln \left(\frac{y}{y'} \right) \quad \dots (56)$$

Donde:

V_* : Velocidad a una distancia y de fondo

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

$$V_* = \sqrt{g \cdot R \cdot S} = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} \quad \dots (57)$$

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 velocidades.

Régimen hidráulico liso

$$\frac{V}{V_*} = 5.75 \log \left(\frac{V_* R}{\nu} \right) + 3.25 \quad \dots (58)$$

Régimen hidráulico rugoso

$$\frac{V}{V_*} = 5.75 \log \left(\frac{R}{k_s} \right) + 6.25 \quad \dots (59)$$

Donde:

K_s : Rugosidad equivalente del lecho

R : Radio hidráulico

ν : Viscosidad cinemática del fluido

2.17 Resistencia al flujo en cauces de lecho fijo

2.17.1 Ecuación de Chezy

Villón M. (2007) 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 de flujo uniforme, para el cálculo de la velocidad media en un conducto, lo cual se expresa:

$$V = C \sqrt{R \cdot S} \quad \dots (60)$$

Donde:

C : Coeficiente de rugosidad de Chezy

R : Radio hidráulico

S : Pendiente

2.17.2 Fórmula de Bazin

Villón M. (2007), Henry Bazin en 1897 de acuerdo con sus experiencias presento, en el sistema métrico, la siguiente expresión para hallar el coeficiente de rugosidad de Chezy “C”.

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\varepsilon}{\sqrt{R}}} \quad \dots (61)$$

Entonces:

$$V = \frac{87}{1 + \frac{\varepsilon}{\sqrt{R}}} \sqrt{R \cdot S} \quad \dots (62)$$

Donde:

ε : Coeficiente que depende de las características de rugosidad de las paredes

2.17.3 Fórmula de Ganguillet – Kutter

Villón M. (2007), esta fórmula fue establecida en 1969 por los ingenieros suizos E. Ganguillet y W. R. Kutter, basados en sus experiencias. La expresión de C que obtuvieron es:

$$C = \frac{23 + \frac{0.0015}{s} + \frac{1}{n}}{1 + \left(23 + \frac{0.0015}{s}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \quad \dots (63)$$

Siendo:

$$V = C \sqrt{R \cdot S} \quad \dots (64)$$

n: Coeficiente de rugosidad que depende de la naturaleza de las paredes del canal. Usa los valores propuestos por Horton.

Para pendientes menores que 0.0005 la fórmula de Ganguiller Kutter tiene una forma particular establecida por Kutter, la cual se expresa como:

$$C = \frac{100\sqrt{R}}{m + \sqrt{R}} \quad \dots (65)$$

m : Valores del coeficiente de rugosidad

2.17.4 Fórmula de Manning

Villón M. (2007), es la fórmula cuyo uso se halla muy extendido a casi a todas las partes del mundo. Proveniente de considerar en la fórmula de Chezy, un coeficiente C , de forma monomica igual a:

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad \dots (66)$$

Entonces:

$$V = \frac{1}{n} R^{1/6} \sqrt{R \cdot S} \quad \dots (67)$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad \dots (68)$$

Que es la fórmula conocida de Manning donde:

n : Coeficiente de rugosidad

De Piérola N. (2001), comparando las ecuaciones de Chezy y de Manning, se obtiene la siguiente relación adimensional:

$$\frac{V}{V_*} = \frac{C}{\sqrt{g}} = \frac{R^{1/6}}{n\sqrt{g}} \quad \dots (69)$$

2.17.5 Fórmula de Strickler

Villón M. (2007), en la literatura europea es frecuente que la fórmula de Manning aparezca con el nombre de Strickler o Manning - Strickler, bajo la siguiente forma:

$$V = K \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad \dots (70)$$

Donde:

$$K = \frac{1}{n} \quad \dots (71)$$

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

De Piérola N. (2001), igualando las ecuaciones de flujo turbulento y el adimensional se tiene:

$$\frac{R^{1/6}}{n\sqrt{g}} = 5.75 \log\left(\frac{R}{k_s}\right) + 6.25 \quad \dots (72)$$

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

$$\frac{R^{1/6}}{n} = 24 \left(\frac{R}{k_s}\right)^{1/6} \quad \text{ó} \quad n = \frac{K_s^{1/6}}{24} \quad \dots (73)$$

Donde:

K_s : Es la rugosidad equivalente del lecho Strickler, en 1923 analizo datos de varios ríos de Suiza y encontró que:

$$n = \frac{D_{50}^{1/6}}{21} \quad \dots (74)$$

Cuando el material de fondo no es uniforme, Meyer-Meter y Muller, propone para el valor de $K_s=D_{90}$.

2.18 Resistencia al flujo en cauces del lecho móvil

2.18.1 Fórmula de Paris

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

2.18.2 Fórmula Japonesa

Garde J. y Ranga K. (1985), Tomado como base la ecuación de Tsubaki y Furuya, realizaron observaciones en los ríos del 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 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.

2.18.3 Método de Brownlie

Garde J. y Ranga K. (1985), Brownlie presenta ecuaciones basadas 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.

2.18.4 Ecuación de Ranga Raju

Schroder W. (1995), Ranga Raju plantea una solución para el cálculo de la velocidad a partir de la utilización de dos constantes obtenidas por él: A y E, las cuales dependen de las características hidráulicas del cauce, del material del lecho, y además de dos constantes K_a y K_b que dependen del D del material del lecho. Esta solución se expresa gráficamente.

2.19 Métodos para determinar del transporte de sedimentos

Mattos R. (1999), 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 regulación de ríos y torrentes, etc. Así mismo será información necesaria para establecer necesidad de incorporar obras complementarias y/o determinar la vida útil de la obra Hidráulica.

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 A. (1998), la determinación del gasto sólido está relacionado con las características hidráulicas del río. Como consecuencia de estas características (pendiente, velocidad, tirante, rugosidad, etc.), este se transportará como de fondo o de suspensión.

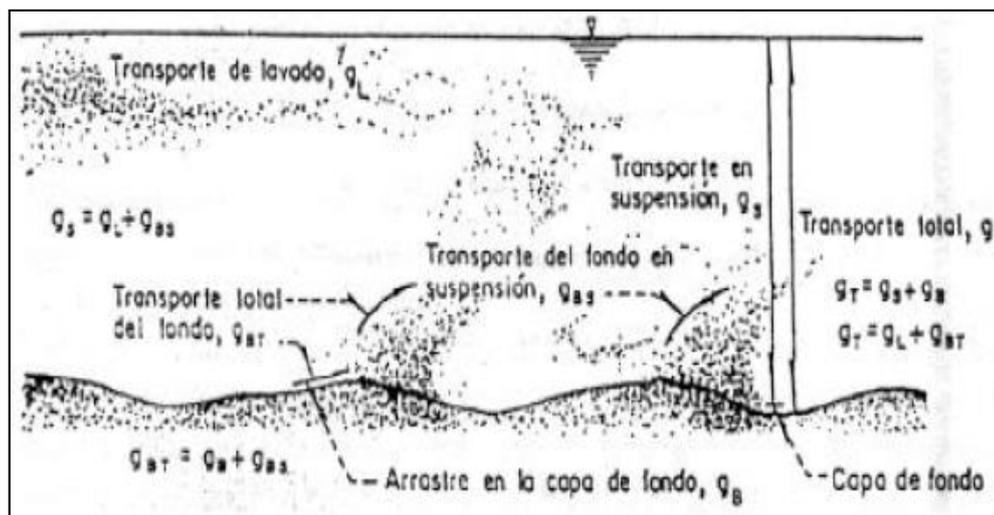


Figura 2.10: Tipos de transporte de sedimentos, Maza J.A. 1987.

2.20 Transporte de sedimentos de fondo

De Piérola N. (2001), 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 alta. El tercer modo de transporte es el "Transporte en Suspensión", en este caso las partículas de sedimento son continuamente soportadas por la turbulencia del flujo.

2.20.1 Fórmula de Meyer-Peter y Muller

De Piérola N. (2001), 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 de lecho y el transporte es solo función al esfuerzo de corte debido a los granos.

Rocha A. (1998), la primera serie de ensayos se efectuó con partículas de diámetro uniforme y peso específico natural (2.68TN/m^3).

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

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

La cuarta y última serie de ensayos consideró granulometría no uniforme y diferentes pesos específicos, se obtiene 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 m.
- Profundidad = Radio Hidráulico : $R = 0.01$ a 1.20 m.
- Peso Específico del Sedimento : $\gamma_s = 1250$ a 4200 Kg/m^3

2.20.2 Fórmula de Duboys

Rocha A. (1998). Es la fórmula más antigua que se conoce para el cálculo del gasto sólido de fondo. Fue publicado en 1879 por Du Boys, quien partió de la suspensión 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. Consideró que las distribuciones verticales de velocidades y del corte eran lineales. Du Boys introdujo el concepto de la fuerza tractiva crítica.

2.20.3 Fórmula de Einstein Brown

Maza J. (1984), a partir de los resultados experimentales obtenidos por Gilbert en 1914 y Meyer-Meter 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 Υ . 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 ϕ con el parámetro de intensidad del flujo Υ .

2.20.4 Fórmula de Einstein

De Piérola N. (2001), Einstein, fue el primero en concebir de manera semi-teórica, el problema de transporte de fondo. El método está basado en algunas premisas importantes, respaldadas por evidencias experimentales.

En primer lugar, Einstein discrepa en parte con la idea de una existencia de una condición crítica de inicio de movimiento, debido a que en sus observaciones todas las partículas de tamaño uniforme iniciaron el movimiento con un esfuerzo de corte menor al crítico. Einstein por lo tanto, asumió que la partícula de sedimento se mueve si la fuerza de suspensión hidrodinámica instantánea excede el peso sumergido de la partícula.

Una vez en movimiento, la probabilidad de que la partícula se re deposite es igual en todos los puntos del fondo donde el flujo local no tiene la capacidad de desalojarlo nuevamente. Finalmente la distancia promedio recorrida por cualquier partícula que se mueve en el fondo entre puntos consecutivos de deposición, se considera constante, para partículas de arena esta distancia fue encontrada aproximadamente igual a cien veces el diámetro de la partícula.

2.20.5 Fórmula de Shields

Maza J. (1984). En 1936 Shields presentó los resultados de los experimentos que efectuó para determinar la fuerza tractiva crítica necesario para realizar el arrastre de sedimentos; a la que llamó fuerza tractiva crítica. Shields además relaciona esta fuerza tractiva crítica, con un valor adimensional, presentando esta relación en un gráfico.

2.20.6 Método de Levi

Garde J. (1985). En 1948, con base en consideraciones teóricas y teniendo en cuenta las velocidades media y crítica de la corriente, y más no los valores de fuerza tractiva.

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

2.20.7 Método de j. Garde y m. Albertson

Graf H. (1971). Para evaluar el arrastre en la capa de fondo, Garde y Albertson, presentaron en 1961 los resultados de un estudio comparativo efectuado con datos experimentales obtenidos por GILBERT y LIU en cauces con fondo plano. Para sus análisis utilizaron los parámetros adimensionales de Kalinske y Shields.

Las partículas utilizadas en los experimentos que sirvieron de base en este estudio tenían diámetros que varían de 0.78 a 15.5 mm. El método es recomendable para valores bajos de la fuerza tractiva τ_o y de τ_* .

2.20.8 Método de Schoklistsch

Rocha A. (1998), Armin Schoklistsch propuso en 1934 una fórmula para el cálculo del gasto sólido fluvial basándose en mediciones hechas por Gilbert, además de las propias.

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

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

2.20.9 Solución de Zanke

Schroder W. (1995). En lugar de un umbral Zanke introdujo el riesgo RI como factor en una fórmula de transporte. Su idea era que el transporte (función f_1), no comienza abruptamente sino en forma suave (función f_2).

La curva de riesgo que obedece a la curva de riesgo propuesta por Zanke es f_2/f_1 . El valor crítico τ_c^* de Shields marca un estado de riesgo $R_i = 0.1$ (es decir el 10%).

2.21 Transporte de sólidos en suspensión

Rocha A. (1998), 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 porque las partículas ruedan o se deslizan sobre el fondo. Si la fuerza tractiva aumenta un poco mas 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, debe terminar 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 período de toma de muestras, si se dejase pasar sin registro los pocos días del año en los que una súbita crecida del lugar a altas concentraciones de sólidos en suspensión.

De Piérola N. (2001), Uno de los problemas de mayor interés en la mecánica de suspensión es el estudio de un método exacto de cómo las partículas de sedimentos 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.

2.21.1 Fórmula de Garde y Pande

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

2.21.2 Método de Samaga

Garde J. y Ranga k. (1985). Samaga 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.

2.21.3 Método de Benedict y Vanuni

Miranda F. (1999). Considerando que la medición de la concentración en un perfil vertical del cauce que se estudia, es un tanto difícil proponen una fórmula en la que se usa la concentración de sedimentos tomada en 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.

2.21.4 Método de Lane y Kalinske

Monsalve G. (1995). Según la hipótesis, que los sedimentos en suspensión tienen la misma velocidad de sedimentación, plantean una fórmula expresada mediante el valor de rugosidad relativa, además del uso de la concentración de sedimentos suspendidos.

Para el caso general donde existe diversos diámetros de sedimentos, se puede superponer los resultados considerando el caudal para cada diámetro, pero se aconseja que se dé una solución cuantitativa adecuada, medir las concentraciones en el campo y es posible elaborar un modelo reducido del trecho del río.

2.22 Transporte sólido total

De Piérola N. (2001), El material sólido transportado por el flujo corresponde a la suma del material predominante en la constitución del lecho y del material del lavado. Este último está constituido por un material muy fino que raramente se encuentra en el lecho.

El material del lavado es el resultado de la erosión del suelo en la cuenca, de las márgenes del río y del desgaste del material. La producción de este material está ligada a factores externos al flujo, por lo que no es posible correlacionar con los parámetros hidráulicos.

La separación de la parte que corresponde a la carga del lavado es sumamente difícil y los criterios son muy objetivos. Einstein por ejemplo, sugiere de forma arbitraria que se excluya el 10% del material más fino de la composición granulométrica del lecho. Existen dos enfoques distintos en lo que atañe a las ecuaciones del transporte sólido total.

Métodos Microscópicos: En este grupo se encuentran un conjunto de métodos que subdividen el transporte total en transporte de fondo y de transporte en suspensión.

Métodos Macroscópicos: En este enfoque el transporte de sedimentos es considerado como un todo. Los autores que defienden este enfoque argumentan que el transporte sólido en suspensión es un estado avanzado de la tracción del flujo sobre el lecho, no habiendo por lo tanto necesidad de distinguir las modalidades del transporte.

Shroder W. (1995), Las dos maneras de transporte de sólidos son fundamentalmente diferentes. Por eso la mayor parte de los investigadores como Einstein, Zanke, Engelund, recomiendan:

- Calcular las dos partes separadamente.
- La suma de las dos es la capacidad de transporte total.

No obstante algunos investigadores recomiendan fórmulas o diagramas para la suma, diciendo que ambas partes dependen de los mismos parámetros de flujo. Este camino es muy simple y normalmente los resultados son satisfactorios.

2.22.1 Método de Engelund y Hansen

De Piérola N. (2001), Propusieron la ecuación de transporte total en base a la relación con el esfuerzo de corte y el factor de fricción del fondo. Luego de un amplio estudio con datos obtenidos en laboratorio, propusieron una ecuación válida para todos los regímenes de flujo que se estudia más adelante la parte de metodología.

2.22.2 Método de Garde y Datiri

Garde J. y Ranga K. (1985), Para el estudio del transporte de sólido total se considera que la carga de sedimentos en suspensión, toma la misma forma funcional que el transporte de fondo, es decir que el aporte de sedimentos se encuentra en una cuestión de equilibrio con la erosión del cauce; por esta razón consideran que el transporte de sedimentos se expresa en valores totales por lo cual el transporte de sedimentos sea en suspensión o de fondo dependen de la fuerza tractiva que se ejerce sobre el cauce.

2.22.3 Método de Graf y Acaroglu

Garde J. y Ranga K. (1985), Presentan una solución simple, según criterio de equilibrio de erosión y transporte proponiendo que el factor de flujo de este corresponde al valor adimensional de la fuerza tractiva.

2.22.4 Método de Ackes y White

Garde J. y Ranga K. (1985), Postularon que solo parte del esfuerzo de corte generado en el fondo del río es efectivamente el causante del movimiento

de las partículas. Bajo esta presencia definieron un parámetro de movilidad de sedimentos. En términos de parámetros de flujo y descarga de sólidos.

CAPITULO III

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 **Ámbito de estudio**

El río Coata es uno de los ríos más importantes y extensos del sistema fluvial del lago Titicaca, el cual transporta caudales excesivas en tiempos de avenidas, provocando inundaciones y desbordes en las partes bajas y erosión en las partes altas, del mismo modo en épocas de estiaje produce una sedimentación compactada por el mismo caudal transportado.

El trabajo se realizará en el puente grande del río a la altura del poblado de Coata.

Geográficamente se ubica en las siguientes coordenadas:

Latitud Sur:	15°34'00"
Latitud Oeste:	69°56'51"
Altitud:	3,814 m.s.n.m

Políticamente se ubica:

Departamento:	Puno
Provincia:	Puno
Distrito:	Coata
Lugar:	Puente Grande
Cuenca:	Río Coata

Ubicación del tramo del río:

Latitud Sur:	15°49'52"
Latitud Oeste:	69°19'3"
Altitud:	3,814 m.s.n.m

El Distrito de Coata es uno de los 15 distritos de la Provincia de Puno en el Departamento de Puno, perteneciente a la Región Puno, Perú. Está Ubicado en

3.2 Datos históricos del ámbito de estudio

3.2.1 El lago Titicaca

El lago Titicaca, constituye el elemento aguas arriba del sistema hidrográfico del Altiplano.

Es alimentado por ríos que tienen sus cuencas en las cordilleras oriental y occidental; entre ellos los más importantes son: Suchez, Huancané, Ramis, Coata e llave. La profundidad del lago hace que la mayor parte de los aportes sólidos al mismo, se depositen en el.



Figura 3.2 Desembocadura del río Coata en la bahía de Puno

3.2.2 Tamaño de partículas de sedimentos

En el cuadro abajo se presenta los valores de D_m correspondiente a la parte de arena encontrada en suspensión; y la parte gruesa de sedimento (cuando existe)

Cuadro 3.1 Tamaño de partículas en suspensión en la cuenca del lago Titicaca

RÍOS	ARENA (mm)	GRAVA(mm)
RAMIS	0,30	-
HUANCANÉ	0,35	-
COATA:		
- ESTACIÓN AFORO	0,60	4.70
- PUENTE COATA	0,55	-
ILAVE:		
- ESTACIÓN TOMA DE AGUA	0,90	-
- AGUAS ABAJO	0,35	-

Fuente: Estudio de Fluvimorfología

3.2.3 Evaluación de los transportes sólidos (medios, máximos y mínimos)

1960-1990

Para las diferentes estaciones y ríos del sistema T.D.P.S. los cuadros nos dan:

- Volúmenes medios mensuales (Hm³)
- Caudales medios mensuales (m³/s)
- Transporte sólidos medios mensuales (t/mes)

Cuadro 3.2 Evaluación del transporte de sedimento

CUENCA DEL LAGO (1960-1990)

RÍOS (ESTACIONES)	(10 ⁶ m ³)			(m ³ /s)			10 ³ t/a		
	MIN	MEDÍA	MAX	MIN	MEDÍA	MAX	MIN	MEDÍA	MAX
RÍO SUCHEZ(ESCOMA)	126 (1983)	334 --	596 (1986)	4	10,7	19	17,5 (1983)	64 --	134 (1986)
HUANCANÉ	218 (1983)	631 --	1223 (1986)	7	20,3	39	23,5	103	240
ILAVE	158 (1983)	1214 --	3045 (1986)	5,1	39	98	6,5	143	462
COATA	76 (1983)	1308 --	2380 (1985)	2,4	42	76,4	2,9	158	320
RAMIS	768 (1983)	2383 --	3984 (1986)	24,7	76,6	128	127 (1983)	606	125 (1986)
Σ =	1346 (1983)	5870	11228 (1986)	43,2 (1983)	188,6	360,4 (1986)	177 (1983)	1074	2412 (1986)

Fuente: Estudio de Fluvimorfología

Ríos Suchez, Huancané; llave, Coata, Ramis en el lago Titicaca con un Total de 0.6 millones de m³/año.

3.2.4 Estabilidad de suelos de las cuencas

Las tasas de erosión de suelos, pueden expresarse en toneladas/km²/año, o por el resultado de dividir el transporte sólido anual medio, evaluado en una estación por la superficie de la cuenca.

Cuadro 3.3: Estabilidades de suelos de las cuencas

RÍOS O ESTACIONES	ÁREA DE LA CUENCA (Km ²)	TRANSPORTE SÓLIDO MEDIO (10 ³ t/año)	EROSIÓN (t/Km ³ /año)
Río Desaguadero	11812	3734	316
Río Mauri-Calacoto	9875	140	14
Río Desaguadero-Ulloma	23000	6187	269
Río Suchez-Escoma	2825	64	22,5
Río Huancané	3540	103	29
Río llave	7705	143	18,5
Río Coata	4550	158	35
Río Ramis	14700	606	41

Fuente: Estudio de Fluviomorfología

3.2.5 Análisis de eventos extremos

Este análisis de eventos extremos de naturaleza hidrometeorológica como escasez de lluvias (sequias) y exceso de escorrentía (avenidas) en el ámbito de la cuenca del río Coata.

Con respecto al análisis de sequias se ha identificado los períodos de déficit de precipitación en el ámbito y entorno de la cuenca Coata en base a la información disponible de registros históricos de precipitación total mensual.

También se ha realizado el análisis de frecuencia de máximas avenidas, en función a los registros históricos de descargas máximas disponibles en el río Coata.

3.2.6 Análisis probabilístico

La información básica utilizada para el análisis probabilístico del suceso de caudales máximos extremos u extraordinarios del río Coata para el período 1958-1979 y 1991-2006.

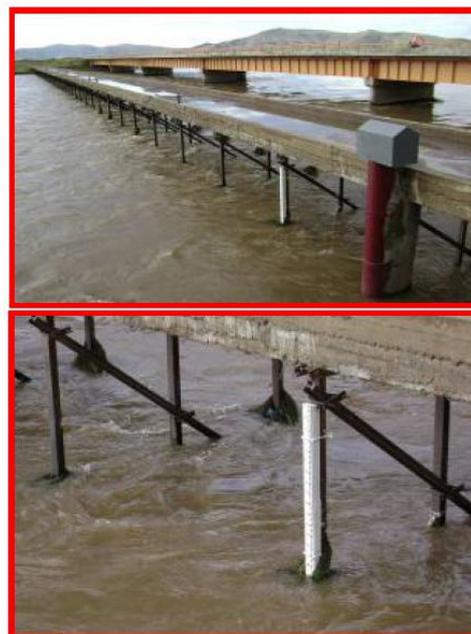
Esta información proviene de una selección de caudales máximos diarios respectivos a cada año de los registros históricos aforados en la estación de aforo Puente Unocolla. Ver (Tabla 3.1), se presenta las descargas máximas anuales del río Coata.

El río Coata presenta un registro mayor de 986 m³/s para el año 1971 y el menor 48.48 m³/s para el año 1992.

Tabla 3.1
Caudales máximos aforados del río Coata
(Estación Hidrométrica Unocolla)

Años	i	Q(m ³ /s)
1958	1	282.20
1959	2	365.00
1960	3	292.20
1961	4	469.50
1962	5	337.50
1963	6	453.80
1964	7	138.15
1965	8	117.50
1966	9	135.00
1967	10	326.50
1968	11	238.40
1969	12	151.80
1970	13	428.00
1971	14	986.00
1972	15	315.00
1973	16	624.00
1974	17	410.00
1975	18	420.00
1976	19	300.00
1977	20	350.00
1978	21	527.50
1979	22	229.80
1991	23	121.75
1992	24	48.48
1993	25	97.50

Figura 3.3 Estación de aforo - Coata



1994	26	260.42
1995	27	103.82
1996	28	277.25
1997	29	501.39
1998	30	107.50
1999	31	225.26
2000	32	296.76
2001	33	338.56
2002	34	166.98
2003	35	254.69
2004	36	377.16
2005	37	365.25
2006	38	212.36
Promedio		306.66
Desv. Est.		176.05
Coef. Asim.		1.58
Kurtosis		4.80

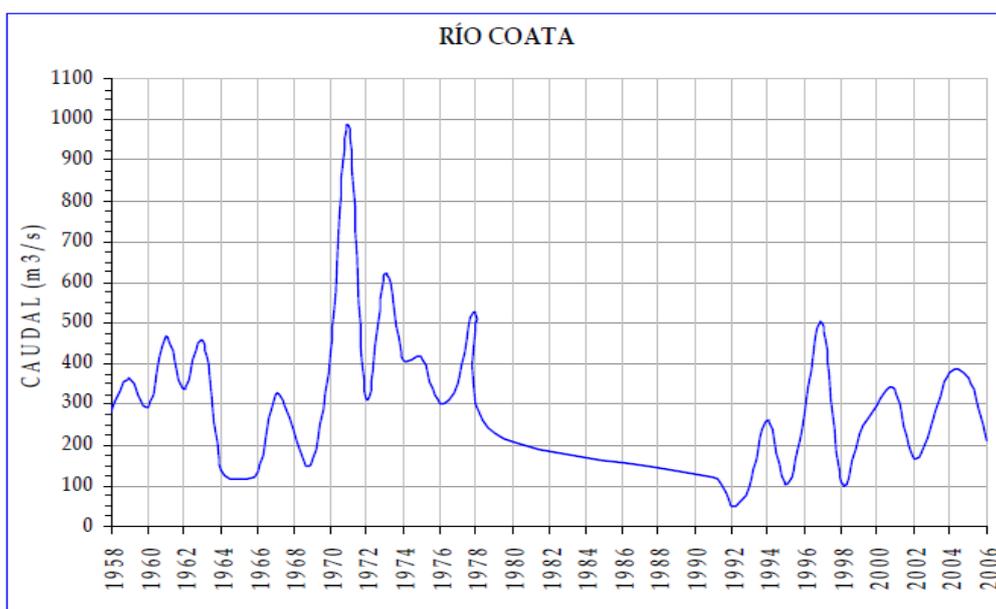


Figura 3.4 Histograma de caudales máximos (m3/s)

3.2.7 Análisis de frecuencia

El análisis de frecuencia predice el comportamiento futuro de los caudales en un sitio de interés, a partir de la información de caudales. Es un método basado en procedimientos estadísticos que permiten calcular la magnitud del

caudal asociado a un período de retorno. Su confiabilidad depende de la longitud y calidad de la serie histórica.

El análisis de frecuencia consiste en determinar los parámetros de las distribuciones de probabilidad y determinar con el factor de frecuencia la magnitud del evento para un período de retorno dado.

Para realizar el análisis de frecuencia se ha utilizado la distribución de probabilidad Log Gamma o Log Pearson de 3 parámetros.

3.2.7.1 Distribución Log Gamma o Log Pearson de 3 parámetros (LP3)

Si los logaritmos Y de una variable aleatoria X se ajustan a una distribución Pearson tipo III, se dice que la variable X se ajusta a una distribución Log Pearson tipo III. Esta distribución es ampliamente usada en el mundo para el análisis de frecuencia de Caudales máximos. Esta se trabaja igual que para la Pearson tipo III pero con X_y y S_y como la media y desviación estándar de los logaritmos de la variable original X .

La función de Densidad es la siguiente:

$$f_x(x) = \frac{1}{\alpha x \Gamma(\beta)} \left(\frac{\ln x - \gamma}{\alpha} \right)^{\beta-1} e^{-\left(\frac{\ln x - \gamma}{\alpha}\right)}, \text{ para } x \geq \gamma; \gamma \neq 0$$

Estimación de parámetros:

$$\beta = \left(\frac{2}{\gamma_1} \right)^2$$

$$\gamma = (\text{coef. De asim de } \ln x)$$

$$\alpha = \frac{\sigma}{\sqrt{\beta}}$$

$$\gamma = \mu - \sigma \sqrt{\beta}$$

Aplicando la distribución LP3 a las dos series de descarga máxima (Tabla 4.1), se ha realizado el análisis de frecuencia, verificando mediante

método gráfico que las dos series se ajustan a la distribución de probabilidad aplicada.

En la (Tabla 3.2), se presenta el proceso de cálculo de análisis de frecuencias del río Coata, así mismo la estimación de los parámetros. En la (Figura 3.5), se presenta en forma gráfica, respectivamente.

Tabla 3.2 Análisis de frecuencia – río Coata

Años	i	Q(m3/s)	A...Z	F(x)= $i/(n+1)$	f(x)	Área	F(x)
1958	1	282.2	48.5	0.026	0.000	0.000	0.000
1959	2	365.0	97.5	0.051	0.002	0.044	0.044
1960	3	292.2	103.8	0.077	0.002	0.012	0.056
1961	4	469.5	107.5	0.103	0.002	0.008	0.064
1962	5	337.5	117.5	0.128	0.003	0.025	0.089
1963	6	453.8	121.7	0.154	0.003	0.012	0.101
1964	7	138.2	135.0	0.179	0.003	0.041	0.143
1965	8	117.5	138.2	0.205	0.003	0.011	0.153
1966	9	135.0	151.8	0.231	0.004	0.047	0.200
1967	10	326.5	167.0	0.256	0.004	0.054	0.255
1968	11	238.4	212.4	0.282	0.003	0.155	0.409
1969	12	151.8	225.3	0.308	0.003	0.040	0.450
1970	13	428.0	229.8	0.333	0.003	0.014	0.463
1971	14	986.0	238.4	0.359	0.003	0.025	0.488
1972	15	315.0	254.7	0.385	0.003	0.044	0.532
1973	16	624.0	260.4	0.410	0.003	0.015	0.547
1974	17	410.0	277.3	0.436	0.002	0.040	0.587
1975	18	420.0	282.2	0.462	0.002	0.011	0.598
1976	19	300.0	292.2	0.487	0.002	0.022	0.620
1977	20	350.0	296.8	0.513	0.002	0.009	0.629
1978	21	527.5	300.0	0.538	0.002	0.007	0.636
1979	22	229.8	315.0	0.564	0.002	0.029	0.664
1991	23	121.8	326.5	0.590	0.002	0.020	0.685
1992	24	48.5	337.5	0.615	0.002	0.018	0.703
1993	25	97.5	338.6	0.641	0.002	0.002	0.705
1994	26	260.4	350.0	0.667	0.001	0.017	0.722
1995	27	103.8	365.0	0.692	0.001	0.021	0.743
1996	28	277.3	365.2	0.718	0.001	0.000	0.744
1997	29	501.4	377.2	0.744	0.001	0.015	0.759
1998	30	107.5	410.0	0.769	0.001	0.038	0.797
1999	31	225.3	420.0	0.795	0.001	0.010	0.807
2000	32	296.8	428.0	0.821	0.001	0.008	0.814
2001	33	338.6	453.8	0.846	0.001	0.022	0.836
2002	34	167.0	469.5	0.872	0.001	0.012	0.849

2003	35	254.7	501.4	0.897	0.001	0.022	0.870
2004	36	377.2	527.5	0.923	0.001	0.015	0.885
2005	37	365.3	624.0	0.949	0.000	0.042	0.927
2006	38	212.4	986.0	0.974	0.000	0.073	0.999

Promedio	306.7	306.7
Desv. Est.	176.1	176.1
Coef. Asim.	1.6	1.6
Kurtosis	4.8	4.8

α	β	γ
0.171	12.516	3.421
Gamma b	1E+ 08	
Ln(Gamma)	18.774	

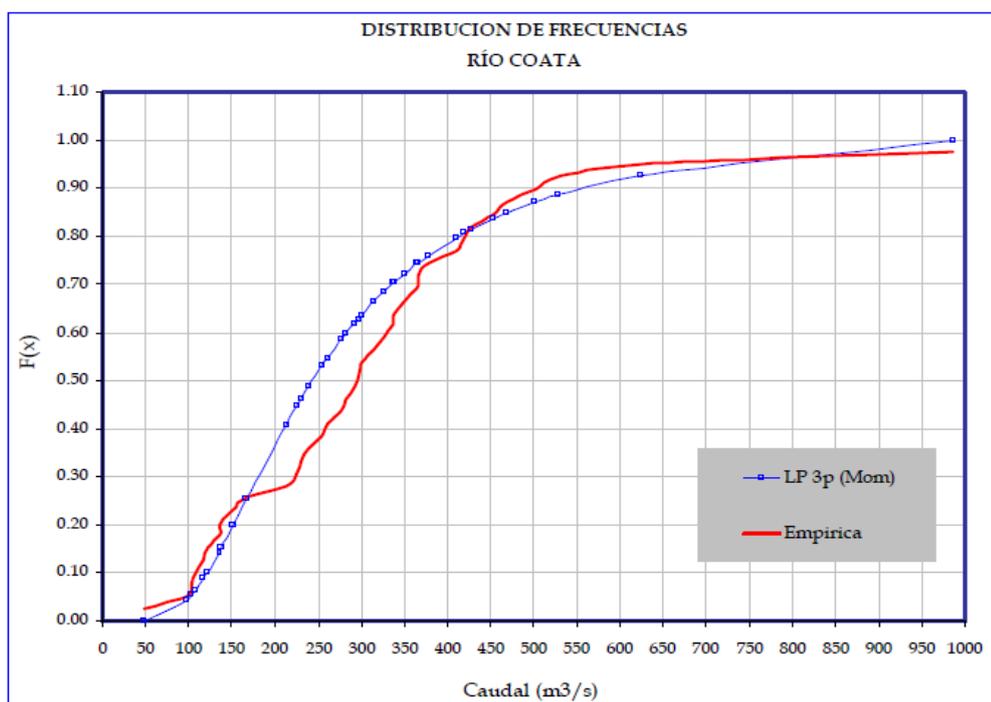


Figura 3.5 Distribución de frecuencias – río Coata

3.2.7.2 Pruebas de ajuste

Para determinar que tan adecuado es el ajuste de los datos a una distribución de probabilidades se han propuesto una serie de pruebas estadísticas que determinan si es adecuado al ajuste. Estos son análisis estadísticos y como tal se deben entender, es decir, no se puede ignorar el significado físico de los ajustes. Estas pruebas se conocen como la prueba de Smirnov Kolmogorov y la prueba Chi Cuadrado.

3.2.7.3 Prueba Smirnov-Kolmogorov

El estadístico Smirnov-Kolmogorov Δ considerada la desviación de la función de distribución de probabilidades de la muestra $P(x)$ de la función de probabilidades teóricas, escogida $P_0(x)$ tal que, la prueba requiere que el valor Δn calculado con la expresión anterior sea menor que el valor tabulado Δ_0 para un nivel de probabilidades requerido. Esta prueba es fácil de realizar y comprende las siguientes etapas:

- El estadístico Δn es la máxima diferencia entre la función de distribución acumulada de la muestra y la función de distribución acumulada teórica escogida.
- Se fija el nivel de probabilidad α , valores de 0.05 y 0.01 son los más usuales.
- El valor crítico $\Delta \alpha$, de la prueba debe ser obtenido de tablas en función de α y n .
- Si el valor calculado Δn es mayor que el $\Delta \alpha$, la distribución escogida se debe rechazar.

Se ha realizado las pruebas de ajuste a la distribución de probabilidad Log Pearson III, utilizando la prueba Smirnov Kolmogorov para un 5% de nivel de significancia, observándose que los datos se ajustan a la distribución probabilística. En la (Tabla 3.3), se presenta los parámetros de ajuste.

Tabla 3.3 Estadístico Smirnov-Kolmogorov

Muestra	n	Δ	Δ_0	AJUSTA
RÍO COATA	38	0.151	0.221	SI

Tabla 3.4
Prueba de bondad de ajuste – río Coata

EMPÍRICA		LOG PEARSON III	
i	$P(x)=i/(n+1)$	F(x)	Abs(P(x)-F(x))
1	0.026	0.000	0.026
2	0.051	0.044	0.008
3	0.077	0.056	0.021
4	0.103	0.064	0.039
5	0.128	0.089	0.039
6	0.154	0.101	0.052
7	0.179	0.143	0.037
8	0.205	0.153	0.052
9	0.231	0.200	0.030
10	0.256	0.255	0.002
11	0.282	0.409	0.127
12	0.308	0.450	0.142
13	0.333	0.463	0.130
14	0.359	0.488	0.129
15	0.385	0.532	0.148
16	0.41	0.547	0.137
17	0.436	0.587	0.151
18	0.462	0.598	0.137
19	0.436	0.587	0.151
20	0.513	0.629	0.116
21	0.538	0.636	0.097
22	0.564	0.664	0.100
23	0.59	0.685	0.095
24	0.615	0.703	0.087
25	0.641	0.705	0.064
26	0.667	0.722	0.055
27	0.692	0.743	0.051
28	0.718	0.744	0.026
29	0.744	0.759	0.015
30	0.769	0.797	0.027
31	0.795	0.807	0.012
32	0.821	0.814	0.006
33	0.846	0.836	0.010
34	0.872	0.849	0.023
35	0.897	0.870	0.027
36	0.923	0.885	0.038
37	0.949	0.927	0.022
38	0.974	0.999	0.025
Total			0.151

El estadístico Δo tabulado se extrae de tablas estadísticas o se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\Delta o = \frac{1.36}{\sqrt{n}}$$

Donde, n es el tamaño de la muestra. (Tabla 3.3)

3.2.8 Caudales de retorno

3.2.8.1 El factor de frecuencia

El factor de frecuencia es un valor característico de la ley de distribución Log - Normal, que tiene gran significación en el análisis de eventos extremos y es conocido matemáticamente como la variable reducida. Este término fue usado por Ven Te Chow en combinación con la fórmula general para el análisis de frecuencias hidrológicas siguiente:

$$Q = \bar{Q} + KS_Q$$

Donde k es el factor de frecuencia que depende de la ley de ocurrencia del evento hidrológico y es teóricamente idéntico al factor de asimetría de la curva logarítmica.

El factor de frecuencia K para la distribución Log Pearson III, se calcula en forma aproximada por la siguiente ecuación:

$$K = K + (Z^2 - 1) \left(\frac{C}{6}\right) + \frac{1}{3}(Z^3 - 6Z) \left(\frac{C}{6}\right)^2 - (Z^2 - 1) \left(\frac{C}{6}\right)^3 + Z \left(\frac{C}{6}\right)^4 + \frac{1}{3} \left(\frac{C}{6}\right)^5$$

Donde, C es el coeficiente de asimetría de la muestra y Z puede ser obtenida de tablas o calculada con la siguiente ecuación de aproximación:

$$Z = W - \frac{2.515517 + 0.802853W + 0.010328W^2}{1 + 1.432788W + 0.189269W^2 + 0.001308W^3}$$

$$W = \left[\ln \left(\frac{1}{P^2} \right) \right]$$

Utilizando el factor de frecuencia se ha estimado los caudales máximos para períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100, 150, 200, 300, 400, 500 y 1000 años. En la (Tabla 3.5), se presenta los resultados.

Tabla 3.5 Caudales máximos – río Coata

T(años)	P	w	z	K	y	Q(m ³ /s)
2	0.5000	1.1774	0.0000	0.0934	5.6206	276
5	0.2000	1.7941	0.8415	0.8556	6.0823	438
10	0.1000	2.1460	1.2817	1.2053	6.2942	541
25	0.0400	2.5373	1.7511	1.5431	6.4988	664
50	0.0200	2.7971	2.0542	1.7429	6.6198	750
100	0.0100	3.0349	2.3268	1.9107	6.7215	830
150	0.0067	3.1656	2.4752	1.9976	6.7741	875
200	0.0050	3.2552	2.5762	2.0549	6.8088	906
300	0.0033	3.3775	2.7134	2.1304	6.8546	948
400	0.0025	3.4616	2.8074	2.1806	6.8850	978
435	0.0023	3.4858	2.8343	2.1948	6.8936	986
500	0.0020	3.5255	2.8785	2.2178	6.9075	1,000
1,000	0.0010	3.7169	3.0905	2.3247	6.9723	1,067

Observando la (Tabla 3.5), para el caudal máximo (986 m³/s) registrado en la estación de aforo del Puente Unocola sobre el río Coata corresponde un período de retorno de 435 años. En la (Figura 3.6) se presenta la relación de retorno (T) – caudal máximo para el río Coata.

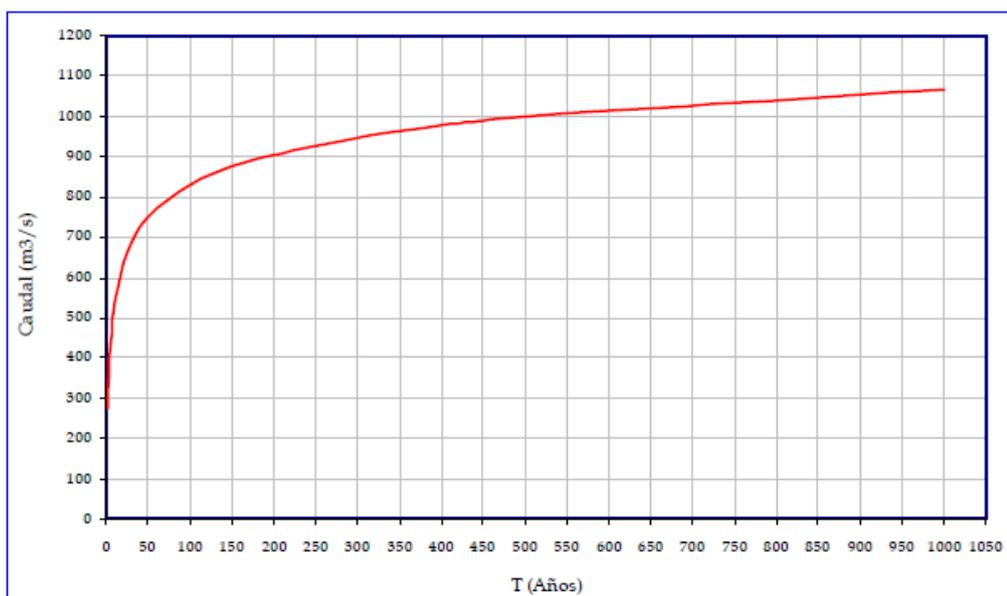


Figura 3.6 Relación caudal máximo – período de retorno río Coata

3.3 Materiales

3.3.1 Equipos para el trabajo de campo

3.3.1.1 Trabajo de topografía

- Nivel de ingeniero
- Teodolito
- Miras
- Wincha de 50 m
- Cuadernos

3.3.1.2 Medición y toma de muestra

- Correntómetro
- Muestradores de suelo para sedimentos de lecho (bolsas)
- Muestradores para toma de sedimentos en suspensión (cubos y/o recipientes)
- Muestradores de agua (cubos y/o recipientes)
- Botella Nancyn

3.3.2 Equipos para trabajos de laboratorio

- Agua destilada
- Balanza analítica de 1 centésimo de grano de aproximación
- Crisoles
- Cronometro
- Cuenta gotas o pipeta volumétrica
- Horno eléctrico de secado
- Matraz aforado de cuello de largo de 500ml
- Picnómetro de 25ml
- Probetas graduadas
- Tamices para cribado
- Termómetro
- Vibrador eléctrico para cribado
- Viscosímetro Newtoniano

3.4 Metodología

3.4.1 Trabajo de campo

- Como se sabe los ríos son irregulares para lo cual en el trabajo de campo primeramente se consistió en definir el lugar donde se va a realizar el estudio, el cual debe ser un tramo representativo, preferentemente un tramo recto el cual se decidió en el tramo de 0.5 km aguas arriba del puente grande. Posteriormente definimos las siguientes mediciones topográficas: secciones transversales representativas del río en nuestro caso se ha definido cinco, determinación del perfil de fondo, perfil de la cota de superficie de agua, profundidad, ancho de superficie; estos para cada una de las secciones transversales.
- Definido el tramo representativo del río se realizará un estudio hidráulico e hidrométrico, estos elementos hidráulicos en el tramo satisfacen la ecuación de Manning.
- Para la realización de muestreo se realiza haciendo el reconocimiento de campo, viendo la morfología del río, la presencia de playas, bancos de cuarteo y la selección del material de lecho o sedimentos de fondo sobre los bancos de arena. El muestreo se tiene que realizar mediante el recogimiento del material que compone los bancos de arena en el lugar de estudio o los que encuentra al interior del río; utilizando métodos adecuados para que la muestra sea representativa, en nuestro caso hemos utilizado el denominado método de cuarteo que consiste en dividir la muestra en cuatro partes y tomar como muestra representativa los dos extremos diagonales este procedimiento se repite mímicamente por dos veces.
- El muestreo de aguas se puede realizar por diferentes maneras, pero en nuestro caso lo hemos muestreado en el punto donde el tirante es mayor de la sección transversal del río mediante la utilización de recipientes simples, como pueden ser cubos de agua las cuales deben de estar muy limpios, para que no puedan variar los valores de concentración de sedimentos en nuestro caso se ha utilizado con la botella de Nancyn. El contenido del caudal solidó en suspensión de una corriente puede ser medido en forma más confiable que la medición de arrastre de fondo. Pero debe tenerse en cuenta que la concentración del caudal solidó en

suspensión varía a través de la sección. A pesar de todo a veces basta con medir solamente en una parte del perfil.

3.4.2 Trabajos de laboratorio

3.4.2.1 Características de los sedimentos

Primeramente en el trabajo de laboratorio se procederá a obtener la curva granulométrica, a través de la muestra de sedimentos obtenidos en el trabajo de campo. Generalmente se encuentra en el lecho una mezcla de diferentes tamaños de granos (granulometría mixta), la cual caracterizamos realizando un análisis granulométrico por tamizado, para obtener la llamada curva granulométrica de la muestra.

En el estudio de transporte de sólidos se necesita de diámetros característicos para la aplicación de las diferentes fórmulas de cálculo de transporte de sólidos. Por consiguiente es necesaria la obtención de los diámetros representativos, correspondientes a los siguientes porcentajes acumulados D_{10} D_{16} D_{35} D_{40} D_{50} D_{65} D_{90} .

Así también se debe calcular los diámetros efectivos: D_m , D_g estos se calculan a partir de los diámetros representativos en intervalos de porcentajes acumulados de 10%.

$$D_m = \sum \frac{D_i \cdot \Delta p}{100} \quad \dots (75)$$

$$\text{Log} D_g = \frac{1}{100} \sum \Delta p \cdot \text{Log} D_i \quad \dots (76)$$

Donde:

D_m : Diámetro medio aritmético

D_g : Diámetro medio geométrico

D_i : Diámetro medio del intervalo de % acumulado

Δp : Intervalo de % acumulado (10%)

3.4.2.2 Peso específico relativo

La determinación de peso específico relativo de los sólidos de una muestra de sedimentos en laboratorio haciendo uso de un matraz de marca de enrase.

Para llevar a cabo la prueba se llenará el matraz con agua destilada hasta el aforo, comprobando que la parte del menisco del agua coincidía con la marca de calibración; se peso el matraz con el agua y anotado dicho peso como W_{fw} se vació el matraz hasta la mitad aproximadamente y se introduce en él una muestra perfectamente seca de 100g de muestra de sedimentos. Teniendo ya el material dentro del matraz se saca el aire que se haya quedado atrapado durante una hora de ebullición aproximadamente.

Luego de estas operaciones el matraz se coloca en un tanque de enfriamiento y se completa con agua destilada el volumen faltante, manteniendo el matraz en el tanque hasta que se obtenga a una temperatura de (20°C).

Se retira el matraz del tanque de enfriamiento, se seca superficialmente y se registra su peso W_{sw} . Posteriormente se calcula el peso específico relativo de la fórmula siguiente:

$$S_s = \frac{P_s}{P_s + P_{ma} - P_{mas}} \quad \dots (77)$$

Donde:

S_s : Peso específico relativo del sedimento

P_s : Peso del suelo seco

P_{ma} : Peso del matraz lleno de agua

P_{mas} : Peso del matraz con suelo y agua

Fórmula en la que todas las magnitudes son mensurables en laboratorio. Si deseamos conocer el valor del peso específico del sólido solo usamos la siguiente relación:

$$Ss = \frac{\gamma_s}{\gamma} \Rightarrow \gamma_s = Ss \cdot \gamma \quad \dots (78)$$

Donde:

γ_s : Peso específico del sedimento

γ : Peso específico del agua destilada

3.4.2.3 Características hidráulicas del agua

En el tramo en estudio del río Coata se han tomado cinco secciones transversales con su respectiva progresiva cada 100m entre cada sección, donde se determinó la cota del agua, área, perímetro y el caudal aforado, posteriormente se procedió a calcular la pendiente del tramo y el coeficiente de rugosidad “n” de Manning para los tramos, posteriormente obtener los valores promedios que sirvan como datos en el cálculo de la resistencia al flujo y transporte de sedimentos.

3.4.2.4 Densidad relativa del agua

La determinación de la densidad relativa del agua se obtendrá en el laboratorio mediante el uso del Picnómetro.

Se determina el peso del Picnómetro vacío y luego lleno de agua destilada calibrada en el baño María a la temperatura que se desea trabajar. No debe de existir ningún tipo de presencia de burbuja. Además obtenemos el peso de la muestra más el Picnómetro a temperatura de trabajo.

Para determinar la densidad relativa de la muestra de agua, usamos la fórmula:

$$\rho_{MH_2O} = \frac{P_{MH_2O} - Pv}{P_{H_2O} - Pv} \quad \dots (79)$$

Donde:

ρ_{MH_2O} : Densidad relativa de la muestra de agua

P_{MH_2O} : Peso del Picnómetro más la muestra de agua

P_{H_2O} : Peso del Picnómetro más agua destilada

P_v : Peso del Picnómetro vacío

3.4.2.5 Viscosidad dinámica y cinemática

La determinación de la viscosidad dinámica de la muestra de agua se realizará en laboratorio con la utilización de viscosímetro Newtoniano.

Introduciendo una muestra de 10ml de agua en un viscosímetro, graduado a temperatura deseada. Hasta que el menisco coincida con la marca de enrase del viscosímetro. Para así cronometrar el tiempo que demora la muestra para escurrir por un espacio determinado. Así de la misma forma se procede con el agua destilada y la viscosidad de la muestra.

$$\frac{\mu_M}{\mu} = \frac{\rho_M \cdot T_M \cdot T_M^o}{\rho \cdot T \cdot T^o} \quad \dots (80)$$

$$\mu_M = \frac{\rho_M \cdot T_M \cdot T_M^o \cdot \mu}{\rho \cdot T \cdot T^o} \quad \dots (81)$$

Donde:

μ_M : Viscosidad dinámica de la muestra

μ : Viscosidad dinámica del agua destilada

ρ_M : Densidad de la muestra

ρ : Densidad del agua destilada

T_M : Tiempo de escurrimiento de la muestra

T : Tiempo de escurrimiento del agua destilada

T_M^o : Temperatura de la muestra

T^o : Temperatura del agua destilada

Si deseamos conocer el valor de la viscosidad cinemática " U_M " usamos la siguiente relación:

$$U_M = \frac{\mu_M}{\rho_M} \quad \dots (82)$$

3.5 Trabajo de gabinete

3.5.1 Cálculo de resistencia de flujo

Los estudios de resistencia al flujo se realizan en gabinete con los datos obtenidos del campo, por diferentes métodos que han sido desarrollados con el objetivo de relacionar los parámetros hidráulicos; geométricos y sedimentológicos. Estos métodos pueden ser divididos en dos grandes grupos. Cada uno con un determinado enfoque del problema.

El primer grupo trata la resistencia al flujo como un todo y utiliza expresiones matemáticas relativamente simples de naturaleza empírica, relacionadas con parámetros que intervienen en el fenómeno.

El segundo grupo considera que la resistencia al flujo es debido a la suma de dos efectos: la rugosidad de granos, que es función de la geometría de los sedimentos, y la rugosidad de forma, que corresponde a la resistencia debido a la conformación del lecho.

3.5.2 Fórmula de Paris

$$\frac{C}{C_o} = 1 - 0.47 \log\left(\frac{\tau_o}{\tau_c}\right) + 0.12 \left[\log\left(\frac{\tau_o}{\tau_c}\right) \right]^2 \quad \dots (83)$$

$$C = C_o \cdot \left(1 - 0.47 \log\left(\frac{\tau_o}{\tau_c}\right) + 0.12 \left[\log\left(\frac{\tau_o}{\tau_c}\right) \right]^2 \right) \quad \dots (84)$$

Donde:

C : Coeficiente de Chezy

C_o : Coeficiente de Chezy para la condición crítica

$$C_o = \sqrt{32} \log\left(10 \frac{h_c}{D_{35}}\right) \quad \dots (85)$$

h_c : Profundidad crítica para una pendiente S

$$h_c = \frac{\tau_c \cdot D_{35} \cdot (\gamma_s - \gamma)}{\gamma \cdot S} \quad \dots (86)$$

τ_o : Fuerza tractiva sobre el fondo

τ_c : Fuerza tractiva crítica

$$\tau_{*c} = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma).D} \quad \dots (87)$$

τ_{*c} : Parámetro a dimensional de Shields. Este se obtiene mediante la relación grafica propuesta por Shields (Anexo 5 – Fig. 03)

$$n = \frac{R^{1/6}}{C} \quad \dots (88)$$

$$V = C.(R.S)^{1/2} \quad \dots (89)$$

$$Q = V.A \quad \dots (90)$$

3.5.3 Fórmula Japonesa

Tusubaki y Furuya, para regímenes de Rizos y Dunas

$$\log\left(\frac{K_s}{D}\right) = 3.48(1 - 0.225\tau_*^{1/2}) \quad \dots (91)$$

$$K_s = \left[10^{(3.48(1-0.225(\tau_*^{(-1/2)})))} \right] \quad \dots (92)$$

$$\tau_* = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma).D} = \frac{\gamma.V_*^2}{(\gamma_s - \gamma)g.D} \quad \dots (93)$$

$$V_* = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} = \sqrt{g.R.S} \quad \dots (94)$$

$$n = \frac{K_s^{1/6}}{24} \quad \dots (95)$$

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad \dots (96)$$

$$Q = V \cdot A \quad \dots (97)$$

Ishjara y Iwagaki, para régimen de fondo plano

$$\frac{K_s}{D} = 10\tau_*^{0.769} \quad \dots (98)$$

$$K_s = 10\tau_*^{0.769} \cdot D \quad \dots (99)$$

Donde:

K_s : Rugosidad equivalente del lecho

τ_* : Relación adimensional de la fuerza tractiva

V_* : Velocidad de corte

3.5.4 Método de Brownlie

Régimen de rizos y dunas

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot D^3}} = 4.75 \left(\frac{R}{D} \right)^{1.529} \cdot \frac{S^{0.389}}{\sigma^{0.161}} \quad \dots (100)$$

$$q = 4.75 \left(\frac{R}{D} \right)^{1.529} \cdot \frac{S^{0.389}}{\sigma^{0.161}} \cdot \sqrt{g \cdot D^3} \quad \dots (101)$$

Régimen de anti dunas y rápidas

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot D^3}} = 7.51 \left(\frac{R}{D}\right)^{1.60} \cdot \frac{S^{0.46}}{\sigma^{0.128}} \quad \dots (102)$$

$$Q = q * T \quad \dots (103)$$

Donde:

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

σ : Desviación estándar geométrica de los sedimentos dados por:

$$\sigma = \sqrt{\frac{n \sum D^2 - (\sum D)^2}{n(n-1)}} \quad \dots (104)$$

3.5.5 Método de Ranga Raju

$$A = \frac{Ka \cdot V}{\sqrt{(\rho^* - 1) \cdot g \cdot R}} \quad \dots (105)$$

$$E = Kb \left(\frac{D}{D_{50}}\right)^{1/3} \cdot \frac{S}{\rho^* - 1} \quad \dots (106)$$

$$\rho^* = \frac{\rho_s}{\rho} \quad \dots (107)$$

Donde:

A y E : Parámetros de Ranga Raju. Se obtiene el valor de A en función de E , mediante el gráfico de Ranga Raju (Anexo 5 – Fig. 08).

Ka y Kb : Constantes de Ranga Raju que dependen del D_{50} , se obtiene en el (Anexo 5 – Fig. 09).

D_{50} : Diámetro correspondiente al 50% del material acumulado en el análisis granulométrico por tamizado.

3.6 Cálculo de transporte de sedimentos de fondo

Existen muchas fórmulas para el cálculo de gasto sólido de fondo.

Esta fórmula proporciona la capacidad de transporte, no el gasto sólido real de una corriente para ciertas condiciones que suponen la existencia de un flujo muy esquematizado

3.6.1 Fórmula de Mayer-Peter y Muller

En una cuarta serie de ensayos propone la relación de parámetros adimensionales, como son el parámetro de transporte y el parámetro de flujo.

$$\Phi = \frac{T_{SF}}{\gamma_s} \cdot \left(\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \right)^{1/2} \cdot \left(\frac{1}{g \cdot D^3} \right)^{1/2} \quad \dots (108)$$

$$\tau_* = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)D} = \frac{\gamma \cdot V_*^2}{(\gamma_s - \gamma)g \cdot D} \quad \dots (109)$$

Donde:

Φ : Parámetro de transporte

τ_* : 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:

$$\left(\frac{n_s}{n_r}\right)^{3/2} \cdot \tau_* = 0.047 + 0.25\Phi^{2/3} \quad \dots (110)$$

Además existe la relación:

$$\left(\frac{n_s}{n_r}\right)^{3/2} = \mu \quad \dots (111)$$

Reemplazando ambas ecuaciones (110) en (111) y despejando se tiene:

$$\Phi = \left(\frac{(\mu \cdot \tau_*) - 0.047}{0.25}\right)^{3/2} \quad \dots (112)$$

Despejando la anterior ecuación se tiene:

$$T_{SF} = \frac{\Phi \cdot \gamma_s}{\left(\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma}\right)^{1/2} \cdot \left(\frac{1}{g \cdot D^3}\right)^{1/2}} \quad \dots (113)$$

Donde:

n_s : Macro rugosidad

n_r : Micro rugosidad

μ : Coeficiente de rizos. Se obtiene en el (Anexo 5 – Fig.14)

3.6.2 Fórmula de Duboys

$$T_{SF} = x \cdot \tau_o (\tau_o - \tau_c) \quad \dots (114)$$

T_{SF} : Transporte de sólidos por unidad de ancho en $kg/seg/m$

x : Parámetro de transporte que depende del diámetro de las partículas

τ_o : Fuerza tractiva de la corriente sobre el fondo en kg/m^2

τ_c : Fuerza tractiva crítica en kg/m^2

Los valores x y τ_o fueron obtenidos por Straub, para arena con granulometría uniforme se ven en el (Anexo 5 – Fig. 05).

Trasporte sólido de fondo kg/seg

$$T_{SF} = T_{SF} * T \quad \dots(115)$$

Trasporte sólido de fondo $tn/día$

$$T_{SF} = \frac{T_{SF}}{1000} * 86400 \quad \dots (116)$$

3.6.3 Fórmula de Einstein Brown

Para los parámetros esta dado por:

$$\Phi = \frac{T_{SF}}{\gamma_s \cdot F} \cdot \left(\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \right)^{1/2} \left(\frac{1}{g \cdot D_{50}^3} \right)^{1/2} \quad \dots (117)$$

Donde:

$$F = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2 \cdot \gamma}{g \cdot D_{50}^3 (\gamma_s - \gamma)}} - \sqrt{\frac{36v^2 \cdot \gamma}{g \cdot D_{50}^3 (\gamma_s - \gamma)}} \quad \dots (118)$$

$$\Phi = 40 \left(\frac{1}{\psi} \right)^3 \text{ Para la condición de } \frac{1}{\psi} > 0.09$$

Relación expresada gráficamente (Anexo 5 – Fig. 12).

$$\frac{1}{\Psi} = \tau_* = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma) \cdot D_{50}} \quad \dots (119)$$

$$\Psi = \frac{(\gamma_s - \gamma) \cdot D_{50}}{\tau_o} \quad \dots (120)$$

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

Φ : Parámetro de transporte

Ψ : Parámetro de flujo

Transporte sólido de fondo kg/seg

$$T_{SF} = T_{SF} * T \quad \dots (121)$$

Transporte sólido de fondo $tn/día$

$$T_{SF} = \frac{T_{SF}}{1000} * 86400 \quad \dots (122)$$

3.6.4 Fórmula de Einstein

$$\Phi = \frac{T_{SF}}{\gamma_s} \cdot \left(\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \right)^{1/2} \cdot \left(\frac{1}{g \cdot D_{50}^3} \right)^{1/2} \quad \dots (123)$$

$$\Phi = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \cdot \frac{D_{50}^3}{R \cdot S} \quad \dots (124)$$

Despejando la ecuación (123) se tiene:

$$T_{SF} = \frac{\Phi \cdot \gamma_s}{\left(\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \right)^{1/2} \cdot \left(\frac{1}{g \cdot D_{50}^3} \right)^{1/2}} \quad \dots (125)$$

La solución se observa en el (Anexo 5 – Fig. 13).

$$\Phi = \frac{1}{0.465} \cdot e^{0.39\Psi} \quad \dots (126)$$

Donde:

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

Φ : Parámetro de transporte

Ψ : Parámetro de flujo

3.6.5 Fórmula de Shields

$$T_{SF} = 10q \cdot S \cdot \frac{\tau_o - \tau_c}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right) \cdot D} \quad \dots (127)$$

Donde:

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

τ_o : Fuerza tractiva sobre el fondo

τ_c : Fuerza tractiva crítica

Este valor se obtiene del grafico propuesto por Shields, para la iniciación del movimiento de las partículas del lecho (Anexo 5 – Fig.03).

$$F_{cr}^* = \tau_{*c} = \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)D} \quad \dots (128)$$

τ_{*c} : Parámetro adimensional de Shields

$$Re_* = \frac{V_* \cdot D}{\nu} \quad \dots (129)$$

Re_* : Numero de Reynolds relacionado a la partícula de sedimento

$$q = \frac{Q}{T} \quad \dots (130)$$

q : Caudal líquido por unidad de ancho (caudal específico)

3.6.6 Fórmula de Levi

$$T_{SF} = 0.002 \frac{\gamma_s \cdot V^3 \cdot (V - V_c)}{g^{3/2} \cdot (y * Dm)^{1/4}} \quad \dots (131)$$

Donde:

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

V_c : Velocidad crítica. Propuesto por Levi

$$V_c = 1.4 \sqrt{g} \cdot Dm \left(\frac{Dmax}{Dm} \right)^{1/7} \cdot \ln \left(\frac{y}{7Dm} \right)^{1/2} \quad \dots (132)$$

Dm : Diámetro medio

$Dmax$: Diámetro máximo correspondiente al análisis granulométrico, por tamizado

3.6.7 Fórmula de Garde y Albertson

Plantearon una relación para evaluar el arrastre de fondo sobre un fondo con rizos y dunas. Además de que la mayor parte de ecuaciones obedecen a la siguiente función.

$$\frac{T_{SF}}{V_* \cdot \gamma_s \cdot D} = f \left(\frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)D} + \frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)D} \right) = f(\tau_* - \tau_{*c}) \quad \dots (133)$$

En un análisis del parámetro adimensional de la fuerza tractiva se tiene:

$$T_{SFB}^* = \frac{T_{SF}}{V_* \cdot \gamma_s \cdot D} \quad \dots (134)$$

$$T_{SF} = T_{SFB}^* \cdot V_* \cdot \gamma_s \cdot D \quad \dots (135)$$

Donde:

$$T_{SF}^* = f(\tau_*) \quad \dots (136)$$

El cual se obtiene del grafico de Garde y Albertson que relaciona el adimensional de la fuerza tractiva.

$$\tau_* = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)D} = \frac{\gamma \cdot V_*^2}{(\gamma_s - \gamma) \cdot g \cdot D} \quad \dots (137)$$

$$T_{SF} = 2500S^{3/2}(q - q_o) \quad \dots (138)$$

$$q = \frac{Q}{T} \quad \dots (139)$$

Donde:

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

q : Caudal liquida por unidad de ancho (caudal especifico) en *kg/seg/m*

q_o : Caudal critico especifico (caudal unitario) en *kg/seg/m*

$$q_o = 0.26 \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)^{5/3} \cdot \frac{D_{40}^{3/2}}{S^{7/6}} \quad \dots (140)$$

3.6.8 Solución de Zanke

En esta solución Zanke propone la utilización de la curva de riesgo, en el cual el valor de la fuerza tractiva critica de Shields marca un estado de riesgo $Ri = 0.01$ (10%). (Anexo 5 – Fig. 15)

$$T_{SF} = 0.04 \frac{\gamma_s}{g} \cdot V_* \cdot D \cdot \left(\frac{V_*}{V_c} \right) \cdot \frac{V}{\sqrt{g \cdot y}} \cdot Ri \quad \dots (141)$$

$$V_* = \sqrt{g \cdot y \cdot S} \quad \dots (142)$$

$$V_c = \sqrt{\tau_{*c} \cdot \rho' \cdot g \cdot D} \quad \dots (143)$$

$$\rho' = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \quad \dots (144)$$

$$Ri = \left[10 \left(\frac{\tau_o}{\tau_{*c}} \right)^9 + 1 \right]^{-1} \quad \dots (145)$$

$$\tau_o = \gamma \cdot R \cdot S \quad \dots (146)$$

$$D^* = \left[\frac{\rho' \cdot g}{v^2} \right]^{1/3} \cdot D_{50} \quad \dots (147)$$

$$\text{Si, } D^* \leq 6 \Rightarrow \tau_{*c} = 0.109D^{*-0.5} \quad \dots (148)$$

$$\text{Si, } 6 < D^* \leq 10 \Rightarrow \tau_{*c} = 0.14D^{*-0.64} \quad \dots (149)$$

$$\text{Si, } 10 < D^* \leq 20 \Rightarrow \tau_{*c} = 0.04D^{*-0.1} \quad \dots (150)$$

$$\text{Si, } 20 < D^* \leq 150 \Rightarrow \tau_{*c} = 0.013D^{*-0.29} \quad \dots (151)$$

$$\text{Si, } D^* > 6 \Rightarrow \tau_{*c} = 0.055 \quad \dots (152)$$

Donde:

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

V_* : Velocidad de corte

V_c : Velocidad crítica

Ri : El riego de Zanke

3.7 Cálculo del Transporte de sedimentos en suspensión

Uno de los problemas de mayor interés en la mecánica de suspensión, es el estudio de un método exacto como las partículas de sedimento en suspensión. Es ampliamente conocido que las turbulencias del flujo es la responsable por la suspensión de las partículas en una corriente de agua. Las partículas en suspensión están sujetas a la acción de la componente vertical de la velocidad turbulenta hacia arriba y hacia abajo, y a la acción de la gravedad que causa la sedimentación de las partículas que tienen mayor peso específico que el agua.

El exceso de la fuerza tractiva, con respecto a la crítica, es lo que causa el movimiento de las partículas de fondo y determina la intensidad del arrastre, que se caracteriza porque las partículas ruedan o se deslizan sobre el fondo. Si la fuerza tractiva aumenta un poco mas algunas de las partículas se desprenden del fondo y avanzan temporalmente a saltos. Si la fuerza tractiva continua aumentando llega un momento en que la velocidad de corte será mayor que la velocidad de caída de las partículas y estas entran en suspensión.

3.7.1 Fórmula de Garde y Pande

$$\frac{T_{ss}}{q \cdot \gamma} = 0.000051 \left(\frac{V_*}{\omega} \right)^4 \quad \dots (153)$$

$$T_{ss} = 0.000051 \left(\frac{V_*}{\omega} \right)^4 \cdot q \cdot \gamma \quad \dots (154)$$

$$V_* = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} = \sqrt{g \cdot R \cdot S} \quad \dots (155)$$

Donde:

T_{ss} : Transporte sólido en suspensión por unidad de ancho en $kg/seg/m$

V_* : Velocidad de corte

ω : Velocidad de sedimentación, este valor puede ser obtenido del grafico de Yallin. Mediante la relación de $\frac{\omega \cdot D}{v}$ y $\frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma} \cdot \frac{D^3 \cdot g}{v^2}$, (Anexo 5 – Fig.02).

Trasporte sólido de suspensión *kg/seg*

$$T_{SF} = T_{SF} * T$$

Trasporte sólido de suspensión *tn/día*

$$T_{SF} = \frac{T_{SF}}{1000} * 86400$$

3.7.2 Método de Samaga

$$\Phi = \frac{T_{SS}}{\gamma_s} \cdot \left(\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \right)^{1/2} \cdot \left(\frac{1}{g - D^3} \right)^{1/2} \quad \dots (156)$$

$$T_{SS} = \frac{\Phi \cdot \gamma_s}{\left(\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \right)^{1/2} \cdot \left(\frac{1}{g - D^3} \right)^{1/2}} \quad \dots (157)$$

$$\Phi = 30\tau_*^3 \quad \dots (158)$$

$$\tau_* = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)D} = \frac{\gamma \cdot V_*^2}{(\gamma_s - \gamma)g \cdot D} \quad \dots (159)$$

Donde:

T_{SS} : Transporte sólido en suspensión por unidad de ancho en *kg/seg/m*

Φ : Parámetro de transporte

τ_* : Adimensional de la fuerza tractiva

3.7.3 Fórmula de Benedict y Vanuni

$$T_{SS} = 0.0027Q \cdot C_s \quad \dots (160)$$

$$Q = 35.314 * Q_{(m^3/s)} \quad \dots (161)$$

Donde:

T_{SS} : Transporte sólido en suspensión por unidad de ancho en *tn/día*

Q : Descarga de agua en *pie³/seg*

C_s : Concentración de agua en suspensión en *ppm*

3.7.4 Metodo de Lane y Kalinske

$$T_{SS} = q \cdot C_s \cdot e^{15\left(\frac{n}{y^{1/6}}\right)} \cdot \Omega \quad \dots (162)$$

Donde:

T_{SS} : Transporte sólido en suspensión por unidad de ancho en *tn/día*

q : Caudal líquido por unidad de ancho (caudal unitario) en *m³/seg/día*

C_s : Concentración de carga en suspensión en *kg/m³*

e : Valor exponencial igual a 2.718282

n : Rugosidad de Manning

y : Tirante en *m*

Ω : Factor de transporte de Lane y Kalinske, que dependen de:

$$\Omega = f\left(\frac{\omega}{V_*}, \frac{n}{y^{1/6}}\right) \quad \dots (163)$$

ω = Velocidad de sedimentación, esta puede ser obtenida de la relación de YALLIN (Anexo 5 – Fig. 02).

$$V_* = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} = \sqrt{g \cdot R \cdot S} \quad \dots (164)$$

V_* : Velocidad de corte

3.7.5 Medición del transporte sólido en suspensión

a. Obtención de la concentración de sólidos

Realizando 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 sedimentos y agua. Esto realizando la separación de los sólidos del agua utilizando el papel filtro, con ayuda de bombas de vacíos. Para así conocer la cantidad del peso de sólidos que se encuentran en una cierta cantidad volumétrica conocida de muestra de agua, que viene a ser la concentración de sólidos suspendidos en el agua.

En el procedimiento de laboratorio, se obtiene el valor de la concentración mediante la utilización de las siguientes ecuaciones:

$$Cs(\text{gr/lit}) = \frac{(Wf - Wi)}{Vm} * 1000 \quad \dots (165)$$

$$Cs(\text{ppm}) = \frac{Wf - Wi}{W_{(\text{filtro+agua})} - Wi} * 10^6 \quad \dots (166)$$

Donde:

Cs : Concentración de sólidos o sedimentos suspendidos

Wf : Peso del filtro con muestra y/o sedimentos (g)

$W_{(\text{filtro+agua})}$: Peso del filtro mas la muestra de agua

Wi : Peso del filtro (g)

Vm : Volumen de la muestra

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.

$$T_{SS} = Q * C_s \quad \dots (167)$$

Donde:

T_{SS} : Transporte sólido en suspensión *kg/seg*

Q : Descarga de agua en *m³/seg*

C_s : Concentración de carga en suspensión en *kg/m³*

3.8 Cálculo Transporte de sedimentos totales

Generalmente se calcula sumando el transporte en suspensión con el transporte de fondo.

Las dos formas de transporte de sólidos son fundamentalmente diferentes. Por eso la mayor parte de los investigadores recomiendan: calcular las dos partes separadamente, y que la suma de las dos es la capacidad de transporte total.

3.8.1 Método de Engelund y Hansen

$$\Phi = \frac{T_{ST}}{\gamma_s} \cdot \left(\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \right)^{1/2} \cdot \left(\frac{1}{g \cdot D_{50}^3} \right)^{1/2} \quad \dots (168)$$

$$T_{ST} = \frac{\Phi \cdot \gamma_s}{\left(\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \right)^{1/2} \cdot \left(\frac{1}{g \cdot D_{50}^3} \right)^{1/2}} \quad \dots (169)$$

$$\Phi \cdot f = 0.4 \tau_*^{5/2} \quad \dots (170)$$

$$\Phi = \frac{0.4\tau_*^{5/2}}{f} \quad \dots (171)$$

$$f = 8 \left(\frac{V_*}{V} \right)^2 \quad \dots (172)$$

$$\tau_* = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)D} \quad \dots (173)$$

Donde:

T_{ST} : Transporte sólido total por unidad de ancho $kg/seg/m$

Φ : Parámetro de transporte

f : Factor de fricción

3.8.2 Método de Garde y Datiri

$$\frac{T_{ST}}{V_* \cdot D \cdot \gamma_s} = f(\tau_*) \quad \dots (174)$$

$$\frac{T_{ST}}{V_* \cdot D \cdot \gamma_s} = 16\tau_*^4 \quad \dots (175)$$

$$T_{ST} = 16\tau_*^4 \cdot V_* \cdot D \cdot \gamma_s \quad \dots (176)$$

$$\tau_* = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)D} \quad \dots (177)$$

Donde:

T_{ST} : Transporte sólidos totales por unidad de ancho $kg/seg/m$

τ_* : Parámetro de flujo

3.8.3 Método de Graf y Acaroglu

$$\frac{T_{ST}}{V_* \cdot D \cdot \gamma_s} = f(\tau_*) \quad \dots (178)$$

$$\frac{T_{ST}}{V_* \cdot D \cdot \gamma_s} = 10.39 \tau_*^{2.02} \quad \dots (179)$$

$$T_{ST} = 10.39 \tau_*^{2.02} \cdot V_* \cdot D \cdot \gamma_s \quad \dots (180)$$

$$\tau_* = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)D} \quad \dots (181)$$

Donde:

T_{ST} : Transporte sólidos totales por unidad de ancho $kg/seg/m$

3.8.4 Metodo de Ackes y White

$$\Phi = \frac{T_{ST}}{\gamma_s} \cdot \left(\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \right)^{1/2} \cdot \left(\frac{1}{g \cdot D_{50}^3} \right)^{1/2} \quad \dots (182)$$

$$T_{ST} = \frac{\Phi \cdot \gamma_s}{\left(\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \right)^{1/2} \cdot \left(\frac{1}{g \cdot D_{50}^3} \right)^{1/2}} \quad \dots (183)$$

$$G = \frac{(g \cdot y)^{1/2} \cdot \Phi}{V} \cdot \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)^{1/2} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_s} \left(\frac{V_*}{V} \right)^{c_4} \quad \dots (184)$$

$$G = c_2 \left(\frac{\tau_*^{0.5}}{c_3} - 1 \right)^{c_4} \quad \dots (185)$$

Los valores de c_1 , c_2 , c_3 , c_4 , depende de D_* , el cual está dado por:

$$D_* = D \left(\frac{(\gamma_s - \gamma) \cdot g}{\gamma \cdot v^2} \right)^{1/2} \quad \dots (186)$$

Además de que:

Para los valores de: $1 < D_* < 60$

$$C_1 = 1 - 0.56 \text{Log} D_* \quad \dots (187)$$

$$\text{Log} c_2 = 2.86 \text{Log} D_* - (\text{Log} D_*)^2 - 3.54 \quad \dots (188)$$

$$c_3 = \frac{0.23}{D_*^{1/2}} + 0.14 \quad \dots (189)$$

$$c_4 = \frac{9.66}{D_*} + 1.34 \quad \dots (190)$$

Para los valores de: $D_* > 60$

$$C_1=0 \quad ; \quad C_2=0.025 \quad \dots (191)$$

$$C_3=0.17 \quad ; \quad C_4=1.50$$

Donde:

Φ = Parámetro de transporte

V_* = Velocidad de corte

CAPITULO IV

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Características del río Coata

4.1.1 Características topográficas y batimétricas

La caracterización del material del lecho, normalmente se encuentra en una mezcla de diferentes tamaños de granos donde se debe tener en cuenta la abertura de equivalencia de mallas, la cual puede ser caracterizado por la curva de graduación mediante la distribución de tamaños, estos están representados en una curva granulométrica con la relación de los diámetros de la partícula en (mm), con respecto con el material que pasa, las características morfológicas de un curso de agua: anchura, profundidad media y pendiente, son funciones de 3 parámetros, caudal líquido máximo ($Q_{m3/s}$) más frecuente, Diámetro medio de sedimentos del Lecho (D_m), Caudal sólido (C_s), aguas arriba del trecho considerado, constituido de los sedimentos más frecuentes en el Cauce.

Los diámetros característicos incluyendo las medias aritméticas y geométricas están mostrados en la (Cuadro 4.4) de los diámetros característicos del sedimento del lecho de río Coata: $D_m = 0.6314$ mm, arena con arcilla del lecho del río, medio geométrico: $D_g = 3.9209$ mm, estos valores son resultados a los sedimentos de fondo del río Coata de modo general de la curva granulométrica según Alien Hazen coeficiente de uniformidad $C_u = 2.490$, coeficiente de curvatura $C_c = 0.837$, para sedimentos del lecho de río.

Para la ejecución del presente trabajo se ha establecido (6) secciones transversales en un tramo de estudio de 0.5 km., obteniendo las cotas del fondo y de la superficie, ancho de cauce y profundidad del río. Para posteriormente realizamos la comparación grafica de la configuración del lecho del río, de esto se observa la variación de las diferentes secciones transversales. Por lo tanto se toma como sección representativa a la que

presenta una configuración en cierta manera estable, así pues se tomó la sección correspondiente a la progresiva 0+00.

Se han obtenido los valores de la pendiente de fondo y de la pendiente de superficie promedios, mediante las diferencias de las cotas de las secciones establecidas, las cuales presentan una variación. Por lo cual tomamos en cuenta el valor de la pendiente superficial $S = 0.00042\text{m/m}$, por la que más se acerca a la pendiente de energía en un cauce fluvial.

4.1.2 Características geométricas e hidráulicas.

En el río Coata se aforaron los meses de enero hasta el mes de marzo en cada progresiva obteniendo así el promedio de $V = 1.163\text{m/seg}$.

Así mediante los valores de caudal y la fórmula de Manning obtenemos los valores de rugosidad para cada sección. Teniendo como resultado una rugosidad promedio de $n = 0.0340$ (Cuadro 4.1).

Mediante la utilización de la sección representativa del río 0+00 y el uso de los valores promedios de velocidad y de rugosidad, se procede a calcular las características hidráulicas del río para diferentes tirantes, obteniendo como valores máximos para un tirante de $y = 2.72\text{m}$, los valores de: área hidráulica $A = 88.371\text{m}^2$, perímetro mojado $P = 54.434\text{m}$, espejo de agua, $T = 53.95\text{m}$, radio hidráulico $R = 1.623\text{m}$ y un caudal de $Q = 73.928\text{m}^3/\text{seg}$. (Cuadro 4.2).

Se plantea que los parámetros hidráulicos: tanto el área hidráulica, perímetro mojado, espejo de agua y radio hidráulico, varían según el tirante y para nuestro requerimiento deben ser ajustados a una distribución cuadrática (mediante mínimos cuadrados). Obteniendo que los parámetros hidráulicos obedecen a la siguiente ecuación:

Ecuación de distribución del caudal.

$$Q = 10.801y^2 - 2.221369y - 0.012$$

Ecuación de distribución del área hidráulica.

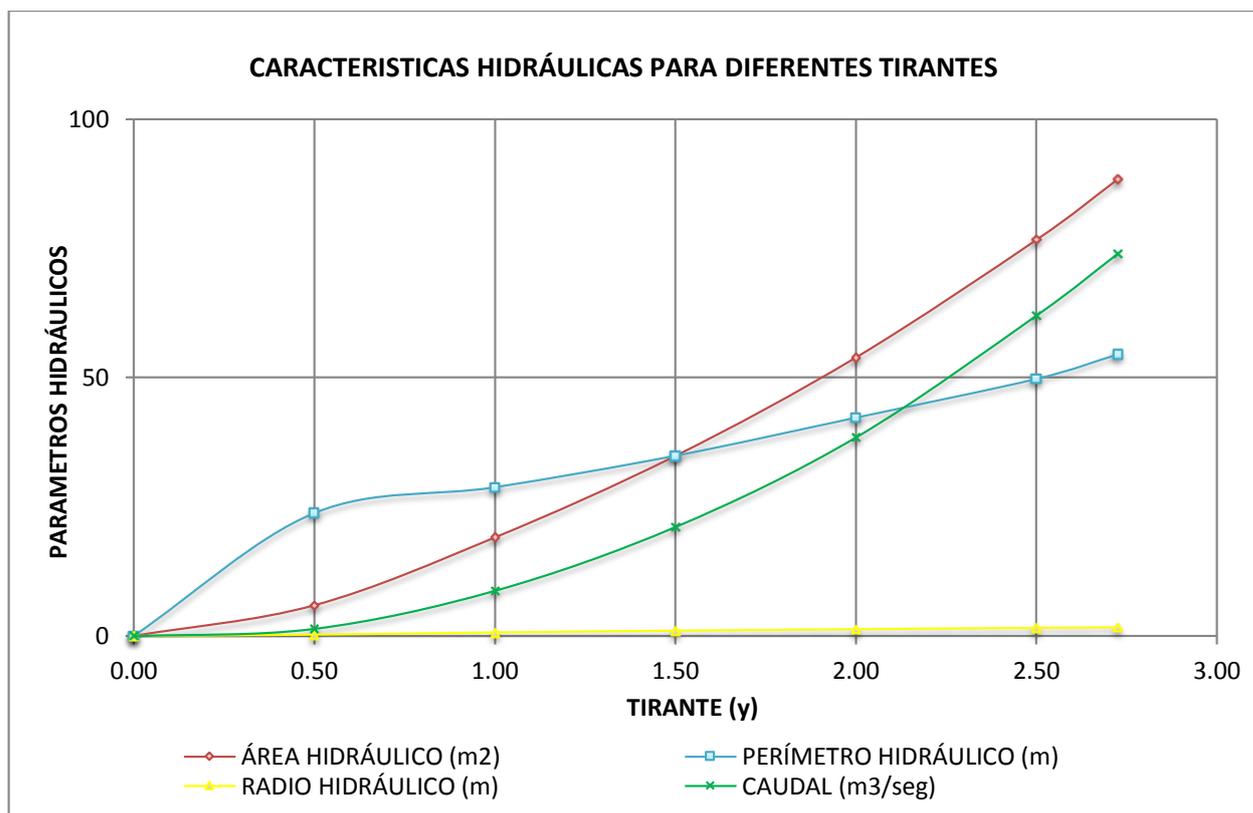
$$A = 7.706y^2 + 11.76202y - 0.631$$

Ecuación de distribución del perímetro mojado.

$$P = -3.711y^2 + 27.76473y + 4.057$$

Ecuación de distribución de radio hidráulico.

$$R = -0.046y^2 + 0.744136y - 0.040$$



RO 4.1: Resumen de datos topográficos, cálculo de pendiente y coeficiente de rugosidad.

ESTACIÓN No	PROGRESIVA (Km)	COTA (m.s.n.m.)	PERÍMETRO (m)	ÁREA (m ²)	VELOCIDAD (m/s)	CAUDAL (m ³ /seg)	PENDIENTE (m/m)	RUGOSIDAD n (Manning)
1	0 + 000	3808.34	54.434	88.434	0.835	73.842	-	-
2	0 + 100	3808.35	57.231	61.470	1.187	72.965	0.0001	0.03
3	0 + 200	3808.39	45.405	63.984	1.154	73.838	0.0004	0.03
4	0 + 300	3808.48	51.237	53.568	1.349	72.263	0.0009	0.03
5	0 + 400	3808.50	51.253	59.679	1.225	73.107	0.0002	0.03
6	0 + 500	3808.55	54.827	60.069	1.230	73.885	0.0005	0.03
PROMEDIO				64.534	1.163	73.317	0.00042	0.03

RO 4.2: Resumen de cálculo de las característica hidráulicas para diferentes tirantes.

Obtenidos para los Cálculos de las Características Hidráulicas y Fuerza Tractivas:

ρ (kg/m ³) = 2638.52	D_m (m) = 0.000631	g (m/seg ²) = 9.81	S (m/m) = 0.00042
ρ (kg/m ³) = 1000	u (m ² /seg) = 1.360E-06		n = 0.0340

y (m)	A (m ²)	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m ³)	t _o (kg/m ²)	t*
0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
0.50	5.931	23.750	23.36	0.250	0.240	1.424	0.106	0.10
1.00	19.058	28.750	28.34	0.663	0.460	8.775	0.281	0.27
1.50	34.842	34.840	33.83	1.000	0.606	21.102	0.424	0.41
2.00	53.890	42.200	41.19	1.277	0.713	38.416	0.541	0.52
2.50	76.665	49.700	48.51	1.543	0.809	61.986	0.654	0.63
2.72	88.371	54.434	53.95	1.623	0.837	73.928	0.688	0.66

4.2. Características de los sedimentos

4.2.1. Tipologías de los sedimentos.

El análisis granulométrico realizado a los sedimentos mediante el tamizado del lecho del río Coata, nos da la gráfica de curva de distribución granulométrica, relacionando los tamaños con los porcentajes acumulados que pasan por una determinada malla.

La distribución granulométrica nos permite determinar los diámetros representativos y efectivos, así como los indicadores de uniformidad y graduación.

Diámetro medio aritmético $D_m = 0.6314\text{mm}$, diámetro medio geométrico, $D_g = 3.9209\text{mm}$, coeficiente de uniformidad $C_u = 2.490$, coeficiente de curvatura $C_c = 0.837$ y $\sigma_x = 1.3825$ (Cuadro 4.4).

Y, si usamos la clasificación para sedimentos de lecho, de la American Geophysical Union (A.G.U) (Escala de Wentworth (Tabla 2.4) podemos decir que el material de lecho está constituido por una mezcla de graba fina de (8 a 4 mm), graba muy fina (4 a 2 mm), arena muy gruesa (2 a 1 mm) y arena gruesa (1 a 0.5 mm).

Cuadro 4.3: Resumen de diámetros característicos

Diámetros Característicos (mm)	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3	Promedio
Dmedio	1.815	0.631	0.657	1.035
D10	0.323	0.080	0.089	0.164
D60	0.713	0.200	0.226	0.380
D50	0.624	0.157	0.207	0.329
D16	0.336	0.091	0.107	0.178
D35	0.778	0.778	0.778	0.778
D40	0.859	0.859	0.859	0.859
D65	1.569	1.569	1.569	1.569
D90	4.907	4.907	4.907	4.907

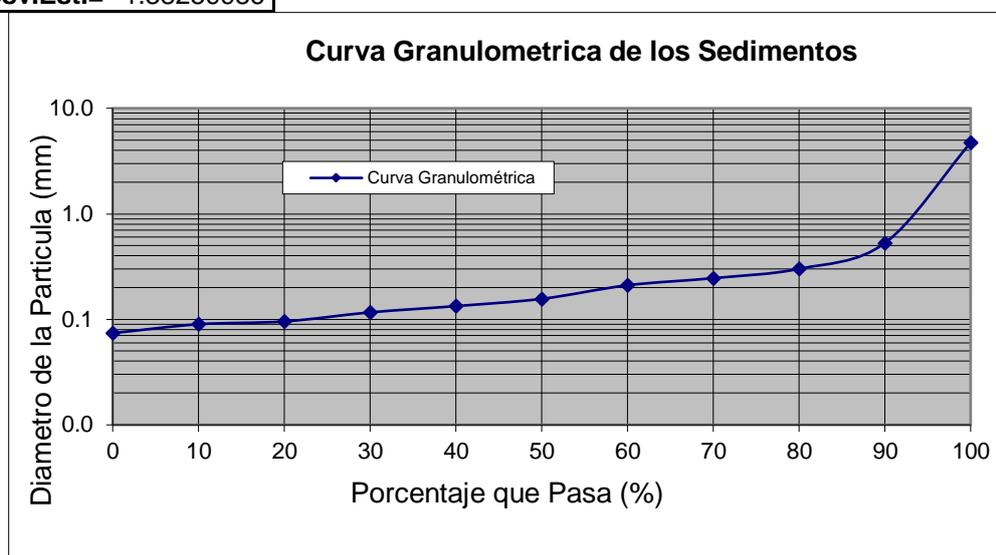
Fuente: Elaboración Propia



Cuadro 4.4: Curva de distribución granulométrica de los sedimentos de lecho

Diámetros (mm)	% que pasa
0.074	0
0.090	10
0.095	20
0.116	30
0.133	40
0.156	50
0.210	60
0.246	70
0.301	80
0.530	90
4.760	100

Desv.Est.= 1.38259986



Diámetros Característicos (mm)	
D16=	0.090823795
D35=	0.777753430
D40=	0.858557180
D50=	0.156808868
D60=	0.199616353
D65=	1.568812700
D84=	3.589970800
D90=	4.907168700
Cu=	2.490654658

I (%)	Di (mm)	I·Di	Log Di	iLogDi
20	0.085	1.695	-1.072	-21.439
20	0.114	2.289	-0.941	-18.827
20	0.172	3.438	-0.765	-15.295
20	0.256	5.116	-0.592	-11.843
20	2.531	50.612	0.403	8.065
suma	100	suma	suma	-59.339

Medía Aritmética : $D_m = 63.150/100$	Dm=	0.63149654
Medía Geométrica : $D_g = \text{antilog}(59.339/100)$	Dg=	3.920938

Cc=	0.837289593
Dm=	0.63149654
Dg=	3.920938

Peso específico del sedimento: = 2638.52	kg/m ³
--	-------------------

4.2.2. Peso específico relativo

El peso específico relativo de los sólidos se determinan en el laboratorio haciendo el uso de un matraz de marca de enrase, como se indica en el procedimiento de laboratorio. Se ha podido calcular el valor del peso específico relativo de la partícula de sedimento $S_s = 2.6385$, y a partir de este el valor del peso específico de la partícula $\gamma_s = 2638.52 \text{ kg/m}^3$ (Anexo 03).

4.3. Características del agua

4.3.1 Densidad relativa del agua

A partir de la muestra y el suelo de un picnómetro se pudo obtener el valor de la densidad relativa de la muestra de agua $\rho_r = 1.001243$, teniendo como resultado que densidad, $\rho = 1001.243 \text{ kg/m}^3$, como se indica en el procedimiento de laboratorio (Anexo 03).

4.3.2 Viscosidad dinámica y cinemática

Con el uso del viscosímetro Newtoniano, se calculó los valores de la viscosidad dinámica a una temperatura de 15.8 C° , obteniendo que la viscosidad dinámica es: $\mu = 0.001362 \text{ N-s/m}^2$ y mediante este el valor de viscosidad cinemática, $\nu = 1.360 \text{ E-}06 \text{ m}^2/\text{seg}$. Como se indica en el procedimiento de laboratorio. (Anexo 03).

4.3.3 Concentración de sólidos

Después de obtener la muestra de agua en el campo o/y río se procede a calcular la concentración de sólidos mediante la diferencia de pesos, y utilizando el papel filtro con ayuda de bombas de vacíos, obteniéndose el valor de: $C_s = 1.41\text{kg/m}^3$ y $C_s = 1932.8698\text{ppm}$, el procedimiento se indica en el (Anexo 03).

4.4. Resultados de la resistencia al flujo

Aplicadas las diferentes fórmulas para calcular la resistencia al flujo, construimos lo que serán las curvas de descarga del río Coata para diferentes tirantes, y hacemos una comparación gráfica de los resultados obtenidos de las fórmulas usadas tenemos en la (Cuadro 4.5).

El caudal calculado según medición de velocidades mediante correntómetro, observamos que los valores obtenidos por las fórmulas de Tsubaki con $78.301\text{m}^3/\text{seg}$. Además de Ishijara $147.840\text{m}^3/\text{seg}$. Ranga Raju con $144.458\text{m}^3/\text{seg}$ y Brownlie con $87.008\text{m}^3/\text{seg}$. Son los que más se acercan al valor del caudal medido $73.928\text{m}^3/\text{seg}$.

Y los resultados de las fórmulas de Lovera con $67.902\text{m}^3/\text{seg}$, y Paris con $26.431\text{m}^3/\text{seg}$ son resultados que están por debajo del caudal medido.

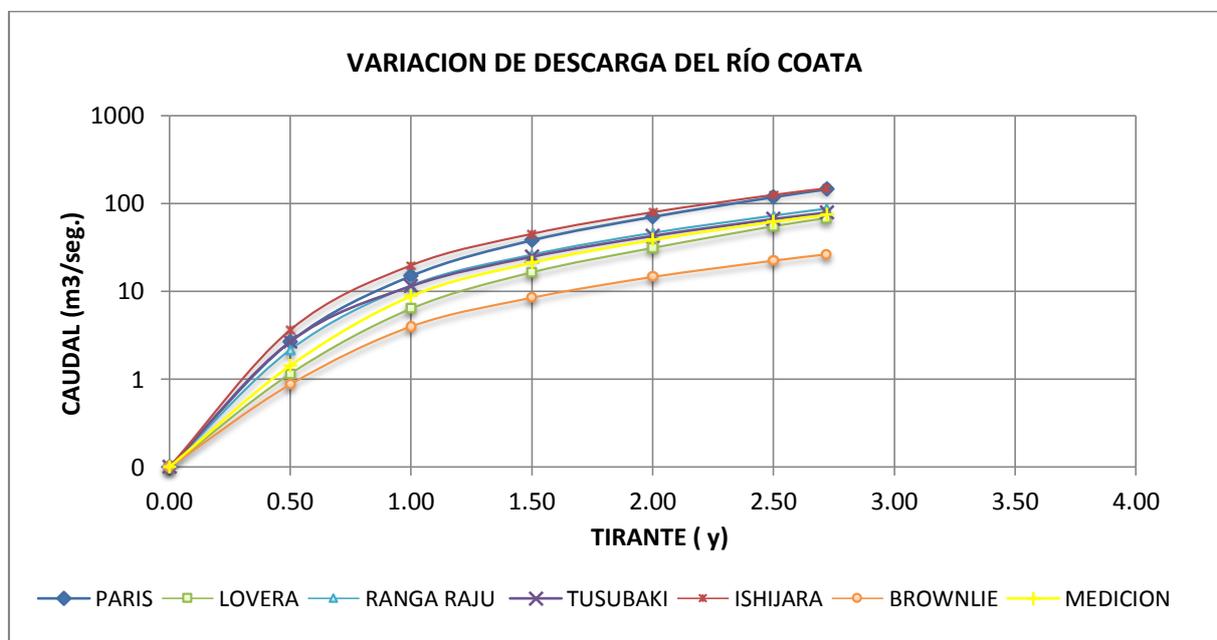
Para un análisis de la resistencia al flujo estos valores son descartados debido a que no pueden ser evaluados por la gran variación que estos poseen en relación al caudal aforado.

Variación excesiva de estos resultados se debe a las diferentes condiciones en que las fueron planteadas las fórmulas. Las cuales, no son iguales a las del río. Además de que algunas tienen origen netamente teórico, otros orígenes experimentales, y otras son netamente empíricas. Incluso las condiciones experimentales son diferentes.

Porque solo de esta manera se puede llegar a la verdad.

Cuadro 4.5: Resultados del cálculo de la resistencia al flujo

y (m)	Q (m ³ /seg) RANGA RAJU	Q (m ³ /seg) LOVERA	Q (m ³ /seg) BROWNLIE	Q (m ³ /seg) TUSUBAKI	Q (m ³ /seg) ISHIJARA	Q (m ³ /seg) PARIS	Q (m ³ /seg) MEDICIÓN
0.000	0	0	0	0	0	0	0
0.500	2.662	1.149	2.153	2.670	3.621	0.872	1.424
1.000	14.930	6.331	11.619	11.444	19.682	3.981	8.775
1.500	37.997	16.439	26.011	24.726	44.904	8.467	21.102
2.000	70.317	31.111	46.023	42.645	79.224	14.609	38.416
2.500	117.883	54.926	72.353	66.282	124.773	22.390	61.986
2.720	144.458	67.902	87.008	78.301	147.840	26.431	73.928



4.5. Resultados de transporte de sedimentos de fondo

Empleando las fórmulas para determinar el transporte sólido de fondo del río Coata, se ha obtenido resultados que son variados los cuales podemos observar en el (Cuadro 4.6a) y (Cuadro 4.5b).

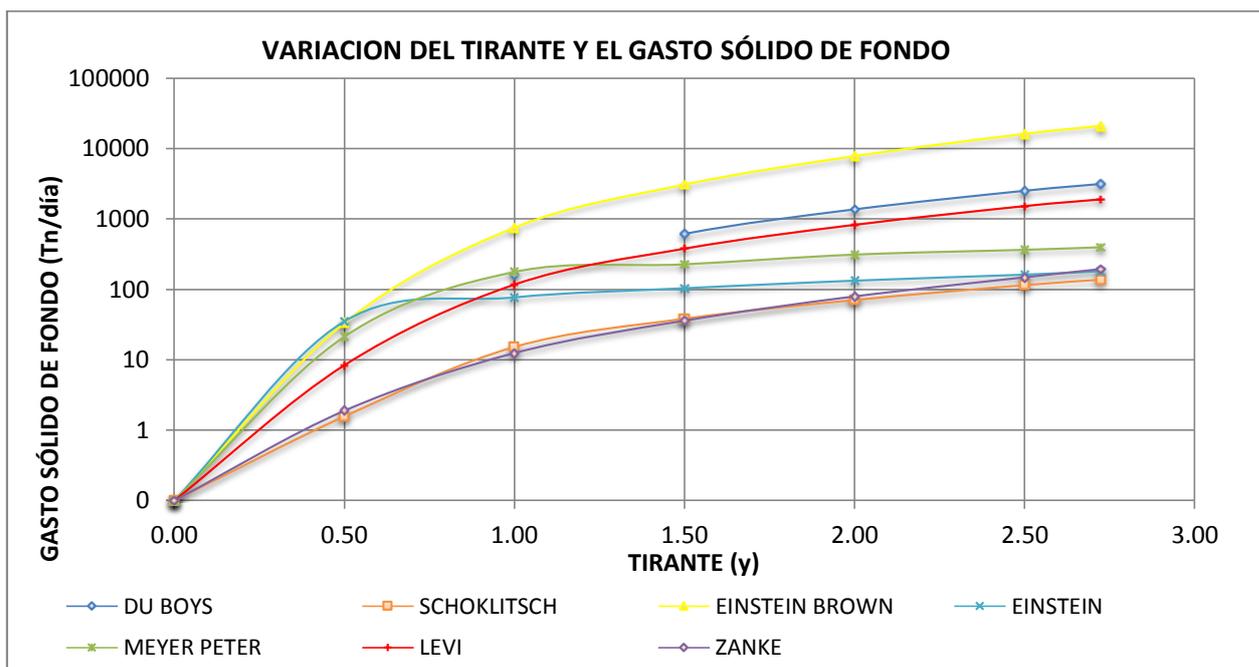
Comparando los siguientes resultados de la capacidad de arrastre de fondo, se procede a calcular lo que serán: las curvas de variación del transporte sólido de fondo para diferentes tirantes, y de la misma forma las curvas de variación del transporte sólido de fondo y caudales líquidos.

Observamos que los valores más altos que se pudieron calcular, están dados por la fórmula de Levi con 1,903.60TN/día, también la fórmula de Einstein Brown con 21,073.13TN/día y el de la fórmula de Du Boys con 3,129.25TN/día.

El resultado de la fórmula de Einstein con 179.95TN/día, Meyer-Peter y Muller con 397.76TN/día, Schocklitsch con 136.83TN/día, y el resultado de, Zanke con 192.46TN/día. Expresa un valor de variación, al igual que la resistencia al flujo podemos relacionarla a las diferentes condiciones en las que fueron concebidas las fórmulas del gasto sólido de fondo, pues en el lecho tenemos una mezcla de granos, y en estas se usan valores representativos de la graduación de granos constituyentes del lecho.

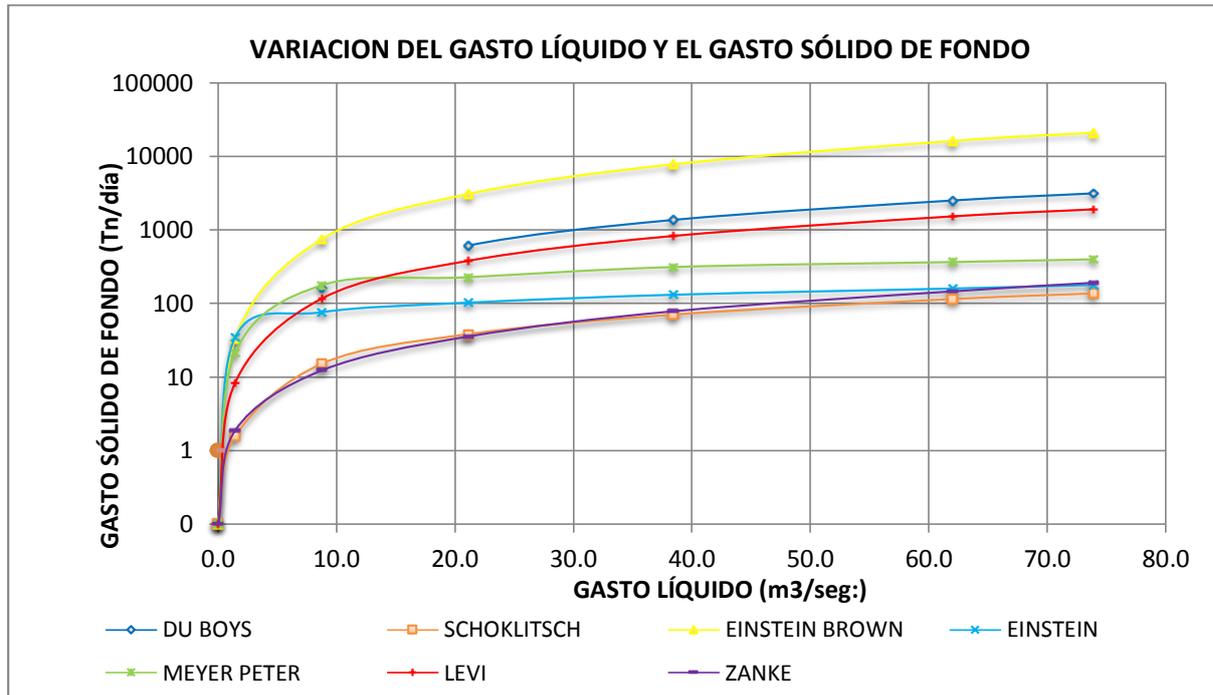
Cuadro 4.6a: Cálculo del transporte sólido de fondo, variación del tirante y el gasto sólido

y (m)	TSF (TN/día) DU BOYS	TSF (TN/día) SCHOKLITSCH	TSF (TN/día) E. BROWN	TSF (TN/día) EINSTEIN	TSF (TN/día) MEYER PETER	TSF (TN/día) LEVI	TSF (TN/día) ZANKE
0.00	0	0	0	0	0	0	0
0.50	0.00	1.57	33.21	34.91	21.26	8.36	1.88
1.00	162.45	15.19	753.54	76.51	177.08	116.99	12.37
1.50	614.19	38.17	3088.96	103.03	227.39	379.37	35.68
2.00	1365.57	70.47	7830.59	132.05	312.56	826.53	78.73
2.50	2502.82	114.57	16254.15	160.57	365.65	1525.57	146.97
2.72	3129.25	136.83	21073.13	179.95	397.76	1903.60	192.46



Cuadro 4.6b: Cálculo del transporte sólido de fondo, variación del gasto líquido y el gasto sólido de fondo

Q (m3/seg)	TSF (TN/día) DU BOYS	TSF (TN/día) SCHOKLITSCH	TSF (TN/día) E. BROWN	TSF (TN/día) EINSTEIN	TSF (TN/día) MEYER PETER	TSF (TN/día) LEVI	TSF (TN/día) ZANKE
0.00	0	0	0	0	0	0	0
1.42	0.00	1.57	33.21	34.91	21.26	8.36	1.88
8.77	162.45	15.19	753.54	76.51	177.08	116.99	12.37
21.10	614.19	38.17	3088.96	103.03	227.39	379.37	35.68
38.42	1365.57	70.47	7830.59	132.05	312.56	826.53	78.73
61.99	2502.82	114.57	16254.15	160.57	365.65	1525.57	146.97
73.93	3129.25	136.83	21073.13	179.95	397.76	1903.60	192.46



4.6. Resultados de transporte de sedimentos en suspensión

La concentración de sólidos es el principal influyente en el cálculo del transporte sólido suspendido, y también se considera que el transporte en suspensión es un estado avanzado de la tracción del flujo sobre el lecho y que se encuentra en un estado de equilibrio entre la erosión y la sedimentación en el cauce fluvial. Podemos emplear las fórmulas para el cálculo del transporte sólido en suspensión del río Coata, y de esta manera se obtiene una serie de resultados los cuales podemos observar en el (Cuadro 4.7a) y (Cuadro 4.7b).

Antes de verificar estos resultados y hacer una comparación, del gasto sólido suspendido, se procede a graficar lo que serán: las curvas de variación del transporte sólido en suspensión para diferentes tirantes, y de la misma manera las curvas de variación del transporte sólido en suspensión y caudales líquidos.

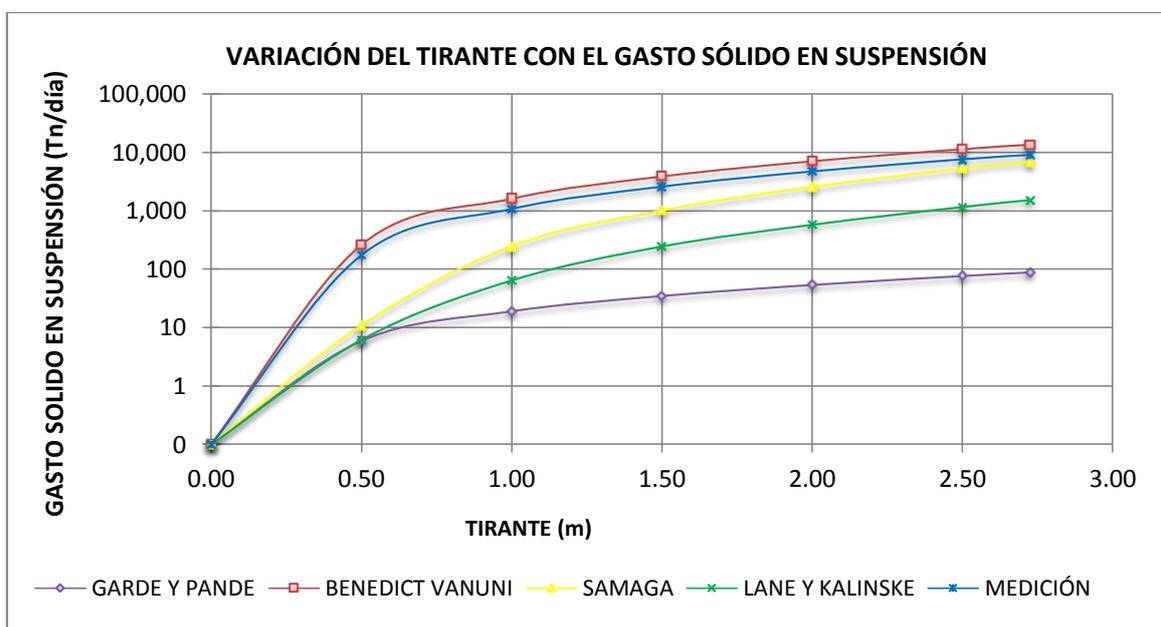
Los que se obtienen del gasto sólido en suspensión, nos dan un valor obtenido mediante el uso de la fórmula de Garde y Pande con 88.37TN/día, siendo este valor el más bajo calculado. Seguido por el resultado de la fórmula de Samaga con 6,912.78TN/día. y Lane y Kaliske con 1,528.26TN/día.

Podemos ver que los valores resultantes de la fórmula Benedict y Vanuni, con un valor máximo de 13,624.51TN/día, es el que más se acerca a los resultados calculados mediante la concentración de sedimentos, el cual presenta un valor de 9,006.18TN/día.

Se utiliza además $C_s = 1.41 \text{ kg/m}^3$ para el cálculo de concentración de sólidos.

Cuadro 4.7a: Cálculo del transporte sólido en suspensión, variación del tirante y el gasto de sólido en suspensión

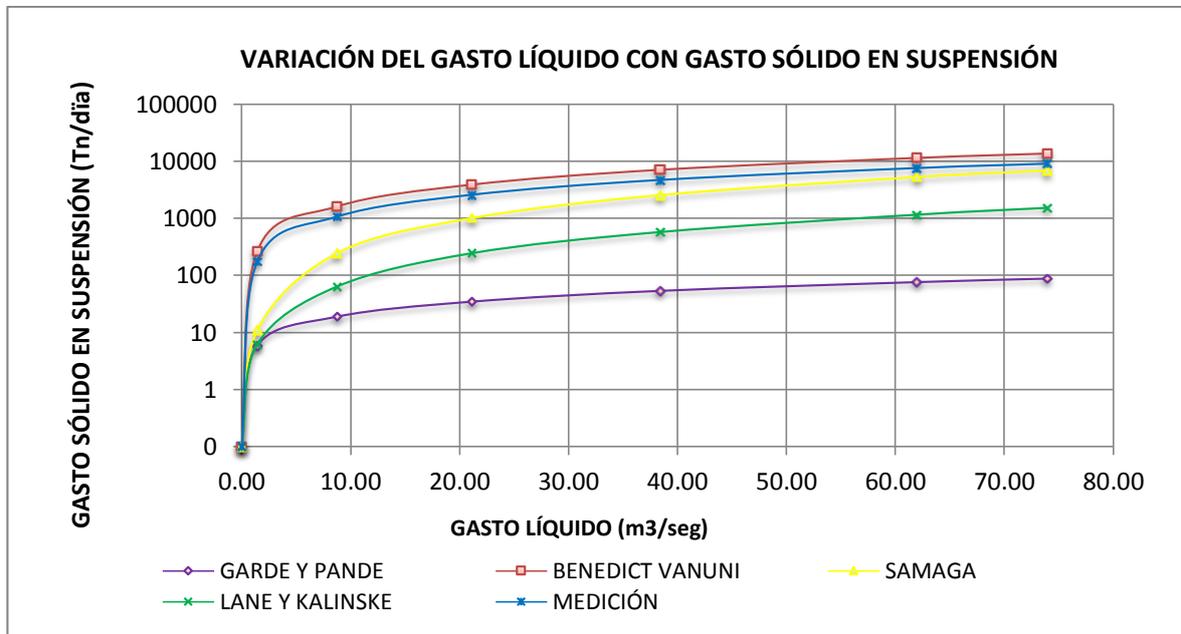
y (m)	Tss (TN/día) GARDE Y PANDE	Tss (TN/día) BENEDICT Y VANUNI	Tss (TN/día) SAMAGA	Tss (TN/día) LANE Y KALINSKE	Tss (TN/día) MEDICIÓN
0.00	0	0	0	0	0
0.50	5.93	262.52	10.89	6.15	173.53
1.00	19.06	1617.11	247.19	64.08	1068.95
1.50	34.84	3889.08	1013.29	244.31	2570.79
2.00	53.89	7079.81	2568.73	574.99	4679.95
2.50	76.66	11423.64	5331.98	1158.19	7551.34
2.72	88.37	13624.51	6912.78	1525.26	9006.18



Cuadro 4.7b: Cálculo del transporte sólido en suspensión, variación del gasto líquido con el gasto de sólido en suspensión

Q (m3/seg.)	Tss (TN/día) GARDE Y PANDE	Tss (TN/día) BENEDICT Y VANUNI	Tss (TN/día) SAMAGA	Tss (TN/día) LANE Y KALINSKE	Tss (TN/día) MEDICIÓN
0.00	0	0	0	0	0
1.42	5.93	262.52	10.89	6.15	173.53
8.77	19.06	1617.11	247.19	64.08	1068.95

21.10	34.84	3889.08	1013.29	244.31	2570.79
38.42	53.89	7079.81	2568.73	574.99	4679.95
61.99	76.66	11423.64	5331.98	1158.19	7551.34
73.93	88.37	13624.51	6912.78	1525.26	9006.18



4.7. Resultados de transporte de sedimentos totales

Según el enfoque **macroscópico** para la determinación de transporte sólido Total de un río, se considera que el transporte en suspensión es un estado avanzado de la tracción del flujo sobre el lecho y que por lo tanto se debe asumir al transporte de sedimentos como un todo, para lo cual se tiene una serie de fórmulas empíricas. Se han obtenido una serie de resultados que son clasificados como transporte de sólido total (Cuadro 4.8a) y (Cuadro 4.7b).

Para la comparación de los resultados obtenidos, se procede a graficar lo que vendrá a ser las curvas de variación del transporte sólido total para diferentes tirantes, seguidamente y de la misma manera se grafican las curvas de variación del transporte sólido total y caudal.

Aplicando las fórmulas de transporte sólido total, se obtiene como valor más alto por la fórmula de Ackes y White con un gasto sólido de 8,247.61TN/día. Garde y Datiri con 2,000.90TN/día. Seguido por el gasto obtenido por la fórmula de Graf y Acaroglu con 2,911.28TN/día. Los valores más bajos son los obtenidos

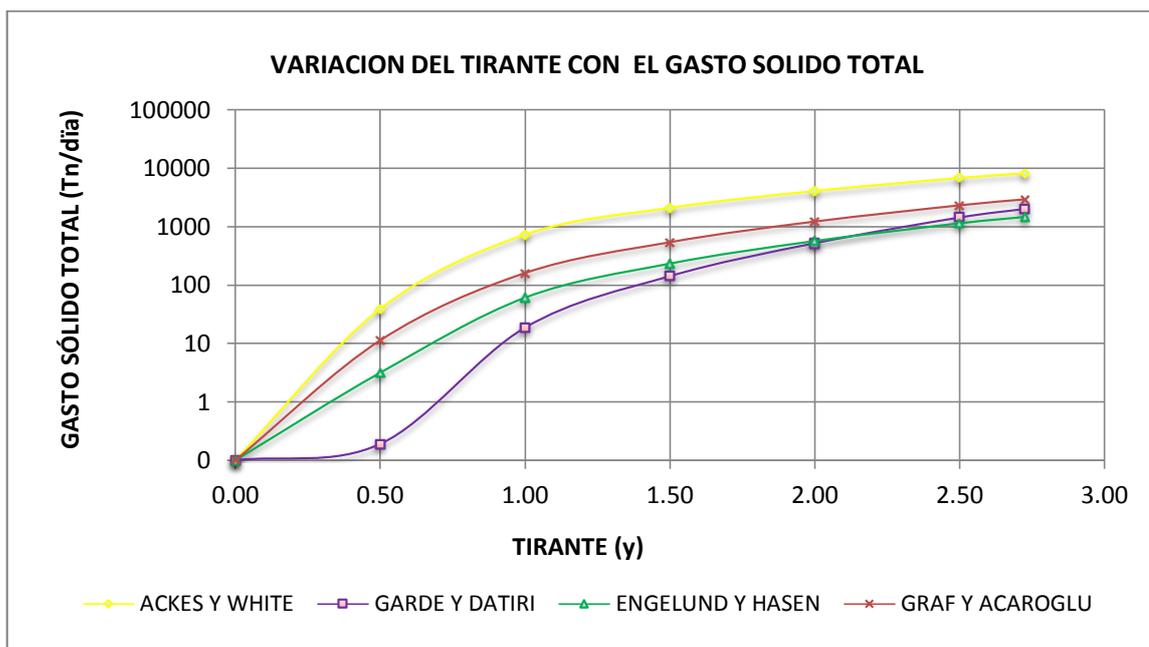
mediante las fórmulas de Engelund y Hansen con un gasto sólido de 1,463.85TN/día Garde y Datiri con TN/día.

Según el enfoque **microscópico** se subdivide el transporte total en transporte de fondo y transporte en suspensión, además de que la suma de estos dos constituye el transporte de sólido total, el cual podemos dar la interpretación siguiente:

Si consideramos el promedio de estos resultados tenemos que el transporte sólido de fondo es 238.18TN/día. Considerando el valor de la concentración de sólidos suspendidos, tenemos que el transporte de sólidos en suspensión es de 9,006.18TN/día. Por consiguiente el valor del transporte sólido total será 9,244.36TN/día.

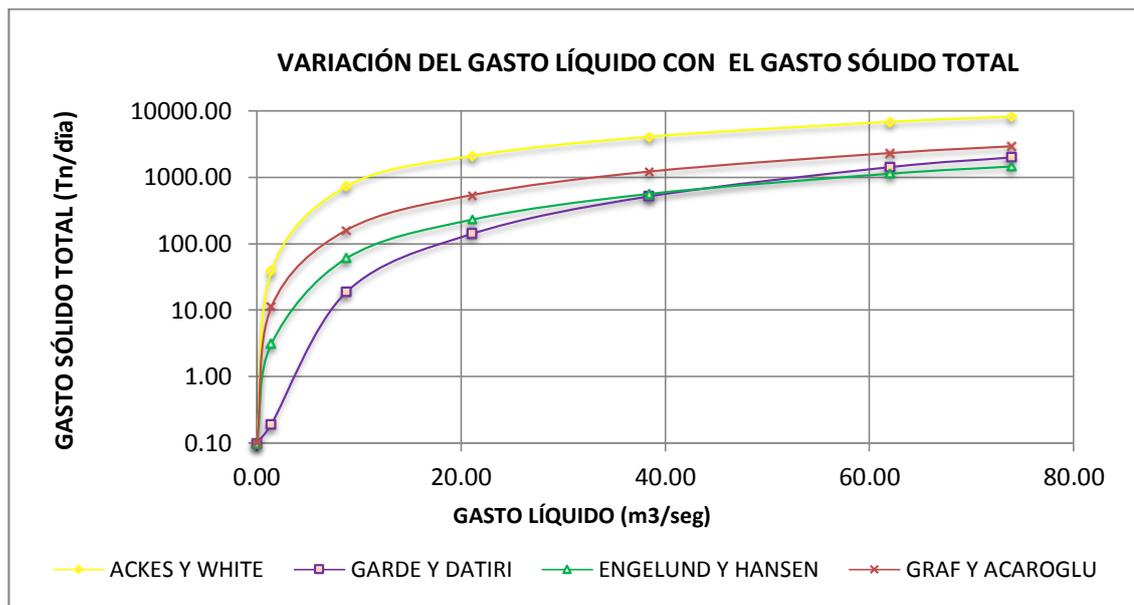
Cuadro 4.8a: Cálculo del transporte sólido total, variación del tirante con el gasto sólido total

y (m)	Tst (Tn/día) ACKES Y WHITE	Tst (Tn/día) GARDE Y DATIRI	Tst (Tn/día) ENGELUND Y HANSEN	Tst (Tn/día) GRAF Y ACAROGLU
0.00	0	0	0	0
0.50	39.10	0.19	3.15	11.27
1.00	734.24	18.67	60.77	160.03
1.50	2108.53	141.81	232.62	538.47
2.00	4098.90	518.71	566.16	1213.91
2.50	6845.29	1429.42	1138.76	2301.31
2.72	8247.61	2000.90	1463.85	2911.28



Cuadro 4.8b: Cálculo del transporte sólido total, variación del gasto líquido con el gasto sólido total

Q (m3/seg.)	Tst (Tn/día) ACKES Y WHITE	Tst (Tn/día) GARDE Y DATIRI	Tst (Tn/día) ENGELUND Y HANSEN	Tst (Tn/día) GRAF Y ACAROGLU
0.00	0.10	0.10	0.10	0.10
1.42	39.10	0.19	3.15	11.27
8.77	734.24	18.67	60.77	160.03
21.10	2108.53	141.81	232.62	538.47
38.42	4098.90	518.71	566.16	1213.91
61.99	6845.29	1429.42	1138.76	2301.31
73.93	8247.61	2000.90	1463.85	2911.28



4.8. Resumen de caudales y sedimentos del río Coata

Para el resumen de caudales y sedimentos del río Coata se tiene como datos los caudales máximos y mínimos diarios instantáneos de la Estación Hidrométrica Puente Unocolla de los meses de Enero a Marzo que corresponde a los meses donde se origina la mayor concentración de sólidos en Suspensión. (Cuadro 4.9)

Cuadro 4.9: Caudales y sedimentos del río Coata

Variables	2010			2011			2012			2013		
	Ene	Feb	Mar									
Caudales (m3/s)												

Caudal Max.	300.77	590.998	609.596	51.22	254.03	196.434	347.500	406.39	609.596	97.951	438.64	196.434
Caudal Min.	18.241	30.586	27.724	2.933	30.586	43.016	20.337	67.444	36.970	5.029	67.444	52.262
Caudal Prom.	92.405	111.906	93.814	18.23	135.83	81.931	109.491	209.711	177.952	35.316	233.64	166.07
Concentración (g/l)												
Concentración Max		1.82			1.21			2.31			1.41	
Concentración Min	0.114		0.142	0.117		0.127	0.128		0.142	0.1275		0.128
Volumen de agua(MMC)	395.18			312.82			659.00			576.64		
Masa (Ton)	11,625.00			7,728.71			14,754.80			9,006.18		
Concentración de sólidos en Suspensión a partir del mes de Febrero												

Fuente: Elaboración Propia

Nota: El cálculo de los Sedimentos en suspensión en Toneladas para los meses de Enero a Marzo del año 2013 se hizo con el Caudal $73.317\text{m}^3/\text{seg}$. Correspondiente al caudal aforado en el río Coata.

El Transporte de Sedimento de Fondo mediante el Método de Meyer-Peter y Muller es calculado en cada profundidad de flujo dado. El procedimiento esta dado en el (Cuadro 4.10).

Cuadro 4.10: Transporte de sedimentos de fondo, río Coata

Y (m)	Caudal Q(m ³ /s)	Diámetro medio dm	Base de Lecho B (m)	Rugosidad (n)	Pendiente (s)	Peso Espec. De sólido γs (kg/m ³)	Peso Espec. De Agua γ (kg/m ³)	Radio Hidráulico R (m)	Fuerza Tractiva to (kg/m ³)	Gasto Sólido qs (kg/s/m)	Gasto Sólido qs (Tn/día)	Masa total para 10 días
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	1.42	0.631497	5.93	0.0340	0.00042	2638.52	1000	0.250	0.1059	0.0105	21.26	212.61
1.00	8.77	0.631497	19.06	0.0340	0.00042	2638.52	1000	0.663	0.2811	0.0723	177.08	1,770.82
1.50	21.10	0.631497	34.84	0.0340	0.00042	2638.52	1000	1.000	0.4240	0.0778	227.39	2,273.88
2.00	38.42	0.631497	53.89	0.0340	0.00042	2638.52	1000	1.277	0.5415	0.0878	312.56	3,125.62
2.50	61.99	0.631497	76.66	0.0340	0.00042	2638.52	1000	1.543	0.6540	0.0872	365.65	3,656.51
2.72	73.93	0.631497	88.37	0.0340	0.00042	2638.52	1000	1.623	0.6883	0.0853	397.76	3,977.64

Se asumen 10 días debido al período comprendido entre los días (15-24 de Febrero) durante se produjo el transporte de fondo

Fuente: Elaboración Propia

Nota: El Transporte de Sedimentos de Fondo en Toneladas se cálculo con el Caudal 73.317m³/seg. Ya que corresponde al caudal aforado en el río Coata el mes de Febrero del año 2013.



4.9. Resultados de máximas avenidas

Para el análisis de la descargas máximas mensuales, de la cuenca del río Coata, se ha utilizado los registros de la máximas avenidas históricas de los períodos de registro de los años de 1958 – 1979 ; 1991 – 2006, para un total de 38 años de información (cuadro 4.9), que nos permitió calcular los Caudales Máximos para diferentes períodos de retorno, considerando la distribución de probabilidad Log Gamma o Log Pearson de 3 parámetros (LP3), Se hacen pruebas de Ajuste como la prueba de (Smirnov Kolmogorov y la prueba Chi Cuadrado. Funciones). (Tabla 3.2)

El resultado de máximas avenidas para los años de 1958 – 1979, 1991 – 2006, del río Coata presenta un riesgo de 986m³/s para el año 1971 y el menor con 48.48m³/s para el año 1992, teniendo un promedio de 306.66m³/s para caudales de 38 años históricos .

Cuadro 4.11: Caudales máximas mensuales del río Coata

Año	Des. Max(m ³ /s) Estación Puente Unocolla	Año	Des. Max(m ³ /s) Estación Puente Unocolla
1958	282.20	1978	527.50
1959	365.00	1979	229.80
1960	292.20	1991	121.75
1961	469.50	1992	48.48
1962	337.50	1993	97.50
1963	453.80	1994	260.42
1964	138.15	1995	103.82
1965	117.50	1996	277.25
1966	135.00	1997	501.39
1967	326.50	1998	107.50
1968	238.40	1999	225.26
1969	151.80	2000	296.76
1970	428.00	2001	338.56
1971	986.00	2002	166.98
1972	315.00	2003	254.69
1973	624.00	2004	377.16
1974	410.00	2005	365.25
1975	420.00	2006	212.36
1976	300.00		

1977	350.00		
------	--------	--	--

Fuente: Elaboración Propia

4.10. Resultados de las características hidráulicas del río Coata – Períodos de retorno

Para fines de cálculo se ha tomado una sección transversal representativa 0+00, cuyos parámetros hidráulicos se muestran en el cuadro para períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años (Tabla 3.5).

Para el caudal puntual hallado en la mencionada tesis en los meses de Enero al mes de Marzo del año 2013 el caudal es de 73.58m³/seg. Corresponde al período de retorno de 1.08 años con una probabilidad de 0.08, considerando la distribución de probabilidad Log Gamma o Log Pearson de 3 parámetros (LP3), con una pruebas de Ajuste de (Smirnov Kolmogorov y la prueba Chi Cuadrado. Funciones). (Tabla 3.2)

Cuadro 4.12: Características hidráulicas del río Coata – período de retorno

Parámetros Hidráulicos	Período de Retorno (años)					
	2	5	10	25	50	100
Caudal (m ³ /s)	276	438	541	664	750	830
Tirante (m)	5.08	5.98	6.45	6.93	7.23	7.49
Pendiente (m/m)	0.00042	0.00042	0.00042	0.00042	0.00042	0.00042
Área hidráulica (m ²)	477.41	567.99	615.24	664.72	695.9	723.6
Perímetro mojado (m)	103.48	106.16	107.53	108.96	109.85	110.64
Radio hidráulico (m)	12.88	14.68	15.61	16.57	17.17	17.70
concentración max.(g/l)	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41
Rugosidad	0.0340	0.00340	0.0340	0.0340	0.0340	0.0340
Numero de Froude	0.2901	0.2901	0.2901	0.2901	0.2901	0.2901
Tipo de flujo	Subcritico	Subcritico	Subcritico	Subcritico	Subcritico	Subcritico

Fuente: Elaboración Propia

4.11. Resultados del período de retorno del transporte de sólidos de fondo

Vistos los resultados del estudio de transporte de sedimento de fondo podemos decir que existe que una discrepancia bastante grande entre las dos metodologías aplicadas, según Rocha A. (1998) dice que dicha discrepancia puede ser debida a que las fórmulas tienen diversos orígenes y corresponden a

diversas concepciones del modo en que ocurren los fenómenos, unas tienen una base casi exclusivamente teórica y otras por el contrario se originan en experiencias de laboratorio, sin embargo, todas ellas expresan el mismo hecho. Cabe mencionar que estos valores son la máxima cantidad de material sólido que para un gasto dado puede transportar una corriente.

Conociendo el Gasto Sólido de Fondo Podemos determinar que el Método Peter – Meyer y Muller es el más adecuado para calcular el Transporte Sólido de Fondo para el río Coata (cuadros 4.13).

Cuadro 4.13: Transporte de sedimentos de fondo – método Meyer – Peter y Muller

PR (años)	Q (m ³ /s)	Y (kg/m ³)	R (m)	S (m/m)	t ₀	γ _s (kg/m ³)	g (kg/m ³)	D _m	t*	Φ _T	T (m)	Tsf(kg/s-m)	Tsf(kg/s)	Tsf(tn/día)
1.08	73.58	1000	9.090	0.00042	3.818	2638.52	9.81	0.000631	3.69026	9.19154	53.95	1.5426	83.2257	7,190.70
2	276	1000	12.882	0.00042	5.410	2638.52	9.81	0.000631	5.22969	15.80090	54.95	2.6519	145.7227	12,590.44
5	438	1000	14.684	0.00042	6.167	2638.52	9.81	0.000631	5.96125	19.33553	55.95	3.2451	181.5657	15,687.28
10	541	1000	15.610	0.00042	6.556	2638.52	9.81	0.000631	6.33718	21.24230	56.95	3.5652	203.0359	17,542.30
25	664	1000	16.570	0.00042	6.959	2638.52	9.81	0.000631	6.72691	23.28120	57.95	3.9074	226.4313	19,563.66
50	750	1000	17.170	0.00042	7.211	2638.52	9.81	0.000631	6.97049	24.58679	58.95	4.1265	243.2558	21,017.30
100	830	1000	17.700	0.00042	7.434	2638.52	9.81	0.000631	7.18565	25.75964	59.95	4.3233	259.1830	22,393.42

Fuente: Elaboración Propia

Donde:

- Q (m³/s) = Descarga de agua de Corriente
- Y (kg/m³) = Peso específico del agua
- R (m) = Radio Hidráulico
- S (mm) = Pendiente del río
- t₀ = Fuerza Tractiva
- γ_s (kg/m³) = Peso específico de la Partícula Sólida
- t* = Fuerza Tractiva Crítica
- Φ_T = Parámetro de Transporte Total
- T (m) = Espejo de Agua
- g(kg/m³) = Gravedad
- D_m = Diámetro Medio
- Tsf(kg/s-m) = Transporte sólido de fondo por unidad de ancho
- Tsf (kg/s) = Transporte sólido de fondo
- Tsf (tn/día) = Toneladas por día

4.12. Resultados de período de retorno del transporte de sólidos en suspensión

El método que se ajusta mejor a las condiciones del río Coata ya que la forma más conveniente de determinar el gasto sólido en suspensión es a partir de la medición de las concentraciones de sólidos en el agua. Como referencia de otros trabajos de investigación donde estiman el gasto sólido en suspensión a través de mediciones de concentración. Tenemos que el gasto sólido en suspensión para el método de medición es de 9,006.18tn/día y para el método de Benedict y Vanuni es de 13,624.51tn/día, los resultados fueron estimados para características hidráulicas y parámetros geomorfológicos de la cuenca del río Coata.

Los resultados del estudio de Transporte de Sedimento en Suspensión, con la Medición y el método de Benedict y Vanuni se presentan en el (cuadro 4.14) y (cuadro 4.15).

Cuadro 4.14: Transporte de sedimentos en suspensión – método de Medición

PR (años)	Q (m ³ /s)	C _s (kg/m ³)	T (m)	Tsf(kg/s)	Tsf(kg/s-m)	Tsf(tn/día)
1.08	73.58	1.41	53.95	103.7478	5597.19	8,963.81
2	276	1.41	54.95	389.16	21384.3	33,623.42
5	438	1.41	55.95	617.58	34553.6	53,358.91
10	541	1.41	56.95	762.81	43442	65,906.78
25	664	1.41	57.95	936.24	54255.1	80,891.14
50	750	1.41	58.95	1057.5	62339.6	91,368.00
100	830	1.41	59.95	1170.3	70159.5	101,113.92

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 4.15: Transporte de sedimentos en suspensión – método de Benedict y Vanuni

PR (años)	Q (m ³ /s)	Q Pie ³ /seg	C _s (ppm)	Tsf(tn/día)
1.08	73.58	2598.40	1932.87	13,560.42
2	276	9746.66	1932.87	50,865.39
5	438	15467.53	1932.87	80,721.17
10	541	19104.87	1932.87	99,703.54
25	664	23448.50	1932.87	122,371.82
50	750	26485.50	1932.87	138,221.18
100	830	29310.62	1932.87	152,964.77

Fuente: Elaboración Propia

4.13. Resultados de período de retorno del transporte de sólidos totales

Como se ha visto anteriormente tanto en el transporte de sólidos de fondo y en suspensión existe poca discrepancia entre los resultados obtenidos por las diferentes metodologías, este mismo caso se presenta en el transporte de sólido total, en donde se puede determinar con certeza que el Método Ackers y White para el caudal calculado puntual en los meses de Enero a Marzo del 2013. Se ajusta al resultado microscópico del transporte de fondo y suspensión medido en el río Coata.

Los resultados del estudio de Transporte de Sedimentos Totales, con el método de Ackers y White se presentan en el (cuadro 4.16).

Cuadro 4.16: Transporte de sedimentos totales – método de Ackers y White

PR años)	Yn	Q (m3/s)	to	y(kg/m ³)	g(kg/m ³)	v(kg/m ³)	Dm	t*	G	R (m)	S(m/m)	V	Φt	V	T (m)	Tsf(kg/s-m)	Tsf(kg/s)	Tsf(tn/día)
1.08	2.72	73.58	3.818	2638.52	9.81	1000	0.000631	3.690259	2.2317	9.09	0.00042	0.19353	16.14134	0.837	53.9500	6.0924	328.686	28,398.45
2	5.08	276	5.410	2638.52	9.81	1000	0.000631	5.229694	3.3479	12.88	0.00042	0.23038	12.287	0.837	54.9500	4.6376	254.838	22,017.96
5	5.98	438	6.167	2638.52	9.81	1000	0.000631	5.96125	3.8915	14.68	0.00042	0.24597	11.47265	0.837	55.9500	4.3303	242.278	20,932.81
10	6.45	541	6.556	2638.52	9.81	1000	0.000631	6.337177	4.1735	15.61	0.00042	0.25361	11.11047	0.837	56.9500	4.1936	238.823	20,634.30
25	6.93	664	6.959	2638.52	9.81	1000	0.000631	6.726908	4.4676	16.57	0.00042	0.26129	10.77716	0.837	57.9500	4.0678	235.726	20,366.75
50	7.23	750	7.211	2638.52	9.81	1000	0.000631	6.970489	4.6523	17.17	0.00042	0.26598	10.58454	0.837	58.9500	3.9950	235.508	20,347.89
100	7.49	830	7.434	2638.52	9.81	1000	0.000631	7.185653	4.8159	17.70	0.00042	0.27005	10.42678	0.837	59.9500	3.9355	235.933	20,384.65

C1= 0.3765; C2= 0.0254; C3= 0.2038; C4= 2.1

Fuente: Elaboración Propia

Donde:

- Q (m3/s) = Descarga de agua de Corriente
- Y (kg/m3) = Peso específico del Agua
- Yn = Tirante Normal del Río
- S (mm) = Pendiente del río
- to = Fuerza Tractiva
- ys (kg/m3) = Peso específico de la Partícula Sólida
- t* = Fuerza Tractiva Crítica
- Φt = Parámetro de Transporte Total
- T (m) = Espejo de Agua
- g(kg/m3) = Gravedad
- Dm = Diámetro medio
- G = Parámetros de Gravedad
- V* = Velocidad de Corte
- V = Velocidad Media
- R (m) = Radio Hidráulico

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones:

- Los sedimentos encontrados en las márgenes del río y en el lecho son las de arena mal graduada $D_m = 1.8150\text{mm}$, arena arcilloso $D_m = 0.6314\text{mm}$ y arena con limo $D_m = 0.6570\text{mm}$.
- La resistencia al flujo en el tramo representativo 0+00 del río coata tiene un Promedio de (n) de Manning de 0.0340 y un caudal promedio de $73.928\text{m}^3/\text{seg}$. Con la aplicación de las fórmulas y métodos para la resistencia al flujo en cauces del río móvil se concluye que las fórmula de Tsubaki, Ishijara y Lovera son las que más se ajustan a las características del río Coata.
- En el cálculo de Transporte Sólido de Fondo se tienen como valor promedio un valor de $238.18\text{TN}/\text{día}$. resultado de las fórmulas de Meyer-Peter y Muller, Einstein y Schoklitsch. Siendo las fórmulas que se adecuan a los ríos de la sierra y recomendados en Causes Aluviales.
- La concentración de sólidos suspendidos según la medición realizada es de $1.14\text{Kg}/\text{m}^3$, a partir de este valor se tiene un gasto sólido en suspensión de $9,000.18\text{TN}/\text{día}$, y utilizando métodos y fórmulas empíricas el resultado más cercano es de Benedict y Vanuni, con un valor máximo de $13,624.51\text{TN}/\text{día}$.
- Transporte Total. Según el enfoque microscópico, es la suma del transporte de sólidos de fondo y transporte de sólidos en suspensión con un total de $9,244.36\text{TN}/\text{día}$ el cual se acerca al y enfoque macroscópico teniendo un valor representativo de la fórmula de Ackes y White con un gasto sólido de $8,247.61\text{TN}/\text{día}$.
- Los resultados del análisis Probabilístico para caudales máximos de los años históricos 1958 – 1979 ; 1991 – 2006, tiene un promedio de $306.66\text{m}^3/\text{s}$ en 38 años, además de presentar un riesgo mayor de $986\text{m}^3/\text{s}$ para el año 1971 y uno menor de $48.48\text{m}^3/\text{s}$ para el año 1992.
- Los resultados para el análisis de frecuencia se adecua a la distribución de probabilidad Log Gamma o Log Pearson de 3 parámetros (LP3) y se ajusta a la prueba (Smirnov Kolmogorov y la Chi Cuadrados) para la estimación de caudales máximos en periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100, 150, 200,

300, 400, 500 y 1000 años, para el cálculo de caudales en la zona puntual puente Grande del río Coata el periodo de retorno es de 1.08 con una probabilidad de 0.08 para el caudal de $73.317\text{m}^3/\text{s}$.

- Los resultados de las magnitudes del río Coata para el año 2013 estos varían desde un caudal mínimo de $67.44\text{m}^3/\text{s}$, a uno máximo de $438.64\text{m}^3/\text{s}$ teniendo como transporte en suspensión un total de $9.006.18\text{TN}/\text{día}$. Para los meses de Enero a Marzo.
- Es posible que la cota del fondo del río Coata 3805.61m , se eleve debido al crecimiento de plantas acuáticas o depósitos de limo, pero este estará limitado, por una parte por las descargas periódicas.

Recomendaciones

Se recomienda:

- Para el cálculo de la Tipología de los sedimentos hacer como mínimo tres calicatas para determinar las características del suelo además de muestrear los sedimentos del lecho del río el cual es muy importantes para conocer el tipo de material que transporta el río. En el tramo 0.5km río arriba del puente grande del río Coata, el transporte en suspensión es mucho más importante que el transporte de arrastre. Los sedimentos arenosos que constituyen el lecho se juntan a los sedimentos limosos y arcillosos producto de la degradación de la cuenca.
- Para la determinación del transporte sólido de fondo no existe un método exacto de medición y/o cálculo, el conocimiento del caudal sólido de arrastre puede ser evaluado a través de fórmulas tipo Meyer Peter y Muller con la condición de conocerse los tres parámetros siguientes: caudal líquido (m³/seg), pendiente media (m/m) y diámetro medio del sedimento (dm).
- Para los aforos deberán cubrir por lo menos tres años y concentrarse en los periodos húmedos: 4 a 5 campañas por periodo en el año.
- Para la determinación del transporte sólido en suspensión debe tomarse en cuenta los valores de concentración de sólidos a diferentes profundidades del cauce.
- La construcción de defensa ribereña en el tramo de estudio para evitar inundaciones.

Referencias Bibliográficas

- Ambrosio R., Wilfredo P. (2001) “Estudio de Máximas Avenidas y de Transporte de Sedimentos en el Río Chancay – Huaral con Fines de Control de Inundaciones”, Tesis para optar el Título de Ingeniero Agrícola. UNALM. Lima – Perú.
- Alfaro A. Roberto (2011), “Erosión y Transporte de Sedimento”, Biblioteca Nacional del Perú N°2008-05150, Segunda Edición, Puno –Perú.
- Chanson H. (2001). “Hidraulica del Flujo en Canales Abiertos”, Editorial mc graw-hill
- Cháves Dias R. (1994).“Hidrología para ingenieros”, Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo editorial, Lima-Perú.
- De Pierola Canales J. N.(2001).”Transporte de Sedimentos en cursos de aguas aluviales”, IV Seminario Nacional de Hidrología e Hidráulica-CIP. Lima
- Garde r. j. Ranga Raju K.(1985).”Mecánica de Transporte de Sedimentos y problemas en Cauces Aluviales”. Jhon Wiley and Sons.
- Graf W. H. (1971).”Hydraulics of Sediment Transport”, USA wáter Resourcer and Evironmental Engennering, Mcgraw-Hill.
- Huanca Barbosa A.(1999).”Diseño Hidráulico de una Bocatoma Tipo Rejilla de Fondo de Régimen Supe critico con Aplicación de Software”, Universidad Nacional del Altiplano, Facultad de Ingeniería Agrícola, Puno-Perú.
- INDECI, (2003), (Instituto Nacional de Defensa Civil) “Manual de Conocimientos Básicos para Comités de Defensa Civil y Oficinas de Defensa Civil”, Perú.
- Juares B. y Rico R. (1989)”Mecánica de Suelos” tomo I y III Tercera Edición Editorial Limusa-Noriega Editores. México D. F.
- Leopold L.B., and M.G. Wolman (1957) River channel patterns braided, meandering, and straight. Professional Paper 282-B, U.S. Geological Survey.
- Linsley, Ray. (1971), “Hidrología para Ingenieros”, Segunda Edición, Mac Graw Hill Latinoamericana S. A. México.
- Llotet C. (1984),“Mecánica de Transporte de Sedimentos en Esgurrimiento de Lecho Móvil” Universidad de Sao Paulo; Brasil.
- Mamani Luque, Oscar y Vera Santamaria, José.(1993), “Predeterminación de Máximas Avenidas de los Ríos Huancané y Ramis, Empleando Modelos Probabilísticos”. UNA-FIA. Puno-Perú.
- Martín Vide Juan P. (2003), “Ingeniería de Ríos”, Universidad Politecnica de Catalunya, Editorial Alfaomega Grupo S.A. de C.V. Col. Del Valle Mexico D.F.
- Mattos R. (1999). “Pequeñas Obras Hidráulicas”, FAO.
- Maza A. J. (1984). “Curso Internacional de Transporte de Sedimentos”. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Miranda C. F. (1999) “El proceso Sedimento lógico en Canales Abiertos en Proyectos Hidráulicos”, Arequipa-Perú.

- Monsalve S. G. (1995). "Hidrología en la Ingeniería". Editorial Alfa omega. Colombia.
- Molina, Medardo (1970), "Hidrología UNA" Publidart, Lima – Perú.
- Rocha Felices A. (1998). "Introducción a la Hidráulica Fluvial", Universidad Nacional de Ingeniería-Facultad de Ingeniería Civil. Lima-Perú.
- Shoroder Wolfgang. (1995). "Regulación y Control de Ríos", Universidad de Piura, Instituto de Hidráulica, Hidrología e Ingeniería Sanitaria.
- Shumm, S.A. (1985), Patterns of alluvial rivers. Annual Review of Earth and Planetary Sciences 13: 5-27.
- Vásquez V. Absalón (1997). "Manejo de Cuencas Altoandinas", Escuela Superior de Administración del agua "CHARLES SUTTON". Lima-Perú.
- Villón B., M, (2002), "Hidrología", Instituto Tecnológico de Costa Rica, Cartago – Costa Rica.
- Villón B. M. (2007). "Hidráulica de Canales", Editorial Tecnológica de Cota Rica.

ANEXO

ANEXO 1: SECCIONES TRANSVERSALES Y LONGITUDINAL DEL RÍO

ANEXO 2: PLANILLAS DE CÁLCULOS

ANEXO 3: ANÁLISIS Y PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO (AGUA Y SUELO)

ANEXO 4: MEDICIÓN DE VELOCIDAD Y CAUDALES

ANEXO 5: RELACIÓN DE FIGURAS O MONOGRAMAS

ANEXO 1**CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E HIDRÁULICAS****SECCIONES TRANSVERSALES Y LONGITUDINAL DEL RÍO**

Cuadro N°01: Datos topográficos y batimétricos de la sección transversal del río Coata PROGRESIVA 0+500

Cuadro N°02: Datos topográficos y batimétricos de la sección transversal del río Coata PROGRESIVA 0+400

Cuadro N°03: Datos topográficos y batimétricos de la sección transversal del río Coata PROGRESIVA 0+300

Cuadro N°04: Datos topográficos y batimétricos de la sección transversal del río Coata PROGRESIVA 0+200

Cuadro N°05: Datos topográficos y batimétricos de la sección transversal del río Coata PROGRESIVA 0+100

Cuadro N°06: Datos topográficos y batimétricos de la sección transversal del río Coata PROGRESIVA 0+00

Cuadro N°07: Determinación de pendiente de fondo del río

Cuadro N°08: Determinación de pendiente de la cota superficial del agua

Cuadro N°09: Resumen de datos topográficos, cálculo de pendiente y coeficiente de rugosidad.

Cuadro N°10: Resumen de cálculo de las características hidráulicas para diferentes tirantes.

Cuadro N°11: Cálculo de la variación del área hidráulica para diferentes tirantes

Cuadro N°12: Cálculo de la variación del perímetro mojado para diferentes tirantes

Cuadro N°13: Cálculo de la variación del radio hidráulico para diferentes tirantes

Cuadro N°14: Cálculo de la variación del caudal líquido para diferentes tirantes

Figura N° 01: Sección transversal del río Coata PROGRESIVA 0+500

Figura N° 02: Sección transversal del río Coata PROGRESIVA 0+400

Figura N° 03: Sección transversal del río Coata PROGRESIVA 0+300

Figura N° 04: Sección transversal del río Coata PROGRESIVA 0+200

Figura N° 05: Sección transversal del río Coata PROGRESIVA 0+100

Figura N° 06: Sección transversal del río Coata PROGRESIVA 0+00

Figura N° 07: Perfil longitudinal de fondo del río Coata

Figura N° 08: Perfil longitudinal de la superficie del agua

Figura N° 09: Características hidráulicas para diferentes tirantes

Figura N° 10: Variación del área hidráulica

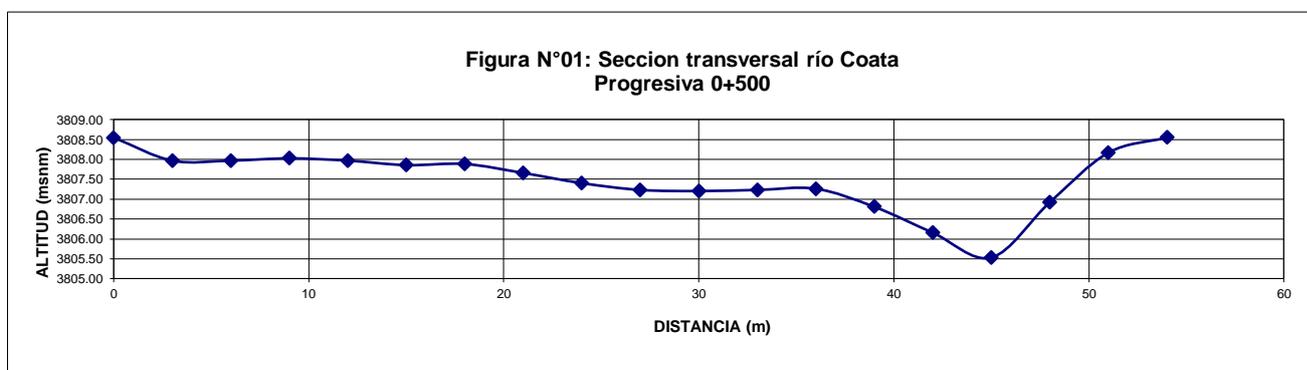
Figura N° 11: Variación del perímetro mojado

Figura N° 12: Variación del radio hidráulico

Figura N° 13: Variación del caudal

CUADRO N°01: Datos Topográficos y Batimétricos de la Sección Transversal del Río Coata PROGRESIVA 0+500

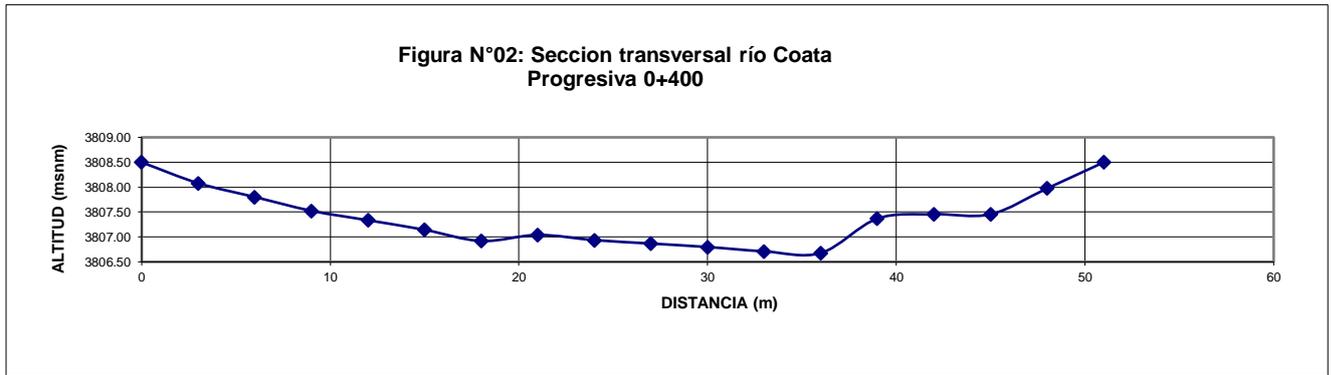
DISTANCIA (m)	COTA (m.s.n.m.)	PROFUNDIDAD (m)	PERÍMETRO (m)	PERÍMETRO ACUMULADO	ÁREA (m2)	ÁREA ACUMULADA
0	3808.55	0.00				
3	3807.97	0.58	3.055	3.055	0.865	0.865
6	3807.97	0.58	3.000	6.055	1.731	2.596
9	3808.03	0.52	3.001	9.056	1.647	4.243
12	3807.97	0.58	3.001	12.056	1.647	5.890
15	3807.86	0.69	3.002	15.058	1.900	7.791
18	3807.89	0.66	3.000	18.058	2.028	9.819
21	3807.66	0.89	3.009	21.067	2.325	12.144
24	3807.41	1.14	3.011	24.078	3.046	15.190
27	3807.24	1.31	3.005	27.082	3.684	18.874
30	3807.21	1.34	3.000	30.083	3.981	22.855
33	3807.24	1.31	3.000	33.083	3.981	26.836
36	3807.26	1.28	3.000	36.083	3.895	30.732
39	3806.81	1.74	3.034	39.117	4.531	35.263
42	3806.16	2.39	3.070	42.187	6.187	41.451
45	3805.54	3.01	3.064	45.250	8.097	49.548
48	3806.92	1.62	3.305	48.555	6.951	56.499
51	3808.17	0.38	3.248	51.803	3.004	59.503
54	3808.55	0.00	3.02	54.827	0.565	60.069



CUADRO N°02: Datos Topográficos y Batimétricos de la Sección Transversal del Río Coata PROGRESIVA 0+400

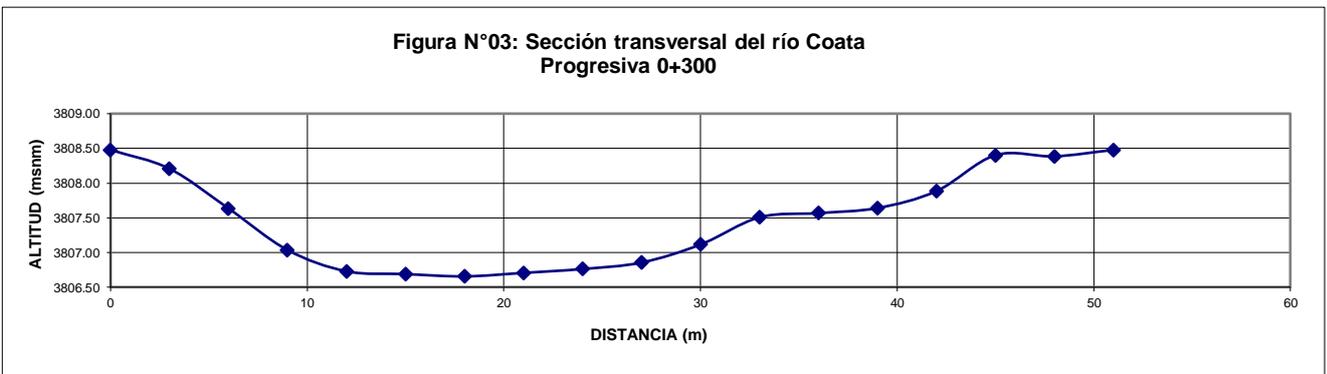
DIST. (m)	COTA (m.s.n.m.)	PROFUNDIDAD (m)	PERÍMETRO (m)	PERÍMETRO ACUMULADO	ÁREA (m2)	ÁREA ACUMULADA
0	3808.50	0.00				
3	3808.08	0.42	3.029	3.029	0.628	0.628
6	3807.80	0.70	3.013	6.042	1.674	2.302
9	3807.52	0.97	3.013	9.055	2.507	4.809
12	3807.33	1.16	3.006	12.061	3.207	8.016
15	3807.14	1.36	3.006	15.067	3.779	11.795
18	3806.92	1.58	3.008	18.075	4.402	16.197
21	3807.04	1.46	3.002	21.078	4.558	20.756
24	3806.94	1.56	3.002	24.079	4.533	25.289
27	3806.87	1.63	3.001	27.080	4.793	30.081
30	3806.80	1.70	3.001	30.081	5.000	35.081
33	3806.71	1.79	3.001	33.082	5.234	40.314
36	3806.68	1.82	3.000	36.083	5.415	45.729
39	3807.37	1.13	3.079	39.161	4.428	50.157
42	3807.46	1.04	3.001	42.163	3.260	53.417
45	3807.46	1.04	3.000	45.163	3.129	56.546
48	3807.98	0.52	3.045	48.207	2.349	58.895

51	3808.50	0.00	3.045	51.253	0.785	59.679
----	---------	------	-------	--------	-------	--------



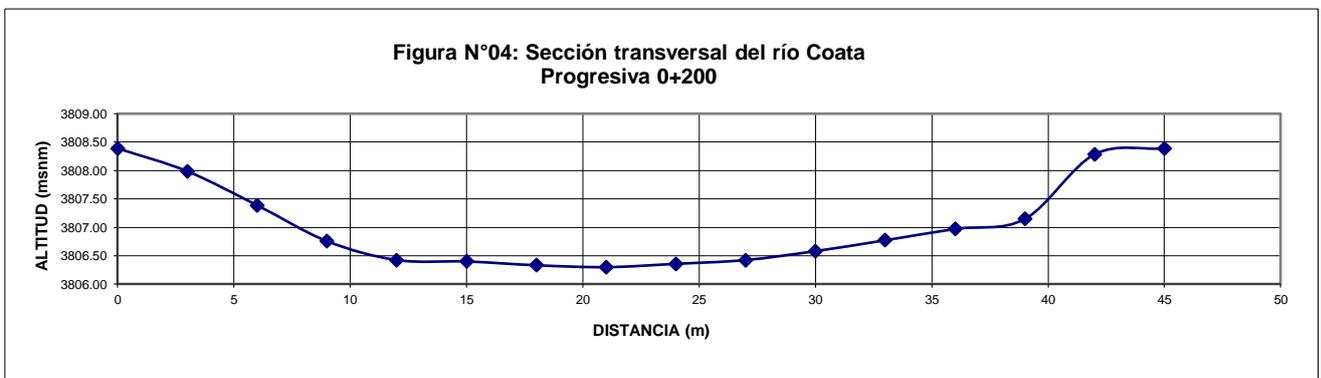
**CUADRO N°03: Datos Topográficos y Batimétricos de la Sección Transversal del Río Coata
PROGRESIVA 0+300**

DIST. (m)	COTA (m.s.n.m.)	PROFUNDIDAD (m)	PERÍMETRO (m)	PERÍMETRO ACUMULADO	ÁREA (m2)	ÁREA ACUMULADA
0	3808.48	0.00				
3	3808.21	0.27	3.012	3.012	0.408	0.408
6	3807.64	0.84	3.054	6.066	1.672	2.080
9	3807.04	1.44	3.059	9.125	3.426	5.506
12	3806.73	1.75	3.016	12.141	4.782	10.288
15	3806.69	1.79	3.000	15.141	5.301	15.590
18	3806.66	1.82	3.000	18.141	5.411	21.000
21	3806.71	1.77	3.000	21.142	5.385	26.385
24	3806.76	1.71	3.001	24.142	5.226	31.611
27	3806.86	1.62	3.001	27.144	5.003	36.614
30	3807.12	1.36	3.011	30.155	4.475	41.088
33	3807.51	0.97	3.026	33.180	3.498	44.586
36	3807.57	0.91	3.001	36.181	2.820	47.406
39	3807.64	0.84	3.001	39.182	2.620	50.027
42	3807.89	0.59	3.010	42.192	2.145	52.172
45	3808.40	0.08	3.044	45.236	1.003	53.175
48	3808.39	0.09	3.000	48.236	0.253	53.429
51	3808.48	0.00	3.001	51.237	0.139	53.568



CUADRO N°04: Datos Topográficos y Batimétricos de la Sección Transversal del Río Coata PROGRESIVA 0+200

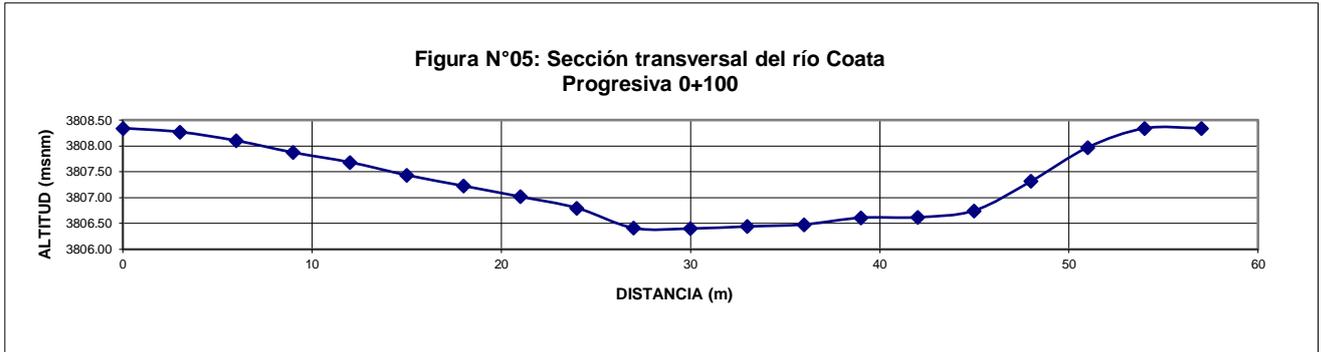
DIST. (m)	COTA (m.s.n.m.)	PROFUNDIDAD (m)	PERÍMETRO (m)	PERÍMETRO ACUMULADO	ÁREA (m2)	ÁREA ACUMULADA
0	3808.39	0.00				
3	3807.99	0.40	3.027	3.027	0.606	0.606
6	3807.39	1.00	3.059	6.086	2.109	2.715
9	3806.76	1.63	3.066	9.152	3.953	6.668
12	3806.42	1.97	3.018	12.170	5.397	12.065
15	3806.40	1.99	3.000	15.170	5.933	17.997
18	3806.33	2.06	3.001	18.171	6.071	24.068
21	3806.30	2.09	3.000	21.171	6.221	30.288
24	3806.36	2.03	3.001	24.172	6.183	36.471
27	3806.42	1.97	3.001	27.172	5.996	42.467
30	3806.58	1.81	3.004	30.177	5.660	48.126
33	3806.77	1.62	3.006	33.183	5.138	53.264
36	3806.97	1.42	3.007	36.189	4.551	57.815
39	3807.15	1.24	3.005	39.194	3.990	61.805
42	3808.28	0.11	3.209	42.403	2.022	63.827
45	3808.39	0.00	3.002	45.405	0.158	63.984



CUADRO N°05: Datos Topográficos y Batimétricos de la Sección Transversal del Río Coata PROGRESIVA 0+100

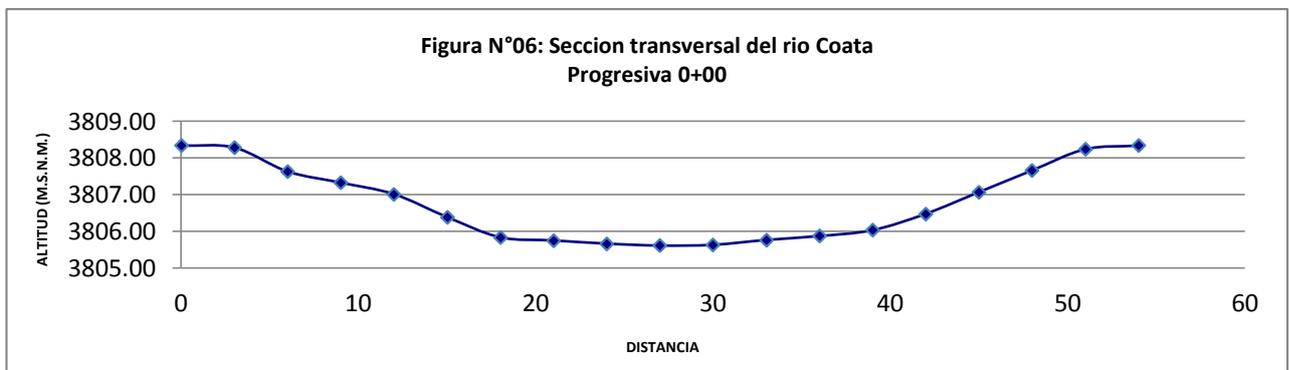
DIST. (m)	COTA (m.s.n.m.)	PROFUNDIDAD (m)	PERÍMETRO (m)	PERÍMETRO ACUMULADO	ÁREA (m2)	ÁREA ACUMULADA
0	3808.35	0.00				
3	3808.27	0.07	3.001	3.001	0.111	0.111
6	3808.10	0.24	3.005	6.006	0.476	0.587
9	3807.87	0.47	3.009	9.014	1.073	1.659
12	3807.68	0.66	3.006	12.020	1.701	3.360
15	3807.44	0.91	3.010	15.031	2.359	5.720
18	3807.23	1.12	3.007	18.038	3.046	8.766
21	3807.02	1.33	3.007	21.045	3.674	12.440
24	3806.80	1.55	3.008	24.053	4.317	16.757
27	3806.41	1.94	3.025	27.078	5.229	21.986
30	3806.40	1.95	3.000	30.078	5.826	27.812
33	3806.44	1.91	3.000	33.079	5.781	33.593
36	3806.48	1.87	3.000	36.079	5.663	39.255
39	3806.61	1.74	3.003	39.082	5.409	44.664
42	3806.62	1.73	3.000	42.082	5.199	49.863
45	3806.75	1.60	3.003	45.084	4.989	54.852
48	3807.32	1.03	3.053	48.138	3.942	58.794
51	3807.97	0.37	3.071	51.209	2.105	60.899

54	3808.34	0.00	3.023	54.231	0.565	61.464
57	3808.35	0.00	3.000	57.231	0.006	61.470



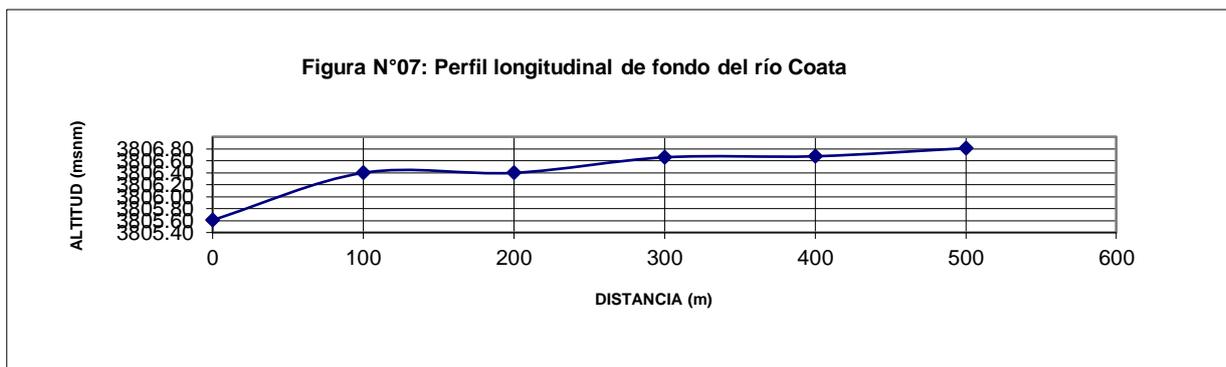
**CUADRO N°06: Datos Topográficos y Batimétricos de la Sección Transversal del Río Coata
PROGRESIVA 0+00**

DIST. (m)	COTA (m.s.n.m.)	PROFUNDIDAD (m)	PERÍMETRO (m)	PERÍMETRO ACUMULADO	ÁREA (m ²)	ÁREA ACUMULADA
0	3808.34	0.00				
3	3808.28	0.05	3.000	3.000	0.081	0.081
6	3807.63	0.70	3.070	6.070	1.138	1.219
9	3807.33	1.01	3.015	9.086	2.572	3.792
12	3807.01	1.32	3.016	12.102	3.499	7.291
15	3806.39	1.95	3.064	15.166	4.905	12.196
18	3805.84	2.50	3.050	18.217	6.669	18.865
21	3805.75	2.58	3.001	21.218	7.626	26.491
24	3805.66	2.67	3.001	24.219	7.885	34.377
27	3805.61	2.72	3.000	27.220	8.095	42.472
30	3805.63	2.70	3.000	30.220	8.145	50.617
33	3805.76	2.57	3.003	33.223	7.915	58.533
36	3805.87	2.47	3.002	36.224	7.557	66.090
39	3806.03	2.31	3.004	39.229	7.158	73.248
42	3806.48	1.86	3.033	42.262	6.250	79.498
45	3807.07	1.27	3.058	45.319	4.696	84.195
48	3807.66	0.68	3.058	48.377	2.922	87.117
51	3808.24	0.10	3.055	51.432	1.167	88.284
54	3808.34	0.00	3.00	54.434	0.150	88.434



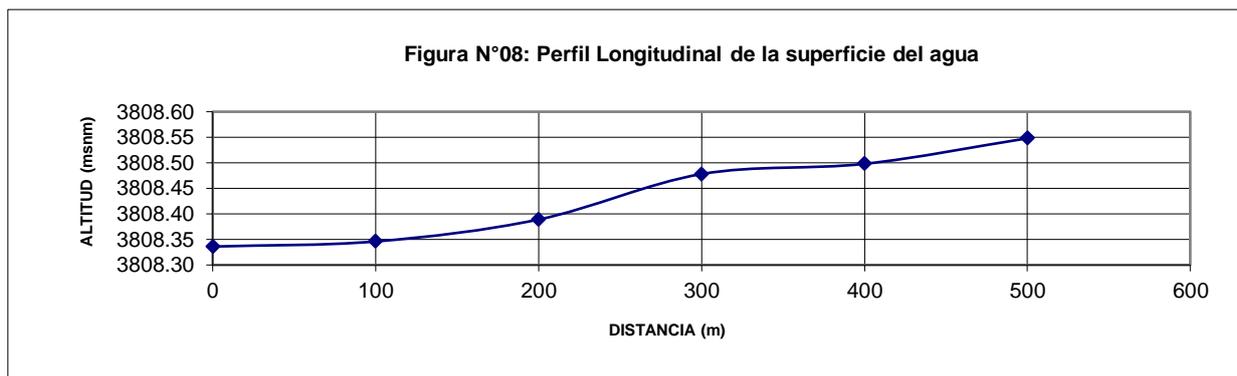
CUADRO N°07: Determinación de pendiente de fondo del Río

Progresiva (m)	Cota (msnm)	Dif. de altura (m)
0	3805.61	
100	3806.40	0.788
200	3806.40	0.000
300	3806.66	0.259
400	3806.68	0.018
500	3806.81	0.135
	Promedio	0.240



CUADRO N°08: Determinación de pendiente de la cota superficial del agua

Progresiva (m)	Cota (msnm)	Dif. de altura (m)
0	3808.34	
100	3808.35	0.010
200	3808.39	0.043
300	3808.48	0.089
400	3808.50	0.020
500	3808.55	0.050
	Promedio	0.042



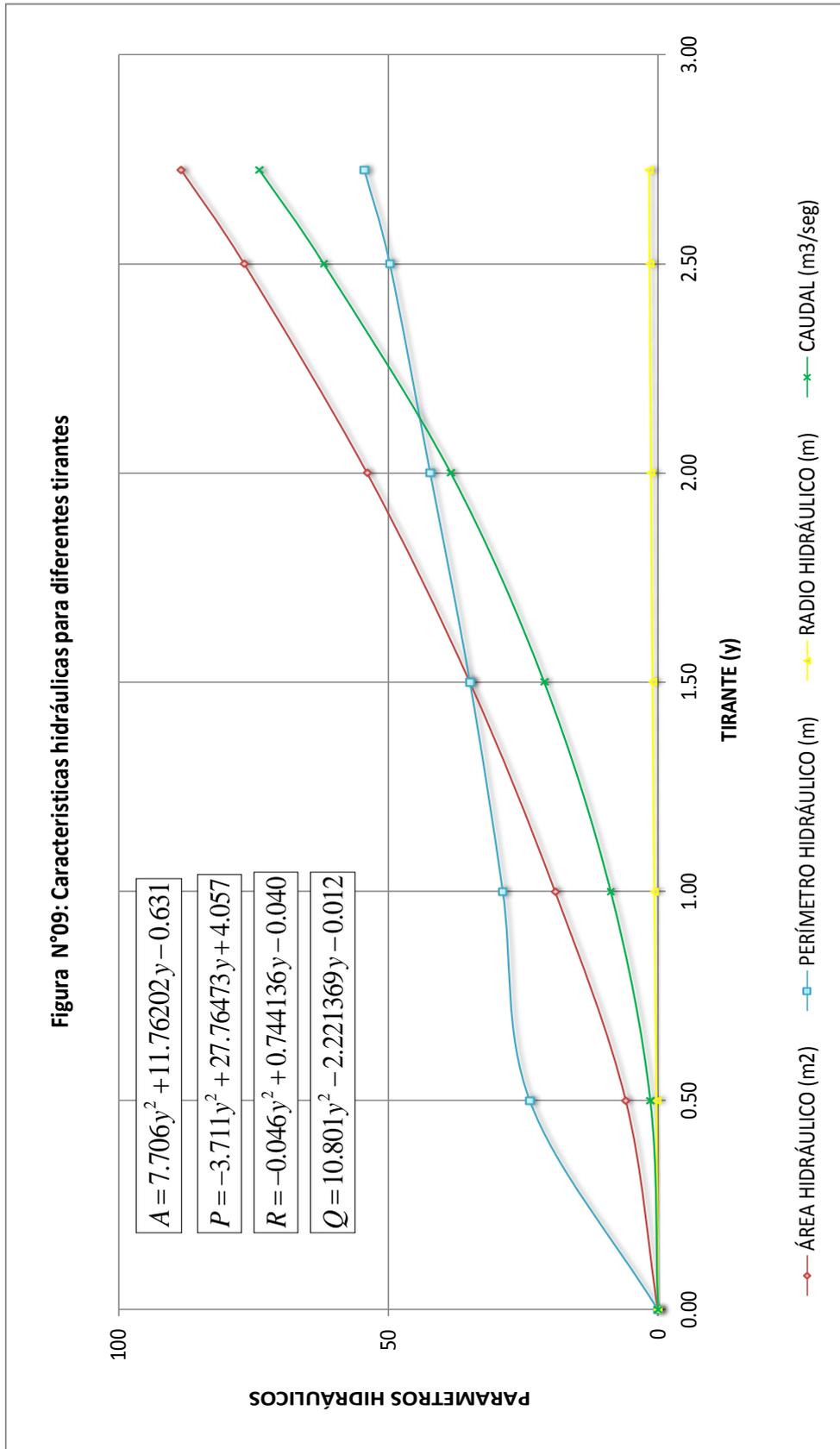
CUADRO N°09: RESUMEN DE DATOS TOPOGRÁFICOS, CÁLCULO DE PENDIENTE Y COEFICIENTE DE RUGOSIDAD.

SECCIÓN No	PROGRESIVA (Km)	COTA (m.s.n.m.)	PERÍMETRO (m)	ÁREA (m ²)	VELOCIDAD (m/s)	CAUDAL (m ³ /seg)	PENDIENTE (m/m)	RUGOSIDAD n (Manning)
1	0 + 000	3808.34	54.434	88.434	0.835	73.842	-	-
2	0 + 100	3808.35	57.231	61.470	1.187	72.965	0.0001	0.0318
3	0 + 200	3808.39	45.405	63.984	1.154	73.838	0.0004	0.0360
4	0 + 300	3808.48	51.237	53.568	1.349	72.263	0.0009	0.0367
5	0 + 400	3808.50	51.253	59.679	1.225	73.107	0.0002	0.0305
6	0 + 500	3808.55	54.827	60.069	1.230	73.885	0.0005	0.0350
PROMEDIO								
				64.534	1.163	73.317	0.00042	0.0340

CUADRO N°10: RESUMEN DE CÁLCULO DE LAS CARACTERÍSTICA HIDRÁULICAS PARA DIFERENTES TIRANTES.

Datos Obtenidos para los Cálculos de las Características Hidráulicas y Fuerza Tractivas:			
g_s (kg/m ³) = 2638.52	Dm (m) = 0.000631	g (m/seg ²) = 9.81	S (m/m) = 0.00042
g (kg/m ³) = 1000	u (m ² /seg) = 1.360E-06		n = 0.0340

y (m)	A (m ²)	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m ³)	t_0 (kg/m ²)	t^*
0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
0.50	5.931	23.750	23.36	0.250	0.240	1.424	0.106	0.102
1.00	19.058	28.750	28.34	0.663	0.460	8.775	0.281	0.272
1.50	34.842	34.840	33.83	1.000	0.606	21.102	0.424	0.410
2.00	53.890	42.200	41.19	1.277	0.713	38.416	0.541	0.523
2.50	76.665	49.700	48.51	1.543	0.809	61.986	0.654	0.632
2.72	88.371	54.434	53.95	1.623	0.837	73.928	0.688	0.665



CUADRO N°11: Cálculo de la Variación del Área Hidráulica Para diferentes Tirantes

N	Y (m)	A (m ²)	Y ²	Y ³	Y ⁴	Y × A	Y ² × A
1	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.50	5.931	0.250	0.125	0.063	2.966	1.483
3	1.00	19.058	1.000	1.000	1.000	19.058	19.058
4	1.50	34.842	2.250	3.375	5.063	52.264	78.396
5	2.00	53.890	4.000	8.000	16.000	107.780	215.560
6	2.50	76.665	6.250	15.625	39.063	191.662	479.154
7	2.72	88.371	7.398	20.124	54.736	240.369	653.805
Σ	10.22	278.757	21.148	48.249	115.924	614.098	1447.454

$$A = 7.706 y^2 + 11.76202 y - 0.631$$

UTILIZANDO LOS MINIMOS CUADRADOS

$$\sum A = a_0 \cdot N + a_1 \cdot \sum Y + a_2 \cdot \sum Y^2$$

$$278.76 = 7.0 a_0 + 10.22 a_1 + 21.15 a_2$$

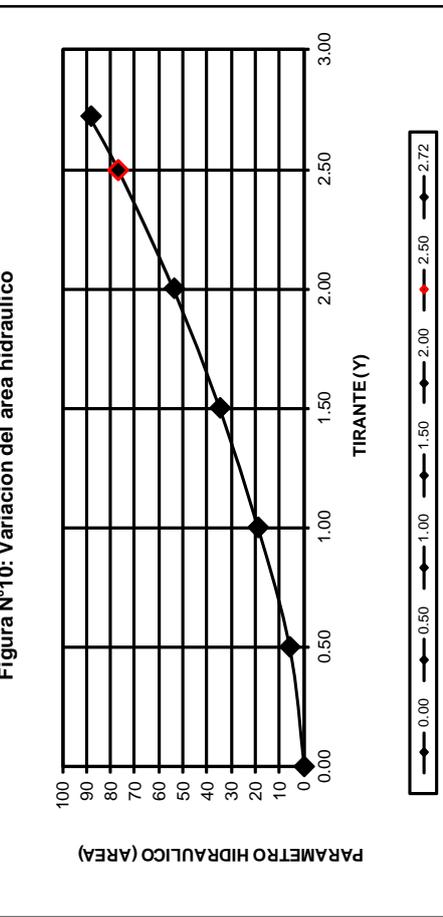
$$\sum Y \cdot A = a_0 \cdot \sum Y + a_1 \cdot \sum Y^2 + a_2 \cdot \sum Y^3$$

$$614.10 = 10.22 a_0 + 21.15 a_1 + 48.25 a_2$$

$$\sum Y^2 \cdot A = a_0 \cdot \sum Y^2 + a_1 \cdot \sum Y^3 + a_2 \cdot \sum Y^4$$

$$1447.45 = 21.15 a_0 + 48.25 a_1 + 115.92 a_2$$

$$A = a_0 + a_1 Y + a_2 Y^2$$



$$\begin{matrix} 21.15 a_2 + 10.22 a_1 + 7.0 a_0 & = & 278.76 \\ 48.25 a_2 + 21.15 a_1 + 10.22 a_0 & = & 614.10 \\ 115.92 a_2 + 48.25 a_1 + 21.15 a_0 & = & 1447.45 \end{matrix}$$

$$\det F = \begin{matrix} -969.6 & -1679.8 & -865.7 \\ -155.5 & -18455.28 & -6873.725 \\ -12780.0 & -1198.4 & -9455.849 \end{matrix}$$

$$C1 = \begin{matrix} -18455.28 & -6873.725 \\ -9455.849 & -34474.23 \end{matrix}$$

$$C2 = \begin{matrix} -45816.41 & -9455.849 \\ -13805.54 & -34474.23 \end{matrix}$$

$$C3 = \begin{matrix} 20766.8973 & -13805.54 \\ 98.2069035 & -34474.23 \end{matrix}$$

$$\begin{matrix} a_2 & 7.70598809 \\ a_1 & 11.7620195 \\ a_0 & -0.6314754 \end{matrix}$$

$$A = -0.631 + 11.76202 Y + 7.706 Y^2$$

18.837

CUADRO N°12: Cálculo de la Variación del Perímetro Mojado Para diferentes Tirantes

N	Y (m)	P (m)	Y ²	Y ³	Y ⁴	Y × P	Y ² × P
1	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.50	23.750	0.250	0.125	0.063	11.875	5.938
3	1.00	28.750	1.000	1.000	1.000	28.750	28.750
4	1.50	34.840	2.250	3.375	5.063	52.260	78.390
5	2.00	42.200	4.000	8.000	16.000	84.400	168.800
6	2.50	49.700	6.250	15.625	39.063	124.250	310.625
7	2.72	54.434	7.398	20.124	54.736	148.060	402.725
Σ	10.22	233.674	21.148	48.249	115.924	449.595	995.227

$$P = -3.711 y^2 + 27.76473 y + 4.057$$

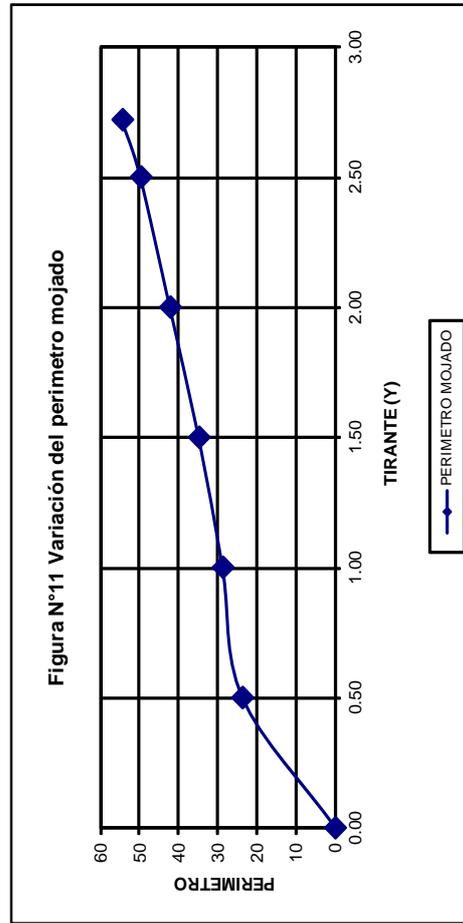


Figura N°11 Variación del perímetro mojado

UTILIZANDO LOS MINIMOS CUADRADOS

$$\sum P = a_0 \cdot N + a_1 \cdot \sum Y + a_2 \cdot \sum Y^2$$

$$233.67 = 7.0 a_0 + 10.22 a_1 + 21.15 a_2$$

$$\sum Y \cdot P = a_0 \cdot \sum Y + a_1 \cdot \sum Y^2 + a_2 \cdot \sum Y^3$$

$$449.60 = 10.22 a_0 + 21.15 a_1 + 48.25 a_2$$

$$\sum Y^2 \cdot P = a_0 \cdot \sum Y^2 + a_1 \cdot \sum Y^3 + a_2 \cdot \sum Y^4$$

$$995.23 = 21.15 a_0 + 48.25 a_1 + 115.92 a_2$$

$$P = a_0 + a_1 Y + a_2 Y^2$$

$$\begin{matrix} 21.15 a_2 + 10.22 a_1 + 7.0 a_0 = 233.67 \\ 48.25 a_2 + 21.15 a_1 + 10.22 a_0 = 449.60 \\ 115.92 a_2 + 48.25 a_1 + 21.15 a_0 = 995.23 \end{matrix}$$

$$\det F = \begin{vmatrix} -969.6 & -1679.8 & -865.7 \\ -155.5 & -6775.808 & 4514.4068 \\ 577.1 & -38406.6 & -28703.28 \end{vmatrix}$$

$$C1 = \begin{vmatrix} -14021.282 & -6775.808 & -28703.28 \\ -4317.9642 & -41906.79 & -28898.78 \end{vmatrix}$$

$$C2 = \begin{vmatrix} -14021.282 & -4317.9642 \\ -13638.926 & -630.90633 \end{vmatrix}$$

$$C3 = \begin{vmatrix} -13638.926 & -630.90633 \\ -3.7108646 & 27.7647291 \end{vmatrix}$$

$$a_2 = -3.7108646$$

$$a_1 = 27.7647291$$

$$a_0 = 4.05675975$$

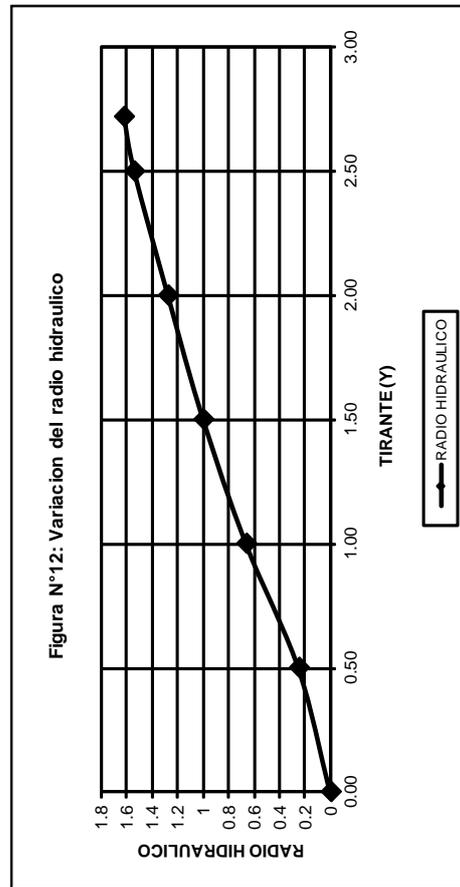
$$P = 4.057 + 27.76473 Y + -3.711 Y^2$$

28.111

CUADRO N°13: Cálculo de la Variación del Radio Hidráulico Para diferentes Tirantes

N	Y (m)	R (m)	Y ²	Y ³	Y ⁴	Y × R	Y ² × R
1	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.50	0.250	0.250	0.125	0.063	0.125	0.062
3	1.00	0.663	1.000	1.000	1.000	0.663	0.663
4	1.50	1.000	2.250	3.375	5.063	1.500	2.250
5	2.00	1.277	4.000	8.000	16.000	2.554	5.108
6	2.50	1.543	6.250	15.625	39.063	3.856	9.641
7	2.72	1.623	7.398	20.124	54.736	4.416	12.011
Σ	10.22	6.356	21.148	48.249	115.924	13.114	29.735

$$R = -0.046y^2 + 0.744136y - 0.040$$



UTILIZANDO LOS MINIMOS CUADRADOS

$$\sum R = a_0 \cdot N + a_1 \cdot \sum Y + a_2 \cdot \sum Y^2$$

$$6.36 = 7.0 a_0 + 10.22 a_1 + 21.15 a_2$$

$$\sum Y \cdot R = a_0 \cdot \sum Y + a_1 \cdot \sum Y^2 + a_2 \cdot \sum Y^3$$

$$13.11 = 10.22 a_0 + 21.15 a_1 + 48.25 a_2$$

$$\sum Y^2 \cdot R = a_0 \cdot \sum Y^2 + a_1 \cdot \sum Y^3 + a_2 \cdot \sum Y^4$$

$$29.74 = 21.15 a_0 + 48.25 a_1 + 115.92 a_2$$

$$R = a_0 + a_1 Y + a_2 Y^2$$

$$\begin{matrix} 21.15 a_0 + 10.22 a_1 + 7.0 a_2 = 6.36 \\ 48.25 a_0 + 21.15 a_1 + 10.22 a_2 = 13.11 \\ 115.92 a_0 + 48.25 a_1 + 21.15 a_2 = 29.74 \end{matrix}$$

$$\det F = \begin{vmatrix} -969.6 & -1679.8 & -865.7 \\ -155.5 & & \\ -291.4 & -271.3918 & 27.147698 \\ 7.2 & & \end{vmatrix}$$

$$C2 = \begin{vmatrix} -561.59514 & -1044.619 & -598.7522 \\ -115.72793 & & \end{vmatrix}$$

$$C3 = \begin{vmatrix} -82.018625 & -874.1782 & -786.0165 \\ 6.14313416 & & \end{vmatrix}$$

$$\begin{matrix} a_2 = -0.0460026 \\ a_1 = 0.74413648 \\ a_0 = -0.0395007 \end{matrix}$$

$$R = -0.040 + 0.744136 Y - 0.046 Y^2$$

0.659

CUADRO N°14: Cálculo de la Variación del Caudal Líquido Para diferentes Tirantes

N	Y (m)	Q (m3/seg)	Y ²	Y ³	Y ⁴	Y × Q	Y ² × Q
1	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.50	1.424	0.250	0.125	0.063	0.712	0.356
3	1.00	8.775	1.000	1.000	1.000	8.775	8.775
4	1.50	21.102	2.250	3.375	5.063	31.654	47.481
5	2.00	38.416	4.000	8.000	16.000	76.831	153.663
6	2.50	61.986	6.250	15.625	39.063	154.964	387.411
7	2.72	73.928	7.398	20.124	54.736	201.084	546.947
Σ	10.22	205.631	21.148	48.249	115.924	474.020	1144.632

$$Q = 10.801 y^2 - 2.221369 y - 0.012$$

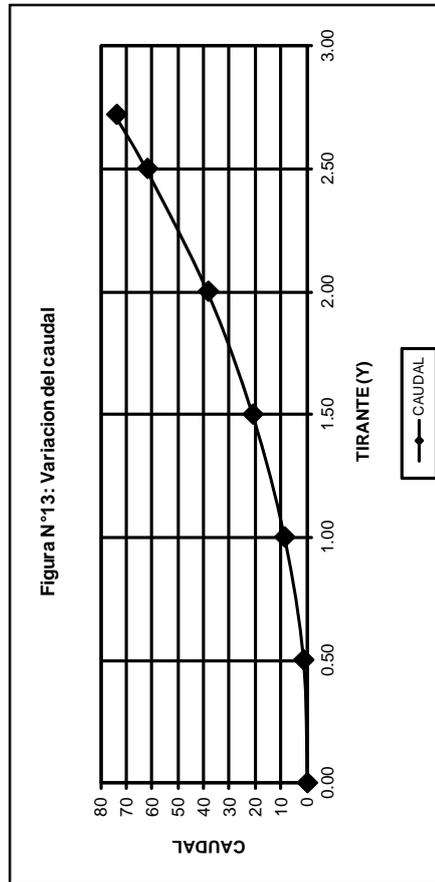


Figura N°13: Variación del caudal

UTILIZANDO LOS MINIMOS CUADRADOS

$$\sum Q = a_0 \cdot N + a_1 \cdot \sum Y + a_2 \cdot \sum Y^2$$

$$205.63 = 7.0 a_0 + 10.22 a_1 + 21.15 a_2$$

$$\sum Y \cdot Q = a_0 \cdot \sum Y + a_1 \cdot \sum Y^2 + a_2 \cdot \sum Y^3$$

$$474.02 = 10.22 a_0 + 21.15 a_1 + 48.25 a_2$$

$$\sum Y^2 \cdot Q = a_0 \cdot \sum Y^2 + a_1 \cdot \sum Y^3 + a_2 \cdot \sum Y^4$$

$$1144.63 = 21.15 a_0 + 48.25 a_1 + 115.92 a_2$$

$$Q = a_0 + a_1 Y + a_2 Y^2$$

$$\begin{aligned} 21.15 a_2 + 10.22 a_1 + 7.0 a_0 &= 205.63 \\ 48.25 a_2 + 21.15 a_1 + 10.22 a_0 &= 474.02 \\ 115.92 a_2 + 48.25 a_1 + 21.15 a_0 &= 1144.63 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \det F &= \begin{vmatrix} -969.6 & -1679.8 & -865.7 \\ -155.5 & -17101.94 & -9354.267 \\ -35389.307 & -33797.41 & 1937.3652 \end{vmatrix} \\ C1 &= \begin{vmatrix} 28261.1103 & -17101.94 & -9354.267 \\ 1.93670213 & -33797.41 & 1937.3652 \end{vmatrix} \\ C2 &= \begin{vmatrix} 28261.1103 & 2828.553 & -25430.62 \\ 1.93670213 & 2828.553 & -25430.62 \end{vmatrix} \\ C3 &= \begin{vmatrix} 28261.1103 & 2828.553 & -25430.62 \\ 1.93670213 & 2828.553 & -25430.62 \end{vmatrix} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_2 &= 10.8008284 \\ a_1 &= -2.221369 \\ a_0 &= -0.0124531 \end{aligned}$$

$$Q = -0.012 + -2.221369 Y + 10.801 Y^2 + 8.567$$

ANEXO 2**PLANILLAS DE CÁLCULO****PLANILLAS DE CÁLCULOS DE RESISTENCIA AL FLUJO**

Cuadro N°15: Cálculo de resistencia al flujo-método de Ranga Raju

Cuadro N°16: Cálculo de resistencia al flujo-solución de Lovera, Alam y Kennedy

Cuadro N°17: Cálculo de resistencia al flujo-método de Brownlie

Cuadro N°18: Cálculo de resistencia al flujo-formula de Tsubaki, Furuya, Ishijara e Iwagaki

Cuadro N°19: Cálculo de resistencia al flujo-formula de Paris

Cuadro N°20: Cálculo de resistencia al flujo-Medición

Figura N°14: Variación de descargas del río Coata

PLANILLAS DE CÁLCULOS DE TRANSPORTE SÓLIDO DE FONDO

Cuadro N°21: Cálculo del transporte sólido de fondo-formula de Du Boys

Cuadro N°22: Cálculo del transporte sólido de fondo-formula de Schoklitsch

Cuadro N°23: Cálculo del transporte sólido de fondo-formula de Einstein Brow

Cuadro N°24: Cálculo del transporte sólido de fondo-formula de Einstein

Cuadro N°25: Cálculo del transporte sólido de fondo-formula de Meyer-Peter y Muller

Cuadro N°26: Cálculo del transporte sólido de fondo-formula de Levi

Cuadro N°27: Cálculo del transporte sólido de fondo-formula de Zanke

Cuadro N°28a: Resultados del cálculo de transporte sólido de fondo, variación del tirante y el gasto sólido de fondo

Cuadro N°28b: Resultados del cálculo de transporte sólido de fondo, variación del gasto líquido y el gasto sólido de fondo

Figura N°15: Variación del tirante y el gasto sólido de fondo

Figura N°16: Variación del gasto líquido y el gasto sólido de fondo

PLANILLAS DE CÁLCULOS DE TRANSPORTE SÓLIDO EN SUSPENSIÓN

Cuadro N°29: Cálculo del transporte sólido en suspensión-formula de Garde y Pande

Cuadro N°30: Cálculo del transporte sólido en suspensión-formula de Benedict-Vanuni

Cuadro N°31: Cálculo del transporte sólido en suspensión-método de Samaga

Cuadro N°32: Cálculo del transporte sólido en suspensión-método de Lane y Kalinske

Cuadro N°33: Cálculo del transporte sólido en suspensión-Medición

Cuadro N°34a: Resultados del cálculo de transporte sólido en suspensión, variación del tirante con el gasto sólido en suspensión

Cuadro N°34b: Resultados del cálculo de transporte sólido en suspensión, variación del gasto líquido con el gasto sólido en suspensión

Figura N°17: Variación del tirante y el gasto sólido en suspensión

Figura N°18: Variación del gasto líquido y el gasto sólido en suspensión

PLANILLAS DE CÁLCULOS DE TRANSPORTE SÓLIDO TOTAL

Cuadro N°35: Cálculo del transporte sólido total-método de Ackes White

Cuadro N°36: Cálculo del transporte sólido total-método de Garde y Datiri

Cuadro N°37: Cálculo del transporte sólido total-método de Engelund y Hansen

Cuadro N°38: Cálculo del transporte sólido total-método de Graf y Acaroglu

Cuadro N°39a: Resultado del cálculo de transporte sólido total variación del tirante con el gasto sólido total

Cuadro N°39b: Resultado del cálculo de transporte sólido total variación del gasto líquido con el gasto sólido total

Figura N°19: Variación del tirante y el gasto sólido total

Figura N°20: Variación del gasto líquido y el gasto sólido total

CUADRO N°15: CALCULO DE LA RESISTENCIA AL FLUJO - METODO DE RANGA RAJU

Datos Hidraulicos Obtenidos a partir del Aforo del Río Coata								
y (m)	A (m ²)	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m ³)	t ₀ (kg/m ²)	t*
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	5.931	23.750	23.36	0.250	0.240	1.424	0.106	0.102
1.00	19.058	28.750	28.34	0.663	0.460	8.775	0.281	0.272
1.50	34.842	34.840	33.83	1.000	0.606	21.102	0.424	0.410
2.00	53.890	42.200	41.19	1.277	0.713	38.416	0.541	0.523
2.50	76.665	49.700	48.51	1.543	0.809	61.986	0.654	0.632
2.72	88.371	54.434	53.95	1.623	0.837	73.928	0.688	0.665

Datos:

γ_s (kg/m³) = 2638.52 D_m (m) = 0.000631 g (m/s²) = 9.81 S (m/m) = 0.00042
 γ (kg/m³) = 1000 D_{50} (m) = 0.000157 ν (m²/s) = 1.360E-06 n = 0.0340

1). Parametros de Ranga Raju (E y A)

$$E = Kb \cdot \left(\frac{R}{D_{50}} \right)^{1/3} \cdot \frac{S}{\rho^* - 1}$$

2).
$$A = \frac{Ka \cdot V}{\sqrt{(\rho^* - 1) \cdot g \cdot R}}$$

3).
$$V = \frac{A \cdot \sqrt{(\rho^* - 1) \cdot g \cdot R}}{K_b}$$

4). Caudal

$$Q = V \cdot A$$

Densidad Relativa del sólido

$$\rho^* = \frac{\rho_s}{\rho}$$

Calculos y Resultados			
$\rho^* = 2.63852$		$Ka = 0.646$	
		$Kb = 0.625$	
Ka y Kb son obtenidos de los diagramas de RANGA RAJU			
1	2	3	4
E	A Diagrama A	V (m/seg)	Q (m ³ /seg)
0.00	0.00	0.00	0.00
0.0019	0.140	0.449	2.662
0.0026	0.150	0.783	14.930
0.0030	0.170	1.091	37.997
0.0033	0.180	1.305	70.317
0.0035	0.193	1.538	117.883
0.0035	0.200	1.635	144.458

CUADRO N°16: CALCULO DE LA RESISTENCIA AL FLUJO - SOLUCION DE LOVERA, ALAM Y KENNEDY

Datos Hidraulicos Obtenidos a partir del Aforo del Río Coata								
y (m)	A (m ²)	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m ³)	τ _o (kg/m ²)	τ _c (kg/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	5.931	23.750	23.36	0.250	0.240	1.424	0.106	0.102
1.00	19.058	28.750	28.34	0.663	0.460	8.775	0.281	0.272
1.50	34.842	34.840	33.83	1.000	0.606	21.102	0.424	0.410
2.00	53.890	42.200	41.19	1.277	0.713	38.416	0.541	0.523
2.50	76.665	49.700	48.51	1.543	0.809	61.986	0.654	0.632
2.72	88.371	54.434	53.95	1.623	0.837	73.928	0.688	0.665

Datos:

γ_S (kg/m³)= 2638.52 D_m (m)= 0.000631 g (m/s²)= 9.81 S (m/m)= 0.00042
 γ (kg/m³)= 1000 D_{50} (m)= 0.000157 ν (m²/s)= 1360E-06 n = 0.0340

2). Número de Reynolds

$$Re = \frac{V \cdot R}{\nu}$$

3). Resistencia debida a la forma del Lecho

λ' = se obtiene de la relación

$$\frac{R}{D_{50}} \times 10^{-2} \quad y \quad Re = \frac{V \cdot R}{\nu}$$

4). Número de Froude referido al sedimento

$$Fr_K = \frac{V}{\sqrt{g \cdot D_{50}}}$$

5). Número de Froude

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot R}}$$

7). Resistencia debida a los granos del Lecho.

λ'' = Este valor depende de Fr_K , o también de Fr (ANEXO 5 - fig. 11)

8). Resistencia al flujo

$$\lambda = \lambda' + \lambda''$$

9). Velocidad

$$\lambda = \frac{8 \cdot g \cdot R \cdot S}{V^2} \quad V = \sqrt{\frac{1}{\lambda} \cdot \sqrt{8g \cdot R \cdot S}}$$

10). Caudal

$$Q = V \cdot A$$

Calculos y Resultados									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\frac{R \cdot 10^{-2}}{D_{50}}$	Re	λ'	Fr_K	Fr	$\frac{R}{D_{50}}$	λ''	λ	V (m/seg)	Q (m ³)
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
15.9	44100.86	0.0224	6.12	0.15	1.6E+03	0.1990	0.2214	0.194	1.49
42.3	224413.80	0.0199	11.74	0.18	4.2E+03	0.1800	0.1999	0.332	6.331
63.8	445365.50	0.0195	15.44	0.19	6.4E+03	0.1300	0.1495	0.472	16.439
81.4	669355.94	0.0195	18.18	0.20	8.1E+03	0.1080	0.1275	0.577	31.111
98.4	917056.55	0.0180	20.61	0.21	9.8E+03	0.0820	0.1000	0.716	54.926
103.5	998616.14	0.0155	21.33	0.21	1.0E+04	0.0760	0.0915	0.768	67.902

CUADRO N°17: CALCULO DE LA RESISTENCIA AL FLUJO - METODO DE BROWNLIE

Datos Hidraulicos Obtenidos a partir del Aforo del Río Coata								
y (m)	A (m ²)	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m ³)	τ _o (kg/m ²)	τ _c (kg/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	5.931	23.750	23.36	0.250	0.240	1.424	0.106	0.102
1.00	19.058	28.750	28.34	0.663	0.460	8.775	0.281	0.272
1.50	34.842	34.840	33.83	1.000	0.606	21.102	0.424	0.410
2.00	53.890	42.200	41.19	1.277	0.713	38.416	0.541	0.523
2.50	76.665	49.700	48.51	1.543	0.809	61.986	0.654	0.632
2.72	88.371	54.434	53.95	1.623	0.837	73.928	0.688	0.665

Datos:

γ_s (kg/m³)= 2638.52 D_m (m)= 0.000631 g (m/s²)= 9.81 S (m/m)= 0.00042
 γ (kg/m³)= 1000 σ_x = 1383 ν (m²/s)= 1.360E-06 n = 0.0340

1). Número de Froude

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y}}$$

2). Regimen de Risos y dunas $Fr < 1$

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

Regimen de Antidunas y Rapidas $Fr > 1$

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

3). Caudal liquido por unidad de ancho (caudal especifico) en m³/seg/m

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

4). Caudal

$$Q = q \cdot T$$

Calculos y Resultados			
1	2	3	4
Fr Froude	Regimen de la Solera	q m ³ /seg/m	Q (m ³ /seg)
0.00	Risos, Dunas	0.00	0.00
0.108	Risos, Dunas	0.09	2.153
0.147	Risos, Dunas	0.41	116.19
0.158	Risos, Dunas	0.77	26.011
0.161	Risos, Dunas	1.12	46.023
0.163	Risos, Dunas	1.49	72.353
0.162	Risos, Dunas	1.61	87.008

CUADRO N°18: CALCULO DE LA RESISTENCIA AL FLUJO - FORMULA DE TUSUBAKI, FURIYA, ISHIJARA e IWAGAKI

Datos Hidraulicos Obtenidos a partir del Aforo del Río Coata								
y (m)	A (m ²)	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m ³)	τ _o (kg/m ²)	τ (kg/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	5.931	23.750	23.36	0.250	0.240	1.424	0.106	0.102
1.00	19.058	28.750	28.34	0.663	0.460	8.775	0.281	0.272
1.50	34.842	34.840	33.83	1.000	0.606	21.102	0.424	0.410
2.00	53.890	42.200	41.19	1.277	0.713	38.416	0.541	0.523
2.50	76.665	49.700	48.51	1.543	0.809	61.986	0.654	0.632
2.72	88.371	54.434	53.95	1.623	0.837	73.928	0.688	0.665

Datos:

$\gamma_s(\text{kg/m}^3) = 2638.52$ $Dm(\text{m}) = 0.000631$ $g(\text{m/s}^2) = 9.81$ $S(\text{m/m}) = 0.00042$
 $\gamma(\text{kg/m}^3) = 1000$ $U(\text{m}^2/\text{s}) = 1360\text{E}-06$ $n = 0.0340$

1). Velocidad de corte

$$V_* = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} = \sqrt{g \cdot R \cdot S}$$

2). Relación adimensional de la fuerza tractiva

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

Tusubaki y Furiya:

3). Rugosidad equivalente de lecho

$$\log\left(\frac{K_s}{D}\right) = 3.48\left(1 - 0.225\tau_*^{-1/2}\right)$$

$$K_s = \left[10^{\left(3.48 \cdot \left(1 - 0.225 \cdot \left(\tau_*^{-1/2}\right)\right)\right)} \right] * D$$

4). Rugosidad

$$n = \frac{K_s^{1/6}}{24}$$

5). Velocidad

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

6). Caudal

$$Q = V \cdot A$$

Ishijara, Iwagaki y Sueishi:

7). Rugosidad equivalente de lecho

$$\frac{K_s}{D} = 10 \tau_*^{0.769} \quad K_s = 10 \tau_*^{0.769} \cdot D$$

8). Rugosidad

$$n = \frac{K_s^{1/6}}{24}$$

9). Velocidad

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

10). Caudal

$$Q = V \cdot A$$

Calculos y Resultados									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Tusubaki y Furiya:					Ishijara, Iwagaki y Sueishi:				
V _*	τ _*	K _s	n	V (m/seg)	Q (m ³)	K _s	n	V (m/seg)	Q (m ³ /seg)
0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.0322	0.102	0.007	0.0181	0.4502	2.670	0.001	0.0134	0.611	3.621
0.0525	0.272	0.060	0.0261	0.6005	11.444	0.002	0.0152	1033	19.682
0.0645	0.410	0.114	0.0290	0.7096	24.726	0.003	0.0160	1289	44.904
0.0729	0.523	0.158	0.0306	0.7913	42.645	0.004	0.0165	1470	79.224
0.0801	0.632	0.197	0.0318	0.8646	66.282	0.004	0.0169	1628	124.773
0.0822	0.665	0.209	0.0321	0.8860	78.301	0.005	0.0170	1673	147.840

CUADRO N°19: CALCULO DE LA RESISTENCIA AL FLUJO - FORMULA DE PARIS

Datos Hidraulicos Obtenidos a partir del Aforo del Río Coata								
y (m)	A (m2)	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m3)	τ _o (kg/m2)	τ _c (kg/m2)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	5.931	23.750	23.36	0.250	0.240	1.424	0.106	0.102
1.00	19.058	28.750	28.34	0.663	0.460	8.775	0.281	0.272
1.50	34.842	34.840	33.83	1.000	0.606	21.102	0.424	0.410
2.00	53.890	42.200	41.19	1.277	0.713	38.416	0.541	0.523
2.50	76.665	49.700	48.51	1.543	0.809	61.986	0.654	0.632
2.72	88.371	54.434	53.95	1.623	0.837	73.928	0.688	0.665

Datos:

γ_s (kg/m3) = 2638.52 D_m (m) = 0.000631 g (m/s²) = 9.81 S (m/m) = 0.00042
 γ (kg/m3) = 1000 D_{35} (m) = 0.00077753 ν (m²/s) = 1.360E-06 n = 0.0340

1). Velocidad de corte

$$V_* = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} = \sqrt{g \cdot R \cdot S}$$

2). Número de Reynolds para V* y D de la partícula

$$Re_* = \frac{V_* \cdot D}{\nu}$$

3). Diagrama de SHIELDS (ANEXO 5 - fig 03)

4). Fuerza tractiva sobre el fondo en el momento de iniciacion del movimiento

$$F_{CR}^* = \tau_{*c} = \frac{(\tau_o)_c}{(\gamma_s - \gamma)D} \qquad (\tau_o)_c = \tau_{*c} * (\gamma_s - \gamma) * D$$

5). Profundidad crítica para el Pendiente

$$h_c = \frac{\tau_{*c} \cdot D_{35} \cdot (\gamma_s - \gamma)}{\gamma \cdot S}$$

6). Coeficiente de Chezy para la condicion Critica

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

7). Coeficiente de Chezy

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

8). Manning
$$n = \frac{R^{1/6}}{C}$$

9). Velocidad
$$V = C \cdot (R \cdot S)^{1/2}$$

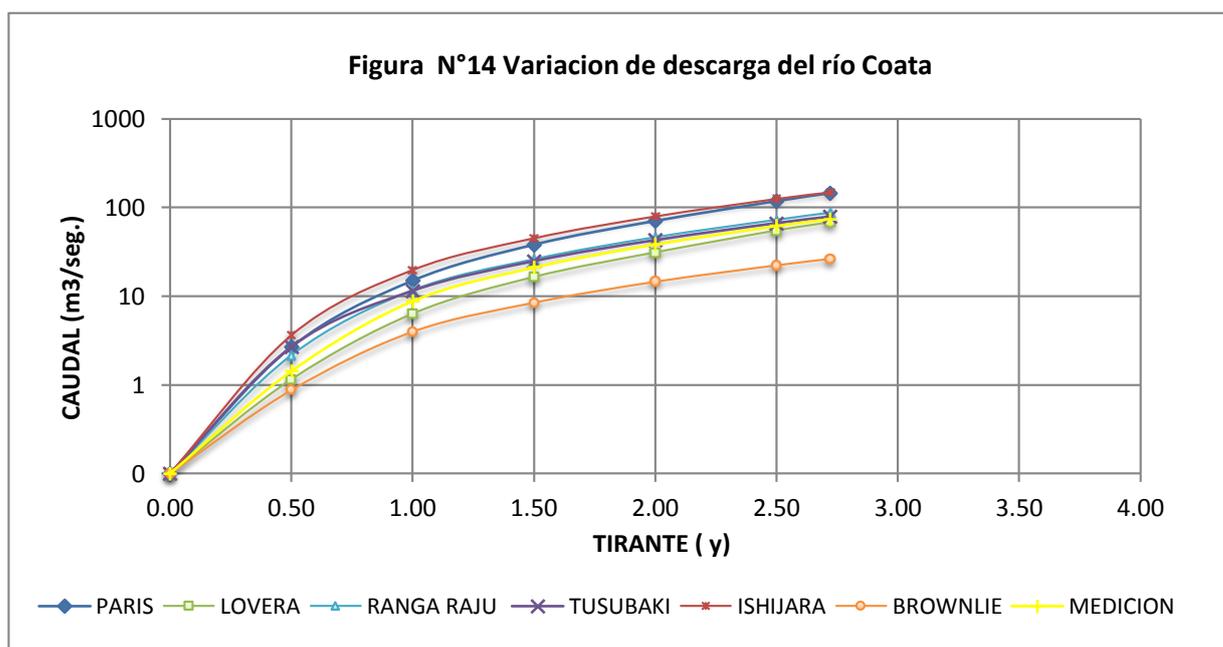
10). Caudal
$$Q = V \cdot A$$

Calculos y Resultados									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
V*	Re*	τ _{*c}	τ _c	h _c	C _o	C	n	V	Q
		P. SHIELDS				CHEZY	MANNING	m/s	m3/s
0.0000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.0322	14.96	0.0352	0.04	0.11	17.81	14.295	0.056	0.147	0.872
0.0525	24.38	0.0399	0.04	0.12	18.12	12.461	0.075	0.209	3.981
0.0645	29.94	0.0415	0.04	0.13	18.21	11.800	0.085	0.243	8.467
0.0729	33.84	0.0451	0.05	0.14	18.42	11.650	0.089	0.271	14.609
0.0801	37.19	0.0462	0.05	0.14	18.48	11.420	0.094	0.292	22.390
0.0822	38.15	0.0471	0.05	0.15	18.53	11.400	0.095	0.299	26.431

τ_{*c} : Se obtiene del diagrama de P. SHIELDS

CUADRO N°20: RESULTADOS DEL CALCULO DE LA RESISTENCIA AL FLUJO

y (m)	Q (m³/seg) RANGA RAJU	Q (m³/seg) LOVERA	Q (m³/seg) BROWNLIE	Q (m³/seg) TUSUBAKI	Q (m³/seg) ISHIJARA	Q (m³/seg) PARIS	Q (m³/seg) MEDICIÓN
0.000	0	0	0	0	0	0	0
0.500	2.662	1.149	2.153	2.670	3.621	0.872	1.424
1.000	14.930	6.331	11.619	11.444	19.682	3.981	8.775
1.500	37.997	16.439	26.011	24.726	44.904	8.467	21.102
2.000	70.317	31.111	46.023	42.645	79.224	14.609	38.416
2.500	117.883	54.926	72.353	66.282	124.773	22.390	61.986
2.720	144.458	67.902	87.008	78.301	147.840	26.431	73.928



CUADRO N°21: CALCULO DEL TRANSPORTE SOLIDO DE FONDO - FORMULA DE DU BOYS

Datos Hidraulicos Obtenidos a partir del Aforo del Río Coata								
y (m)	A (m ²)	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m ³)	τ ₀ (kg/m ²)	τ*
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	5.931	23.750	23.36	0.250	0.240	1.424	0.106	0.102
1.00	19.058	28.750	28.34	0.663	0.460	8.775	0.281	0.272
1.50	34.842	34.840	33.83	1.000	0.606	21.102	0.424	0.410
2.00	53.890	42.200	41.19	1.277	0.713	38.416	0.541	0.523
2.50	76.665	49.700	48.51	1.543	0.809	61.986	0.654	0.632
2.72	88.371	54.434	53.95	1.623	0.837	73.928	0.688	0.665

Datos:

γ_s (kg/m³)= 2638.52 D_m (m)= 0.000631 g (m/s²)= 9.81 S (m/m)= 0.00042
 γ (kg/m³)= 1000 ν (m²/s)= 1.360E-06 n = 0.0340

- 1). Fuerza tractiva de la corriente sobre el fondo en kg/m²

$$\tau_o = \gamma.R.S$$

- 2). Transporte sólido de fondo por unidad de ancho en kg/seg/m

$$T_{SF} = X .\tau_o .(\tau_o - \tau_c)$$

- 3). Transporte sólido de fondo kg/seg

$$T_{SF} = T_{SF} * T$$

- 4). Transporte sólido de fondo Tn/día

$$T_{SF} = \frac{T_{SF}}{1000} * 86400$$

GRAFICO DE DU BOYS		GRAFICO DE DU BOYS	
$X = 18.15$		$\tau_c = 0.151$	
Calculos y Resultados			
1	2	3	4
τ_o (kg/m ²)	T_{SF} kg/seg/m	T_{SF} Kg/seg	T_{SF} TN/día
0.000	0.0	0.0	0.00
0.106	0.0	0.0	0.00
0.281	0.066	1.9	162.45
0.424	0.210	7.1	614.19
0.541	0.384	15.8	1365.57
0.654	0.597	29.0	2502.82
0.688	0.671	36.2	3129.25

CUADRO N°22: CALCULO DEL TRANSPORTE SOLIDO DE FONDO - FORMULA DE SCHOKLITSCH

Datos Hidraulicos Obtenidos a partir del Aforo del Río Coata								
y (m)	A (m ²)	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m ³)	τ ₀ (kg/m ²)	τ*
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	5.931	23.750	23.36	0.250	0.240	1.424	0.106	0.102
1.00	19.058	28.750	28.34	0.663	0.460	8.775	0.281	0.272
1.50	34.842	34.840	33.83	1.000	0.606	21.102	0.424	0.410
2.00	53.890	42.200	41.19	1.277	0.713	38.416	0.541	0.523
2.50	76.665	49.700	48.51	1.543	0.809	61.986	0.654	0.632
2.72	88.371	54.434	53.95	1.623	0.837	73.928	0.688	0.665

Datos:

γ_s (kg/m³)= 2638.52 D_m (m)= 0.000631 g (m/s²)= 9.81 S (m/m)= 0.00042
 γ (kg/m³)= 1000 D_{40} (m)= 0.000859 ν (m²/s)= 1.360E-06 n = 0.0340

- 1). Caudal líquida por unidad de ancho (caudal específico) en m³/seg/m

$$q = \frac{Q}{T}$$

- 2). Caudal crítico específico (caudal unitario) en m³/seg/m

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

- 3). Transporte sólido de fondo por unidad de ancho en kg/seg/m

$$T_{SF} = 2500 S^{3/2} (q - q_o)$$

- 4). Transporte sólido de fondo kg/seg

$$T_{SF} = T_{SF} * T$$

- 5). Transporte sólido de fondo Tn/día

$$T_{SF} = \frac{T_{SF}}{1000} * 86400$$

Calculos y Resultados				
1	2	3	4	5
q m ³ /seg/m	q _o m ³ /seg/m	T _{SF} Kg/seg/m	T _{SF} Kg/seg	T _{SF} TN/dia
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.061	0.0254	0.001	0.02	157
0.310	0.0254	0.006	0.18	15.19
0.624	0.0254	0.013	0.44	38.17
0.933	0.0254	0.020	0.82	70.47
1.278	0.0254	0.027	1.33	114.57
1.370	0.0254	0.029	1.58	136.83

CUADRO N°23: CALCULO DEL TRANSPORTE SOLIDO DE FONDO - FORMULA DE EINSTEIN BROWN

Datos Hidraulicos Obtenidos a partir del Aforo del Rio Coata								
y (m)	A (m2)	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m3)	τ ₀ (kg/m2)	τ*
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	5.931	23.750	23.36	0.250	0.240	1.424	0.106	0.102
1.00	19.058	28.750	28.34	0.663	0.460	8.775	0.281	0.272
1.50	34.842	34.840	33.83	1.000	0.606	21.102	0.424	0.410
2.00	53.890	42.200	41.19	1.277	0.713	38.416	0.541	0.523
2.50	76.665	49.700	48.51	1.543	0.809	61.986	0.654	0.632
2.72	88.371	54.434	53.95	1.623	0.837	73.928	0.688	0.665

Datos:

γ_S (kg/m³)= 2638.52 D_m (m)= 0.000631 g (m/s²)= 9.81 S (m/m)= 0.00042
 γ (kg/m³)= 1000 D_{50} (m)= 0.000157 ν (m²/s)= 1.360E-06 n = 0.0340

1). Fuerza tractiva de la corriente sobre el fondo en kg/m²

$$\tau_o = \gamma.R.S$$

2). Relación adimensional de la fuerza tractiva

$$\tau_{*c} = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)D}$$

3). Parametro de Flujo

$$\frac{1}{\Psi} = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma).D_{50}} = \Psi = \frac{(\gamma_s - \gamma).D_{50}}{\tau_o}$$

4). Parámetro de Transporte

$$\Phi = 40 \left(\frac{1}{\Psi} \right)^3$$

$$5). F = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{g.D_{50}^3 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right)}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{g.D_{50}^3 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right)}}$$

6). Transporte sólido de fondo por unidad de ancho en kg/seg/m

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

7). Transporte sólido de fondo kg/seg

$$T_{SF} = T_{SF} * T$$

8). Transporte sólido de fondo Tn/día

$$T_{SF} = \frac{T_{SF}}{1000} * 86400$$

Calculos Realizados y Resultados Obtenidos							
1	2	3	4	5	6	7	8
τ ₀	τ*	Ψ	Φ	F	T _{SF} Kg/seg/m	T _{SF} Kg/seg	T _{SF} TN/dia
0.000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.106	0.412	2.427	2.800	0.2830	0.016	0.38	33.2
0.281	1.094	0.914	52.359	0.2830	0.308	8.72	753.5
0.424	1.650	0.606	179.800	0.2830	1.057	35.75	3089.0
0.541	2.107	0.475	374.355	0.2830	2.200	90.63	7830.6
0.654	2.546	0.393	659.802	0.2830	3.878	188.13	16254.2
0.688	2.679	0.373	769.162	0.2830	4.521	243.90	21073.1

CUADRO N°24: CALCULO DEL TRANSPORTE SOLIDO DE FONDO - FORMULA DE EINSTEIN

Datos Hidraulicos Obtenidos a partir del Aforo del Río Coata								
y (m)	A (m ²)	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m ³)	τ ₀ (kg/m ²)	τ*
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	5.931	23.750	23.36	0.250	0.240	1.424	0.106	0.102
1.00	19.058	28.750	28.34	0.663	0.460	8.775	0.281	0.272
1.50	34.842	34.840	33.83	1.000	0.606	21.102	0.424	0.410
2.00	53.890	42.200	41.19	1.277	0.713	38.416	0.541	0.523
2.50	76.665	49.700	48.51	1.543	0.809	61.986	0.654	0.632
2.72	88.371	54.434	53.95	1.623	0.837	73.928	0.688	0.665

Datos Obtenidos para la Aplicación de la Formula de Einstein

γ_s (kg/m³)= 2638.52 D_m (m)= 0.000631 g (m/s²)= 9.81 S (m/m)= 0.00042
 γ (kg/m³)= 1000 D_{50} (m)= 0.000157 ν (m²/s)= 1.360E-06 n = 0.0340

1). Parámetro de Flujo

$$\Psi = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \cdot \frac{D_{50}}{R \cdot S}$$

2). Parámetro de Transporte

$$\Phi = f(\Psi) \quad \Phi = \frac{1}{0.465} e^{-0.391 \Psi} \quad \Phi = \frac{T_{SF}}{\gamma_s} \left(\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \right)^{1/2} \left(\frac{1}{g \cdot D_{50}^3} \right)^{1/2}$$

3). Transporte sólido de fondo por unidad de ancho en kg/seg/m

Despejando el 2):

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

4). Transporte sólido de fondo kg/seg

$$T_{SF} = T_{SF} * T$$

5). Transporte sólido de fondo Tn/día

$$T_{SF} = \frac{T_{SF}}{1000} * 86400$$

Calculos y Resultados				
1	2	3	4	5
Ψ	Φ	T _{SF} Kg/seg/m	T _{SF} Kg/seg	T _{SF} TN/dia
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2.427	0.833	0.017	0.40	34.911
0.914	1504	0.031	0.89	76.507
0.606	1697	0.035	1.19	103.025
0.475	1786	0.037	1.53	132.053
0.393	1844	0.038	1.86	160.567
0.373	1859	0.039	2.08	179.946

CUADRO N°25: CALCULO DEL TRANSPORTE SOLIDO DE FONDO - FORMULA DE MEYER PETER Y MULLER

Datos Hidraulicos Obtenidos a partir del Aforo del Río Coata								
y (m)	A (m ²)	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m ³)	τ ₀ (kg/m ²)	τ*
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	5.931	23.750	23.36	0.250	0.240	1.424	0.106	0.102
1.00	19.058	28.750	28.34	0.663	0.460	8.775	0.281	0.272
1.50	34.842	34.840	33.83	1.000	0.606	21.102	0.424	0.410
2.00	53.890	42.200	41.19	1.277	0.713	38.416	0.541	0.523
2.50	76.665	49.700	48.51	1.543	0.809	61.986	0.654	0.632
2.72	88.371	54.434	53.95	1.623	0.837	73.928	0.688	0.665

Datos:

γ_s (kg/m³)= 2638.52 Dm (m)= 0.000631 g (m/s²)= 9.81 S (m/m)= 0.00042
 γ (kg/m³)= 1000 Δ = 163852 U (m²/s)= 1.360E-06 n = 0.0340

1). Relación adimensional de la fuerza tractiva

$$\tau_* = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)D}$$

3). Se obtiene del ANEXO 5 fig. 14

4). Parámetro de Transporte

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

5). Transporte sólido de fondo por unidad de ancho en kg/seg/m

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

6). Transporte sólido de fondo kg/seg

$$T_{SF} = T_{SF} * T$$

7). Transporte sólido de fondo Tn/día

$$T_{SF} = \frac{T_{SF}}{1000} * 86400$$

Calculos y Resultados						
1	2	3	4	5	6	7
τ*	$\frac{\Delta D}{RS}$	μ	Φ	T _{SF} Kg/seg/m	T _{SF} Kg/seg	T _{SF} TN/dia
0.000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.102	9.8	0.845	0.0628	0.0105	0.246	21261
0.272	3.7	0.698	0.4309	0.0723	2.050	177.082
0.410	2.4	0.480	0.4635	0.0778	2.632	227.388
0.523	19	0.400	0.5233	0.0878	3.618	312.562
0.632	16	0.330	0.5198	0.0872	4.232	365.651
0.665	15	0.310	0.5084	0.0853	4.604	397.764

CUADRO N°26: CALCULO DEL TRANSPORTE SOLIDO DE FONDO - FORMULA DE LEVI

Datos Hidraulicos Obtenidos a partir del Aforo del Río Coata								
y (m)	A (m ²)	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m ³)	τ ₀ (kg/m ²)	τ*
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	5.931	23.750	23.36	0.250	0.240	1.424	0.106	0.102
1.00	19.058	28.750	28.34	0.663	0.460	8.775	0.281	0.272
1.50	34.842	34.840	33.83	1.000	0.606	21.102	0.424	0.410
2.00	53.890	42.200	41.19	1.277	0.713	38.416	0.541	0.523
2.50	76.665	49.700	48.51	1.543	0.809	61.986	0.654	0.632
2.72	88.371	54.434	53.95	1.623	0.837	73.928	0.688	0.665

Datos:

γ_s (kg/m³)= 2638.52 D_m (m)= 0.000631 g (m/s²)= 9.81 S (m/m)= 0.00042
 γ (kg/m³)= 1000 D_{max} = 0.00476 ν (m²/s)= 1.360E-06 n = 0.0340

- 1).
- 2). Velocidad critica. Propuesto por Levi

$$V_c = 1.4\sqrt{g} \cdot D_m \left(\frac{D_{max}}{D_m} \right)^{1/7} \ln \left(\frac{y}{7D_m} \right)^{1/2}$$
- 3). Transporte sólido de fondo por unidad de ancho en kg/seg/m

$$T_{SF} = 0.002 \frac{\gamma_s}{g^{3/2}} \frac{V^3 \cdot (V - V_c)}{(y * D_m)^{1/4}}$$
- 4). Transporte sólido de fondo kg/seg

$$T_{SF} = T_{SF} * T$$
- 5). Transporte sólido de fondo Tn/día

$$T_{SF} = \frac{T_{SF}}{1000} * 86400$$

Calculos y Resultados				
1	2	3	4	5
$\frac{y}{D_m}$	V_c	T_{SF} Kg/seg/m	T_{SF} Kg/seg	T_{SF} TN/día
0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
791.9	0.008	0.004	0.10	8.36
1583.8	0.009	0.048	1.35	116.99
2375.7	0.009	0.130	4.39	379.37
3167.6	0.009	0.232	9.57	826.53
3959.5	0.009	0.364	17.66	1525.57
4315.8	0.009	0.408	22.03	1903.60

CUADRO N°27: CALCULO DEL TRANSPORTE SOLIDO DE FONDO - SOLUCION DE ZANKE

Datos Hidraulicos Obtenidos a partir del Aforo del Río Coata								
y (m)	A (m2)	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m3)	τO (kg/m2)	τ*
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	5.931	23.750	23.36	0.250	0.240	1.424	0.106	0.102
1.00	19.058	28.750	28.34	0.663	0.460	8.775	0.281	0.272
1.50	34.842	34.840	33.83	1.000	0.606	21.102	0.424	0.410
2.00	53.890	42.200	41.19	1.277	0.713	38.416	0.541	0.523
2.50	76.665	49.700	48.51	1.543	0.809	61.986	0.654	0.632
2.72	88.371	54.434	53.95	1.623	0.837	73.928	0.688	0.665

Datos:

γ_S (kg/m3) = 2638.52 D_{50} (m) = 0.000157 g (m/s²) = 9.81 S (m/m) = 0.00042
 γ (kg/m3) = 1000 ν (m²/s) = 1.360E-06 n = 0.0340

1). Fuerza tractiva sobre el fondo

$$\tau_{*O} = \gamma \cdot R \cdot S$$

2). Riesgo propuesto por Zanke

$$Ri = \left[10 \left(\frac{\tau_{*O}}{\tau_{*C}} \right)^{-9} + 1 \right]^{-1}$$

3). Velocidad de corte

$$V_* = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} = \sqrt{g \cdot R \cdot S}$$

4). Transporte sólido de fondo por unidad de ancho en kg/seg/m

$$T_{SF} = 0.04 \frac{\gamma_S}{g} V_* \cdot D_{50} \cdot \left(\frac{V_*}{V_C} \right)^3 \frac{V}{\sqrt{g \cdot Y}} Ri$$

5). Transporte sólido de fondo kg/seg

$$T_{SF} = T_{SF} * T$$

6). Transporte sólido de fondo Tn/día

$$T_{SF} = \frac{T_{SF}}{1000} * 86400$$

Parametro adimensional de Shields

$$\tau_{*C} = 0.04 D_*^{-0.1}$$

Densidad relativa del solido

$$\rho' = \frac{\rho_s - \rho}{\rho}$$

Velocidad crítica

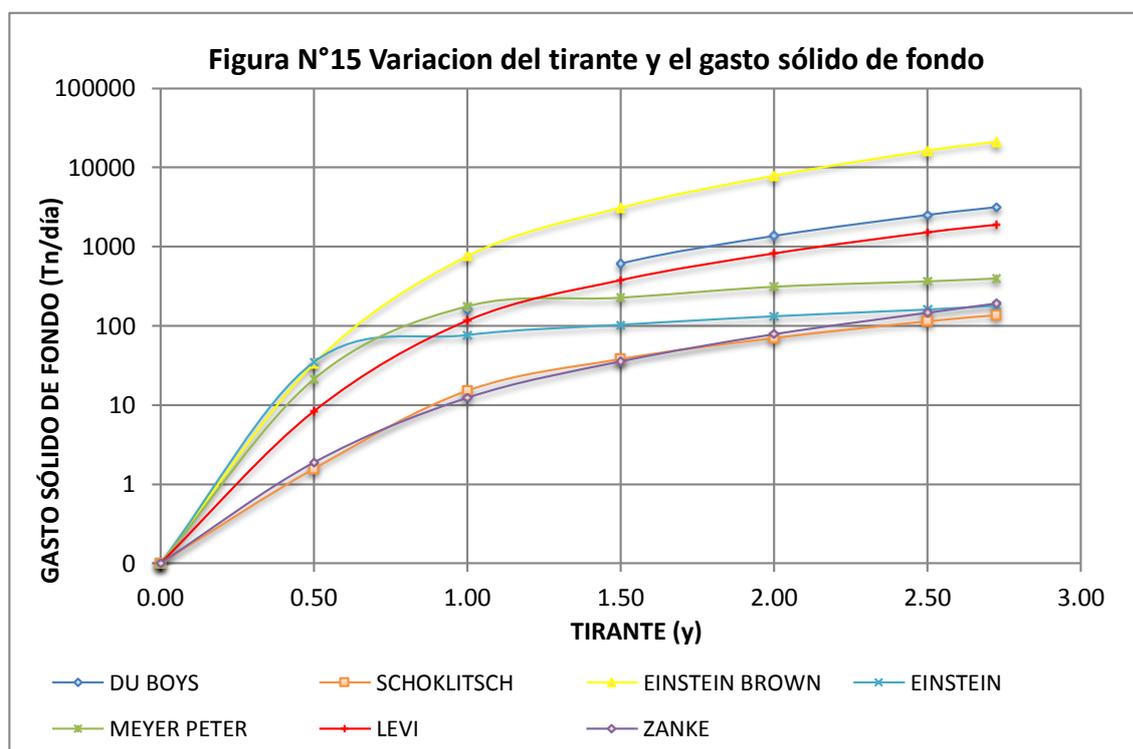
$$V_C = \sqrt{\tau_{*C} \cdot \rho' \cdot g \cdot D_{50}}$$

$$D_* = \left(\frac{\rho' \cdot g}{\nu^2} \right)^{1/3} \cdot D_{50}$$

Cálculos y Resultados					
$D = 3.224$		$\tau_{*C} = 0.0356$			
$V_C = 0.009$		$\rho' = 1.63852$			
1	2	3	4	5	6
τ_{*O}	Ri	V_*	T_{SF} Kg/seg/m	T_{SF} Kg/seg	T_{SF} TN/día
0.000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.106	0.999	0.046	0.001	0.02	188
0.281	1000	0.064	0.005	0.14	12.37
0.424	1000	0.079	0.012	0.41	35.68
0.541	1000	0.091	0.022	0.91	78.73
0.654	1000	0.102	0.035	1.70	146.97
0.688	1000	0.106	0.041	2.23	192.46

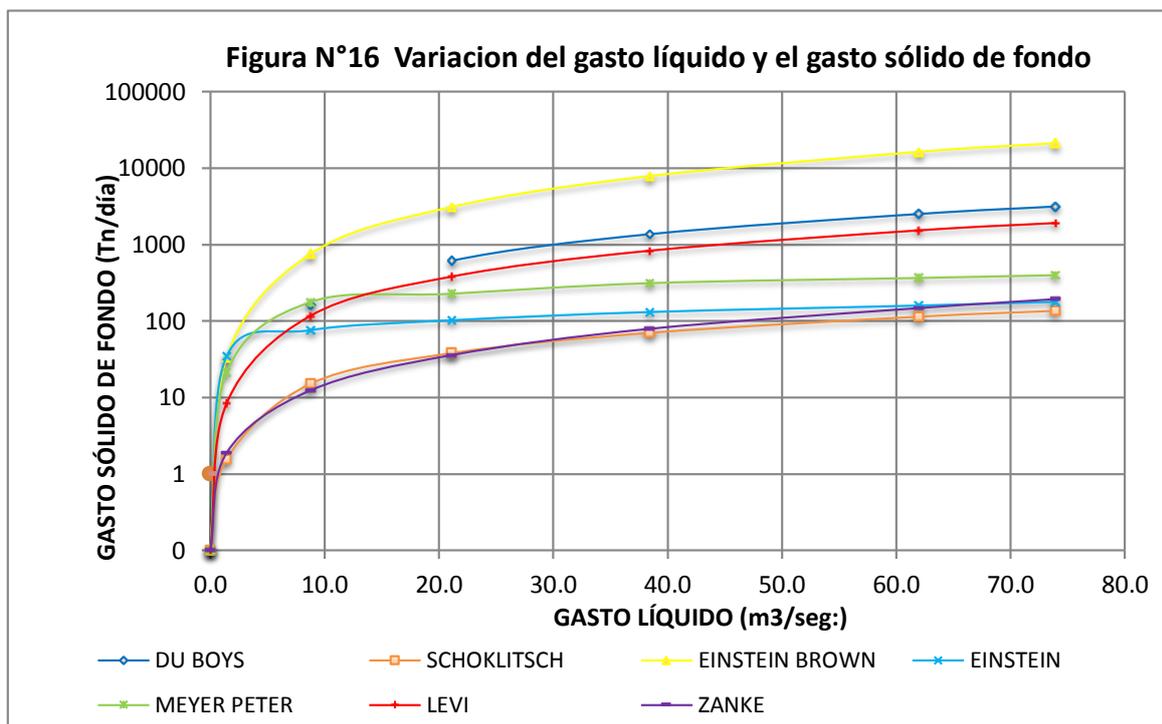
CUADRO N°28a: Resultados del Cálculo del Transporte Sólido de Fondo, variacion del tirante y el Gasto de Solido

y (m)	T _{SF} (TN/día) DU BOYS	T _{SF} (TN/día) SCHOKLITSCH	T _{SF} (TN/día) E. BROWN	T _{SF} (TN/día) EINSTEIN	T _{SF} (TN/día) MEYER PETER	T _{SF} (TN/día) LEVI	T _{SF} (TN/día) ZANKE
0.00	0	0	0	0	0	0	0
0.50	0.00	1.57	33.21	34.91	21.26	8.36	1.88
1.00	162.45	15.19	753.54	76.51	177.08	116.99	12.37
1.50	614.19	38.17	3088.96	103.03	227.39	379.37	35.68
2.00	1365.57	70.47	7830.59	132.05	312.56	826.53	78.73
2.50	2502.82	114.57	16254.15	160.57	365.65	1525.57	146.97
2.72	3129.25	136.83	21073.13	179.95	397.76	1903.60	192.46



CUADRO N°28b: Resultados del Cálculo del Transporte Sólido de Fondo Variación del Gasto Líquido y el Gasto Sólido de Fondo

Q (m ³ /seg)	T _{SF} (TN/día) DU BOYS	T _{SF} (TN/día) SCHOKLITSCH	T _{SF} (TN/día) E. BROWN	T _{SF} (TN/día) EINSTEIN	T _{SF} (TN/día) MEYER PETER	T _{SF} (TN/día) LEVI	T _{SF} (TN/día) ZANKE
0.00	0	0	0	0	0	0	0
1.42	0.00	1.57	33.21	34.91	21.26	8.36	1.88
8.77	162.45	15.19	753.54	76.51	177.08	116.99	12.37
21.10	614.19	38.17	3088.96	103.03	227.39	379.37	35.68
38.42	1365.57	70.47	7830.59	132.05	312.56	826.53	78.73
61.99	2502.82	114.57	16254.15	160.57	365.65	1525.57	146.97
73.93	3129.25	136.83	21073.13	179.95	397.76	1903.60	192.46



CUADRO N°29: CALCULO DEL TRANSPORTE SÓLIDO EN SUSPENSIÓN - FORMULA DE GARDE Y PANDE

Datos Hidraulicos Obtenidos a partir del Aforo del Río Coata								
y (m)	A (m2)	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m3)	τo (kg/m2)	τ*
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	5.931	23.750	23.36	0.250	0.240	1.424	0.106	0.102
1.00	19.058	28.750	28.34	0.663	0.460	8.775	0.281	0.272
1.50	34.842	34.840	33.83	1.000	0.606	21.102	0.424	0.410
2.00	53.890	42.200	41.19	1.277	0.713	38.416	0.541	0.523
2.50	76.665	49.700	48.51	1.543	0.809	61.986	0.654	0.632
2.72	88.371	54.434	53.95	1.623	0.837	73.928	0.688	0.665

Datos:

γ_s (kg/m3)= 2638.52 D_m (m)= 0.000631 g (m/s²)= 9.81 S (m/m)= 0.00042
 γ (kg/m3)= 1000 ν (m²/s)= 1.360E-06 w (m/s) = 0.2326 n = 0.0340

- 1). Caudal líquido por unidad de ancho (caudal específico)

$$q = \frac{Q}{T}$$

- 2). Velocidad de corte

$$V_* = \sqrt{g.R.S}$$

- 3). Transporte sólido en suspensión por unidad de ancho en kg/seg/m

$$\frac{T_{SS}}{q \cdot \gamma} = 0.000051 \left(\frac{V_*}{\omega} \right)^4$$

- 4). Transporte sólido en suspensión kg/seg

$$T_{SF} = T_{SF} * T$$

- 5). Transporte sólido en suspensión Tn/día

$$T_{SF} = \frac{T_{SF}}{1000} * 86400$$

GRAFICO DE YALLIN				
$\frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma} \cdot \frac{D^3 \cdot g}{\nu^2} = 2.2E+03$				
$\frac{w \cdot D}{\nu} = 108 \quad \text{Del gráfico}$				
$w = 0.2326$				
Calculos y Resultados				
1	2	3	4	5
q	V*	T _{ss}	T _{ss}	T _{ss}
m ³ /seg/m	m/seg	kg/seg/m	Kg/seg	TN/dia
0.0	0.0	0.0	0.000	0.000
0.061	0.032	0.00000	0.000	0.00
0.310	0.053	0.00004	0.001	0.10
0.624	0.064	0.00019	0.006	0.55
0.933	0.073	0.00046	0.019	1.63
1.278	0.080	0.00092	0.044	3.84
1.370	0.082	0.00109	0.059	5.07

CUADRO N°30: CALCULO DEL TRANSPORTE SOLIDO EN SUSPENSION - FORMULA DE BENEDICT Y VANUNI

Datos Hidraulicos Obtenidos a partir del Aforo del Río Coata								
y (m)	A (m2)	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m3)	τ_0 (kg/m2)	τ^*
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	5.931	23.750	23.36	0.250	0.240	1.424	0.106	0.102
1.00	19.058	28.750	28.34	0.663	0.460	8.775	0.281	0.272
1.50	34.842	34.840	33.83	1.000	0.606	21.102	0.424	0.410
2.00	53.890	42.200	41.19	1.277	0.713	38.416	0.541	0.523
2.50	76.665	49.700	48.51	1.543	0.809	61.986	0.654	0.632
2.72	88.371	54.434	53.95	1.623	0.837	73.928	0.688	0.665

Datos:

γ_s (kg/m3)= 2638.52 D_m (m)= 0.000631 g (m/s²)= 9.81 S (m/m)= 0.00042
 γ (kg/m3)= 1000 ν (m²/s)= 1.360E-06 C_s (ppm) = 1932.87 n = 0.0340

1). Descarga de agua en Pie^3/seg

$$Q = 35.314 * Q_{(m^3/s)}$$

2). Transporte sólido en suspensión $Tn/día$

$$T_{ss} = 0.0027 Q.C_s$$

Calculos y Resultados	
1	2
Q pie3/seg	T _{ss} TN/día
0.0	0.0
50.30	262.52
309.87	1617.11
745.21	3889.08
1356.61	7079.81
2188.96	11423.64
2610.69	13624.51

CUADRO N°31: CALCULO DEL TRANSPORTE SOLIDO EN SUSPENSION - METODO DE SAMAGA

Datos Hidraulicos Obtenidos a partir del Aforo del Río Coata								
y (m)	A (m2)	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m3)	τ _o (kg/m2)	τ*
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	5.931	23.750	23.36	0.250	0.240	1.424	0.106	0.102
1.00	19.058	28.750	28.34	0.663	0.460	8.775	0.281	0.272
1.50	34.842	34.840	33.83	1.000	0.606	21.102	0.424	0.410
2.00	53.890	42.200	41.19	1.277	0.713	38.416	0.541	0.523
2.50	76.665	49.700	48.51	1.543	0.809	61.986	0.654	0.632
2.72	88.371	54.434	53.95	1.623	0.837	73.928	0.688	0.665

Datos:

γ_s (kg/m3)= 2638.52 D_m (m)= 0.000631 g (m/s²)= 9.81 S (m/m)= 0.00042
 γ (kg/m3)= 1000 ν (m²/s)= 1.360E-06 n = 0.0340

- 1). Fuerza tractiva de la corriente sobre el fondo en kg/m²

$$\tau_o = \gamma.R.S$$

- 2). Relación adimensional de la fuerza tractiva

$$\tau_* = \frac{\gamma.R.S}{(\gamma_s - \gamma).D} = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma).D}$$

- 3). Parámetro de transporte

$$\Phi = 30\tau_*^6$$

- 4). Transporte sólido en suspensión por unidad de ancho en kg/seg/m

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

- 5). Transporte sólido en suspensión kg/seg

$$T_{SF} = T_{SF} * T$$

- 6). Transporte sólido en suspensión Tn/día

$$T_{SF} = \frac{T_{SF}}{1000} * 86400$$

Calculos y Resultados					
1	2	3	4	5	6
τ _o	τ*	Φ	T _{SS} kg/seg/m	T _{SS} Kg/seg	T _{SS} TN/día
0.0000	0	0	0	0	0
0.1059	0.102	0.032	0.005	0.13	10.9
0.2811	0.272	0.602	0.101	2.86	247.2
0.4240	0.410	2.066	0.347	11.73	1013.3
0.5415	0.523	4.301	0.722	29.73	2568.7
0.6540	0.632	7.580	1.272	61.71	5332.0
0.6883	0.665	8.836	1.483	80.01	6912.8

CUADRO N°32: CALCULO DEL TRANSPORTE SOLIDO EN SUSPENSION - METODO DE LANE Y KALINSKE

Datos Hidraulicos Obtenidos a partir del Aforo del Río Coata								
y (m)	A (m2)	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m3)	τo (kg/m2)	τ*
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	5.931	23.750	23.36	0.250	0.240	1.424	0.106	0.102
1.00	19.058	28.750	28.34	0.663	0.460	8.775	0.281	0.272
1.50	34.842	34.840	33.83	1.000	0.606	21.102	0.424	0.410
2.00	53.890	42.200	41.19	1.277	0.713	38.416	0.541	0.523
2.50	76.665	49.700	48.51	1.543	0.809	61.986	0.654	0.632
2.72	88.371	54.434	53.95	1.623	0.837	73.928	0.688	0.665

Datos:

γ_s (kg/m3)= 2638.52 D_{10} (m)= 0.00008 g (m/s²)= 9.81 S (m/m)= 0.00042
 γ (kg/m3)= 1000 ν (m²/s)= 1.360E-06 C (Km/m3)= 1.41 n = 0.0340

1). Caudal líquido por unidad de ancho (caudal específico)

$$q = \frac{Q}{T}$$

2). Velocidad de corte

$$V_* = \sqrt{g \cdot R \cdot S} = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}}$$

3). $\frac{w}{V_*}$

4). $\frac{n}{y^{1/6}}$

5). Factor de transporte de Lane y Kalinske, que depende de

$$\Omega = f\left(\frac{w}{V_*}, \frac{n}{y^{1/6}}\right)$$

6). Transporte sólido en suspensión por unidad de ancho en kg/seg/m

$$T_{SS} = q \cdot C_s \cdot e^{15 \cdot \frac{n}{y^{1/6}}} \cdot \Omega$$

7). Transporte sólido en suspensión kg/seg

$$T_{SF} = T_{SF} * T$$

8). Transporte sólido en suspensión Tn/día

$$T_{SF} = \frac{T_{SF}}{1000} * 86400$$

Calculos y Resultados							
GRAFICO DE YALLIN							
$\frac{(\gamma_s - \gamma) d^3 \cdot g}{\gamma v^2} = 4.4E+00$				$\frac{w \cdot D}{v} = 0.75$		$w = 0.0128$	
1	2	3	4	5	6	7	8
q	V*	w/V*	n/y ^{1/6}	Ω	T _{ss}	T _{ss}	T _{ss}
m ³ /seg/m	m/seg				kg/seg/m	Kg/seg	TN/dia
0.0	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0
0.06	0.032	0.396	0.04	0.020	0.003	0.1	6.2
0.31	0.053	0.243	0.03	0.036	0.026	0.7	64.1
0.62	0.064	0.198	0.03	0.059	0.084	2.8	244.3
0.93	0.073	0.175	0.03	0.078	0.162	6.7	575.0
1.28	0.080	0.159	0.03	0.099	0.276	13.4	1158.2
1.37	0.082	0.155	0.03	0.110	0.327	17.7	1525.3

CUADRO N°33: CALCULO DEL TRANSPORTE SOLIDO EN SUSPENSION - SEGÚN LA MEDICION REALIZADA

Datos Hidraulicos Obtenidos a partir del Aforo del Río Coata								
y (m)	A (m2)	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m3)	τ_0 (kg/m2)	τ^*
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	5.931	23.750	23.36	0.250	0.240	1.424	0.106	0.102
1.00	19.058	28.750	28.34	0.663	0.460	8.775	0.281	0.272
1.50	34.842	34.840	33.83	1.000	0.606	21.102	0.424	0.410
2.00	53.890	42.200	41.19	1.277	0.713	38.416	0.541	0.523
2.50	76.665	49.700	48.51	1.543	0.809	61.986	0.654	0.632
2.72	88.371	54.434	53.95	1.623	0.837	73.928	0.688	0.665

Datos:

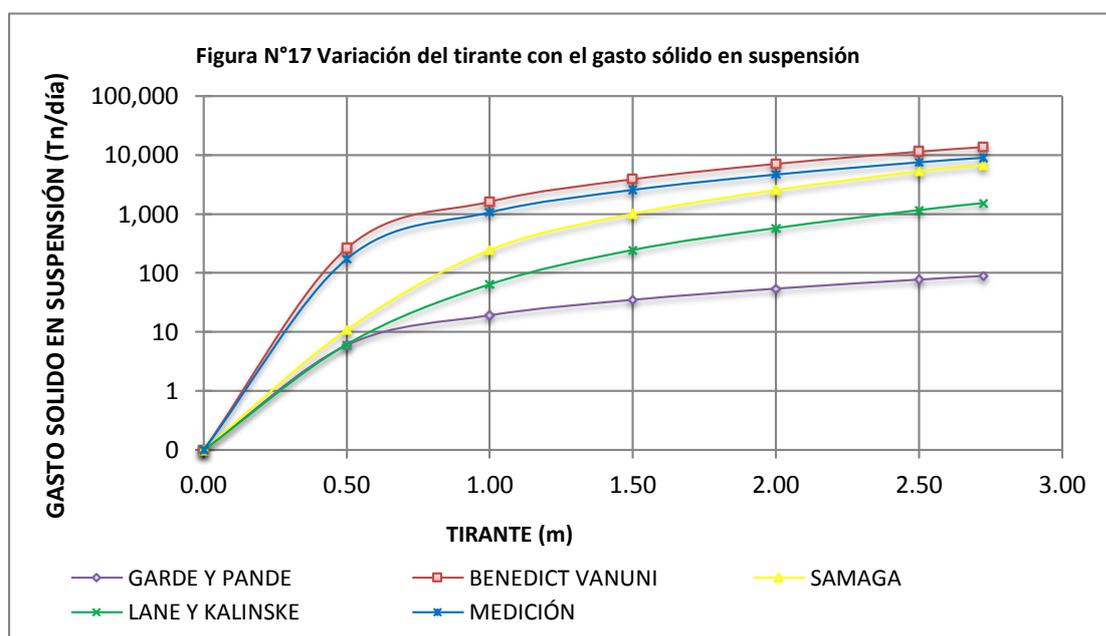
γ_s (kg/m3)= 2638.52 D_m (m)= 0.000631 g (m/s²)= 9.81 S (m/m)= 0.00042
 γ (kg/m3)= 1000 ν (m²/s)= 1.360E-06 C_s (kg/m3) = 1.41 n = 0.0340

$$T_{ss} = Q * C_s$$

Calculos y Resultados		
T_{ss} Kg/seg	T_{ss} kg/seg/m	T_{ss} TN/dia
0	0	0
2.01	0.086	173.53
12.37	0.437	1068.95
29.75	0.880	2570.79
54.17	1.315	4679.95
87.40	1.802	7551.34
104.24	1.932	9006.18

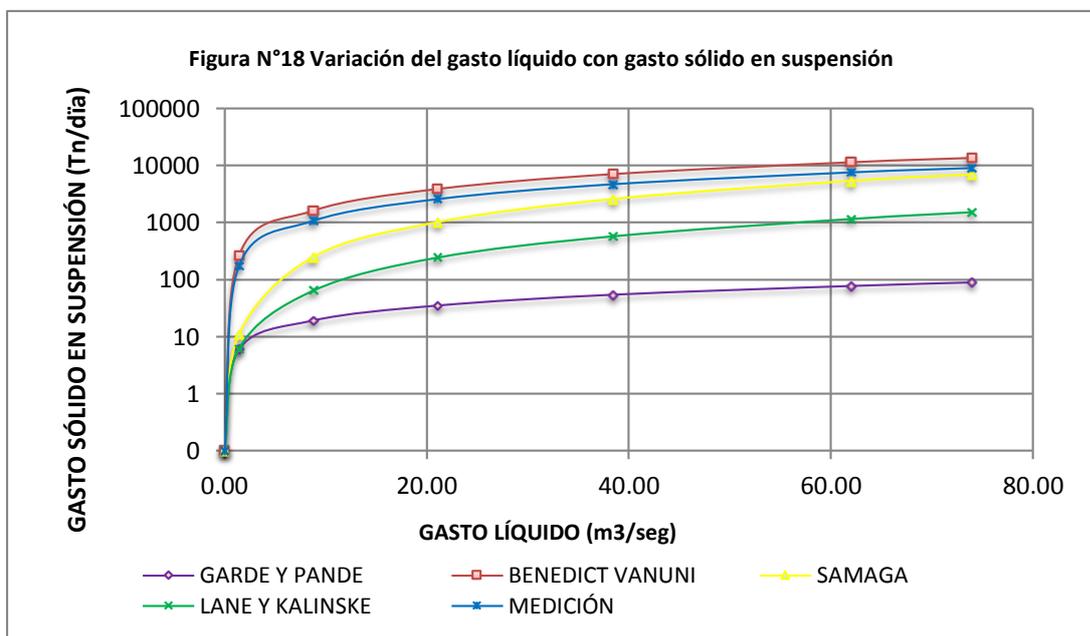
CUADRO N°34a: Resultados del cálculo del transporte sólido en suspensión, variación del tirante con el gasto sólido en suspensión

y (m)	Tss (TN/día) GARDE Y PANDE	Tss (TN/día) BENEDICT-VANUNI	Tss (TN/día) SAMAGA	Tss (TN/día) LANE Y KALINSKE	Tss (TN/día) MEDICIÓN
0.00	0	0	0	0	0
0.50	5.93	262.52	10.89	6.15	173.53
1.00	19.06	1617.11	247.19	64.08	1068.95
1.50	34.84	3889.08	1013.29	244.31	2570.79
2.00	53.89	7079.81	2568.73	574.99	4679.95
2.50	76.66	11423.64	5331.98	1158.19	7551.34
2.72	88.37	13624.51	6912.78	1525.26	9006.18



CUADRO N °34b: resultados del cálculo del transporte sólido en suspensión, variación del gasto líquido con el gasto sólido en suspensión

Q (m3/seg.)	Tss (TN/día) GARDE Y PANDE	Tss (TN/día) BENEDICT-VANUNI	Tss (TN/día) SAMAGA	Tss (TN/día) LANE Y KALINSKE	Tss (TN/día) MEDICIÓN
0.00	0	0	0	0	0
1.42	5.93	262.52	10.89	6.15	173.53
8.77	19.06	1617.11	247.19	64.08	1068.95
21.10	34.84	3889.08	1013.29	244.31	2570.79
38.42	53.89	7079.81	2568.73	574.99	4679.95
61.99	76.66	11423.64	5331.98	1158.19	7551.34
73.93	88.37	13624.51	6912.78	1525.26	9006.18



CUADRO N°35: CALCULO DEL TRANSPORTE SOLIDO TOTAL - METODO DE ACKES WHITE

Datos Hidraulicos Obtenidos a partir del Aforo del Rio Coata								
y (m)	A (m ²)	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m ³)	τ _o (kg/m ²)	τ*
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	5.931	23.750	23.36	0.250	0.240	1.424	0.106	0.102
1.00	19.058	28.750	28.34	0.663	0.460	8.775	0.281	0.272
1.50	34.842	34.840	33.83	1.000	0.606	21.102	0.424	0.410
2.00	53.890	42.200	41.19	1.277	0.713	38.416	0.541	0.523
2.50	76.665	49.700	48.51	1.543	0.809	61.986	0.654	0.632
2.72	88.371	54.434	53.95	1.623	0.837	73.928	0.688	0.665

Datos:

γ_s (kg/m³)= 2638.52 D_m (m)= 0.000631 g (m/s²)= 9.81 S (m/m)= 0.00042
 γ (kg/m³)= 1000 ν (m²/s)= 1.360E-06 Δ = 1.63852 n = 0.0340

1). Relación adimensional de la fuerza tractiva

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

2). $G = c_2 \left(\frac{\tau_*^{0.5}}{c_3} - 1 \right)^{c_4}$ $G = \frac{(g \cdot y)^{1/2} \Phi \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)^{1/2} \gamma \left(\frac{V_*}{V} \right)^{c_4}}{V}$

3). Velocidad de corte

$$V_* = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} = \sqrt{g \cdot R \cdot S}$$

4). Parámetro de transporte

$$\Phi = \frac{G \cdot V \cdot \gamma_s}{(g \cdot y)^{1/2} \cdot \gamma \cdot \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)^{1/2} \cdot \left(\frac{V_*}{V} \right)^{c_4}}$$

5). Transporte sólido total por unidad de ancho en kg/seg/m

$$\Phi = \frac{T_{ST}}{\gamma_s} \left(\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \right)^{1/2} \left(\frac{1}{g \cdot D^3} \right)^{1/2} \quad T_{ST} = \frac{\Phi \cdot \gamma_s}{\left(\frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \right)^{1/2} \cdot \left(\frac{1}{g \cdot D_{s0}^3} \right)^{1/2}}$$

6). Transporte sólido en suspensión kg/seg

$$T_{SF} = T_{SF} * T$$

7). Transporte sólido en suspensión Tn/día

$$T_{SF} = \frac{T_{SF}}{1000} * 86400$$

$$c_1 = 1 - 0.56 \log D_*$$

$$\log c_2 = 2.86 \log D_* - (\log D_*)^2 - 3.54$$

$$C_2 = 10^{(2.86 \log D_* - (\log D_*)^2 - 3.54)}$$

$$c_3 = \frac{0.23}{(D_*)^{1/2}} + 0.14$$

$$c_4 = \frac{9.66}{D_*} + 1.34$$

$$D_* = D \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma \cdot \nu^2} \cdot g \right)^{1/3}$$

Calculos Realizados y Resultados Obtenidos						
Δ = 1.63852		c ₁ = 0.3765		c ₃ = 0.2038		
D* = 12.98		c ₂ = 0.0254		c ₄ = 2.1		
1	2	3	4	5	6	7
τ*	G	V*	Φ	T _{ST} kg/seg/m	T _{ST} Kg/seg	T _{ST} TN/dia
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.102	0.0079	0.0322	0.1154	0.019	0.45	39.10
0.272	0.0639	0.0525	1.7867	0.300	8.50	734.24
0.410	0.1240	0.0645	4.2982	0.721	24.40	2108.53
0.523	0.1785	0.0729	6.8625	1.152	47.44	4098.90
0.632	0.2336	0.0801	9.7313	1.633	79.23	6845.29
0.665	0.2509	0.0822	10.5425	1.769	95.46	8247.61

CUADRO N°36: CALCULO DEL TRANSPORTE SOLIDO TOTAL - METODO DE GARDE Y DATIRI

Datos Hidraulicos Obtenidos a partir del Aforo del Río Coata								
y (m)	A (m2)	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m3)	τ _o (kg/m2)	τ*
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	5.931	23.750	23.36	0.250	0.240	1.424	0.106	0.102
1.00	19.058	28.750	28.34	0.663	0.460	8.775	0.281	0.272
1.50	34.842	34.840	33.83	1.000	0.606	21.102	0.424	0.410
2.00	53.890	42.200	41.19	1.277	0.713	38.416	0.541	0.523
2.50	76.665	49.700	48.51	1.543	0.809	61.986	0.654	0.632
2.72	88.371	54.434	53.95	1.623	0.837	73.928	0.688	0.665

Datos:

γ_s (kg/m3)= 2638.52 D_m (m)= 0.000631 g (m/s²)= 9.81 S (m/m)= 0.00042
 γ (kg/m3)= 1000 ν (m²/s)= 1.360E-06 Δ = 1.63852 n = 0.0340

1). Velocidad de Corte

$$V_* = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} = \sqrt{g \cdot R \cdot S}$$

2). Relación adimensional de la fuerza tractiva

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

3). Transporte sólido total por unidad de ancho en kg/seg/m

$$\frac{T_{ST}}{V_* \cdot D \cdot \gamma_s} = 16 \tau_*^4 \quad T_{ST} = 16 \cdot \tau_*^4 \cdot V_* \cdot D \cdot \gamma_s$$

$$\frac{T_{ST}}{V_* \cdot D \cdot \gamma_s} = f(\tau_*)$$

4). Transporte sólido en suspensión kg/seg

$$T_{SF} = T_{SF} * T$$

5). Transporte sólido en suspensión Tn/día

$$T_{SF} = \frac{T_{SF}}{1000} * 86400$$

Calculos y Resultados				
1	2	3	4	5
V_*	τ_*	T_{ST} kg/seg/m	T_{ST} Kg/seg	T_{ST} TN/dia
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.032	0.102	0.0001	0.002	0.19
0.053	0.272	0.0076	0.216	18.67
0.064	0.410	0.0485	1.641	141.81
0.073	0.523	0.1458	6.004	518.71
0.080	0.632	0.3410	16.544	1429.42
0.082	0.665	0.4293	23.159	2000.90

CUADRO N°37: CALCULO DEL TRANSPORTE SOLIDO TOTAL - METODO DE ENGELUND Y HANSEN

Datos Hidraulicos Obtenidos a partir del Aforo del Río Coata								
y (m)	A (m2)	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m3)	τ ₀ (kg/m2)	τ*
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	5.931	23.750	23.36	0.250	0.240	1.424	0.106	0.102
1.00	19.058	28.750	28.34	0.663	0.460	8.775	0.281	0.272
1.50	34.842	34.840	33.83	1.000	0.606	21.102	0.424	0.410
2.00	53.890	42.200	41.19	1.277	0.713	38.416	0.541	0.523
2.50	76.665	49.700	48.51	1.543	0.809	61.986	0.654	0.632
2.72	88.371	54.434	53.95	1.623	0.837	73.928	0.688	0.665

Datos:

γ_s (kg/m3)= 2638.52 D_m (m)= 0.000631 g (m/s²)= 9.81 S (m/m)= 0.00042
 γ (kg/m3)= 1000 ν (m²/s)= 1.360E-06 Δ = 1.63852 n = 0.0340

1). Velocidad de Corte
$$V_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} = \sqrt{g \cdot R \cdot S}$$

2). factor de fricción

$$f = 8 \frac{V_*^2}{V^2}$$

3). Relación adimensional de la fuerza tractiva

$$\tau_* = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma)D} = \frac{\gamma \cdot V_*^2}{(\gamma_s - \gamma) \cdot g \cdot D}$$

4). Parámetro de Transporte

$$f \cdot \Phi = 0.4 \tau_*^{5/2} \quad \Phi = \frac{0.4 \tau_*^{5/2}}{f}$$

5). Transporte sólido total por unidad de ancho en kg/seg/m

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

6). Transporte sólido en suspensión kg/seg

$$T_{SF} = T_{ST} * T$$

7). Transporte sólido en suspensión Tn/día

$$T_{SF} = \frac{T_{SF}}{1000} * 86400$$

Calculos y Resultados						
1	2	3	4	5	6	7
V _*	f	τ _*	Φ _T	T _{ST} kg/seg/m	T _{ST} Kg/seg	T _{ST} TN/dia
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.032	0.1441	0.102	0.0093	0.002	0.04	3.15
0.053	0.1040	0.272	0.1479	0.025	0.70	60.77
0.064	0.0907	0.410	0.4742	0.080	2.69	232.62
0.073	0.0836	0.523	0.9479	0.159	6.55	566.16
0.080	0.0785	0.632	1.6189	0.272	13.18	1138.76
0.082	0.0772	0.665	1.8712	0.314	16.94	1463.85

CUADRO N°38: CALCULO DEL TRANSPORTE SOLIDO TOTAL - METODO DE GRAF Y ACAROGLU

Datos Hidraulicos Obtenidos a partir del Aforo del Río Coata								
y (m)	A (m ²)	P (m)	T (m)	R (m)	V (m/seg)	Q (m ³)	τ _o (kg/m ²)	τ*
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	5.931	23.750	23.36	0.250	0.240	1.424	0.106	0.102
1.00	19.058	28.750	28.34	0.663	0.460	8.775	0.281	0.272
1.50	34.842	34.840	33.83	1.000	0.606	21.102	0.424	0.410
2.00	53.890	42.200	41.19	1.277	0.713	38.416	0.541	0.523
2.50	76.665	49.700	48.51	1.543	0.809	61.986	0.654	0.632
2.72	88.371	54.434	53.95	1.623	0.837	73.928	0.688	0.665

Datos:

γ_s (kg/m³)= 2638.52 Dm (m)= 0.000631 g (m/s²)= 9.81 S (m/m)= 0.00042
 γ (kg/m³)= 1000 ν (m²/s)= 1.360E-06 Δ = 1.63852 n = 0.0340

1). Velocidad de Corte

$$V_* = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} = \sqrt{g \cdot R \cdot S}$$

2). Relación adimensional de la fuerza tractiva

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

3). Transporte sólido total por unidad de ancho en kg/seg/m

$$\frac{T_{ST}}{V_* \cdot D \cdot \gamma_s} = 10.39 \tau_*^{2.02} \quad T_{ST} = 10.39 \cdot \tau_*^{2.02} \cdot V_* \cdot D \cdot \gamma_s$$

$$\frac{T_{ST}}{V_* \cdot D \cdot \gamma_s} = f(\tau_*)$$

4). Transporte sólido en suspensión kg/seg

$$T_{SF} = T_{ST} * T$$

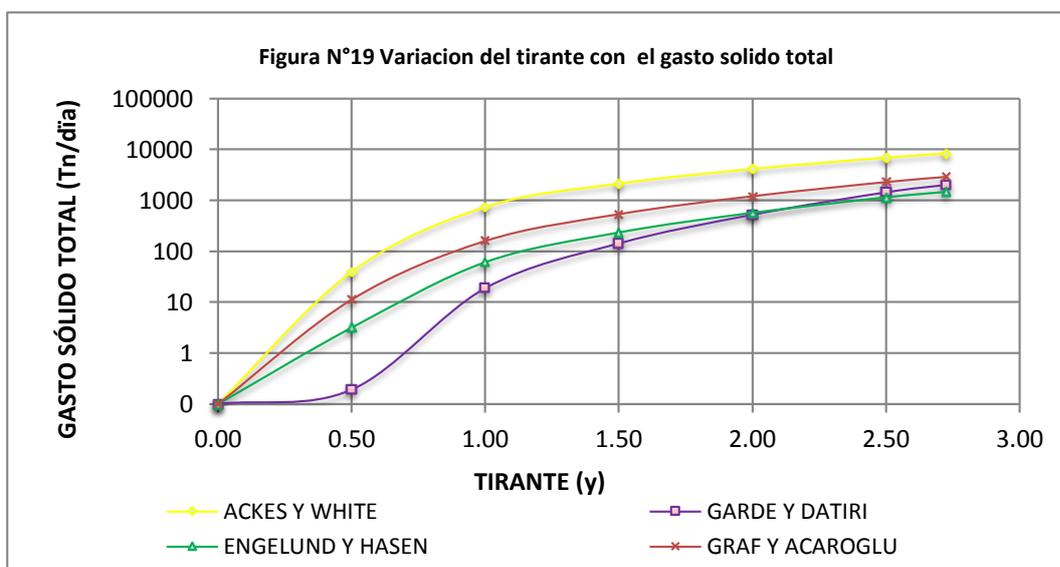
5). Transporte sólido en suspensión Tn/día

$$T_{SF} = \frac{T_{SF}}{1000} * 86400$$

Calculos y Resultados				
1	2	3	4	5
V*	τ*	T _{ST} kg/seg/m	T _{ST} Kg/seg	T _{ST} TN/día
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.032	0.102	0.0056	0.13	11.27
0.053	0.272	0.0654	1.85	160.03
0.064	0.410	0.1842	6.23	538.47
0.073	0.523	0.3411	14.05	1213.91
0.080	0.632	0.5491	26.64	2301.31
0.082	0.665	0.6246	33.70	2911.28

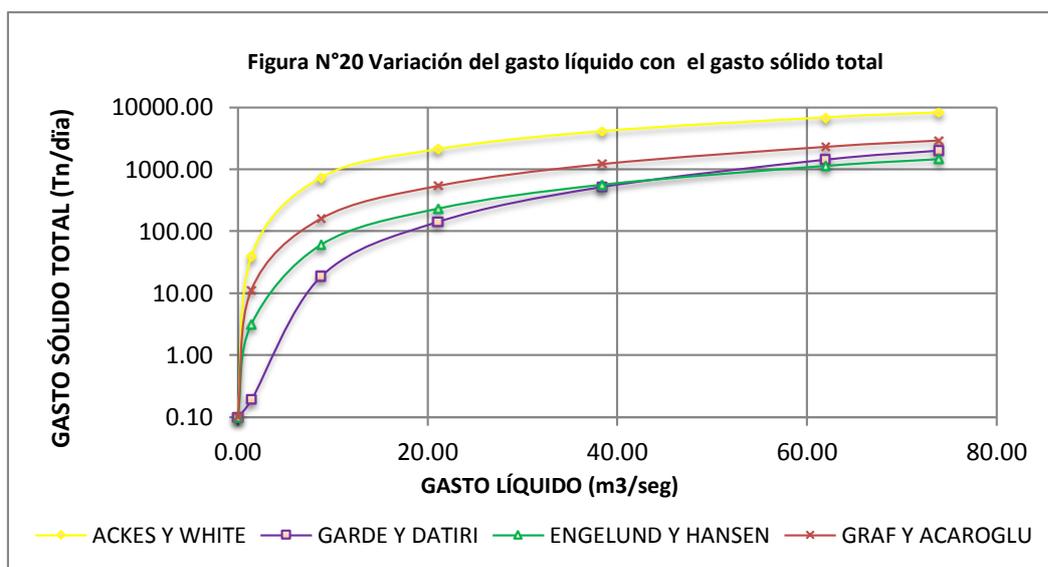
CUADRO N°39a: Resultados del Cálculo del Transporte Solido Total Variación del Tirante con el Gasto Sólido Total

y (m)	Tst (Tn/día) ACKES Y WHITE	Tst (Tn/día) GARDE Y DATIRI	Tst (Tn/día) ENGELUND Y HANSEN	Tst (Tn/día) GRAF Y ACAROGLU
0.00	0	0	0	0
0.50	39.10	0.19	3.15	11.27
1.00	734.24	18.67	60.77	160.03
1.50	2108.53	141.81	232.62	538.47
2.00	4098.90	518.71	566.16	1213.91
2.50	6845.29	1429.42	1138.76	2301.31
2.72	8247.61	2000.90	1463.85	2911.28



CUADRO N°39b: Resultados del Cálculo del Transporte Solido Total variación del Gasto Líquido con el Gasto Sólido Total

Q (m3/seg.)	Tst (Tn/día) ACKES Y WHITE	Tst (Tn/día) GARDE Y DATIRI	Tst (Tn/día) ENGELUND Y HANSEN	Tst (Tn/día) GRAF Y ACAROGLU
0.00	0.10	0.10	0.10	0.10
1.42	39.10	0.19	3.15	11.27
8.77	734.24	18.67	60.77	160.03
21.10	2108.53	141.81	232.62	538.47
38.42	4098.90	518.71	566.16	1213.91
61.99	6845.29	1429.42	1138.76	2301.31
73.93	8247.61	2000.90	1463.85	2911.28



ANEXO 3

ANÁLISIS Y PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO (AGUA Y SUELO)



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO – PUNO
 FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRONOMICA
 LABORATORIO DE AGUAS Y SUELOS



RESULTADO DE ANÁLISIS

ASUNTO: ANÁLISIS DE TEXTURA DE SEDIMENTO – METODO PIPETA GRADUADA

NOMBRE : BACH. OMAR RENZO BONILLA GALINDO
 PROCEDENCIA : DISTRITO COATA – PUENTE GRANDE
 MOTIVO : ANÁLISIS DE TEXTURA DE SEDIMENTO
 FECHA RECEPCION : 07/08/2012
 FEHA DE ANALISIS : 08/08/2012
 LABORATORIO : AGUA Y SUELO FCA – UNA
 TOTAL DE MUESTRAS : 10 MUESTRAS

# ORD	CLAVE DE CAMPO	ANALISIS MECANICO				CLASE TEXTURAL
		ARENA %	ARCILLA %	LIMO %	TOTAL %	
01	MS-1	68.17	6.04	25.79	100.00	Franco arenoso
02	MS-2	67.99	5.97	26.04	100.00	Franco arenoso
03	MS-3	68.35	6.15	25.50	100.00	Franco arenoso
04	MS-4	67.85	6.01	26.14	100.00	Franco arenoso
05	MS-5	68.42	5.85	25.73	100.00	Franco arenoso
06	MS-6	85.80	3.08	11.12	100.00	Arenoso franco
07	MS-7	84.97	3.23	11.80	100.00	Arenoso franco
08	MS-8	68.73	6.78	24.49	100.00	Franco arenoso
09	MS-9	69.50	6.55	23.95	100.00	Franco arenoso
10	MS-10	99.10	0.54	0.36	100.00	Arena

[Signature]
 M. Sc. Daniel Fernández Culloupa
 ANALISTA DE LABORATORIO Y CONTROL DE CALIDAD DE AGUAS, SUELOS
 BIOTECNOLOGIA DE ALIMENTOS Y FERTILIZANTES

[Signature]
 M. Sc. Angel Ari Choquehuani
 Especialista en Suelo
 CIP 21329



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO – PUNO
 FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRONOMICA
 LABORATORIO DE AGUAS Y SUELOS

RESULTADO DE ANÁLISIS DEL PESO ESPECÍFICO RELATIVO

ASUNTO: ANÁLISIS DEL PESO ESPECIFICO RELATIVO - RÍO COATA

NOMBRE : BACH. OMAR RENZO BONILLA GALINDO
PROCEDENCIA : DISTRITO COATA – PUENTE GRANDE
MOTIVO : DETERMINACIÓN DEL PESO ESPECIFICO RELATIVO DEL SEDIMENTO
FECHA RECEPCION : 07/09/2012
LABORATORIO : AGUA Y SUELO FCA – UNA
TOTAL DE MUESTRAS : 01 MUESTRAS

	SÍMBOLO	UNIDAD	CANTIDAD
PESO DE LA MUESTRA	Ps	g	100.000
PESO DE MATRAZ VACÍO	Pm	g	109.450
PESO DE MATRAZ + AGUA DESTILADA	Pma	g	359.000
PESO DE MATRAZ + AGUA + MUESTRA	Pmas	g	421.100
TEMPERATURA	T°	°C	15.8000
PESO ESPECÍFICO RELATIVO DEL SEDIMENTO	Ss	Adimensional	2.6385

CÁLCULO DEL PESO ESPECÍFICO:

$$Ss = \frac{Ps}{Ps + Pma - Pmas}$$

$$Ss = 2.6385$$

$$Ss = \frac{\gamma_s}{\gamma_{H_2O}}$$

$$\gamma_{H_2O} = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_s = Ss \times \gamma_{H_2O}$$

$$\gamma_s = 2638.52 \text{ kg/m}^3$$

OBSERVACIONES:



[Handwritten signature]
 M. Sc. Angel Luis Choquehuane
 Especialista en Suelo
 CIP 21329



RESULTADO DE ANÁLISIS DE DENSIDAD RELATIVA

ASUNTO: ANÁLISIS DE DENSIDAD RELATIVA DEL AGUA - RÍO COATA

NOMBRE : BACH. OMAR RENZO BONILLA GALINDO
PROCEDENCIA : DISTRITO COATA – PUENTE GRANDE
MOTIVO : DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD RELATIVA DE MUESTRA DE AGUA
FECHA RECEPCION : 07/09/2012
LABORATORIO : AGUA Y SUELO FCA – UNA
TOTAL DE MUESTRAS : 01 MUESTRAS

	SIMBOLO	UNIDAD	CANTIDAD
PICNÓMETRO			
PESO DEL PICNÓMETRO VACIO	PV	g	33.4129 g
TEMPERATURA	T°	°C	15.8
MUESTRA			
PESO DEL PICNÓMETRO + AGUA DESTILADA	PH ₂ O	g	58.3440 g
PESO DEL PICNÓMETRO + PESO DE MUESTRA	PMH ₂ O	g	58.3750 g
DENSIDAD RELATIVA DE LA MUESTRA DE AGUA	$\rho_{rM_{H_2O}}$	Adimensional	1.001243 g/cm ³

CÁLCULO DEL PESO ESPECÍFICO:

$$\gamma = \rho \times g$$

$$\rho_r = \frac{\rho_M}{\rho_{H_2O}}$$

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_{H_2O}}$$

$$\rho_{r_{H_2O}} = \frac{PM_{H_2O} - P_v}{PH_2O - P_v}$$

$$\gamma_s = S_s \times \gamma_{H_2O}$$

$$\gamma_{MH_2O} = 1001.243 \text{ kg/m}^3$$

OBSERVACIONES:

Benito Fernando Callejón
 Ingeniero en Control y Calidad de Agua y Suelo
 INGENIERÍA DE AGUAS Y SUELOS

M. Sc. Angel Carl Chocumbi
 -especialista en Suelo-
 CIP. 21326



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO – PUNO
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRONOMICA
LABORATORIO DE AGUAS Y SUELOS



ASUNTO: ANÁLISIS DE DENSIDAD RELATIVA DEL AGUA - RÍO COATA			
NOMBRE	: BACH. OMAR RENZO BONILLA GALINDO		
PROCEDENCIA	: DISTRITO COATA – PUENTE GRANDE		
MOTIVO	: DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD RELATIVA DE MUESTRA DE AGUA		
FECHA RECEPCION	: 13/10/2012		
LABORATORIO	: AGUA Y SUELO FCA – UNA		
TOTAL DE MUESTRAS	: 01 MUESTRAS		
	SÍMBOLO	UNIDAD	CANTIDAD
PICNÓMETRO	PV	g	33.4129 g
PESO DEL PICNÓMETRO VACIO	T°	°C	15.8
TEMPERATURA			
MUESTRA	PH ₂ O	g	58.3441 g
PESO DEL PICNÓMETRO + AGUA DESTILADA	PMH ₂ O	g	58.3750 g
PESO DEL PICNÓMETRO + PESO DE MUESTRA			
DENSIDAD RELATIVA DE LA MUESTRA DE AGUA	<i>ρ_TM_{H₂O}</i>	Adimensional	1.001239 g/cm ³
CÁLCULO DEL PESO ESPECÍFICO:			
$\gamma = \rho \times g$			
$\rho_T = \frac{\rho_M}{\rho_{H_2O}}$			
$SS = \frac{\gamma_s}{\gamma_{H_2O}}$			
$\rho_{T_{H_2O}} = \frac{PM_{H_2O} - P_V}{PH_{2O} - P_V}$			
$\gamma_s = SS \times \gamma_{H_2O}$			
$\gamma_{MH_2O} = 1001.239 \text{ kg/m}^3$			
OBSERVACIONES:			



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO – PUNO
 FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRONOMICA
 LABORATORIO DE AGUAS Y SUELOS

ASUNTO: ANÁLISIS DE DENSIDAD RELATIVA DEL AGUA - RÍO COATA

NOMBRE : BACH. OMAR RENZO BONILLA GALINDO
PROCEDENCIA : DISTRITO COATA – PUENTE GRANDE
MOTIVO : DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD RELATIVA DE MUESTRA DE AGUA
FECHA RECEPCION : 22/11/2012
LABORATORIO : AGUA Y SUELO FCA – UNA
TOTAL DE MUESTRAS : 01 MUESTRAS

	SÍMBOLO	UNIDAD	CANTIDAD
PICNÓMETRO			
PESO DEL PICNÓMETRO VACIO	PV	g	33.4129 g
TEMPERATURA	T°	°C	15.8
MUESTRA			
PESO DEL PICNÓMETRO + AGUA DESTILADA	PH ₂ O	g	58.3442 g
PESO DEL PICNÓMETRO + PESO DE MUESTRA	PMH ₂ O	g	58.3750 g
DENSIDAD RELATIVA DE LA MUESTRA DE AGUA	$\rho_{rM_{H_2O}}$	Adimensional	1.001235 g/cm ³

CÁLCULO DEL PESO ESPECÍFICO:

$$\gamma = \rho \times g$$

$$\rho_r = \frac{\rho_M}{\rho_{H_2O}}$$

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_{H_2O}}$$

$$\rho_{r_{H_2O}} = \frac{PM_{H_2O} - P_v}{PH_{2O} - P_v}$$

$$\gamma_s = S_s \times \gamma_{H_2O}$$

$$\gamma_{MH_2O} = 1001.235 \text{ kg/m}^3$$

OBSERVACIONES:

Benito Fernández Callapaza
 INGENIERO AGRÓNOMO
 ESPECIALISTA EN SUELOS
 CIP 21329

M. Sr. Angel Jari Choquehuano
 Especialista en Suelo
 CIP 21329



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO – PUNO
 FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRONOMICA
 LABORATORIO DE AGUAS Y SUELOS



RESULTADO DE ANÁLISIS DE VISCOSIDAD DINÁMICA DEL AGUA

ASUNTO: ANÁLISIS DE VISCOSIDAD DINÁMICA DEL AGUA - RÍO COATA

NOMBRE : BACH. OMAR RENZO BONILLA GALINDO
PROCEDENCIA : DISTRITO COATA – PUENTE GRANDE
MOTIVO : DETERMINACIÓN DE LA VISCOSIDAD DINÁMICA DE MUESTRA DE AGUA
FECHA RECEPCION : 07/09/2012
LABORATORIO : AGUA Y SUELO FCA – UNA
TOTAL DE MUESTRAS : 01 MUESTRAS

	SÍMBOLO	UNIDAD	CANTIDAD
DENSIDAD DE LA MUESTRA DE AGUA	pMH ₂ O	g/cm ³	1.001243
TEMPERATURA	T°MH ₂ O	°C	15.8
TIEMPO PARA LA MUESTRA	TMH ₂ O	s	8.20
DENSIDAD DE AGUA DESTILADA	pH ₂ O	g/cm ³	1.000
TIEMPO PARA EL AGUA DESTILADA	TH ₂ O	s	6.140
TEMPERATURA	T°H ₂ O	°C	15.8
VISCOSIDAD DINÁMICA DEL AGUA DESTILADA	uH ₂ O	N-s/m ²	0.001
VISCOSIDAD DINÁMICA DE LA MUESTRA DE AGUA	uMH ₂ O	N-s/m ²	0.001337

CÁLCULO DE LA VISCOSIDAD DINÁMICA DE LA MUESTRA DE AGUA:

$$\frac{\mu_{MH_2O}}{\mu_{H_2O}} = \frac{\rho_{MH_2O} \cdot T_{MH_2O} \cdot T_{H_2O}}{\rho_{H_2O} \cdot T_{H_2O} \cdot T_{MH_2O}}$$

$$\mu_{MH_2O} = \frac{\rho_{MH_2O} \cdot T_{MH_2O} \cdot T_{H_2O}}{\rho_{H_2O} \cdot T_{H_2O} \cdot T_{MH_2O}} \cdot \mu_{H_2O}$$

$$\mu_{MH_2O} = 0.001337$$

CALCULO DE VISCOSIDAD CINEMÁTICA

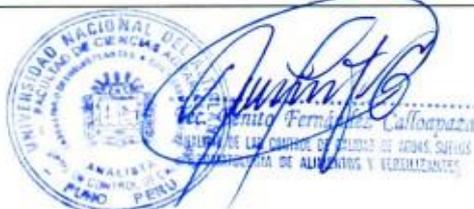
$$v = \frac{\mu}{\rho}$$

$$\mu_{MH_2O} = 0.001337 \text{ N} - \text{s/m}^2$$

$$\rho_{MH_2O} = 1001.337 \text{ kgm/m}^3$$

$$v_{MH_2O} = 1.336 \text{ E} - 06 \text{ m}^2/\text{seg}$$

OBSERVACIONES:





UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO – PUNO
 FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRONOMICA
 LABORATORIO DE AGUAS Y SUELOS



ASUNTO: ANÁLISIS DE VISCOSIDAD DINÁMICA DEL AGUA - RÍO COATA

NOMBRE : BACH. OMAR RENZO BONILLA GALINDO
PROCEDENCIA : DISTRITO COATA – PUENTE GRANDE
MOTIVO : DETERMINACIÓN DE LA VISCOSIDAD DINÁMICA DE MUESTRA DE AGUA
FECHA RECEPCION : 13/10/2012
LABORATORIO : AGUA Y SUELO FCA – UNA
TOTAL DE MUESTRAS : 01 MUESTRAS

	SÍMBOLO	UNIDAD	CANTIDAD
DENSIDAD DE LA MUESTRA DE AGUA	ρ_{MH_2O}	g/cm ³	1.001239
TEMPERATURA	$T^{\circ}MH_2O$	°C	15.8
TIEMPO PARA LA MUESTRA	T_{MH_2O}	s	8.28
DENSIDAD DE AGUA DESTILADA	ρ_{H_2O}	g/cm ³	1.000
TIEMPO PARA EL AGUA DESTILADA	T_{H_2O}	s	6.140
TEMPERATURA	$T^{\circ}H_2O$	°C	15.8
VISCOSIDAD DINÁMICA DEL AGUA DESTILADA	μ_{H_2O}	N-s/m ²	0.001
VISCOSIDAD DINÁMICA DE LA MUESTRA DE AGUA	μ_{MH_2O}	N-s/m ²	0.001350

CÁLCULO DE LA VISCOSIDAD DINÁMICA DE LA MUESTRA DE AGUA:

$$\frac{\mu_{MH_2O}}{\mu_{H_2O}} = \frac{\rho_{MH_2O} \cdot T_{MH_2O} \cdot T^{\circ}_{H_2O}}{\rho_{H_2O} \cdot T_{H_2O} \cdot T^{\circ}_{MH_2O}}$$

$$\frac{\mu_{MH_2O}}{\mu_{H_2O}} = \frac{\rho_{MH_2O} \cdot T_{MH_2O} \cdot T^{\circ}_{MH_2O}}{\rho_{H_2O} \cdot T_{H_2O} \cdot T^{\circ}_{H_2O}}$$

$$\mu_{MH_2O} = 0.001350$$

CALCULO DE VISCOSIDAD CINEMÁTICA

$$v = \frac{\mu}{\rho}$$

$$\mu_{MH_2O} = 0.001350 \text{ N} - \text{s/m}^2$$

$$\rho_{MH_2O} = 1001.350 \text{ kgm/m}^3$$

$$v_{MH_2O} = 1.349 \text{ E} - 06 \text{ m}^2/\text{seg}$$

OBSERVACIONES:

ASUNTO: ANÁLISIS DE VISCOSIDAD DINÁMICA DEL AGUA - RÍO COATA

[Signature]
 Sr. Oyarce Ferrnandez Colloparaza
 ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CALIDAD DE AGUAS, SUELOS
 BIOTECNOLOGÍA DE ALIMENTOS Y FERTILIZANTES

M.Sc. Angel Ari Choquehuan
 Especialista en Suelos
 CIP 21329



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO – PUNO
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRONOMICA
LABORATORIO DE AGUAS Y SUELOS



NOMBRE : BACH. OMAR RENZO BONILLA GALINDO
PROCEDENCIA : DISTRITO COATA – PUENTE GRANDE
MOTIVO : DETERMINACIÓN DE LA VISCOSIDAD DINÁMICA DE MUESTRA DE AGUA
FECHA RECEPCION : 22/11/2012
LABORATORIO : AGUA Y SUELO FCA – UNA
TOTAL DE MUESTRAS : 01 MUESTRAS

	SÍMBOLO	UNIDAD	CANTIDAD
DENSIDAD DE LA MUESTRA DE AGUA	pH _{2O}	g/cm ³	1.001235
TEMPERATURA	T°MH _{2O}	°C	15.8
TIEMPO PARA LA MUESTRA	TMH _{2O}	s	8.35
DENSIDAD DE AGUA DESTILADA	pH _{2O}	g/cm ³	1.000
TIEMPO PARA EL AGUA DESTILADA	TH _{2O}	s	6.14
TEMPERATURA	T°H _{2O}	°C	15.8
VISCOSIDAD DINÁMICA DEL AGUA DESTILADA	uH _{2O}	N-s/m ²	0.001
VISCOSIDAD DINÁMICA DE LA MUESTRA DE AGUA	uMH _{2O}	N-s/m ²	0.001362

CÁLCULO DE LA VISCOSIDAD DINÁMICA DE LA MUESTRA DE AGUA:

$$\frac{\mu_{MH_2O}}{\mu_{H_2O}} = \frac{\rho_{MH_2O} \cdot T_{MH_2O} \cdot T^{\circ}_{MH_2O}}{\rho_{H_2O} \cdot T_{H_2O} \cdot T^{\circ}_{H_2O}}$$

$$\frac{\mu_{MH_2O}}{\mu_{H_2O}} = \frac{\rho_{MH_2O} \cdot T_{MH_2O} \cdot T^{\circ}_{MH_2O}}{\rho_{H_2O} \cdot T_{H_2O} \cdot T^{\circ}_{H_2O}}$$

$$\mu_{MH_2O} = 0.001362$$

CALCULO DE VISCOSIDAD CINEMÁTICA

$$v = \frac{\mu}{\rho}$$

$$\mu_{MH_2O} = 0.001362 \text{ N} - \text{s/m}^2$$

$$\rho_{MH_2O} = 1001.362 \text{ kgm/m}^3$$

$$v_{MH_2O} = 1.360 \text{ E} - 06 \text{ m}^2/\text{seg}$$

OBSERVACIONES:

Denito Bermúdez Collopanza
 INGENIERO AGRÓNOMO
 ESPECIALISTA EN SUELOS
 CIP 21329

M.Sc. Angel Lara Choquehuani
 Especialista en Suelos
 CIP 21329



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO – PUNO
 FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRONOMICA
 LABORATORIO DE AGUAS Y SUELOS



RESULTADO DE ANÁLISIS DE CONCENTRACIÓN DE SÓLIDOS DEL AGUA

RESULTADO DE ANÁLISIS DE CONCENTRACIÓN DE SÓLIDOS DEL AGUA - RÍO COATA											
NOMBRE : BACH. OMAR RENZO BONILLA GALINDO											
PROCEDENCIA : DISTRITO COATA – PUENTE GRANDE											
MOTIVO : DETERMINACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE SÓLIDOS											
FECHA RECEPCION : 07/09/2012											
LABORATORIO : AGUA Y SUELO FCA – UNA											
TOTAL DE MUESTRAS : 01 MUESTRAS											
Nº	FECHA	RÍO	Vol. Muestra (ml)	Wfiltro+ Wmuestra.agua	Wfinal (g)	Winicial (g)	Wf-Wi (g)	CS (g/l)	CS (Kg/m3)	CS (ppp)	CS (Tn/m3)
1	SETIEMBRE 07/09/2011	COATA	100 100 100	73.2520	0.2698 0.2578 0.2025	0.1214 0.1235 0.1252	0.1484 0.1343	1.4840 1.3430 2.8270 1.4135	1.4135	1932.8698	0.0014135

V = VOLUMEN DE LA MUESTRA (m)
 Wf = PESO DEL FILTRO CON MUESTRA (g)
 Wi = PESO DEL FILTRO (g)
 CS = SÓLIDOS SUSPENDIDOS (g/l)

$$Cs(g/lit) = \frac{Wf - Wi}{V} \times 1000$$

$$Cs(ppm) = \frac{Wf - Wi}{W_{(filtro+agua)} - Wi} \times 10^6$$

M.Sc. Angel de la Cruz
 Especialista en Suelo
 CIP. 21329



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO – PUNO
 FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRONOMICA
 LABORATORIO DE AGUAS Y SUELOS



RESULTADO DE ANALISIS DE CONCENTRACION DE SÓLIDOS DEL AGUA - RÍO COATA

NOMBRE : BACH. OMAR RENZO BONILLA GALINDO
 PROCEDENCIA : DISTRITO COATA – PUENTE GRANDE
 MOTIVO : DETERMINACION DE LA CONCENTRACION DE SÓLIDOS
 FECHA RECEPCION : 13/10/2012
 LABORATORIO : AGUA Y SUELO FCA – UNA
 TOTAL DE MUESTRAS : 01 MUESTRAS

Nº	FECHA	RÍO	Vol. Muestra (ml)	Wfiltro+ Wmuestr.agua	Wfinal (g)	Wfinal (g)	Wf-Wi (g)	CS (g/l)	CS (Kg/m3)	CS (rpp)	CS (Tn/m3)
1	OCTUBRE 13/10/2011	COATA	100	100.1449	0.1467	0.1350	0.0117	0.1170			
			100		0.1689	0.1551	0.0138	0.1380			
			100		0.1581	0.1449		0.2550	0.1275	127.501248	0.0001275

V = VOLÚMEN DE LA MUESTRA (m)
 Wf = PESO DEL FILTRO CON MUESTRA (g)
 Wi = PESO DEL FILTRO (g)
 CS = SÓLIDOS SUSPENDIDOS (g/l)

$$Cs(\text{gr/lit}) = \frac{Wf - Wi}{V} \times 1000$$

$$Cs(\text{ppm}) = \frac{Wf - Wi}{W_{(\text{filtro}+\text{agua})} - Wi} \times 10^6$$



[Signature]
 M. Sc. Angel ...
 Especialista en Suelos
 CIP 71326



RESULTADO DE ANÁLISIS DE CONCENTRACIÓN DE SÓLIDOS DEL AGUA - RÍO COATA

NOMBRE : BACH. OMAR RENZO BONILLA GALINDO
 PROCEDENCIA : DISTRITO COATA – PUENTE GRANDE
 MOTIVO : DETERMINACIÓN DE LA CONCENTRACION DE SÓLIDOS
 FECHA RECEPCION : 22/11/2012
 LABORATORIO : AGUA Y SUELO FCA – UNA
 TOTAL DE MUESTRAS : 01 MUESTRAS

Nº	FECHA	RÍO	Vol. Muestra (ml)	Wfiltro+ Wmuestra.agua	Wfinal (g)	Winicial (g)	Wf-Wi (g)	CS (g/l)	CS (Kg/m3)	CS (rpp)	CS (Tn/m3)
1	NOVIEMBRE 22/11/2011	COATA	100	100.1980	0.2109	0.1995	0.0114	0.1140			
			100		0.2115	0.1973	0.0142	0.1420			
			100		0.21073	0.1981		0.2560			
								0.1280	0.1280	128.000358	0.000128

V = VOLUMEN DE LA MUESTRA (m)
 Wf = PESO DEL FILTRO CON MUESTRA (g)
 Wi = PESO DEL FILTRO (g)
 CS = SÓLIDOS SUSPENDIDOS (g/l)

$$Cs(\text{gr/lit}) = \frac{Wf - Wi}{V} \times 1000$$

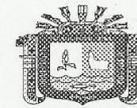
$$Cs(\text{ppm}) = \frac{Wf - Wi}{W(\text{filtro+agua}) - Wi} \times 10^6$$



M. Sc. Omar Renzo Bonilla Galindo
 Especialista en Suelo
 CIP 21329



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DEMECANICA DE SUELOS Y MATERIALES



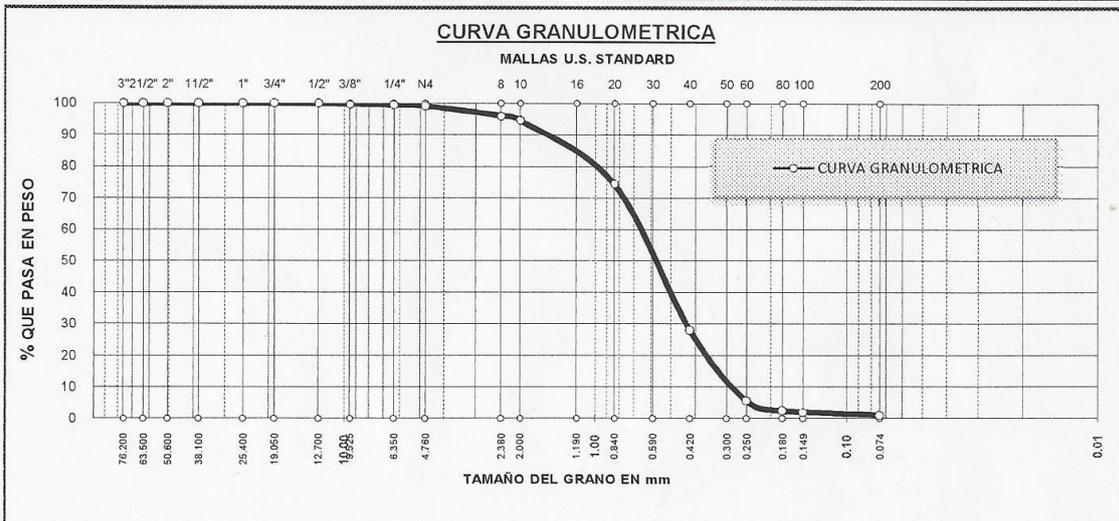
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)
ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION (D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487)

PROYECTO: DETERMINACION DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN SUSPENSIÓN DE FONDO Y TOTAL EN EL PUENTE GRANDE DEL RIO COATA-PUNO **SOLICITADO POR:** BACH.: OMAR RENZO BONILLA GALINDO

LUGAR : --- **CALICATA :** --- **MUESTRA :** M-1

FECHA : 22 DE JULIO DEL 2013 **PROGRESIVA :** 0+080 **PROFUNDIDAD :** ---

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	PESO RET. CORREGIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	76.200		0.00	0.00	0.00	100.00	P. I. = 2178.00 P. L. = 2161.00 P. P. = 17.00
2 1/2"	63.500		0.00	0.00	0.00	100.00	
2"	50.600		0.00	0.00	0.00	100.00	
1 1/2"	38.100		0.00	0.00	0.00	100.00	LIMITES DE CONSISTENCIA: L. L. = 31.3% L. P. = 14.1% I. P. = 17.2%
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		0.00	0.00	0.00	100.00	
3/8"	9.525	4.72	4.72	0.22	0.22	99.78	
1/4"	6.350	5.13	5.13	0.24	0.45	99.55	CARACT. GRANULOMETRICAS: D10= 0.323 Cu= 2.19 D30= 0.438 Cc= 0.84 D60= 0.71
No4	4.760	7.38	7.38	0.34	0.79	99.21	
No8	2.380	67.60	67.60	3.11	3.90	96.10	
No10	2.000	31.44	31.44	1.45	5.35	94.65	
No16	1.190						
No20	0.840	438.81	438.81	20.17	25.52	74.48	CLASIFICACION: S.U.C.S. : SP ARENA MAL GRADUADA
No30	0.590						
No40	0.420	1011.24	1011.24	46.49	72.01	27.99	
No 50	0.300						
No60	0.250	486.35	486.35	22.36	94.37	5.63	
No80	0.180	67.76	67.76	3.12	97.48	2.52	
No100	0.149	10.12	10.12	0.47	97.95	2.05	
No200	0.074	16.75	22.75	1.05	98.99	1.01	
BASE		4.90	21.90	1.01	100.00	0.00	
TOTAL		2152.20	2175.20	100.00			
% PERDIDA		0%	0%				



Mariano R. García Loayza
Ing. Mariano R. García Loayza
RGS. CIP. N° 26223

Helmer Reynaldo Vilca Apaza
Helmer Reynaldo Vilca Apaza
TECNICO DE LABORATORIO
F.I.C.A. - U.N.A.



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DEMECANICA DE SUELOS Y MATERIALES



LIMITES DE CONSISTENCIA

PROYECTO: DETERMINACION DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN SUSPENSIÓN DE FONDO Y TOTAL EN EL PUENTE GRANDE DEL RIO COATA-PUNO
SOLICITADO BACH.: OMAR RENZO BONILLA GALINDO : MUESTRA: M-1
LUGAR: --- CALICATA : --- PROGRESIVA : 0+080
FECHA: 22 DE JULIO DEL 2013 PROFUNDIDAD :

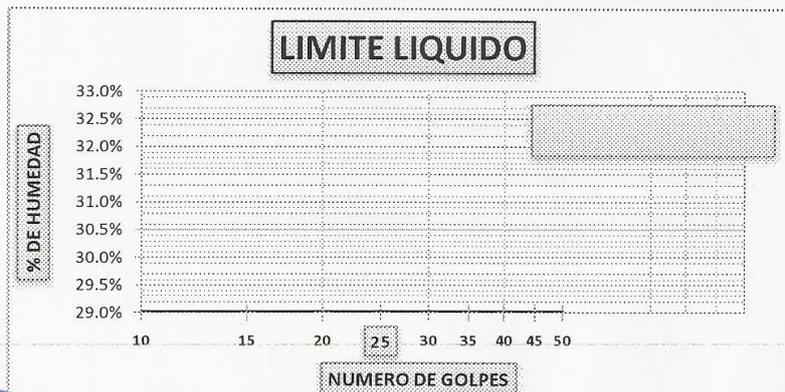
LIMITE LIQUIDO

ENSAYO	No	1	2	3	4
CAPSULA	No				
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.				
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	NP	NP		
AGUA	gr.				
PESO DE LA CAPSULA	gr.				
PESO DEL SUELO SECO	gr.				
CONTENIDO DE HUMEDAD	%				
NUMERO DE GOLPES	N				

LIMITE PLASTICO

ENSAYO	No	1	2	3
CAPSULA	No			
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.			
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	NP	NP	
AGUA	gr.			
PESO DE LA CAPSULA	gr.			
PESO DEL SUELO SECO	gr.			
LIMITE PLASTICO	%			

LIMITE LIQUIDO	NP
LIMITE PLASTICO	NP
INDICE DE PLASTICIDAD	NP

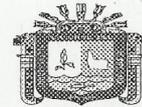


[Signature]
Ing. Mariano R. García Loayza
REG. CIP. N° 26223

[Signature]
Helmer Reynaldo Vilca Apaza
TECNICO DE LABORATORIO
F.I.C.A. - U.N.A.



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DEMECANICA DE SUELOS Y MATERIALES



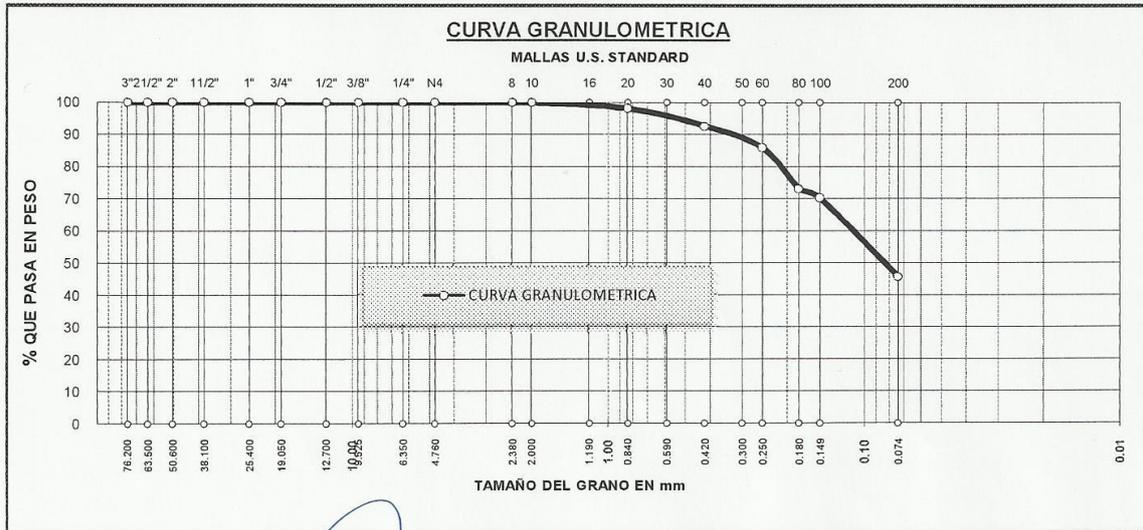
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)
ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION (D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487)

PROYECTO: DETERMINACION DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN SUSPENSION DE FONDO Y TOTAL EN EL PUENTE GRANDE DEL RIO COATA-PUNO SOLICITADO POR: BACH.: OMAR RENZO BONILLA GALINDO

LUGAR : ... CALICATA : ... MUESTRA : M-2

FECHA : 22 DE JULIO DEL 2013 PROGRESIVA : 0+160 PROFUNDIDAD : ...

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	PESO RET. CORREGIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	P. I. = 1750.00 P. L. = 1014.00 P. P. = 736.00
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	
2"	50.600	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	LIMITES DE CONSISTENCIA: L. L. = 38.4% L. P. = 25.2% I. P. = 13.1%
1"	25.400	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	
3/4"	19.050	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	
1/2"	12.700	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	
3/8"	9.525	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	
1/4"	6.350	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	CARACT. GRANULOMETRICAS: D10= ---- Cu= ---- D30= ---- Cc= ---- D60= 0.12
No4	4.760	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	
No8	2.380	0.06	0.06	0.00	0.00	100.00	
No10	2.000	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	
No16	1.190						CLASIFICACION: S.U.C.S. : SC ARENA ARCILLOSA
No20	0.840	32.29	32.29	1.85	1.85	98.15	
No30	0.590						
No40	0.420	95.11	95.11	5.44	7.29	92.71	
No 50	0.300						
No60	0.250	118.73	118.73	6.79	14.08	85.92	
No80	0.180	220.88	220.88	12.63	26.71	73.29	
No100	0.149	52.66	52.66	3.01	29.72	70.28	
No200	0.074	426.89	426.89	24.41	54.13	45.87	
BASE		66.31	802.31	45.87	100.00	0.00	
TOTAL		1012.93	1748.93	100.00			
% PERDIDA		0%	0%				



Ing. Mariano R. Garcia Loayza
REG. CIP. N° 26223

Helmer Reynaldo Vilca Apaza
TECNICO DE LABORATORIO
F.I.C.A. - U.N.A.



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DEMECANICA DE SUELOS Y MATERIALES



LIMITES DE CONSISTENCIA

PROYECTO: DETERMINACION DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN SUSPENSIÓN DE FONDO Y TOTAL EN EL PUENTE GRANDE DEL RIO COATA-PUNO

SOLICITADO BACH.: OMAR RENZO BONILLA GALINDO MUESTRA: M-2

LUGAR: --- CALICATA: --- PROGRESIVA: 0+160

FECHA: 22 DE JULIO DEL 2013 PROFUNDIDAD:

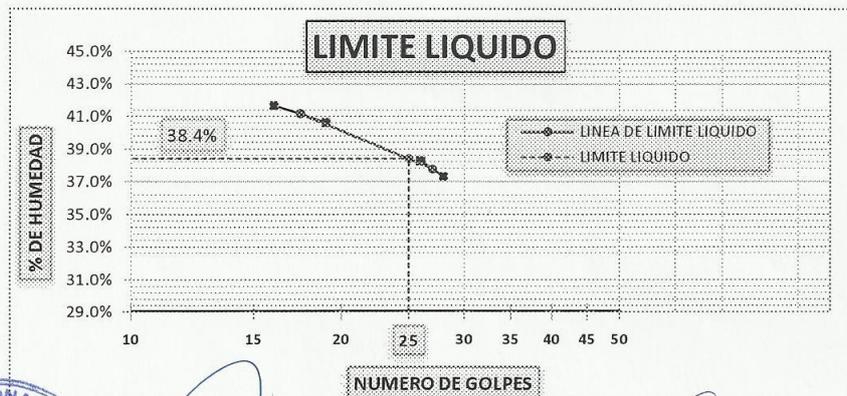
LIMITE LIQUIDO

ENSAYO	No	1	2	3	4
CAPSULA	No	B-3	P-2	T-W	P-4
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	40.86	48.31	44.4	41.86
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	35.04	40.65	38.23	35.32
AGUA	gr.	5.82	7.66	6.17	6.54
PESO DE LA CAPSULA	gr.	21.08	21.78	22.1	17.8
PESO DEL SUELO SECO	gr.	13.96	18.87	16.13	17.52
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	41.69%	40.59%	38.25%	37.33%
NUMERO DE GOLPES	N	16	19	26	28

LIMITE PLASTICO

ENSAYO	No	1	2	3
CAPSULA	No	T-2	S-1	A-6
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	17.09	17.38	17.59
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	16.92	17.11	17.35
AGUA	gr.	0.17	0.27	0.24
PESO DE LA CAPSULA	gr.	16.25	16.01	16.42
PESO DEL SUELO SECO	gr.	0.67	1.10	0.93
LIMITE PLASTICO	%	25.37%	24.55%	25.81%

LIMITE LIQUIDO	38.4%
LIMITE PLASTICO	25.2%
INDICE DE PLASTICIDAD	13.1%

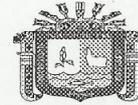


[Firma]
Ing. Mariano K. Garcia Loayza
REG. CIP. N° 26223

[Firma]
Helmer Reynaldo Vilca Apaza
TECNICO DE LABORATORIO
F.I.C.A. - U.N.A.



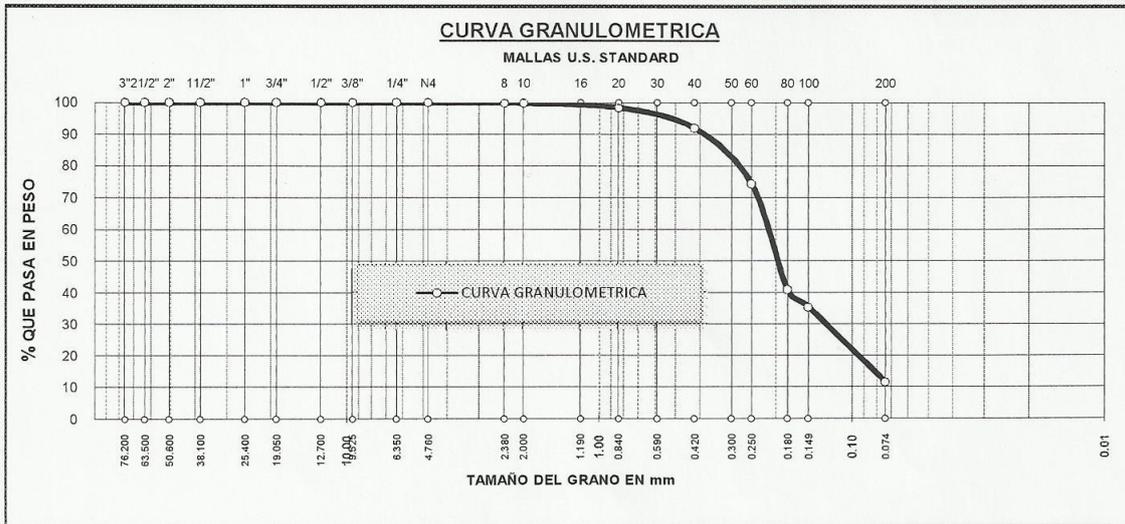
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DEMECANICA DE SUELOS Y MATERIALES



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)
ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION (D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487)

PROYECTO: DETERMINACION DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN SUSPENSION DE FONDO Y TOTAL EN EL PUENTE GRANDE DEL RIO COATA-PUNO SOLICITADO POR: BACH.: OMAR RENZO BONILLA GALINDO
LUGAR : ... CALICATA : ... MUESTRA : M-3
FECHA : 22 DE JULIO DEL 2013 PROGRESIVA : 0+320 PROFUNDIDAD : ...

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	PESO RET. CORREGIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	P. L. = 2096.00
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	P. L. = 1945.00
2"	50.600	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	P. P. = 151.00
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	
1"	25.400	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	LIMITES DE CONSISTENCIA:
3/4"	19.050	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	L. L. = 0.0%
1/2"	12.700	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	L. P. = 0.0%
3/8"	9.525	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	I. P. = 0.0%
1/4"	6.350	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	CARACT. GRANULOMETRICAS:
No4	4.760	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	D10= 0.064 Cu= 3.46
No8	2.380	0.75	0.75	0.04	0.04	99.96	D30= 0.132 Cc= 1.24
No10	2.000	2.56	2.56	0.12	0.16	99.84	D60= 0.22
No16	1.190						CLASIFICACION:
No20	0.840	29.71	29.71	1.42	1.58	98.42	S.U.C.S. : SP-SM
No30	0.590						ARENA MAL GRADUADA CON LIMO
No40	0.420	135.72	135.72	6.48	8.06	91.94	
No 50	0.300						
No60	0.250	367.85	367.85	17.57	25.63	74.37	
No80	0.180	700.12	700.12	33.44	59.06	40.94	
No100	0.149	114.72	114.72	5.48	64.54	35.46	
No200	0.074	498.42	498.42	23.80	88.35	11.65	
BASE		92.97	243.97	11.65	100.00	0.00	
TOTAL		1942.82	2093.82	100.00			
% PERDIDA		0%	0%				



Ing. Mariano R. Garcia Loayza
REG. CIP. N° 26223

Helmer Reynaldo Vilca Apaza
TECNICO DE LABORATORIO
F.I.C.A. - U.N.A.



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DEMECANICA DE SUELOS Y MATERIALES



LIMITE DE CONSISTENCIA

PROYECTO: DETERMINACION DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN SUSPENSIÓN DE FONDO Y TOTAL EN EL PUENTE GRANDE DEL RIO COATA-PUNO

SOLICITADO BACH.: OMAR RENZO BONILLA GALINDO : MUESTRA: M-3

LUGAR: --- CALICATA : --- PROGRESIVA : 0+320

FECHA: 22 DE JULIO DEL 2013 PROFUNDIDAD :

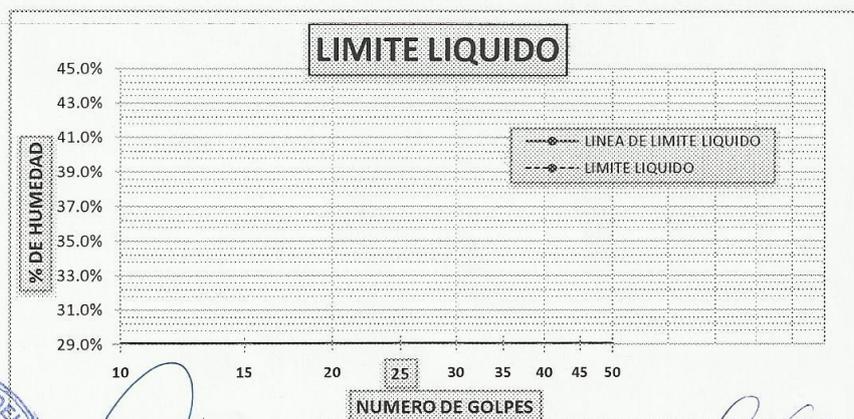
LIMITE LIQUIDO

ENSAYO	No	1	2	3	4
CAPSULA	No				
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	NP			
CAPSULA + SUELO SECO	gr.				
AGUA	gr.				
PESO DE LA CAPSULA	gr.				
PESO DEL SUELO SECO	gr.				
CONTENIDO DE HUMEDAD	%				
NUMERO DE GOLPES	N				

LIMITE PLASTICO

ENSAYO	No	1	2	3
CAPSULA	No			
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	NP		
CAPSULA + SUELO SECO	gr.			
AGUA	gr.			
PESO DE LA CAPSULA	gr.			
PESO DEL SUELO SECO	gr.			
LIMITE PLASTICO	%			

LIMITE LIQUIDO	
LIMITE PLASTICO	
INDICE DE PLASTICIDAD	



Ing. Mariano R. Garcia Loayza
REG. CIP. N° 26223

Helmer Reynaldo Vilca Apaza
TECNICO DE LABORATORIO
F.I.C.A. - U.N.A.

ANEXO 4 MEDICIÓN DE VELOCIDADES Y CAUDALES

Cuadro N°40: Aforo del río Coata mes de febrero del 2013

METODO FLOTADOR

DATOS	
Longitud (m)	15
tiempo (s)	17.8
	18.0
	17.9
	18.7
	17.4
promedio T	17.962

$Q = l/s$ 5686.52

Calculo de la velocidad

$V_s = E/T$ 0.835

$V_m = V_s * F_c$ 0.643

Progresiva 0+00

Área (m²) 88.434

Calculo de caudal

$Q = V_m * A * 0.1$ 5.687

profundidad media en tramo de canal (m)	coeficiente de correccion de velocidad
0.30	0.66
0.61	0.68
0.91	0.7
1.22	0.72
1.52	0.74
1.83	0.76
2.74	0.77
3.66	0.78
4.57	0.79

CARACTERISTICAS DEL RÍO	
Área (m ²)	88.434

Cuadro N°41: Aforo del río Coata mes de febrero del 2013

METODO FLOTADOR

DATOS	
Longitud (m)	15
tiempo (s)	11.6
	12.9
	12.9
	12.9
	12.9
promedio T	12.64

$Q = l/s$ 5616.92

Calculo de la velocidad

$V_s = E/T$ 1.187

$V_m = V_s * F_c$ 0.914

Progresiva 0+100

Área (m²) 61.470

Calculo de caudal

$Q = V_m * A * 0.1$ 5.617

profundidad media en tramo de canal (m)	coeficiente de correccion de velocidad
0.30	0.66
0.61	0.68
0.91	0.7
1.22	0.72
1.52	0.74
1.83	0.76
2.74	0.77
3.66	0.78
4.57	0.79

CARACTERISTICAS DEL RÍO	
Área (m ²)	61.470

Cuadro N°42: Aforo del río Coata mes de febrero del 2013

METODO FLOTADOR

DATOS	
Longitud (m)	15
tiempo (s)	13.8
	12.0
	12.8
	12.9
	13.5
promedio T	13.002

$Q = l/s$ 5683.86

Calculo de la velocidad
 $V_s = E/T$ 1.154
 $V_m = V_s * F_c$ 0.888

Progresiva 0+200
 Área (m²) 63.984
 Calculo de caudal
 $Q = V_m * A * 0.1$ 5.684

profundidad media en tramo de canal (m)	coeficiente de correccion de velocidad
0.30	0.66
0.61	0.68
0.91	0.7
1.22	0.72
1.52	0.74
1.83	0.76
2.74	0.77
3.66	0.78
4.57	0.79

CARACTERISTICAS DEL RÍO	
Área (m ²)	63.984

Cuadro N°43: Aforo del río Coata mes de febrero del 2013

METODO FLOTADOR

DATOS	
Longitud (m)	15
tiempo (s)	10.9
	11.9
	10.9
	11.0
	10.9
promedio T	11.122

$Q = l/s$ 5562.94

Calculo de la velocidad
 $V_s = E/T$ 1.349
 $V_m = V_s * F_c$ 1.038

Progresiva 0+300
 Área (m²) 53.568
 Calculo de caudal
 $Q = V_m * A * 0.1$ 5.563

profundidad media en tramo de canal (m)	coeficiente de correccion de velocidad
0.30	0.66
0.61	0.68
0.91	0.7
1.22	0.72
1.52	0.74
1.83	0.76
2.74	0.77
3.66	0.78
4.57	0.79

CARACTERISTICAS DEL RÍO	
Área (m ²)	53.568

Cuadro N°44: Aforo del río Coata mes de febrero del 2013

METODO FLOTADOR

DATOS	
Longitud (m)	15
tiempo (s)	12.1
	11.6
	13.0
	12.7
	11.9
promedio T	12.24

$Q = l/s$ 5631.47

Calculo de la velocidad
 $V_s = E/T$ 1.225
 $V_m = V_s * F_c$ 0.944

Progresiva 0+400
 Área (m²) 59.679
 Calculo de caudal
 $Q = V_m * A * 0.1$ 5.631

profundidad media en tramo de canal (m)	coeficiente de correccion de velocidad
0.30	0.66
0.61	0.68
0.91	0.7
1.22	0.72
1.52	0.74
1.83	0.76
2.74	0.77
3.66	0.78
4.57	0.79

CARACTERISTICAS DEL RÍO	
Área (m ²)	59.679

Cuadro N°45: Aforo del río Coata mes de febrero del 2013

METODO FLOTADOR

DATOS	
Longitud (m)	15
tiempo (s)	12.4
	11.9
	12.8
	11.8
	12.1
promedio T	12.2

$Q = l/s$ 5686.86

Calculo de la velocidad
 $V_s = E/T$ 1.230
 $V_m = V_s * F_c$ 0.947

Progresiva 0+500
 Área (m²) 60.069
 Calculo de caudal
 $Q = V_m * A * 0.1$ 5.687

profundidad media en tramo de canal (m)	coeficiente de correccion de velocidad
0.30	0.66
0.61	0.68
0.91	0.7
1.22	0.72
1.52	0.74
1.83	0.76
2.74	0.77
3.66	0.78
4.57	0.79

CARACTERISTICAS DEL RÍO	
Área (m ²)	60.069

Cuadro N°46: Parámetros Geomorfológicos de la Cuenca del río Coata

Nombre de la Cuenca	PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS										Grado de Respuesta de la cuenca a las Precipitaciones Lenta Moderada Rápida
	Punto de Interés	Área Total de Cuenca A (Km ²)	Perímetro Total de la Cuenca P (Km)	longitud Curso Principal L (Km)	Forma de la Cuenca			Sistema de Drenaje		Pendiente Media de cauces de los ríos %	
					Ancho Promedio A _P (Km)	Coefficiente de Compacidad K _c (adimen)	Factor de Forma F _f (adimen)	Grado de Ramificación (orden)	Densidad de Drenaje D _d (Km/Km ²)		
Coata	Puente Unocolla	4,908.44	464.65	188.57	26.03	1.87	0.14	Cuarto	0.61	0.0113 1.13%	Lenta

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro N°47: Parámetros Geomorfológicos de las Sub Cuenclas del río Coata

Nombre de las Sub Cuenclas	Punto de Interés	PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS										Grado de Respuesta de la cuenca a las Precipitaciones Lenta Moderada Rápida
		Área Total de Cuenca A (Km ²)	Perímetro Total de la Cuenca P (Km)	longitud Curso Principal L (Km)	Forma de la Cuenca			Sistema de Drenaje		Pendiente Media de cauces de los ríos %		
					Ancho Promedio A _P (Km)	Coefficiente de Compacidad K _c (adimen)	Factor de Forma F _f (adimen)	Grado de Ramificación (orden)	Densidad de Drenaje D _d (Km/Km ²)			
Bajo Coata	Puente Unocolla	314.53	129.08	53.30	5.90	2.05	0.11	Quinto	0.54	0.0022%	Lenta	
Medio Coata		495.56	159.70	48.84	10.15	2.02	0.21	Segundo	0.49	0.0054%	Lenta	
Alto Coata		210.52	77.78	19.68	10.70	1.51	0.54	Quinto	0.57	0.0062%	Lenta	

Fuente: Elaboración Propia

DESCARGAS MAXIMAS MENSUALES RIO COATA (M3/S) - ESTACION DE AFORO PUENTE UNOCOLLA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX
1958	13.25	193.20	282.20	7.60	5.15	5.20	4.40	4.20	3.75	7.50	15.00	20.50	282.20
1959	33.50	92.00	365.00	117.50	15.40	5.60	1.20	2.87	2.50	2.50	1.00	180.00	365.00
1960	224.70	292.20	75.25	95.00	22.60	11.50	8.50	4.20	8.50	5.00	120.00	80.00	292.20
1961	162.65	168.75	469.50	153.50	46.00	24.12	10.64	6.84	6.84	9.88	57.20	327.00	469.50
1962	276.00	141.60	337.50	143.20	44.40	28.80	12.00	11.00	9.00	8.50	5.20	120.00	337.50
1963	275.40	404.40	453.80	141.60	71.20	25.20	16.95	12.75	9.60	30.00	15.90	172.80	453.80
1964	70.00	138.15	135.05	64.00	26.80	16.60	10.20	7.00	3.00	2.60	5.00	15.20	138.15
1965	55.50	98.00	117.50	54.50	23.00	8.03	4.75	3.33	1.96	2.14	2.10	46.40	117.50
1966	91.50	67.50	135.00	31.40	9.05	6.00	4.20	2.36	1.85	2.70	17.40	51.80	135.00
1967	18.00	67.40	326.50	66.00	14.00	8.20	4.90	2.80	5.20	11.00	4.00	52.60	326.50
1968	112.60	238.40	163.50	53.80	16.70	10.50	5.50	3.30	2.10	2.32	41.28	47.04	238.40
1969	130.00	151.80	50.80	41.00	12.00	4.60	2.60	1.60	2.00	4.70	17.20	23.80	151.80
1970	156.40	428.00	217.60	147.20	29.50	11.00	5.60	3.60	2.60	2.20	2.00	67.20	428.00
1971	335.00	986.00	413.60	72.50	23.20	11.20	6.30	3.40	2.30	1.60	3.00	91.00	986.00
1972	298.00	148.30	248.50	315.00	38.00	16.60	8.20	3.40	2.80	2.00	9.50	79.00	315.00
1973	242.50	624.00	258.40	167.50	56.20	19.50	9.50	5.10	13.00	11.20	5.10	50.10	624.00
1974	410.00	373.00	248.00	91.20	49.60	22.80	15.00	21.10	17.70	7.00	9.00	78.90	410.00
1975	224.20	420.00	303.60	109.00	48.80	22.10	14.90	6.60	4.20	6.60	4.20	120.00	420.00
1976	300.00	258.10	240.20	128.50	37.80	20.70	13.00	8.00	35.90	24.00	7.00	10.00	300.00
1977	82.00	267.20	350.00	145.00	29.30	13.10	7.20	3.00	2.70	2.70	11.80	8.20	350.00
1978	527.50	229.00	242.00	132.00	73.00	26.00	10.80	3.30	1.70	1.20	6.10	50.00	527.50
1979	229.80	175.50	213.30										229.80
1980													
1981													
1982													
1983													
1984													
1985													
1986													
1987													
1988													
1989													
1990													
1991	121.75	71.02	76.80	40.06	20.67	13.23	6.90	3.63	2.22	1.03	1.20	4.14	121.75
1992	10.14	48.48	38.80	2.85	1.13	1.12	1.00	2.26	0.85	0.73	14.61	30.62	48.48
1993	70.78	14.98	72.14	30.21	22.43	11.25	6.95	1.33	1.28	4.50	22.50	97.50	97.50
1994	67.55	260.42	89.54	91.41	51.39	33.09	12.42	8.83	6.45	4.81	19.05	65.18	260.42
1995	57.96	96.01	103.82	33.64	18.37	5.60	5.56	6.24	3.17	1.21	1.64	51.25	103.82
1996	135.69	277.25	97.01	98.65	23.01	10.55	6.28	6.33	1.70	1.38	8.15	148.65	277.25
1997	306.12	501.39	263.60	65.46	26.91	11.62	8.62	3.48	5.33	5.22	9.78	11.68	501.39
1998	73.68	107.50	62.49	29.91	8.82	2.08	1.79	0.96	3.82	13.61	20.10	23.82	107.50
1999	21.16	98.96	137.21	225.26	45.90	7.99	2.51	1.43	21.24	34.31	30.06	41.02	225.26
2000	188.85	201.00	296.76	32.08	16.79	27.67	29.07	24.30	14.59	18.31	16.75	12.28	296.76
2001	255.72	338.56	189.74	125.68	43.53	23.25	26.30	18.18	17.58	8.68	6.83	14.17	338.56
2002	70.35	157.40	166.98	53.99	35.38	5.96	4.52	2.72	3.26	22.44	38.18	102.85	166.98
2003	182.18	151.14	254.69	76.00	35.01	4.33	4.93	6.98	7.12	6.37	5.19	26.87	254.69
2004	166.14	377.16	35.11	61.35	16.18	3.53	6.00	7.32	7.27	5.49	6.24	24.73	377.16
2005	37.56	365.25	102.21	53.92	9.36	3.66	2.64	1.94	2.87	2.91	18.68	79.32	365.25
2006	153.56	195.05	212.36	173.53	36.35	8.04	3.40	18.88	6.77	7.74	21.85	67.01	212.36
PROM.	162.83	242.74	206.48	93.81	29.81	13.25	8.25	6.34	6.61	7.73	16.21	67.37	306.66
STAND.	118.882	183.246	116.581	63.1833	17.3546	8.53426	6.1052	5.67543	6.99507	8.08418	21.1111	62.1249	173.714
MAX.	527.50	986.00	469.50	315.00	73.00	33.09	29.07	24.30	35.90	34.31	120.00	327.00	986.00
MIN.	10.14	14.98	35.11	2.85	1.13	1.12	1.00	0.96	0.85	0.73	1.00	4.14	48.48

Fuente: SENAMHI

ANEXO 5**RELACIÓN DE FIGURAS O MONOGRAMAS**

- FIGURA 01: Relación entre el Coeficiente de Arrastre C_D y el Numero de Reynold - Partícula
- FIGURA 02: Grafico de YALLIN para el cálculo de la velocidad de caída
- FIGURA 03: Diagrama de SHIELDS para la iniciación de Movimiento
- FIGURA 04: Diagrama de LANE para la iniciación de movimiento
- FIGURA 05: Grafico de STRAUB para la aplicación de la formula de DU BOYS
- FIGURA 06: Graficas de GARBRECHT para el cálculo de la velocidad Crítica en material cohesivo
- FIGURA 07: Graficas de LANE para el cálculo de la velocidad Critica en material cohesivo
- FIGURA 08: Diagrama de RANGA RAJU para relacionar los parámetros A y E
- FIGURA 09: Diagrama de RANGA RAJU para calcular las constantes K_a y K_b
- FIGURA 10: Grafico de LOVERA ALAM y KENEDY para estimar el valor de la resistencia debida a la configuración del lecho λ' .
- FIGURA 11: Grafico de LOVERA ALAM y KENEDY para estimar el valor de la resistencia debido a los granos del lecho λ' .
- FIGURA 12: Función Transporte para las formulas de EINSTEIN-BROWN y EINSTEIN
- FIGURA 13: Función Transporte para las formulas de EINSTEIN
- FIGURA 14: Valores del coeficiente de Rizos μ .
- FIGURA 15: Graficas de ZANKE de la representación del Riesgo
- FIGURA 16: Graficas de LANE y KALISKE para estimar el factor de transporte Ω

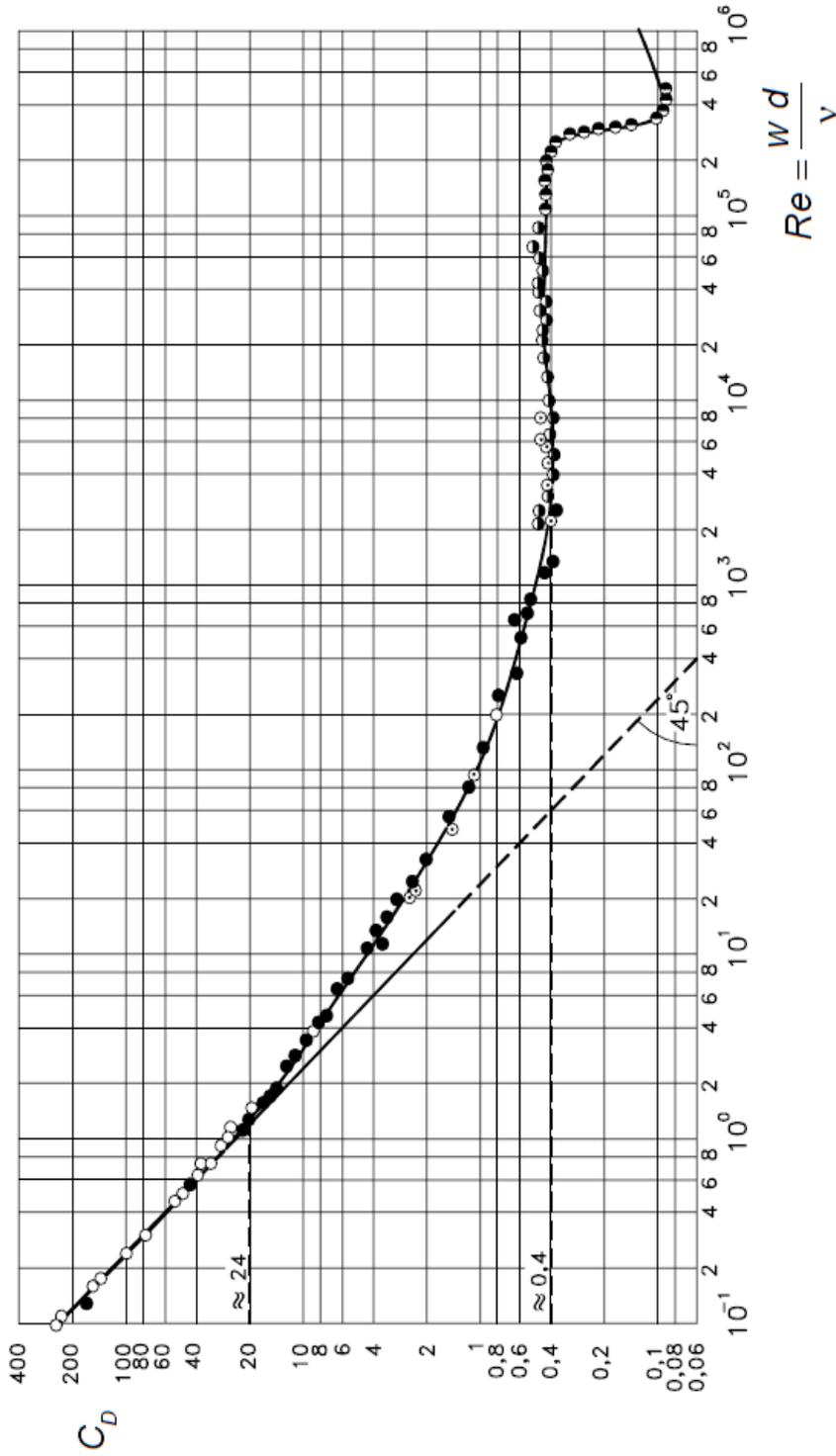


FIGURA 01: Relación entre el Coeficiente de Arrastre C_D y el Número de Reynold – Partícula

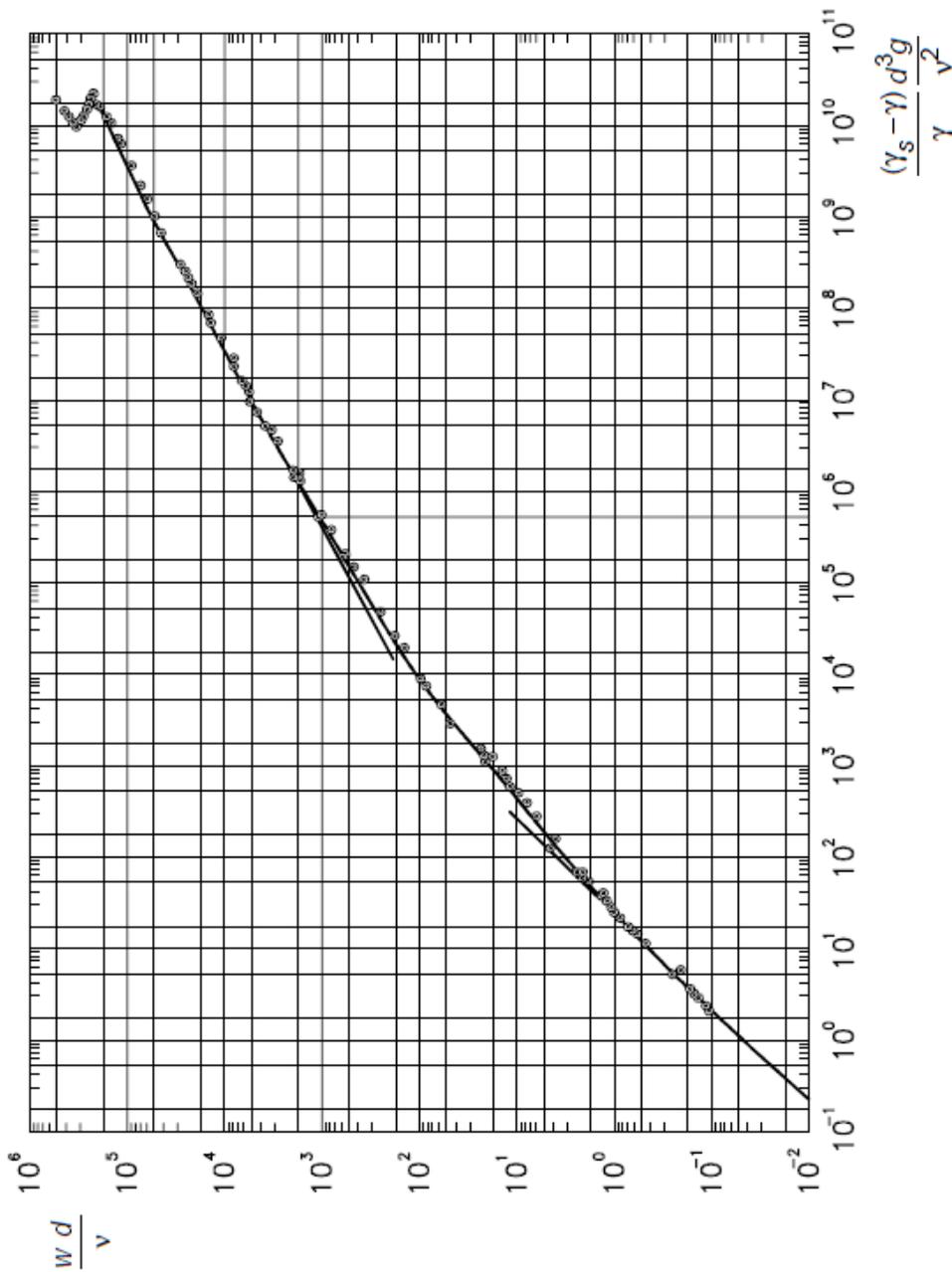


FIGURA 02: Grafico de YALLIN para el cálculo de la velocidad de caída

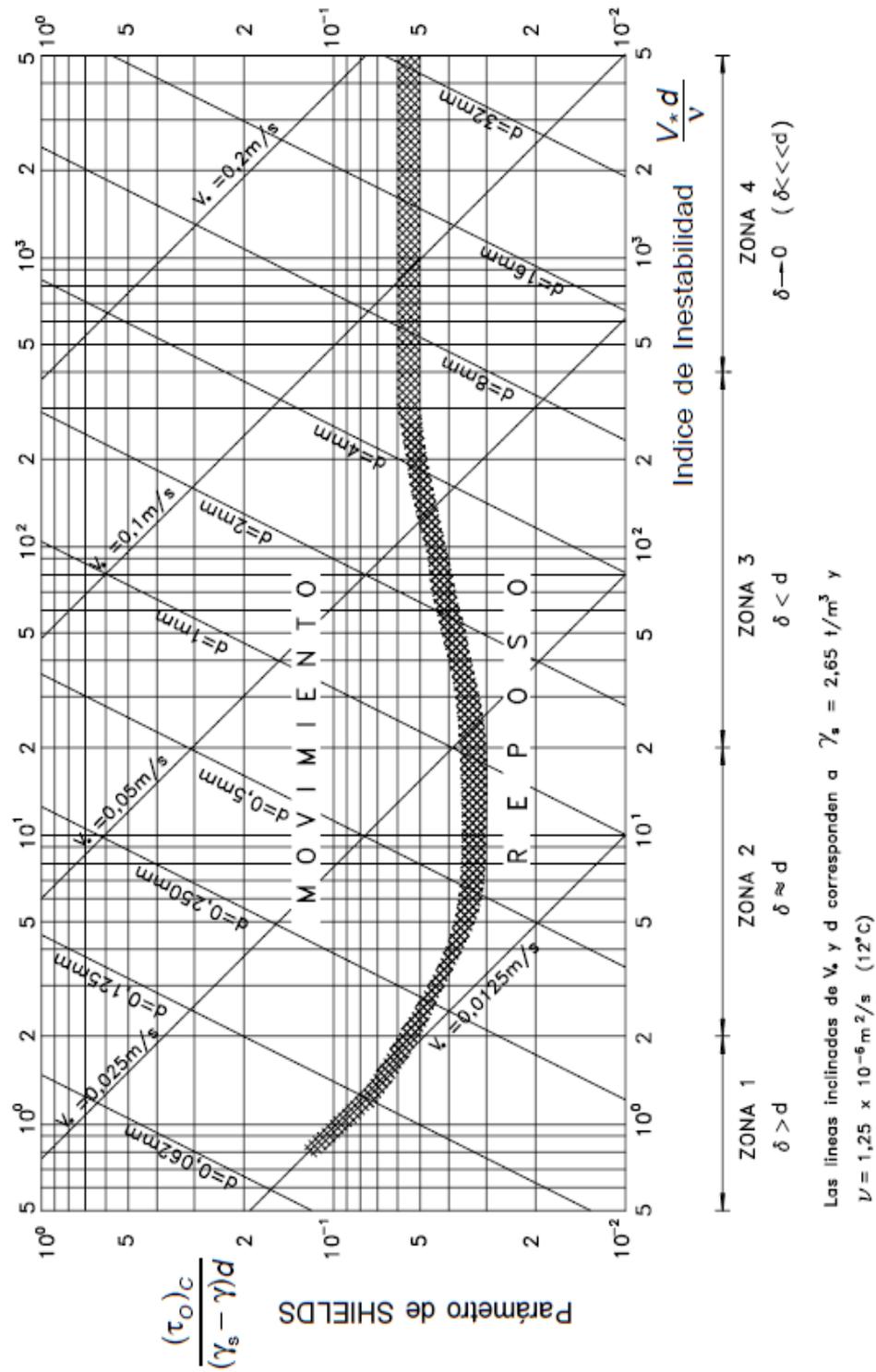


FIGURA 03: Diagrama de SHIELDS para la iniciación de Movimiento

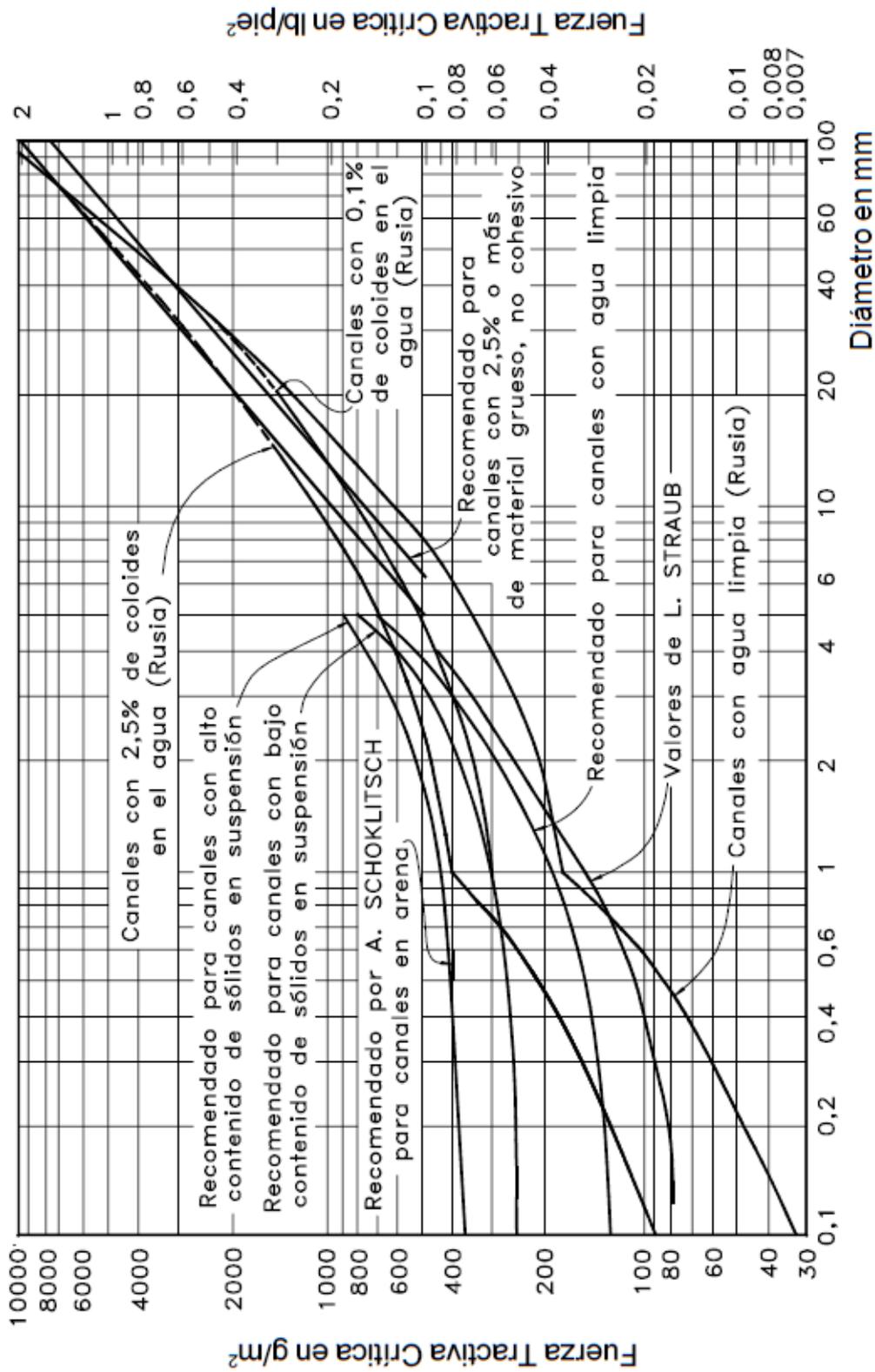


FIGURA 04: Diagrama de LANE para la iniciación de movimiento

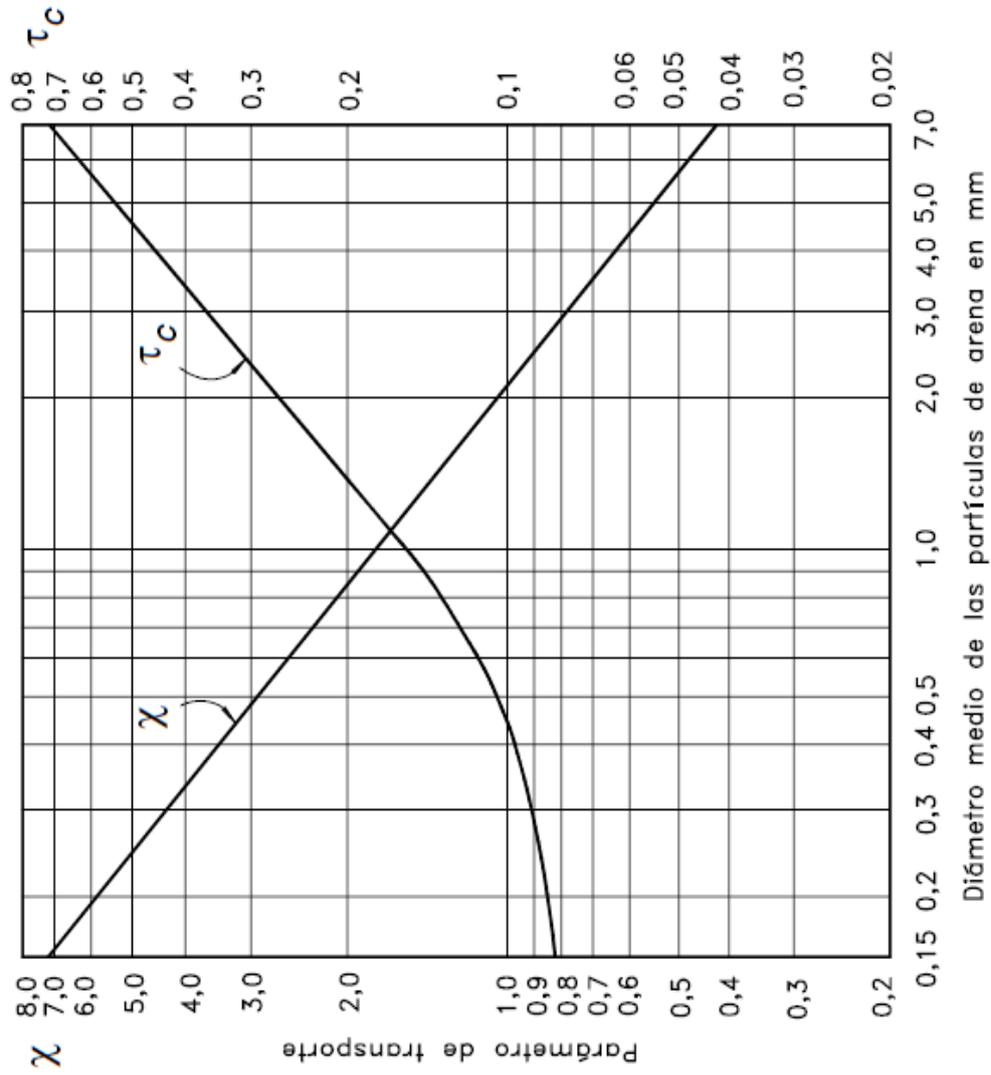


FIGURA 05: Grafico de STRAUB para la aplicación de la formula de DU BOYS

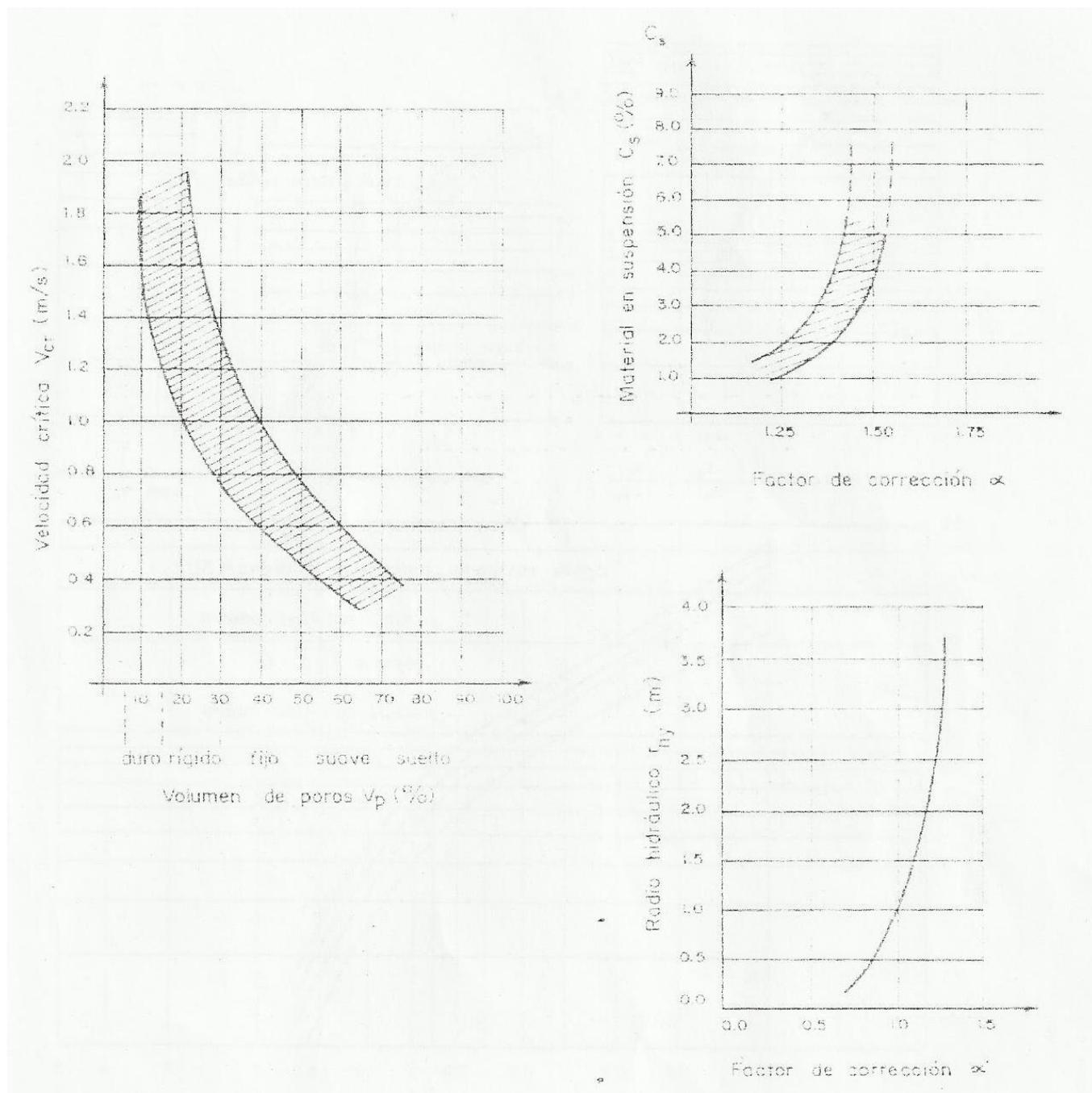


FIGURA 06: Grafica de GARBRECHT para el cálculo de Velocidad Crítica en material Cohesivo

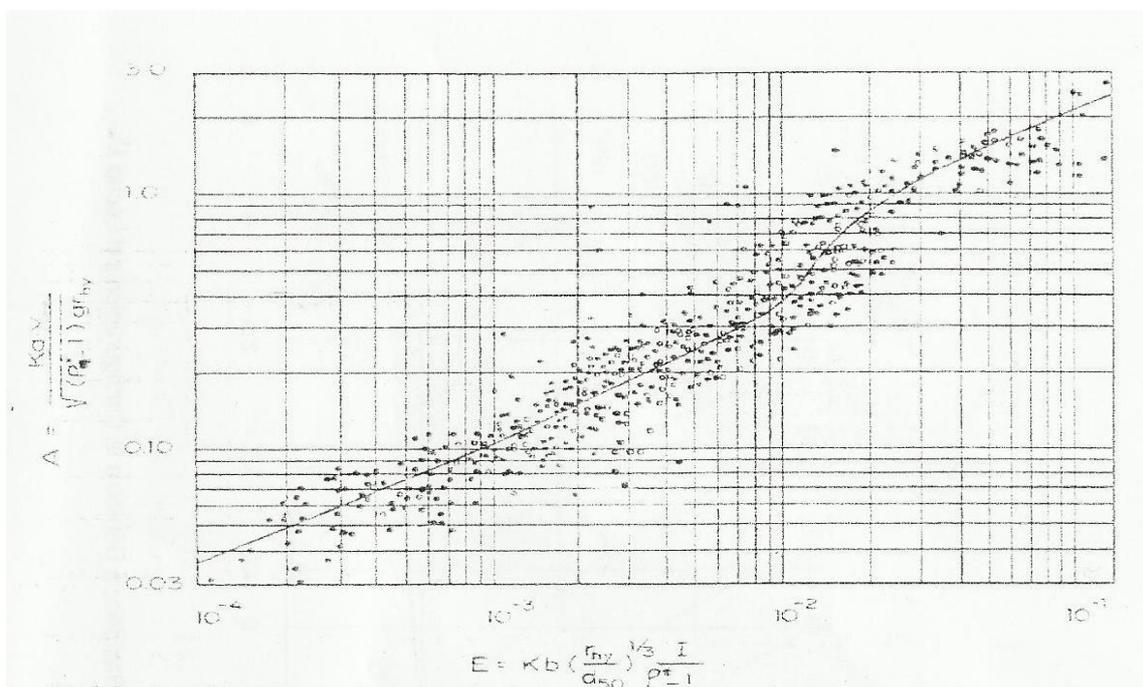


FIGURA 08: Diagrama de RANGA RAJU para relacionar los parámetros A y E

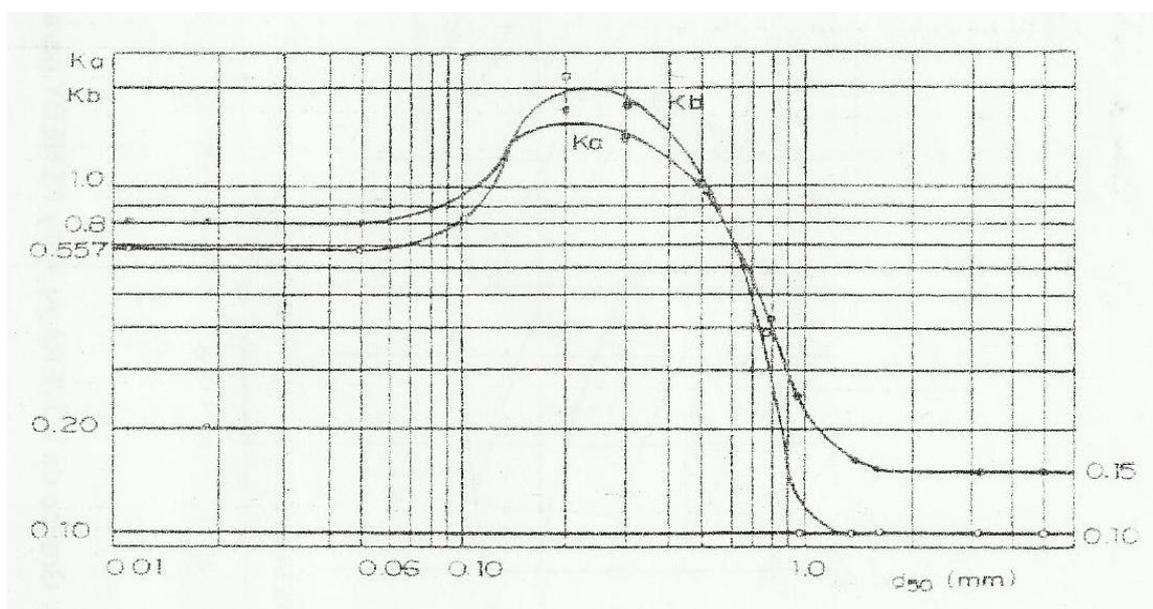


FIGURA 09: Diagrama de RANGA RAJU para calcular las constantes Ka y Kb

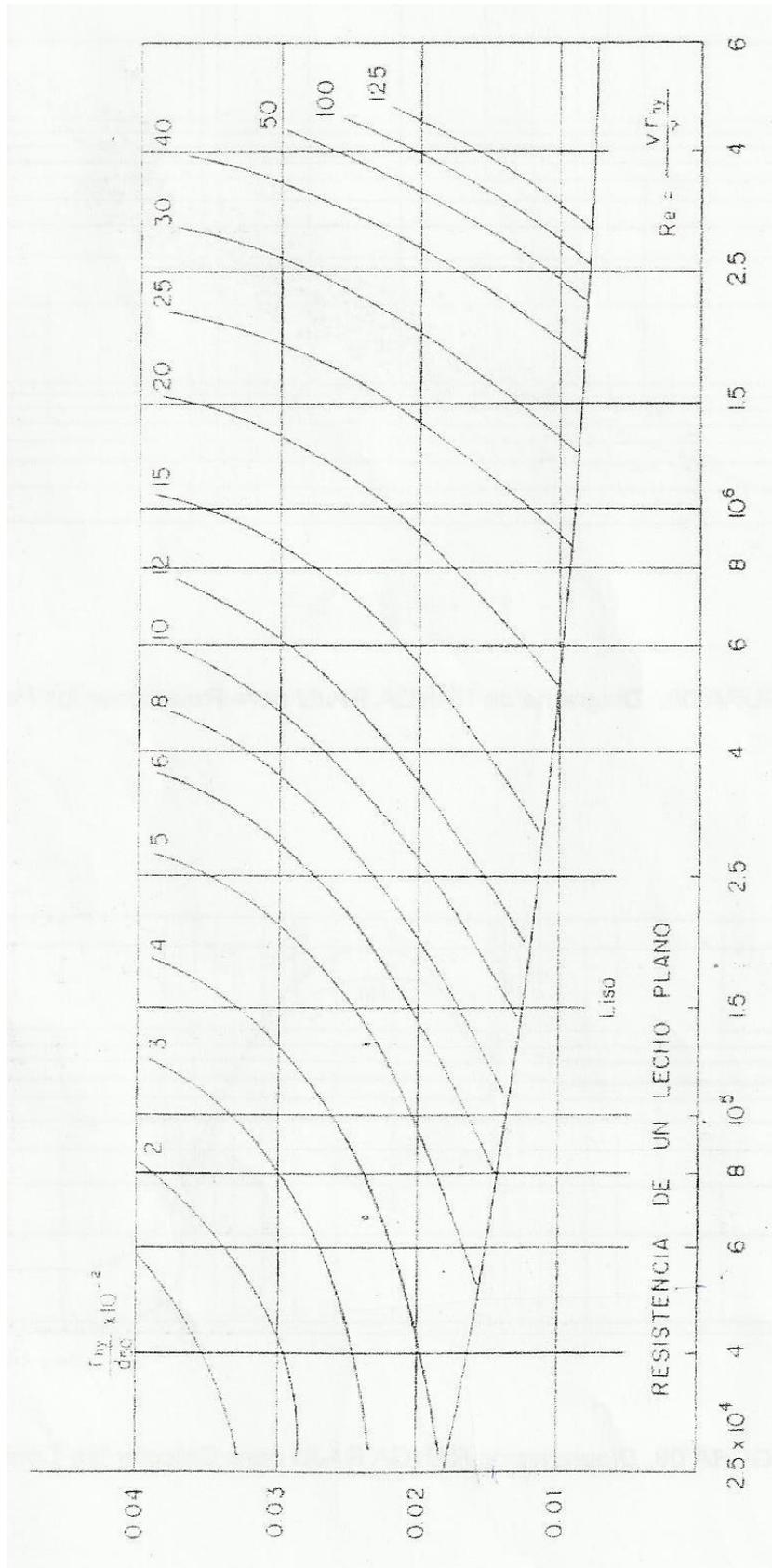


FIGURA 10: Grafico de LOVERA ALAM y KENEDY para estimar el valor de la resistencia debida a la configuración del lecho λ' .

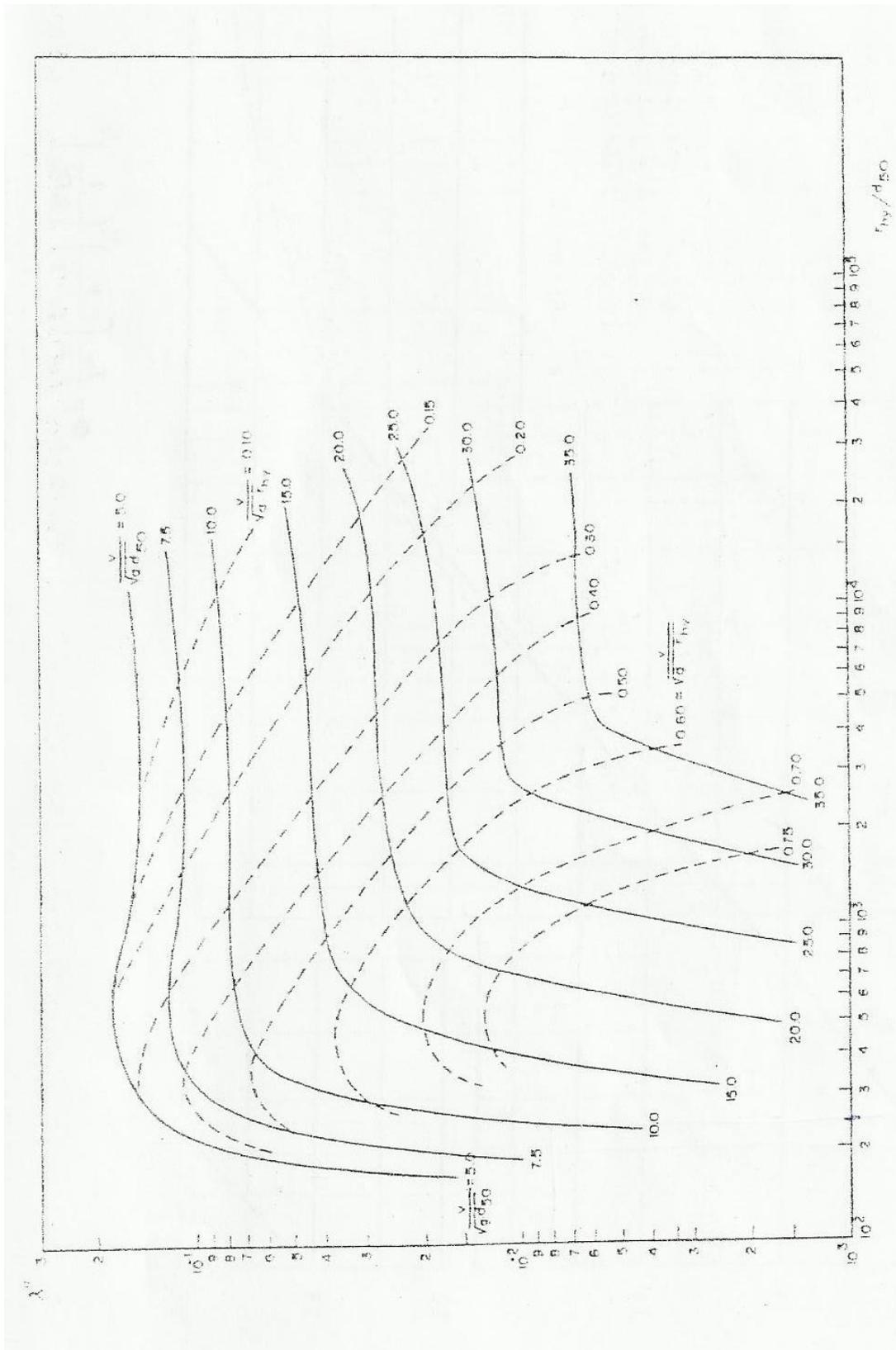


FIGURA 11: Grafico de LOVERA ALAM y KENEDY para estimar el valor de la resistencia debido a los granos del lecho λ' .

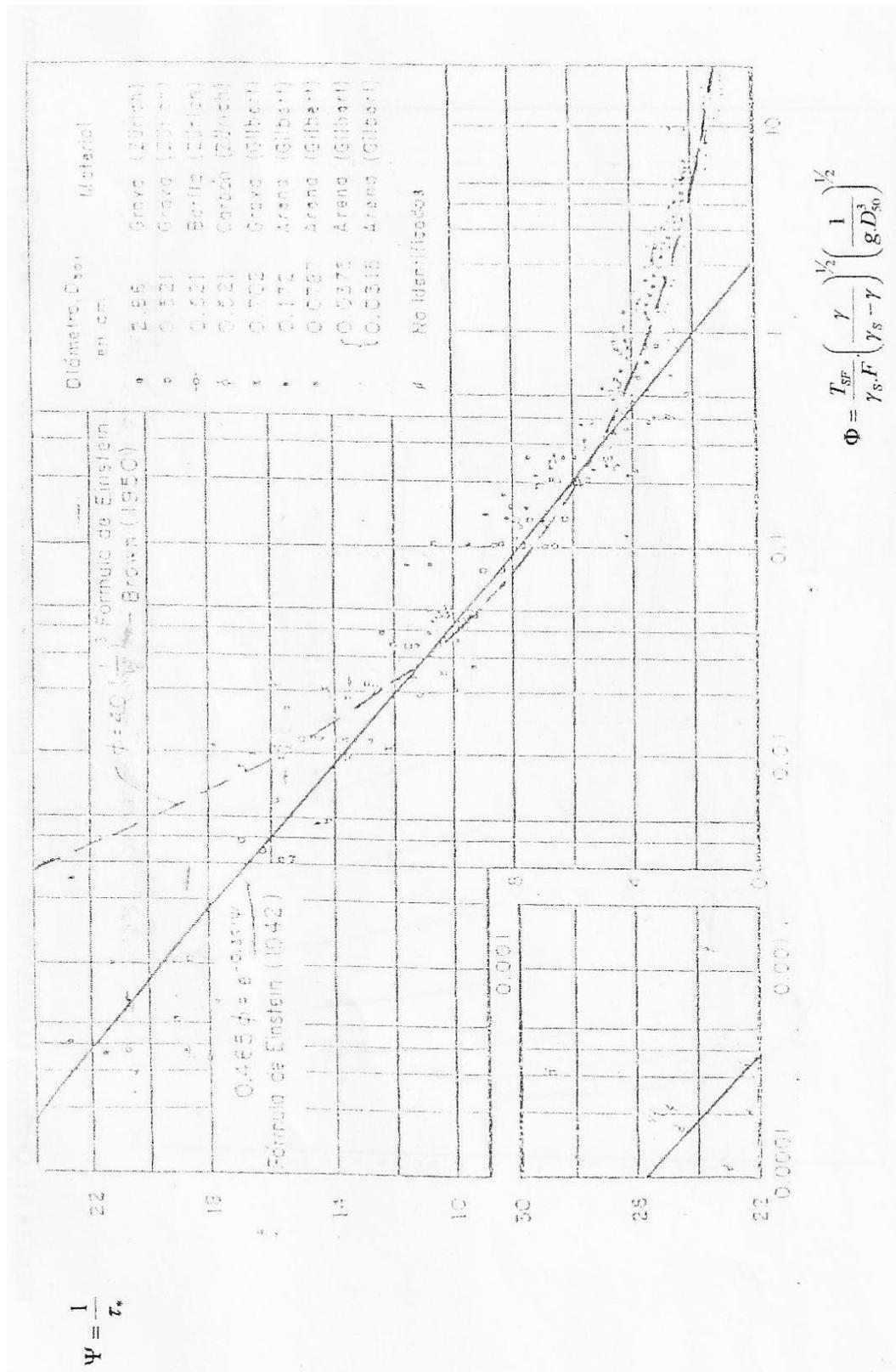


FIGURA 12: Función Transporte para las formulas de EINSTEIN-BROWN y EINSTEIN

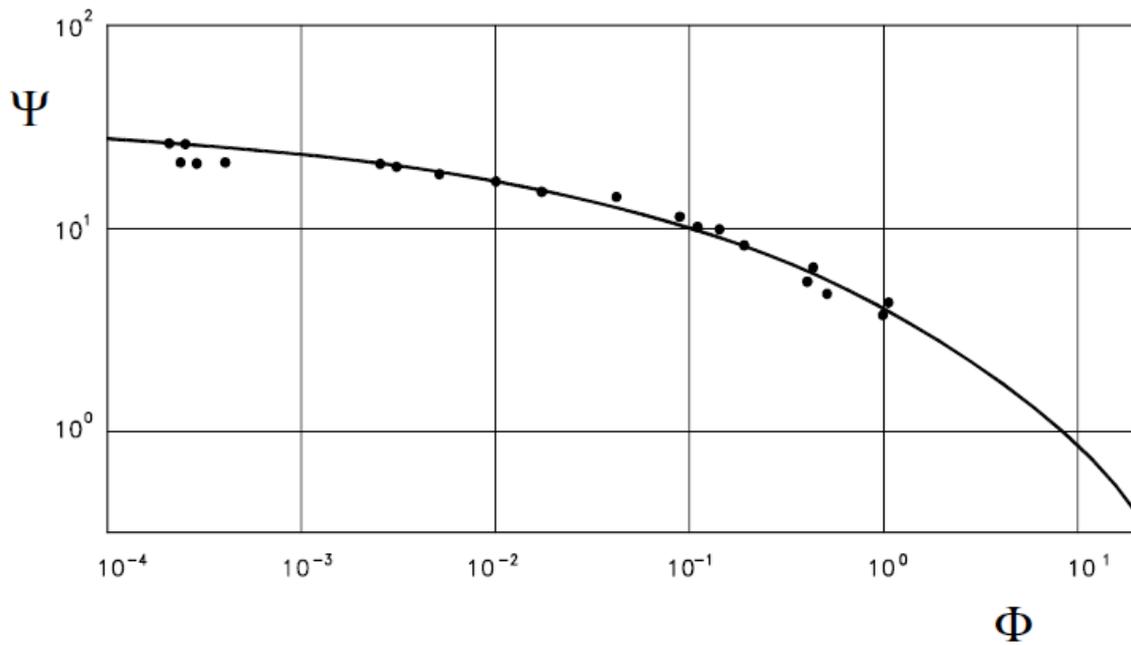


FIGURA 13: Función Transporte para las formulas de EINSTEIN

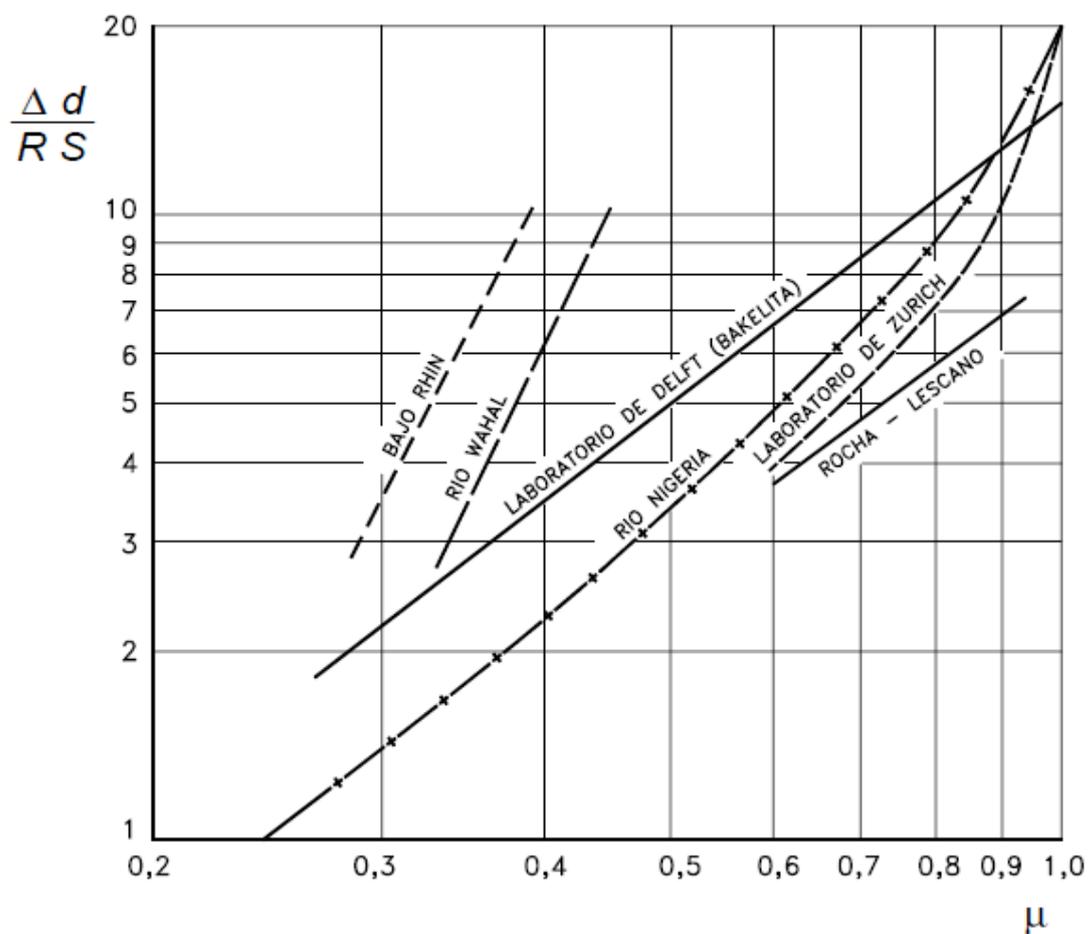


FIGURA 14: Valores del coeficiente de Rizos μ .

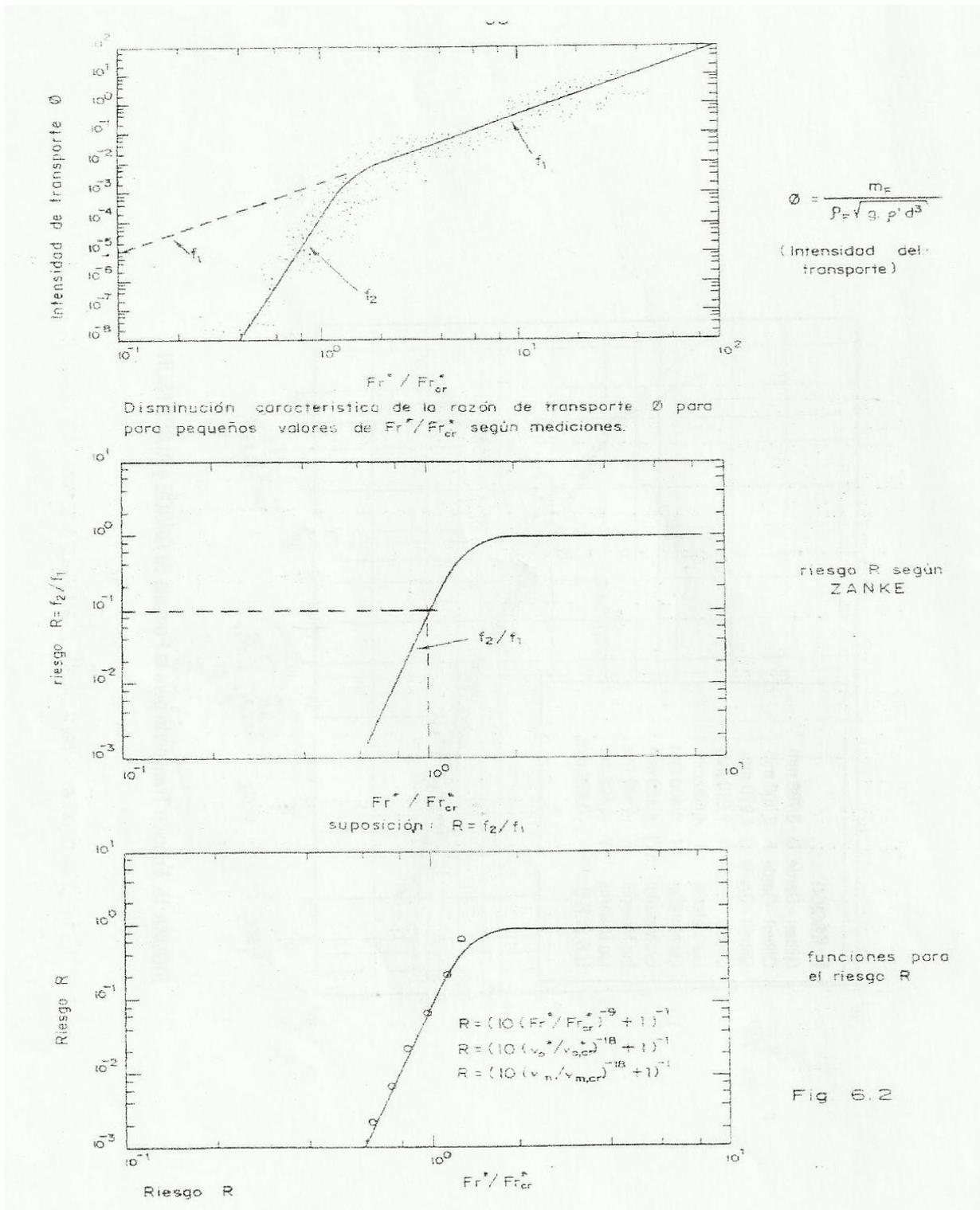


FIGURA 15: Graficas de ZANKE de la representación del Riesgo

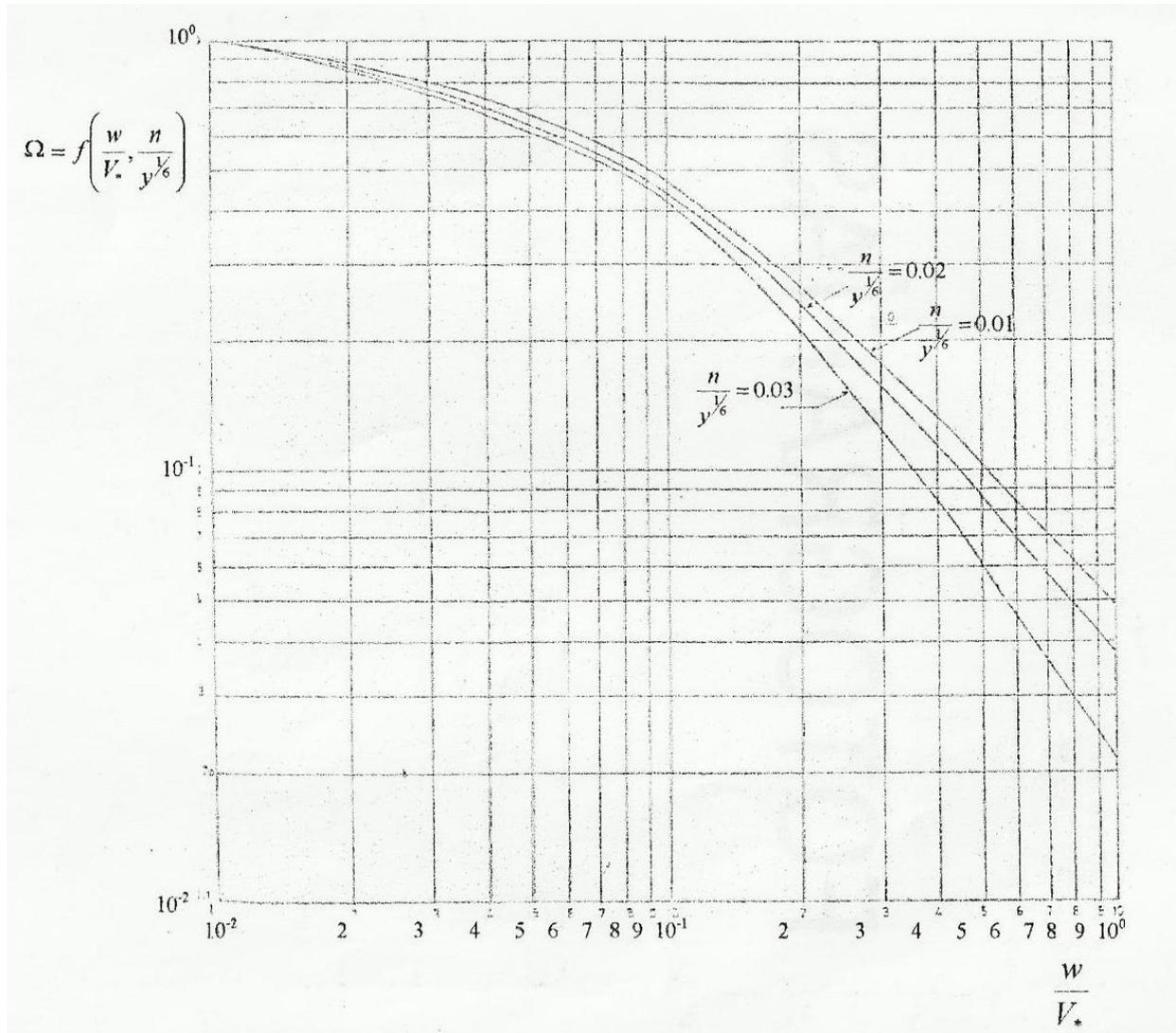


FIGURA 16: Graficas de LANE y KALISKE para estimar el factor de transporte Ω

FOTOGRAFÍAS

PANEL FOTOGRÁFICO



FOTOGRAFÍA Nº 01 – VISTA PANORÁMICA DEL RÍO COATA



FOTOGRAFÍA Nº 02 – LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO



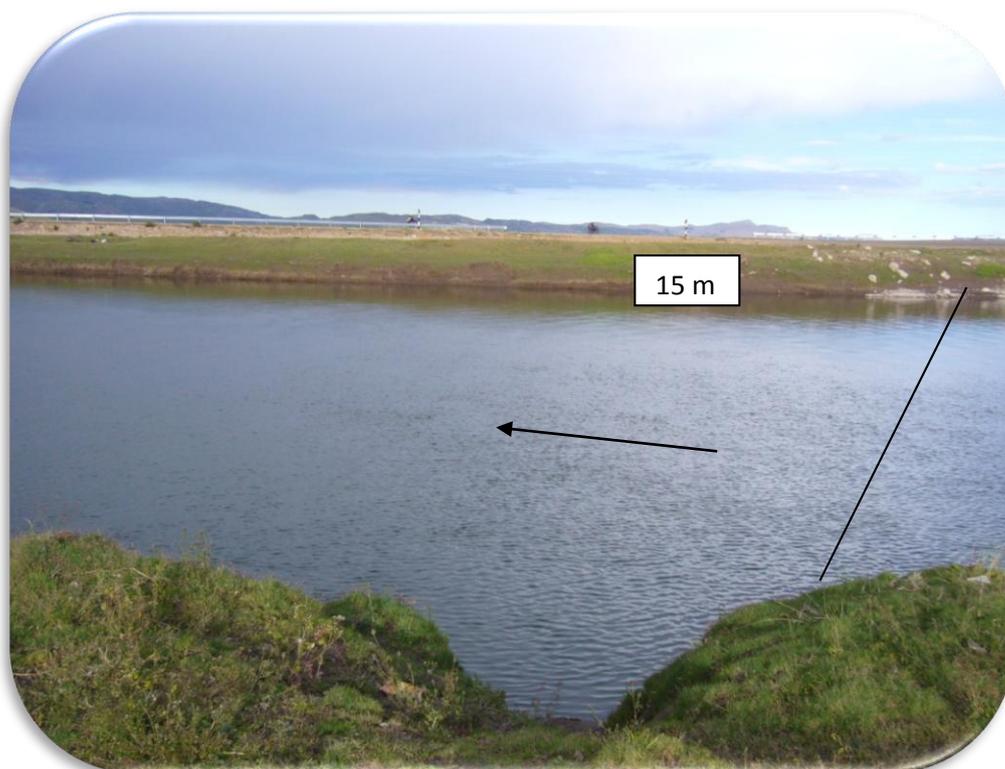
FOTOGRAFÍA Nº 03 – DETERMINACIÓN DEL PERFIL TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DEL RÍO COATA



FOTOGRAFÍA Nº 04 – PINTADO DE BMs EN EL RÍO COATA



FOTOGRAFÍA Nº 05 – MEDICIÓN DE ALTURA MÁXIMA DE TIRANTE DE RÍO COATA



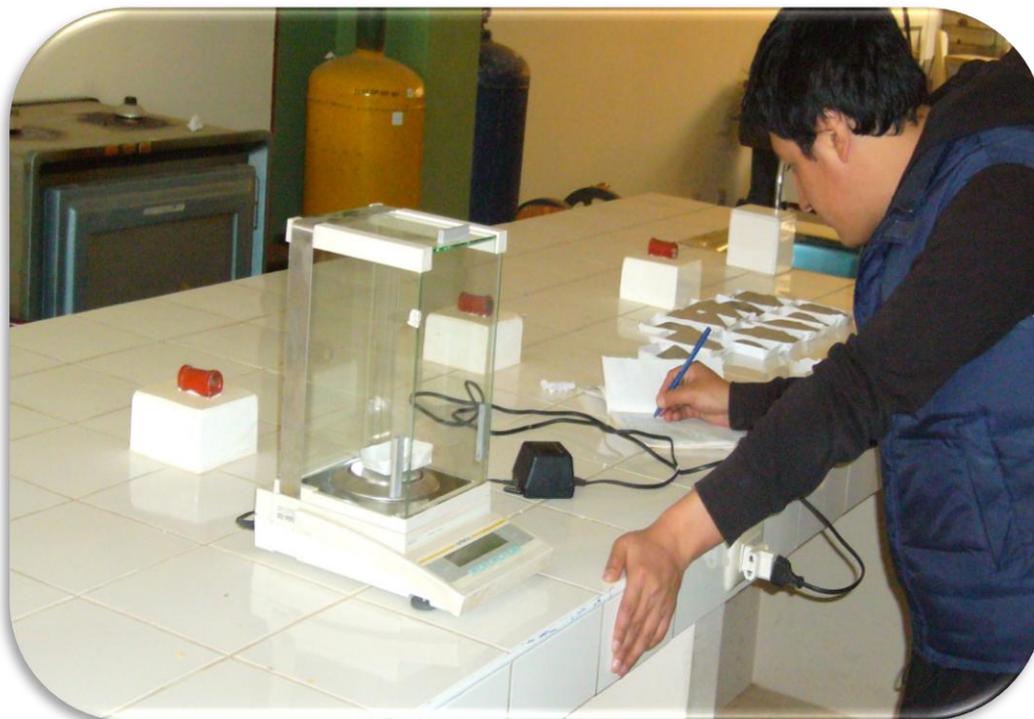
FOTOGRAFÍA Nº 06 – MEDICIÓN DE LA VELOCIDAD DEL RÍO COATA CON EL MÉTODO DEL FLOTADOR



FOTOGRAFÍA N° 07 – TAMIZADOR MECÁNICO



FOTOGRAFÍA N° 08 – TAMIZADO DEL MATERIAL DEL RÍO COATA PARA DETERMINAR LA CURVA GRANULOMÉTRICA



FOTOGRAFÍA Nº 09 – DETERMINACIÓN DE LA GRANULOMETRÍA DEL MATERIAL DEL RÍO COATA



FOTOGRAFÍA Nº 10 – BALANZA PARA DETERMINAR LOS PESOS DE LA MUESTRA



FOTOGRAFÍA Nº 11 – DETERMINACIÓN DE LA VISCOSIDAD DE LA MUESTRA DE AGUA



FOTOGRAFÍA Nº 12 – PROCESO DE SECADO PARA LA DETERMINACIÓN DE CONCENTRACIÓN DE SÓLIDOS

PLANOS

