



UNC

Universidad
Nacional
de Córdoba

FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, FÍSICAS Y NATURALES

PRACTICA SUPERVISADA

***“Procesos de Erosión Local Aguas Abajo de
una Obra Hidráulica en Laboratorio”***

CARRERA: INGENIERIA CIVIL

ALUMNO: QUEVEDO, FRANCO HUGO

TUTOR INTERNO: DR. ING. TARRAB, LETICIA

TUTOR EXTERNO: MG. ING. EDER, MATIAS

2017

Agradecimientos

Resumen

En esta práctica supervisada se caracterizan los procesos de erosión que ocurren aguas abajo de una obra hidráulica mediante una simulación en un modelo físico 2D en las instalaciones del Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba.

En el modelo físico 2D se colocó sedimento en el sector aguas abajo de una obra hidráulica, al realizar los ensayos con diferentes caudales se observa de lo sucedido al impactar el chorro de agua saliente del salto esquí con el colchón de agua.

Al finalizar cada ensayo se extrajeron muestras de sedimento para analizar luego la granulometría resultante debido al transporte de sedimento que ocurre durante el mismo.

Cada uno de los ensayos realizados fue filmado con cámaras, luego estos videos son analizados para determinar cómo evoluciona en el tiempo el transporte de sedimento debido a la erosión.

Además se utilizó el diagrama de Shields para determinar si las partículas de sedimento son arrastradas por la corriente.

Finalmente se utilizan formulas empíricas para estimar la máxima profundidad de erosión, estos resultados son comparados con lo medido durante los ensayos.

INDICE

| | | |
|----------|--|-----------|
| 1 | INTRODUCCIÓN | 13 |
| 1.1 | OBJETIVOS DE LA PRÁCTICA SUPERVISADA | 13 |
| 1.1.1 | Objetivo General de la Práctica Supervisada | 13 |
| 1.1.2 | Objetivos Específicos de la Práctica Supervisada | 13 |
| 1.1.3 | Objetivos Personales de la Práctica Supervisada | 13 |
| 1.2 | METODOLOGÍA | 14 |
| 2 | MARCO TEORICO | 15 |
| 2.1 | MODELACIÓN FISICA | 15 |
| 2.1.1 | Análisis Dimensional – Teorema π o de Vaschy Buckingham | 15 |
| 2.1.2 | Parámetros Adimensionales | 16 |
| 2.1.3 | Similitud y Modelos | 16 |
| 2.1.4 | Modelos de Escurrimiento a Superficie Libre | 19 |
| 2.1.5 | Modelos Fluviales a Fondo Móvil con Arrastre de Sedimentos | 20 |
| 2.2 | DISIPADORES DE ENERGÍA | 23 |
| 2.2.1 | Salto Esquí | 24 |
| 2.3 | TRANSPORTE DE SEDIMENTOS | 26 |
| 2.3.1 | Consideraciones Preliminares | 26 |
| 2.3.2 | Sedimentos | 27 |
| 2.3.3 | Condiciones Críticas para la Iniciación del Movimiento | 33 |
| 2.3.4 | Transporte de Sedimentos | 38 |
| 3 | MATERIALES Y METODOS | 42 |
| 3.1 | INSTRUMENTACION EXPERIMENTAL | 42 |
| 3.1.1 | Canales de Aforo | 42 |
| 3.1.2 | Canal Experimental de Pendiente Variable y Oleaje | 43 |
| 3.1.3 | Equipo de Bombeo | 43 |
| 3.1.4 | Cisterna | 44 |
| 3.1.5 | Tanque Volumétrico | 44 |
| 3.1.6 | Dispositivos de Medición Fijos | 44 |
| 3.1.7 | Infraestructura Complementaria | 45 |
| 3.1.8 | Modelo Físico 3D – Los Molinos | 46 |
| 3.1.9 | Modelo Físico 2D – Canal Experimental | 47 |
| 3.2 | ACONDICIONAMIENTO DEL CANAL Y METODOLOGIA ADOPTADA | 48 |
| 3.2.1 | Carga de Sedimento en el Canal | 48 |
| 3.2.2 | Colocación de Chapa en el Paño 6 | 49 |
| 3.2.3 | Colocación de Reglas | 50 |
| 3.2.4 | Metodología Adoptada Durante los Ensayos | 50 |
| 3.3 | ANALISIS GRANULOMETRICO | 52 |
| 3.3.1 | Equipamiento Utilizado | 52 |
| 3.3.2 | Análisis Granulométrico de la Muestra Inicial | 53 |
| 3.3.3 | Análisis Granulométrico de Muestras Extraídas Luego de Ensayos | 53 |
| 3.4 | SEGUIMIENTO DE LA EROSIÓN EN EL TIEMPO | 54 |
| 3.4.1 | Extracción de Fotogramas de los Videos | 55 |
| 3.4.2 | Medición de Volumen de Sedimento | 57 |
| 3.4.3 | Medición de Tirantes Durante el Avance de la Duna | 57 |
| 3.5 | MEDICIÓN DE EROSIÓN FINAL | 58 |
| 3.5.1 | Deformación del Foso de Erosión | 58 |
| 3.5.2 | Relevamiento del Perfil de Erosión | 59 |
| 3.5.3 | Medición de la Pendiente del Lecho de Fondo | 60 |
| 3.5.4 | Ensayos Donde no es Posible Medir la Erosión Maxima | 61 |
| 3.6 | ESTIMACIÓN DE EROSIONES MAXIMAS | 62 |
| 3.6.1 | Erosión Máxima | 62 |

| | | |
|----------|--|------------|
| 3.6.2 | Configuración del Foso de Erosión | 65 |
| 4 | RESULTADOS | 67 |
| 4.1 | ENSAYOS REALIZADOS..... | 67 |
| 4.2 | ANALISIS GRANULOMETRICO | 67 |
| 4.2.1 | Granulometría Inicial | 67 |
| 4.2.2 | Comparación de Curvas Granulométricas..... | 68 |
| 4.2.3 | Comparación de la Granulometría de la Barra y Fosa de Erosión..... | 68 |
| 4.2.4 | Conclusión | 70 |
| 4.3 | ANALISIS DE EROSIÓN MEDIANTE EL DIAGRAMA DE SHIELDS | 71 |
| 4.3.1 | Conclusión | 81 |
| 4.4 | TRANSPORTE DE SEDIMENTOS | 81 |
| 4.4.1 | Error en los Gráficos..... | 85 |
| 4.4.2 | Conclusión | 85 |
| 4.5 | EROSIÓN MAXIMA | 86 |
| 4.5.1 | Profundidad de Erosión Máxima | 86 |
| 4.5.2 | Configuración del Foso de Erosión | 96 |
| 4.5.3 | Conclusión | 100 |
| 5 | CONCLUSIONES | 101 |
| 6 | ANEXOS..... | 102 |
| 6.1 | ANEXO 1: DATOS DE ENSAYOS DE EROSIÓN REALIZADOS..... | 102 |
| 6.2 | ANEXO 2: CURVAS GRANULOMETRICAS..... | 105 |
| 6.3 | ANEXO 3: PUBLICACIONES..... | 116 |
| 6.3.1 | ESTUDIO EXPERIMENTAL DE UNA ESTRUCTURA HIDRÁULICA DE BAJA ALTURA CON SALTO ESQUÍ, CARACTERIZACIÓN EXPERIMENTAL DEL PROCESO DE EROSIÓN..... | 116 |
| 6.3.2 | Erosión Local Aguas Abajo de una Obra Hidráulica con Salto Esquí en un Modelo Físico (2D) a Fondo Móvil..... | 119 |
| 7 | BIBLIOGRAFIA | 122 |

INDICE DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1. Caso 1: Funcionamiento del salto esquí | 24 |
| Figura 2. Caso 2: Funcionamiento del salto esquí | 24 |
| Figura 3. Caso 3: Funcionamiento del salto esquí | 24 |
| Figura 4. Salto esquí dentado..... | 25 |
| Figura 5. Salto esquí liso | 25 |
| Figura 6. Dimensiones triaxiales de una partícula | 29 |
| Figura 7. Índice de redondez de partículas | 30 |
| Figura 8. Coeficiente de arrastre | 32 |
| Figura 9. Curva granulométrica | 33 |
| Figura 10. Diagrama de Shields | 34 |
| Figura 11. Movimiento turbulento liso (izquierda) y rugoso (derecha) | 35 |
| Figura 12. Diagrama de Shields modificado | 36 |
| Figura 13. Acorazamiento | 36 |
| Figura 14. Formas de fondo: rizos (a), dunas (b), antidunas (c), rápidas y pozos (d)..... | 37 |
| Figura 15. Formas de fondo en un ábaco de Shields según Bogardi | 38 |
| Figura 16. Diferentes formas de transporte de sedimentos | 41 |
| Figura 17. Canal de aforo | 42 |
| Figura 18. Canal experimental..... | 43 |
| Figura 19. Cañería de alimentación al canal experimental | 44 |
| Figura 20. Limnómetro | 45 |
| Figura 21. Modelos físicos 3D – Izquierda (Rio Suquía) – Derecha (Dique derivador Los Molinos Jujuy) .. | 46 |

| | |
|---|----|
| Figura 22. Canal experimental en funcionamiento..... | 47 |
| Figura 23. Carga de sedimento en carretilla para ser llevado hasta el canal | 48 |
| Figura 24. Distribución del sedimento en el canal..... | 48 |
| Figura 25. Ubicación del paño N° 6 | 49 |
| Figura 26. Configuración de la chapa para lograr un nivel de restitución bajo | 49 |
| Figura 27. Configuración de la chapa para lograr un nivel de restitución alto | 49 |
| Figura 28. Espacio sin sedimento en el paño 6..... | 50 |
| Figura 29. Reglas colocadas en el canal | 50 |
| Figura 30. Prendido del modelo | 51 |
| Figura 31. Balanza | 52 |
| Figura 32. Tamizadora mecánica | 52 |
| Figura 33. Tamices..... | 52 |
| Figura 34. Ensayo granulométrico de la muestra inicial | 53 |
| Figura 35. Muestras de sedimento extraídas de diferentes ensayos | 53 |
| Figura 36. Ensayo granulométrico de muestras de ensayos | 54 |
| Figura 37. Disposición de cámaras durante los ensayos | 54 |
| Figura 38. Cámara A | 55 |
| Figura 39. Cámara B..... | 55 |
| Figura 40. Cámara C..... | 55 |
| Figura 41. Cámara D | 55 |
| Figura 42. Programa VLC media player | 56 |
| Figura 43. Fotogramas extraídos de filmación del paño 3 | 56 |
| Figura 44. Cámaras A y B antes de comenzar con el ensayo..... | 57 |
| Figura 45. Medición de erosión con cámaras A y B | 57 |
| Figura 46. Tirantes medidos durante los ensayos | 57 |
| Figura 47. Medición de tirantes durante uno de los ensayos | 58 |
| Figura 48. Estela formada sobre la estructura y alteración producida en el chorro..... | 58 |
| Figura 49. Modificación del chorro en zonas adyacentes a los vidrios laterales del canal | 59 |
| Figura 50. Medición del perfil de erosión con el nivel | 59 |
| Figura 51. Colocación de la mira en el canal | 60 |
| Figura 52. Determinación de la pendiente longitudinal del lecho..... | 60 |
| Figura 53. Pendientes inicial y final del lecho de fondo..... | 61 |
| Figura 54. Erosión llegó hasta el fondo del canal | 61 |
| Figura 55. Datos necesarios para determinar la erosión máxima (hs) mediante fórmulas empíricas..... | 62 |
| Figura 56. Datos necesarios para determinar la configuración del foso de erosión..... | 65 |
| Figura 57. Comparación de curvas granulométricas de la muestra inicial..... | 67 |
| Figura 58. Comparación de curvas granulométricas de la barra de sedimentación..... | 68 |
| Figura 59. Comparación de curvas granulométricas de la fosa de erosión | 68 |
| Figura 60. Comparación de curvas granulométricas de barra y fosa – Ensayo N° 3..... | 69 |
| Figura 61. Comparación de curvas granulométricas de barra y fosa – Ensayo N° 4..... | 69 |
| Figura 62. Comparación de curvas granulométricas de barra y fosa – Ensayo N° 5..... | 70 |
| Figura 63. Foso de erosión | 70 |
| Figura 64. Impacto del chorro con el colchón de agua | 71 |
| Figura 65. Variables intervinientes a la hora de realizar el análisis mediante el Diagrama de Shields | 71 |
| Figura 66. Diagrama de Shields modificado – Ensayo N° 3 – Situación 1 | 73 |
| Figura 67. Diagrama de Shields modificado – Ensayo N° 3 – Situación 2 | 74 |
| Figura 68. Diagrama de Shields modificado – Ensayo N° 4 – Situación 1 | 75 |
| Figura 69. Diagrama de Shields modificado – Ensayo N° 4 – Situación 2 | 76 |
| Figura 70. Diagrama de Shields modificado - Ensayo N° 5 - Situación 1..... | 77 |
| Figura 71. Diagrama de Shields modificado - Ensayo N° 5 - Situación 2..... | 78 |
| Figura 72. Diagrama de Shields modificado - Ensayo N° 10 - Situación 1..... | 79 |
| Figura 73. Diagrama de Shields modificado - Ensayo N° 10 - Situación 2..... | 80 |
| Figura 74. Volumen (dm ³) vs. Tiempo (s) - Ensayo N° 4..... | 82 |
| Figura 75. Transporte de Sedimento (cm ³ /s) vs. Tiempo (s) - Ensayo N° 4..... | 82 |
| Figura 76. Volumen (dm ³) vs. Tiempo (s) - Ensayo N° 10..... | 83 |
| Figura 77. Transporte de Sedimento (cm ³ /s) vs. Tiempo (s) - Ensayo N° 10..... | 84 |
| Figura 78. Volumen (dm ³) vs. Tiempo (s) - Ensayo N° 11..... | 85 |

| | |
|---|-----|
| Figura 79. Transporte de Sedimento (cm^3/s) vs. Tiempo (s) - Ensayo N° 11..... | 85 |
| Figura 80. Datos necesarios para determinar la erosión máxima (hs) mediante fórmulas empíricas..... | 86 |
| Figura 81. Datos para determinar hs - Ensayo N° 5..... | 87 |
| Figura 82. hs estimado - Ensayo N° 5..... | 89 |
| Figura 83. Datos para determinar hs - Ensayo N° 9..... | 89 |
| Figura 84. hs estimado - Ensayo N° 9..... | 91 |
| Figura 85. Datos para determinar hs - Ensayo N° 11..... | 91 |
| Figura 86. hs estimado - Ensayo N° 11..... | 93 |
| Figura 87. Comparación de hs estimada con hs experimental..... | 94 |
| Figura 88. Datos necesarios para determinar la configuración del foso de erosión..... | 96 |
| Figura 89. Medición del ángulo natural del material sumergido en el paño 6..... | 96 |
| Figura 90. Datos para determinar la configuración de la fosa de erosión - Ensayo N° 5..... | 97 |
| Figura 91. Datos para determinar la configuración de la fosa de erosión - Ensayo N° 9..... | 98 |
| Figura 92. Datos para determinar la configuración de la fosa de erosión - Ensayo N° 11..... | 99 |
| Figura 93. Comparación de fosa estimada con fosa experimental - Ensayo N° 5..... | 99 |
| Figura 94. Comparación de fosa estimada con fosa experimental - Ensayo N° 9..... | 100 |
| Figura 95. Comparación de fosa estimada con fosa experimental - Ensayo N° 11..... | 100 |
| Figura 96. Perfil de erosión - Ensayo N° 5..... | 103 |
| Figura 97. Perfil de erosión - Ensayo N° 9..... | 104 |
| Figura 98. Perfil de erosión - Ensayo N° 11..... | 104 |
| Figura 99. Curva granulométrica - Muestra N° 1..... | 106 |
| Figura 100. Curva granulométrica - Muestra N° 2..... | 107 |
| Figura 101. Curva granulométrica - Ensayo N° 2 (Fosa)..... | 108 |
| Figura 102. Curva granulométrica - Ensayo N° 3 (Barra)..... | 109 |
| Figura 103. Curva granulométrica - Ensayo N° 3 (Fosa)..... | 110 |
| Figura 104. Curva granulométrica - Ensayo N° 4 (Barra)..... | 111 |
| Figura 105. Curva granulométrica - Ensayo N° 4 (Fosa)..... | 112 |
| Figura 106. Curva granulométrica - Ensayo N° 5 (Barra)..... | 113 |
| Figura 107. Curva granulométrica - Ensayo N° 5 (Fosa)..... | 114 |
| Figura 108. Curva granulométrica - Ensayo N° 10 (Barra)..... | 115 |

INDICE DE TABLAS

| | |
|---|----|
| Tabla 1. Escala de Wenworth..... | 30 |
| Tabla 2. Equipo utilizado durante los ensayos de granulometría..... | 52 |
| Tabla 3. Cámaras utilizadas en los ensayos..... | 55 |
| Tabla 4. Características de archivos multimedia..... | 55 |
| Tabla 5. Parámetros de la formula general de la ecuación de profundidad de erosión..... | 63 |
| Tabla 6. Datos de ensayos realizados..... | 67 |
| Tabla 7. Datos – Ensayo N° 3 – Situación 1..... | 72 |
| Tabla 8. Calculo de radio hidráulico – Ensayo N° 3 – Situación 1..... | 72 |
| Tabla 9. Valores del diagrama de Shields – Ensayo N° 3 – Situación 1..... | 73 |
| Tabla 10. Datos – Ensayo N° 3 – Situación 2..... | 73 |
| Tabla 11. Calculo de radio hidráulico – Ensayo N° 3 – Situación 2..... | 73 |
| Tabla 12. Valores del diagrama de Shields – Ensayo N° 3 – Situación 2..... | 74 |
| Tabla 13. Datos – Ensayo N° 4 – Situación 1..... | 74 |
| Tabla 14. Calculo de radio hidráulico – Ensayo N° 4 – Situación 1..... | 75 |
| Tabla 15. Valores del diagrama de Shields – Ensayo N° 4 – Situación 1..... | 75 |
| Tabla 16. Datos – Ensayo N° 4 – Situación 2..... | 75 |
| Tabla 17. Calculo de radio hidráulico – Ensayo N° 4 – Situación 2..... | 76 |
| Tabla 18. Valores del diagrama de Shields – Ensayo N° 4 – Situación 2..... | 76 |
| Tabla 19. Datos - Ensayo N° 5 - Situación 1..... | 76 |
| Tabla 20. Calculo de radio hidráulico - Ensayo N° 5 - Situación 1..... | 77 |
| Tabla 21. Valores del diagrama de Shields - Ensayo N° 5 - Situación 1..... | 77 |
| Tabla 22. Datos - Ensayo N° 5 - Situación 2..... | 78 |
| Tabla 23. Calculo de radio hidráulico - Ensayo N° 5 - Situación 2..... | 78 |

| | |
|---|-----|
| Tabla 24. Valores del diagrama de Shields - Ensayo Nº 5 - Situación 2..... | 78 |
| Tabla 25. Datos - Ensayo Nº 10 - Situación 1..... | 79 |
| Tabla 26. Calculo de radio hidráulico - Ensayo Nº 10 - Situación 1..... | 79 |
| Tabla 27. Valores del diagrama de Shields - Ensayo Nº 10 - Situación 1..... | 79 |
| Tabla 28. Datos - Ensayo Nº 10 - Situación 2..... | 80 |
| Tabla 29. Calculo de radio hidráulico - Ensayo Nº 10 - Situación 2..... | 80 |
| Tabla 30. Valores del diagrama de Shields - Ensayo Nº 10 - Situación 2..... | 80 |
| Tabla 31. Volúmenes de sedimento medidos - Ensayo Nº 4..... | 81 |
| Tabla 32. Volúmenes de sedimento medidos - Ensayo Nº 10..... | 83 |
| Tabla 33. Volúmenes de sedimento medidos - Ensayo Nº 11..... | 84 |
| Tabla 34. Datos para determinar h_s – Ensayo Nº 5..... | 87 |
| Tabla 35. h_s estimado - Ensayo Nº 5..... | 88 |
| Tabla 36. Datos para determinar h_s – Ensayo Nº 9..... | 89 |
| Tabla 37. h_s estimado - Ensayo Nº 9..... | 90 |
| Tabla 38. Datos para determinar h_s – Ensayo Nº 11..... | 91 |
| Tabla 39. h_s estimado - Ensayo Nº 11..... | 92 |
| Tabla 40. Comparación de h_s estimadas..... | 93 |
| Tabla 41. Diferencia porcentual de h_s estimada con respecto a h_s experimental..... | 95 |
| Tabla 42. Datos para determinar la configuración de la fosa de erosión- Ensayo Nº 5..... | 97 |
| Tabla 43. Valores de β , X_t y L_e obtenidos - Ensayo Nº 5..... | 97 |
| Tabla 44. Datos para determinar la configuración de la fosa de erosión- Ensayo Nº 9..... | 98 |
| Tabla 45. Valores de β , X_t y L_e obtenidos - Ensayo Nº 9..... | 98 |
| Tabla 46. Datos para determinar la configuración de la fosa de erosión- Ensayo Nº 11..... | 98 |
| Tabla 47. Valores de β , X_t y L_e obtenidos - Ensayo Nº 5..... | 99 |
| Tabla 48. Ensayo Nº 1..... | 102 |
| Tabla 49. Ensayo Nº 2..... | 102 |
| Tabla 50. Ensayo Nº 3..... | 102 |
| Tabla 51. Ensayo Nº 4..... | 102 |
| Tabla 52. Ensayo Nº 5..... | 103 |
| Tabla 53. Ensayo Nº 6..... | 103 |
| Tabla 54. Ensayo Nº 7..... | 103 |
| Tabla 55. Ensayo Nº 8..... | 103 |
| Tabla 56. Ensayo Nº 9..... | 104 |
| Tabla 57. Ensayo Nº 10..... | 104 |
| Tabla 58. Ensayo Nº 11..... | 104 |
| Tabla 59. Ensayo Nº 12..... | 105 |
| Tabla 60. Análisis granulométrico - Muestra Nº 1..... | 106 |
| Tabla 61. Diámetros característicos - Muestra Nº 1..... | 106 |
| Tabla 62. Análisis granulométrico - Muestra Nº 2..... | 107 |
| Tabla 63. Diámetros característicos - Muestra Nº 2..... | 107 |
| Tabla 64. Análisis granulométrico - Ensayo Nº 2 (Fosa)..... | 108 |
| Tabla 65. Diámetros característicos - Ensayo Nº 2 (Fosa)..... | 108 |
| Tabla 66. Análisis granulométrico - Ensayo Nº 3 (Barra)..... | 109 |
| Tabla 67. Diámetros característicos - Ensayo Nº 3 (Barra)..... | 109 |
| Tabla 68. Análisis granulométrico - Ensayo Nº 3 (Fosa)..... | 110 |
| Tabla 69. Diámetros característicos - Ensayo Nº 3 (Fosa)..... | 110 |
| Tabla 70. Análisis granulométrico - Ensayo Nº 4 (Barra)..... | 111 |
| Tabla 71. Diámetros característicos - Ensayo Nº 4 (Barra)..... | 111 |
| Tabla 72. Análisis granulométrico - Ensayo Nº 4 (Fosa)..... | 112 |
| Tabla 73. Diámetros característicos - Ensayo Nº 4 (Fosa)..... | 112 |
| Tabla 74. Análisis granulométrico - Ensayo Nº 5 (Barra)..... | 113 |
| Tabla 75. Diámetros característicos - Ensayo Nº 5 (Barra)..... | 113 |
| Tabla 76. Análisis granulométrico - Ensayo Nº 5 (Fosa)..... | 114 |
| Tabla 77. Diámetros característicos - Ensayo Nº 5 (Fosa)..... | 114 |
| Tabla 78. Análisis granulométrico - Ensayo Nº 10 (Barra)..... | 115 |
| Tabla 79. Diámetros característicos - Ensayo Nº 10 (Barra)..... | 115 |

1 INTRODUCCIÓN

La presente práctica supervisada se llevó a cabo en el ámbito del Laboratorio de hidráulica de la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba ubicado sobre Bv. Dr. Juan Filloy s/n Ciudad Universitaria.

El Laboratorio de Hidráulica (Figura1), perteneciente al departamento de hidráulica de la FCEFyN de la UNC, fue creado a mediados de la década del 1940 y presta servicios académicos a la Universidad Nacional de Córdoba UNC y realiza actividades de investigación científico-tecnológico financiada por proyectos provinciales de la Agencia Córdoba Ciencia, nacionales de CONICET, Agencia Nacional de Promoción Científica, SECYT e Internacionales para la Unión Europea. Los servicios técnicos y de consultoría especializada en hidráulica se han realizado para numerosas Direcciones Provinciales del País, y los principales organismos Nacionales. Para los cuales se han realizados numerosos modelos físicos reducidos a fondo fijo y móvil de obras y estructuras hidráulicas, incluyendo presas, azudes, sifones, vertederos, alcantarillas, disipadores de energía, como así también modelos fluviales bidimensionales y tridimensionales. Adicionalmente se realizan tareas de reparación y calibración de instrumental hidrométrico. El laboratorio cuenta con equipamiento propio para realizar estudios experimentales y de campo, cuenta con un canal de vidrio de pendiente variable, instrumental hidrométrico de campo y laboratorio como limnómetros ópticos, limnómetros digitales, vertederos de aforo, molinetes y micro molinetes, velocímetro acústico Doppler 3D, tubos Pitot, instrumental de mediciones limnológicas y sedimentológicas, etc. (Laboratorio de Hidraulica UNC, 2016)

1.1 OBJETIVOS DE LA PRÁCTICA SUPERVISADA

En esta Práctica Supervisada, se plantearon los siguientes objetivos.

1.1.1 Objetivo General de la Práctica Supervisada

Caracterizar experimentalmente los procesos de erosión que ocurren aguas abajo de un salto esquí en un modelo físico 2D para diferentes condiciones de flujo y comparar los resultados con estimaciones teóricas propuestas por diferentes autores.

1.1.2 Objetivos Específicos de la Práctica Supervisada

- Capacitar al estudiante en el área de la hidráulica experimental aplicada a modelos físicos.
- Caracterizar la hidráulica de una estructura utilizando diferentes escenarios de modelación
- Analizar e interpretar los resultados experimentales.
- Comparar los resultados experimentales con estimaciones teóricas.

1.1.3 Objetivos Personales de la Práctica Supervisada

- Obtener experiencia práctica, aplicando y profundizando conceptos adquiridos durante los años de estudio de la carrera.
- Desarrollar habilidades para un mejor desenvolvimiento en el ámbito laboral profesional y de trabajo multidisciplinario.
- Redactar un informe de utilidad para estudios posteriores y/o análisis relacionados con la temática expuesta.

1.2 METODOLOGÍA

- En el primer capítulo se presentan aquellos conceptos teóricos necesarios para poder comprender lo realizado en los siguientes capítulos de este informe. Estos conceptos son: Modelación Física, Disipadores de Energía y Transporte de Sedimentos.
- En el segundo capítulo de este informe se describe el equipamiento con el que cuenta el Laboratorio de Hidráulica de la UNC. Además se describe la metodología adoptada en los ensayos como así también instrumental utilizado en los mismos.
- En el capítulo 3 se presentan los resultados obtenidos en los ensayos realizados.

2 MARCO TEORICO

2.1 MODELACIÓN FÍSICA

Para que un modelo físico represente en adecuada escala los fenómenos hidrodinámicos presentes en el prototipo deben cumplirse ciertas reglas, que se denominan condiciones de semejanza.

La ley de escalas de cada modelo físico depende del tipo de fuerzas activas que predomina respecto de las demás, resultando entonces modelos según la ley de Froude (cuando predominan las fuerzas gravitacionales), modelos de Reynolds (cuando predominan las fuerzas viscosas), modelos de Weber (cuando predominan las fuerzas capilares) o modelos de Cauchy (cuando predominan las fuerzas elásticas).

Mediante el uso del análisis dimensional, las variables que tienen relevancia en el proceso en estudio están agrupadas sistemáticamente en parámetros adimensionales que las contienen. Las relaciones de escala resultan entonces de considerar que esos parámetros adimensionales deben ser los mismos en prototipo y en modelo. En otras palabras, la escala de cada parámetro adimensional debe ser igual a la unidad. Este método tiene la ventaja de que "siempre" puede ser aplicado y algunas desventajas como:

- a) depende demasiado de la selección adecuada de variables involucradas y
- b) no permite apreciar adecuadamente el carácter y magnitud de posibles "efectos de escala", (Lopardo, 2005 (b)).

A continuación se presenta el teorema π o de Vaschy-Buckingham (el cual es considerado la clave del análisis dimensional), los parámetros adimensionales, criterios de similitud y finalmente las consideraciones que se deben realizar para modelar diferentes condiciones hidráulicas. Este apartado se desarrolló basado en el libro de Ramón Fuentes "Modelos Hidráulicos: Teoría y Diseño", (2002).

2.1.1 Análisis Dimensional – Teorema π o de Vaschy Buckingham

El teorema π expresa que "dada una relación dimensional homogénea entre n variables, ella podrá expresarse a través de una relación entre $p = n - r$ productos adimensionales, donde p es el número de productos que forman un conjunto completo de productos adimensionales de variables en juego, y donde r puede definirse como el número de dimensiones fundamentales".

Supongamos un fenómeno en el cual intervienen $A_1, A_2, A_3 \dots A_n$ variables dimensionales homogéneas implicadas, tales como la presión, viscosidad, velocidad, densidad, etc. Entonces, si se sabe que todas las cantidades son esenciales a la solución y que entre todas estas variables tenemos r dimensiones fundamentales, podremos encontrar $\pi_1, \pi_2, \pi_3, \dots \pi_{n-r}$ relaciones adimensionales.

El método para determinar los parámetros π , consiste en seleccionar r de las cantidades A que contengan entre ellas las r dimensiones fundamentales y usar a las mismas como variables repetitivas, junto con una de las otras A cantidades para cada π .

Por ejemplo, sea que A_1, A_2, A_3 contengan las r dimensiones fundamentales M (masa), L (longitud), T (tiempo). Entonces el primer parámetro π está compuesto como:

$$\pi_1 = A_1^{x_1} A_2^{y_1} A_3^{z_1} A_4$$

El segundo como

$$\pi_2 = A_1^{x_2} A_2^{y_2} A_3^{z_2} A_5$$

y así hasta

$$\pi_{n-r} = A_1^{x_{n-r}} A_2^{y_{n-r}} A_3^{z_{n-r}} A_n$$

En estas ecuaciones se determinarán los exponentes para que cada π sea adimensional.

Las dimensiones de las cantidades A se sustituyen y los exponentes de M, L, T para cada π_i y se fijan iguales a cero respectivamente, estos producen tres ecuaciones con tres incógnitas para cada parámetro π , con lo que se pueden determinar los exponentes x_i, y_i, z_i y de aquí los parámetros adimensionales (π_i).

2.1.2 Parámetros Adimensionales

A continuación se presentan los parámetros adimensionales más importantes:

Número de Froude - Relación de las fuerzas de inercia a las gravitatorias, flujo con superficie libre:

$$F_r = \frac{\text{Fuerza de inercia}}{\text{Fuerza de la gravedad}} = \frac{V_m}{\sqrt{g h}}$$

Dónde:

g: aceleración de la gravedad.

Número de Reynolds - Relación de las fuerzas de inercia a las viscosas, flujo laminar/turbulento:

$$R_e = \frac{\text{Fuerza de inercia}}{\text{Fuerza viscosa}} = \frac{\rho V_m l}{\mu}$$

Dónde:

l: longitud característica

μ : viscosidad del fluido

ρ : densidad del fluido.

Número de Weber - Relación de las fuerzas de inercia a la tensión superficial, flujo con interfaz de dos fluidos:

$$W_e = \frac{\text{Fuerza de inercia}}{\text{Fuerza de tensión superficial}} = \frac{\rho V_m^2 l}{\sigma}$$

Donde σ es la tensión superficial

Número de Mach - Relación de las fuerzas de inercia a la fuerza elástica que resiste la compresión, flujo compresible:

$$M = \frac{\text{Fuerza de inercia}}{\text{Fuerza elástica que resiste la compresión}} = \frac{V_m}{\sqrt{E_v/\rho}}$$

Donde E_v es el módulo de elasticidad

Número de Euler - Relación entre la pérdida de presión respecto a la energía cinética:

$$E = \frac{\text{Pérdida de presión}}{\text{Energía cinética volimétrica}} = \frac{\Delta p}{\rho V_m^2}$$

Donde Δp es la variación de presión.

2.1.3 Similitud y Modelos

El supuesto de que un fenómeno hidráulico se puede reproducir a través de la construcción y operación de un sistema más pequeño llamado modelo reducido, nos lleva a preguntarnos cuáles son las condiciones que se deben cumplir para que esa

esperada similitud se cumpla. A continuación se presentan los diferentes tipos de similitudes que existen y deben cumplirse entre el modelo y el prototipo, (Vergara, 1995).

Similitud Geométrica

Implica que la proporción de todas las longitudes correspondientes, en los dos sistemas, deben ser las mismas. Es decir, dos objetos son geoméricamente similares si las razones de sus dimensiones correspondientes son iguales. Por esto la similitud geométrica se refiere solo a similitud de forma.

$$\frac{l_{modelo}}{l_{prototipo}} = Cte = \lambda_L$$

Similitud Cinemática

Se dice que dos fenómenos tienen similitud cinemática cuando además de la similitud geométrica tiene proporcionalidad e idéntica orientación los vectores velocidad en todos los puntos homólogos.

Velocidad
$$\frac{V_{modelo}}{V_{prototipo}} = \frac{L_{modelo}/T_{modelo}}{L_{prototipo}/T_{prototipo}} = \frac{\lambda_L}{\lambda_T}$$

Aceleración
$$\frac{a_{modelo}}{a_{prototipo}} = \frac{L_{modelo}/T_{modelo}^2}{L_{prototipo}/T_{prototipo}^2} = \frac{\lambda_L}{\lambda_T^2}$$

Caudal
$$\frac{Q_{modelo}}{Q_{prototipo}} = \frac{L_{modelo}^3/T_{modelo}}{L_{prototipo}^3/T_{prototipo}} = \frac{\lambda_L^3}{\lambda_T}$$

Similitud Dinámica

Dos fenómenos son dinámicamente semejantes si con la semejanza cinemática tiene lugar la proporcionalidad y orientación igual de los vectores fuerzas en todos los puntos homólogos de dichos fenómenos, hablando en rigor, la semejanza dinámica se consigue solo si tiene lugar la semejanza completa de fenómenos, es decir todas las magnitudes físicas similares son iguales en todos los puntos correspondientes.

Entonces podemos decir que dos movimientos son dinámicamente similares si:

- a) Las razones de las masas de los objetos involucrados son iguales,
- b) Las razones de la fuerza que afectan al movimiento son iguales.

Las condiciones requeridas para la semejanza completa se obtienen a partir de la segunda ley de Newton, $\sum F_i = M \times a$. Las fuerzas que actúan pueden ser cualquiera de las siguientes, o una combinación de las mismas:

- Fuerzas Viscosas
- Fuerzas de Presión
- Fuerzas Gravitatorias
- Fuerzas de Tensión Superficial
- Fuerzas Elásticas.

Entre modelo y prototipo se desarrolla la siguiente relación de fuerzas:

$$\frac{\sum \text{Fuerzas (viscosas, de presión, gravitatorias, tensión sup., elásticas)}_{modelo}}{\sum \text{Fuerzas (viscosas, de presión, gravitatorias, tensión sup., elásticas)}_{prototipo}} = \frac{M_m a_m}{M_p a_p}$$

Similitud restringida y efectos de escala

“Obsérvese que aunque la similitud geométrica y cinemática se pueden lograr en la generalidad de las situaciones del modelaje hidráulico, la similitud dinámica es un ideal que raramente se puede lograr en la práctica”, (Vergara, 1995). Si el modelo utiliza el mismo fluido y la atracción gravitatoria es la misma que en el prototipo, para cumplir con la similitud dinámica completa la escala de longitudes debe ser necesariamente igual a 1.

Entonces...“no es posible en general construir modelos en similitud absoluta, en el sentido de que cumplan rigurosamente con las condiciones de los π_{n-r} parámetros adimensionales. Pero ocurre felizmente, que la no identidad de algunos π en modelo y prototipo no influye apreciablemente sobre el resultado que se busca.”... (Fuentes, 2002) por tal motivo, bajo ciertas circunstancias, se pueden relajar algunos parámetros y realizar efectivamente los modelos de modo que sus resultados sean prácticamente representativos.

“Lo que ocurre frecuentemente en este aspecto es que fenómenos que son despreciables en el prototipo (ondas capilares, por ejemplo) influyen significativamente en el modelo. Se llama efectos de escala a estos efectos parásitos, ya que ellos dependen de las escalas consideradas y desaparecerían si el modelo y prototipo fuesen idénticos.”, (Fuentes, 2002).

Paradoja de la Imposibilidad

“En la práctica no resulta posible en los más de los casos imponer la igualdad de todos los parámetros adimensionales. Esto se debe a que algunas escalas tienen valores fijos por consideraciones físicas, técnicas y/o económicas; por ejemplo, en los modelos hidráulicos o aerodinámicos, se usa habitualmente el mismo fluido (agua o aire) en modelo y prototipo, lo que conlleva a que la escala de viscosidad (λ_μ) y densidad (λ_ρ) sean:

$$\lambda_\mu = \lambda_\rho \approx 1$$

Y si los ensayos se hacen sin introducir aceleraciones ficticias, normalmente se tendrá que la escala de aceleración de la gravedad (λ_g):

$$\lambda_g = 1$$

Estas imposiciones adicionales limitan el diseño, dejando cada vez menos escalas libres y aún, en muchos casos de interés, conducen a que la escala de longitudes (λ_L) sea:

$$\lambda_L = 1$$

Indicando que es imposible construir un modelo distinto en tamaño al prototipo. Este hecho se llama por razones obvias “*paradoja de la imposibilidad*”. Una de las finalidades de la investigación en los laboratorios de modelos es encontrar métodos para salvar la paradoja de la imposibilidad. Entre los más usados, se encuentran la relajación de parámetros, la distorsión de escalas, la introducción de fuerzas externas ficticias, etc.”, (Fuentes, 2002).

Modelos de Euler o Eulerianos

“Supóngase ahora que existen rangos de los números de Reynolds y de Weber en los cuales su influencia es despreciable” ...“estos modelos en que la viscosidad y la tensión superficial no influirían, se llaman modelos de Euler, por la razón siguiente: si la viscosidad no influye entonces la ecuación de Navier-Stokes degenera en la de Euler para el fluido ideal. La existencia de modelos de este tipo no implica que la viscosidad sea idénticamente nula, sino más bien equivalente a introducir fuerzas externas ficticias en la ecuación de Euler, que no dependen del número de Reynolds, por

ejemplo. Obviamente, este tipo de modelo será inconcebible para representar zonas en que la viscosidad desempeña un papel básico (capas límites)”, (Fuentes, 2002).

2.1.4 Modelos de Esguerrimiento a Superficie Libre

Los esguerrimientos a superficie libre se caracterizan por tener una presión constante e igual a la atmosférica en la superficie libre, y porque su principal fuerza motora es la gravedad. Por este motivo el número de Froude es de gran importancia en estos tipos de modelos.

El problema se plantea como el de un esguerrimiento condicionado por la gravedad, la geometría y las capas límites:

$$\pi = \pi(Fr, \Gamma i, Re)$$

Para que los fenómenos representados sean hidráulicamente idénticos en modelo y prototipo, se deberá cumplir las siguientes condiciones:

| | | |
|---|-----------------------|--|
| ✓ | Condición de Froude | $Fr_{Prototipo} = Fr_{Modelo}$ |
| ✓ | Similitud Geométrica | $\Gamma i_{Prototipo} = \Gamma i_{Modelo}$ |
| ✓ | Condición de Reynolds | $Re_{Prototipo} = Re_{Modelo}$ |

Ello implica que:

$$\lambda_v = \sqrt{\lambda_g \lambda_L}$$

$$\Gamma i_{Prototipo} = \Gamma i_{Modelo}$$

$$\lambda_v \lambda_L = \lambda_v$$

Además si el modelo es operado en la tierra y con el mismo fluido, entonces $\lambda_g = \lambda_v = 1$ y por lo tanto $\lambda_v = \lambda_L = 1$, es decir que bajo las condiciones presentadas la similitud completa solo es posible si la escala de longitudes es 1, lo cual muestra la “paradoja de la imposibilidad” para modelos reducidos.

...“lo que se hace más frecuentemente para soslayar la paradoja de la imposibilidad es suponer que el modelo puede diseñarse como euleriano, esto es, que más allá de un cierto Re_0 es posible relajar la condición de Reynolds, y respetar solamente:

| | |
|----------------------|--|
| Condición de Froude | $\lambda_v = \sqrt{\lambda_L}$ |
| Similitud Geométrica | $\Gamma i_{Prototipo} = \Gamma i_{Modelo}$ |

Recuérdese que en la relación está incluida

$$\frac{k_{sPrototipo}}{L_{Prototipo}} = \frac{k_{sModelo}}{L_{Modelo}}$$

O sea: $\lambda_{k_s} = \lambda_L$

Y la rugosidad debería escalarse, en rigor, como todas las longitudes”... (Fuentes, 2002).

| | |
|-------------------------------|---|
| • Escala de velocidades | $\lambda_v = \sqrt{\lambda_L}$ |
| • Escala de Tiempo | $\lambda_T = \frac{\lambda_L}{\lambda_v} = \sqrt{\lambda_L}$ |
| • Escala de Caudales | $\lambda_Q = \lambda_L^2 \times \sqrt{\lambda_L} = \lambda_L^{5/2}$ |
| • Escala de Presiones | $\lambda_P = \lambda_p \times \lambda_v^2 = \lambda_L$ |
| • Escala de los Números de Re | $\lambda_{Re} = \lambda_v \times \lambda_L = \lambda_L^{3/2}$ |

2.1.5 Modelos Fluviales a Fondo Móvil con Arrastre de Sedimentos

La presencia de un lecho aluvial en un cauce fluvial involucra modificaciones trascendentes en el escurrimiento e implica un análisis especial del fenómeno de erosión y depósito de materiales sólidos por las corrientes líquidas.

El problema en estudio puede entonces ser asimilable en definitiva a un fenómeno a dos fases por la interacción entre sólidos y líquido, superpuesto al régimen gravitacional de la corriente fluvial.

Naturalmente, la modelación física de los efectos hidráulicos vinculados a corrientes con fondos móviles requiere de una muy especial atención y plantea difíciles caminos de solución, en los que inexorablemente será necesario efectuar simplificaciones, de acuerdo con la naturaleza de los fenómenos y objetivos del estudio... “El arrastre de una partícula en un lecho fluvial sometidas a la acción de una corriente uniforme y permanente depende de numerosas variables, fundamentalmente de las características del material sólido, de la naturaleza del fluido, de las características dinámicas del escurrimiento y de las fuerzas de masa actuantes sobre las partículas”... (Lopardo, 2005(b)).

“Este fenómeno es uno de los más difíciles de reproducir debido a que el fenómeno depende de una mecánica mal comprendida aún hoy en día y esto se debe al gran número de variables en juego así como de la dificultad de asignarles a éstas sus papeles esenciales y claros en el estudio”, (Fuentes, 2002).

Parámetros característicos

Para definir los parámetros característicos de estos fenómenos, a continuación se seguirá el listado ofrecido por Yalin (1971) que tiene la ventaja de ser simple y conceptualmente sólido.

- El fluido queda definido por su viscosidad (μ) y densidad (ρ), además de la gravedad g que se considera cte.
- El material granular quedará definido por un tamaño absoluto (d) y por su densidad (ρ_s).
- Si se consideran escurrimientos no demasiado alejados del uniforme y canales anchos, los escurrimientos estarán definidos por la pendiente de fondo (S) y la profundidad (y_0) para una geometría dada de la sección.

Entonces el listado de variables será:

$$\mu, \rho, g, d, \rho_s, S, y_0$$

La velocidad de corte viene dada por:

$$v_f = \sqrt{g y_0 S}$$

Y el peso sumergido de las partículas

$$\gamma_{s_s} = \gamma_s - \gamma = g(\rho_s - \rho)$$

Con lo cual las nuevas variables pueden ser:

$$\mu, \rho, d, \rho_s, v_f, y_0, \gamma_{s_s}$$

Como en régimen uniforme y canal ancho $\tau_0 = \rho g y_0 S$, entonces la tensión de fondo entra en forma indirecta, al igual que g en γ_{s_s} .

Aplicando el teorema π con estas siete variables, se obtienen los siguientes cuatro números adimensionales:

- $\pi_1 = \frac{v_f \times d}{\nu} = Re_*$ Número de Reynold del grano
- $\pi_2 = \frac{\rho \times v_f^2}{(\gamma_s - \gamma)d} = \tau_*$ Movilidad de Shields
- $\pi = \frac{v_f}{d}$ Profundidad relativa
- $\pi_4 = \frac{\rho_s}{\rho} = S_s$ Densidad relativa

La velocidad de corte puede expresarse como:

$$v_f = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}$$

Entonces

$$\tau_* = \frac{\rho v_f^2}{(\gamma_s - \gamma)d} = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma)d}$$

o

$$\sqrt{\tau_*} = \frac{v_f}{\sqrt{g(S_s - 1)d}}$$

Entonces τ_* se puede interpretar como un número de Froude densimétrico: definiendo la velocidad densimétrica como:

$$v_d = \sqrt{g \Delta d}$$

En donde

$$\Delta = S_s - 1$$

$$\sqrt{\tau_*} = \frac{v_f}{v_d}$$

Si el flujo es bidimensional uniforme $\tau_0 = \rho g y_0 S$, entonces:

$$\tau_* = \frac{y_0 S}{(S_s - 1)d} = \frac{y_0 S}{\Delta d}$$

Criterios de Similitud

De los parámetros de π_1, π_2, π_3 y π_4 se deduce:

$$\lambda_{v_f} \lambda_d = \lambda_\nu$$

$$\lambda_\rho \lambda_{v_f}^2 = \lambda_{\gamma S_s} \lambda_d$$

$$\lambda_L = \lambda_d$$

$$\lambda_{\rho_s} = \lambda_\rho$$

Con $\lambda_\rho = \lambda_\nu = \lambda_g = 1$ se tendrá

$$\lambda_{v_f} \lambda_d = 1$$

$$1 \lambda_{v_f}^2 = 1 \lambda_d$$

Entonces, $\lambda_{v_f} = \lambda_d = 1$

Por lo tanto: $\lambda_L = 1$ y $\lambda_{\rho_s} = 1$

Entonces, se presenta nuevamente "la paradoja de la imposibilidad".

Modelos Eulerianos

Como ya se ha discutido, el número de Reynolds pierde su influencia si sus valores superan un determinado valor. En este caso, esto ocurre para un valor de $Re_{*0} \approx 70$ (Yalin, 1971). Si se obvia la similitud de Reynolds, entonces, las condiciones son ahora:

$$\lambda_\rho \lambda_{v_f}^2 = \lambda_{\gamma S_s} \lambda_d$$

$$\lambda_L = \lambda_d$$

$$\lambda_{\rho_s} = \lambda_{\rho}$$

Y ya que: $\lambda_{\rho} = 1$

Se tendrá: $\lambda_{\rho_s} = 1$

Estas igualdades implican: $\lambda_{\gamma_{S_s}} = 1$

Y entonces, en resumen:

$$\lambda_{v_f} = \sqrt{\lambda_L}$$

$$\lambda_L = \lambda_d$$

$$\lambda_{\rho_s} = 1$$

Ahora

$$\lambda_{v_f} = \sqrt{\lambda_S \lambda_L}$$

De donde,

$$\lambda_S = 1$$

De la ecuación

$$\lambda_{C_*} = \frac{\lambda_v}{\lambda_{v_f}} = \frac{C_*'' \left(Re_*'', \tau_*'', \frac{y_0''}{d''}, S_s'' \right)}{C_*' \left(Re_*', \tau_*', \frac{y_0'}{d'}, S_s' \right)}$$

Como el número de Reynolds no interviene y la movilidad de Shields, así como la rugosidad y la densidad relativa son las mismas en modelo y prototipo, entonces:

$$\lambda_{C_*} = \frac{\lambda_v}{\lambda_{v_f}} = 1$$

Entonces,

$$\lambda_v = \sqrt{\lambda_L}$$

Finalmente:

- $\lambda_v = \lambda_{v_f} = \sqrt{\lambda_L}$
- $\lambda_L = \lambda_d$
- $\lambda_S = \lambda_{\rho} = \lambda_{\rho_s} = 1$

Por cierto, será válida aquí la limitante que atañe a la escala λ_L :

$$\lambda_L > \left[\frac{70}{Re_{*Modelo}} \right]^{2/3}$$

Se ve que “el modelo se presenta sin distorsión y que el material del lecho en el modelo es el mismo del prototipo, salvo la reducción geométrica”. En el caso de singularidades, en las que habitualmente el flujo es fuertemente tridimensional, conviene diseñar los modelos basándose en el criterio recién expuesto; pero, desgraciadamente, esto no siempre es económicamente factible, (Fuentes, 2002).

Selección de Escalas

La determinación de la escala de longitudes de un modelo físico se determina en función de diferentes aspectos prácticos. Para la selección de la escala de longitudes en modelos a fondo móvil uno de los limitantes es el diámetro del material disponible para utilizar en el modelo físico.

Para la modelación de arrastre de fondo, se debe garantizar que las partículas granulares del prototipo, al ser reproducidas en modelo, no sean tan pequeñas que pasen a ser cohesivas. Adicionalmente debe asegurarse la independencia respecto del número de Reynolds del grano, para así lograr que la escala de diámetros relativos del grano, sea simplemente la geométrica ($\lambda_d = \lambda_L$).

Cuando se utilizan modelos distorsionados, o los modelos cambian la pendiente con relación a la del prototipo, o usan sedimento de distinta densidad, es posible preservar la similitud dinámica aunque se abandone la similitud geométrica.

2.2 DISIPADORES DE ENERGÍA

El aliviadero de una presa es el mecanismo responsable de asegurar que el pasaje de las crecidas no produzca el sobrepaso de la obra de retención. Es el elemento de seguridad de todas las estructuras componentes y su función básica es la de derivar y transportar el agua excedente del embalse y amortiguar su energía al reintegrarla al cauce para evitar perjuicios a la propia presa y a los bienes y personas de aguas abajo. Para definir un tipo determinado de “diseño de aliviadero” es indispensable resolver algunas cuestiones fundamentales, como por ejemplo se deberá evaluar cuáles son los elementos disponibles y la “crecida máxima probable”; como también, se deberá establecer las características más adecuadas del conjunto embalse respecto de las condiciones del cauce aguas abajo, para permitir el paso de crecidas y la tipología de las obras de alivio. La descarga de excedentes suele implicar la necesidad de disipar una energía considerable antes de su reintegración al cauce natural, esto consiste básicamente en convertir energía cinética en turbulencia y disipar por viscosidad esa energía mecánica en calor. La capacidad de descarga de una obra de alivio se representa cuantitativamente mediante una ley H-Q. Esa ley deberá permitir la regulación del embalse y el pasaje de las crecidas por los órganos de alivio sin sobrepaso de la presa. En la mayor parte de los casos, esa ley no depende de las condiciones de nivel aguas abajo de la obra.

En términos generales, en la mayoría de los aliviaderos se encuentran los siguientes elementos: un vertedero aguas arriba recto, frontal, lateral, circular si es en pozo, que puede ser a veces reemplazado o complementado por descargadores de fondo; un canal de evacuación a fuerte pendiente, usualmente llamado “rápida” cuando es suficientemente largo; y finalmente un dispositivo de recepción aguas abajo cuya función es la de disipar la energía cinética residual del agua, “*disipador de energía*”.

Dentro de los problemas típicos que se plantean en los aliviaderos, en el campo estrictamente hidráulico, los más relevantes están vinculados con la acción de la corriente aguas abajo del vertedero. En particular, merecen ser citados los efectos erosivos sobre el lecho, debidos al exceso de energía cinética del flujo que egresa, la abrasión por el pasaje de material sólido natural y de carácter antrópico sobre las estructuras de túneles de descarga, rápidas, saltos y cuencos amortiguadores, la erosión de esas estructuras por efectos de la cavitación en flujos de elevada macro-turbulencia, la vibración en válvulas y compuertas componentes de los aliviaderos a presión y de superficie y el arrancamiento de losas y destrucción de muros por esfuerzos fluctuantes. En tal sentido, cabe señalar como los cuatro grandes problemas de las presiones y velocidades fluctuantes en los disipadores de energía de los aliviaderos a la erosión, la abrasión, la cavitación y la vibración.

Es interesante destacar que cada uno de esos temas, de relevante importancia en la ingeniería hidráulica, presenta diferentes aristas de interés según se trate de aliviaderos de obras de llanura o de gran altura, y también según se trate de grandes aprovechamientos o pequeñas obras regionales, donde en este último caso es usual que no se cuente con suficiente presupuesto ni adecuado mantenimiento.

A continuación se describe el funcionamiento del salto esquí:

2.2.1 Salto Esquí

El objetivo de un salto esquí es evitar socavaciones al pie de la caída, ya sea lanzando el agua lejos de los lugares en los que pueda provocar una socavación fuerte o produciendo un remolino bajo la corriente principal que evite que el material suelto que constituye el fondo del cauce sea arrastrado aguas abajo. (UNAM, 2006)

El funcionamiento de un salto esquí puede ser de tres tipos, que son esquematizados como se describe a continuación.

Caso 1. El agua es lanzada, de forma libre, lejos del vertedor aprovechando su energía cinética, siguiendo una trayectoria más o menos parabólica (Figura 1).

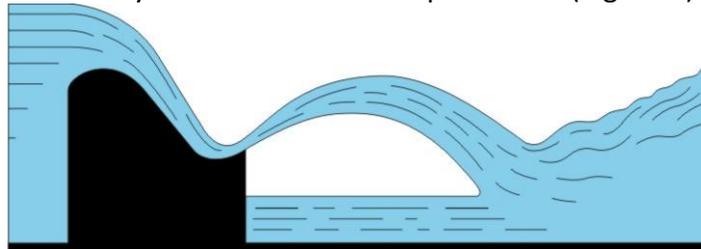


Figura 1. Caso 1: Funcionamiento del salto esquí

Caso 2. Con remolino inferior. El chorro está en contacto en su parte inferior con el agua del cauce, haciéndola girar y formando un remolino de eje horizontal, mientras que la parte superior se encuentra libre. El remolino que se forma permite, por un lado, que el material no se mueva y por el otro la disipación de la energía (Figura 2).

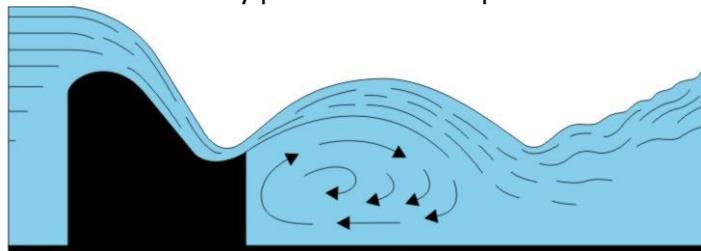


Figura 2. Caso 2: Funcionamiento del salto esquí

Caso 3. Salto esquí ahogado, con remolinos en la parte inferior y superior. En este caso la corriente principal está en contacto por arriba y por abajo con agua muerta, formando con ella los dos remolinos (Figura 3).

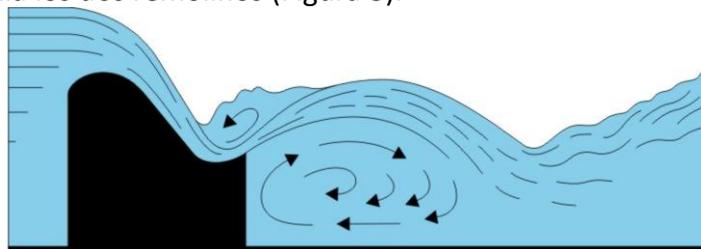


Figura 3. Caso 3: Funcionamiento del salto esquí

2.2.1.1 Tipos de Salto Esquí

- Salto Esquí Dentado:

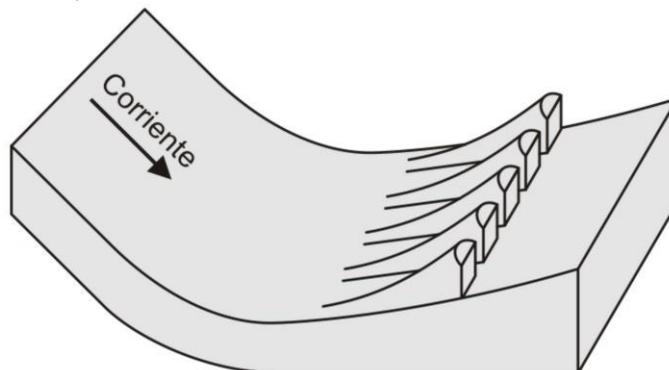


Figura 4. Salto esquí dentado

Su objetivo principal, es evitar la socavación al pie de la estructura, además el material suelto no entrara en el salto esquí y (por medio de la colocación de dientes) que no hubiera grandes turbulencias ni ondulaciones en la superficie. En el salto esquí (dentado), el chorro de alta velocidad sale del borde con un ángulo menor que en la cubeta lisa y solamente una parte de él llega a la superficie.

- Salto Esquí Liso:

Propuesta inicialmente por A.A. Sabaniev (1929) y luego perfeccionada en su cálculo por los profesores I.I. Lievi y M.D. Chertousov

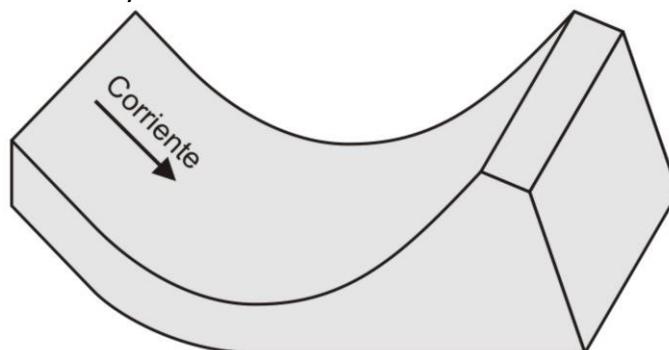


Figura 5. Salto esquí liso

En este caso, la corriente de alta velocidad que sale del borde del extremo del salto esquí se dirige hacia arriba, lo que produce una gran turbulencia en la superficie del agua y un violento remolino en el fondo, que se mueve en el sentido de las agujas del reloj, aguas debajo de la cubeta.

Este remolino del fondo absorbe constantemente, en el borde de la cubeta, material suelto, del cual una parte se mantiene en estado de agitación continua, lo que puede dar lugar a desgaste en la superficie del concreto.

A pesar de que con el funcionamiento del Salto Esquí estriado se obtiene una disipación de energía cinética mucho menor y menores perturbaciones en la superficie, en ella el fluido tiende a desplazarse con tirantes pequeños en la descarga y a producir un chorro ahogado erosivo con tirantes grandes, efectos que no se producen en los Saltos Esquí lisos.

2.3 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

2.3.1 Consideraciones Preliminares

El trabajo geológico de las corrientes fluviales consiste en tres actividades interrelacionadas: *erosión, transporte y sedimentación*.

La *erosión* originada por la corriente es la progresiva remoción de materia mineral del fondo y de las orillas del cauce, ya sea excavado éste en el substrato rocoso o en el manto residual transportado.

El *transporte* consiste en el movimiento de las partículas erosionadas mediante su arrastre por el fondo, en la masa de agua o disolución.

La *sedimentación* es la acumulación progresiva de las partículas transportadas sobre el lecho del río, sobre el lecho de inundación o en el fondo de una masa de agua en reposo en la que desemboca un curso de agua.

Naturalmente, la erosión no puede tener lugar sin que exista algo de transporte y las partículas transportadas han de acabar depositándose. Por tanto, erosión, transporte y sedimentación son simplemente tres fases de una actividad única. Las corrientes fluviales erosionan de varias maneras que dependen de la naturaleza de los materiales del cauce y de los materiales que arrastre la corriente. Por sí sola, la fuerza del agua en movimiento, chocando con el fondo y ejerciendo sobre él una acción de arrastre, puede erosionar los materiales aluviales mal consolidados, tales como arena, grava fina y arcilla.

Donde las partículas de roca transportadas por la corriente golpean contra las paredes del cauce formadas por rocas, arrancan pedazos de las mismas. La rodadura de los guijarros y cantos sobre el lecho del río los machaca y rompe en granos más pequeños, estableciendo una gran variedad de tamaños de granos. Estos procesos de desgaste mecánico se reúnen bajo la denominación de corrosión o abrasión, que es el principal medio de erosión en un lecho rocoso demasiado resistente para ser afectado por simple acción hidráulica. Finalmente, los procesos químicos de meteorización de las rocas (reacciones ácidas y disoluciones) son efectivos para la remoción de la roca del cauce del río y se designan bajo el nombre de corrosión.

Tenemos tendencia a creer que un río crecido cambia en gran parte por el aumento de altura de la superficie del agua, que hace que se desborde de su cauce y ocupe el lecho de inundación adyacente. Debido a la turbidez del agua, no podemos apreciar directamente los cambios que se operan en el fondo del río, pero estos se pueden determinar mediante mediciones de sondeo de la profundidad del mismo. Al principio el fondo del río puede elevarse debido a la gran acumulación de carga de fondo transportada a la corriente durante las primeras fases de la fuerte escorrentía. Sin embargo, el fenómeno se invierte rápidamente, y el lecho es ahondado activamente a medida que la crecida se va incrementando. De este modo, en el período de máximo nivel, la base del cauce presenta su máximo descenso. Cuando la descarga comienza a disminuir desciende el nivel de la corriente y el lecho vuelve a elevarse por la deposición de nuevos materiales aluviales.

La alternativa profundización y relleno del cauce es la responsable de la variación de la capacidad del río para transportar su carga. La máxima cantidad o carga de materiales que pueden ser transportados indican la *capacidad de carga de la corriente*.

Dicha carga suele medirse según el peso de material transportado a través de una determinada sección transversal del río en la unidad de tiempo. Normalmente se

indica en toneladas por día. Si una corriente discurre por un cauce excavado en roca dura, no podrá poseer todos los materiales aluviales que le son necesarios para completar su carga máxima. Tales condiciones se presentan en los ríos que corren por profundas gargantas y que poseen notables gradientes de modo que cuando tiene lugar una crecida, el cauce no puede ser ahondado rápidamente como respuesta. Sin embargo, en los ríos típicamente aluviales donde grandes cantidades de limo, arena, grava y cantos rodados se hallan en el fondo el aumento de caudal implica una rápida remoción de todos estos materiales.

En otras palabras, la creciente capacidad de carga del río se ve rápidamente satisfecha. La capacidad de carga aumenta con la velocidad de la corriente, ya que cuanto más rápida es ésta, más intensa es la turbulencia y, por lo tanto, mayor es la fuerza de arrastre sobre el fondo. Si la velocidad de una corriente se duplica en la fase de crecida, la capacidad de transporte de la carga de fondo se incrementa de ocho a dieciséis veces. Es, pues, de destacar que la mayoría de los cambios notables que tienen lugar en el cauce de una corriente, como el desplazamiento lateral, suceden en el periodo de crecida, siendo muy poco importantes las modificaciones que acontecen durante las épocas de caudal bajo.

Cuando ya ha tenido lugar el máximo de crecida y la descarga comienza a disminuir, la capacidad de carga de la corriente también disminuye. De este modo algunas de las partículas que están en movimiento comienzan a descender al fondo y a depositarse en forma de arena y bancos de grava. Primeramente son los grandes cantos los que paran de rodar, después los guijarros y la grava, y por último la arena. La arena fina y el limo transportado en suspensión no pueden sustentarse por más tiempo y descienden al fondo. De este modo, la corriente se ajusta a su descendente capacidad de carga. Cuando se restablece el nivel normal de las aguas estas se pueden volver muy claras, ya que solamente transportan unos pocos granos de arena que ruedan en el fondo.

2.3.2 Sedimentos

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.

2.3.2.1 Fuentes de los Sedimentos

La fuente principal la constituyen los suelos y rocas que se encuentran en la cuenca, y el agua y el viento son, en nuestro medio, los principales agentes de erosión y de transporte. Por otro lado, dada la actividad del hombre en el medio que lo rodea, las fuentes del sedimento pueden clasificarse en *naturales* y *artificiales*.

2.3.2.1.1 Naturales

Erosión de la superficie del terreno:

El suelo, capa delgada y frágil, experimenta la acción del viento y la lluvia. El viento arrastra y levanta partículas (transporte eólico) que llegan a depositarse en las llanuras, o caen directamente en las corrientes. Las gotas de lluvia o granizos, al impactar contra el terreno, mueven o arrancan partículas de suelos y rocas. El escurrimiento superficial desprende y acarrea también partículas de las capas

superficiales del terreno. La cantidad de material acarreado es tanto mayor cuanto más frecuentes y violentas son las lluvias o los vientos, y menos densa es la cobertura vegetal del suelo.

Erosión del cauce principal y sus tributarios:

Una vez que el escurrimiento superficial se ha iniciado, y como consecuencia de las irregularidades topográficas, se crean en primer lugar arroyos, los cuales aumentan gradualmente su caudal y se transforman en torrentes, estos últimos con gran capacidad erosiva y transportadora. Además, cuando los ríos se desbordan o abandonan su cauce, su acción erosiva y transportadora es notable y, en ocasiones, catastrófica. Los ríos pueden ser juveniles, maduros y viejos. A cada una de estas tres etapas en la vida de un río o valle, corresponden cambios graduales en su perfil longitudinal, en su corte transversal y en su trazado o curso, pues el río profundiza, ensancha y alarga su cauce por la erosión continua de los materiales que constituyen su lecho y riberas. De esta manera, el río acarrea materiales de diversos tamaños, depositándolos, en forma graduada a lo largo de su perfil longitudinal, según varía la velocidad de su corriente: primero se depositan los materiales más gruesos, mientras que en la zona de planicie se deposita parte del material fino, y el resto sigue su recorrido hacia el mar.

Movimientos naturales del terreno:

Los deslizamientos de grandes masas de tierra y rocas ayudan a que mucho material quede suelto y sin protección. Con el transcurso del tiempo y por la acción de la lluvia y el viento, estos materiales llegan a las corrientes.

2.3.2.1.2 Artificiales

Destrucción de la vegetación:

El hombre destruye irracionalmente bosques y praderas para el cultivo, o para el desarrollo urbano o industrial. Sin duda, estas actividades son las que más sedimentos producen, ya que de esa manera se priva al suelo de su manto protector.

Obras de ingeniería:

La construcción de caminos, vías férreas, presas, plantas industriales, ciudades, etc., para desarrollar una región, hace que grandes volúmenes de materiales sean removidos y queden más sueltos que en su estado natural, se modifican las pendientes del terreno, y otros materiales quedan expuestos sin protección, lo que facilita su transporte hacia las corrientes y cuerpos de agua.

Explotación de minas y canteras:

Todas estas actividades rompen y fracturan rocas y suelos, y producen al final grandes cantidades de materiales en forma de partículas pequeñas o polvo.

Desechos urbanos e industriales:

Son los materiales arrastrados por el drenaje y que son arrojados directamente a ríos y lagos.

2.3.2.2 Clasificación de los Sedimentos

Los sedimentos naturales están constituidos por una gran variedad de partículas que difieren entre sí en tamaño, forma y densidad. Desde el punto de vista de la resistencia que oponen a ser arrastrados se distinguen dos clases: *Cohesivos* y *no cohesivos*.

Sedimento no cohesivo o *friccionante*, también denominado material granular es el formado por granos gruesos o partículas sueltas, como arenas y gravas. La fuerza de

gravedad predomina sobre cualquier otra fuerza, Por ello todas las partículas gruesas tienen un comportamiento similar. El peso es la fuerza principal que resiste las fuerzas de arrastre y sustentación.

Sedimento cohesivo es el formado por partículas de grano muy fino, constituidas por minerales de arcilla, que se mantienen unidas entre sí por la fuerza de cohesión, la cual se opone a que las partículas individuales sean separadas o del conjunto. Esa fuerza de unión es considerablemente mayor que el peso de cada grano, y es la que resiste a las fuerzas de arrastre y sustentación. Las interacciones entre un flujo de agua y un suelo no cohesivo han sido estudiadas con mayor detenimiento, y más ampliamente que las existentes con un suelo cohesivo entre otros motivos porque a lo largo de los cursos de las corrientes naturales abundan mucho más los materiales no cohesivos.

2.3.2.3 Propiedades de los Sedimentos

Las características que definen los procesos de suspensión, transporte y posterior deposición del sedimento dependen no sólo de las condiciones de flujo sino también de las propiedades del sedimento. Estas propiedades pueden caracterizar al sedimento como un conjunto o a las partículas que lo forman, individualmente.

La propiedad más importante de una partícula de sedimento es su tamaño.

2.3.2.3.1 Tamaño de las Partículas

Los diferentes métodos empleados en la determinación del tamaño de una partícula se basan en la selección arbitraria de una longitud simple o diámetro o también en la selección de un método conveniente de medición. Adoptaremos las siguientes definiciones:

Diámetro de sedimentación: Diámetro de una esfera con la misma densidad que la partícula, que cae con la misma velocidad de caída en el mismo fluido y a la misma temperatura.

Diámetro de tamiz: Apertura mínima de una malla de tamiz a través de la cual pasa la partícula.

Diámetro nominal: diámetro de una esfera con igual volumen.

Diámetro de caída normalizado (estándar): diámetro de una esfera con peso específico relativo igual a 2,65 que tiene la misma velocidad de caída de la partícula cuando ambas caen en una extensión infinita de agua destilada en reposo a una temperatura de 24° C.

Dimensiones triaxiales: longitud máxima a, media b y mínima c de la partícula, medidas a lo largo de tres ejes perpendiculares (Figura 6).

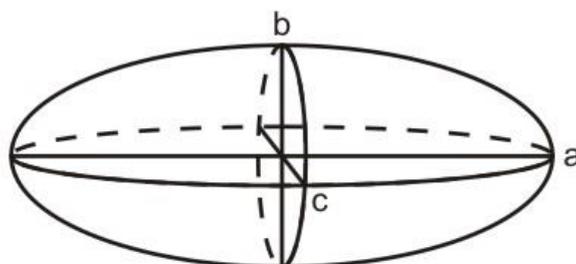


Figura 6. Dimensiones triaxiales de una partícula

En Hidráulica Fluvial se utiliza, para clasificar los diámetros, la escala de Wenworth, según la siguiente tabla.

| Grupo | Clase | Tamaño, en mm | |
|---------|-------------|---------------|----------|
| Bolos | muy grandes | 2048 | - 4096 |
| | Grandes | 1024 | - 2048 |
| | Medianos | 512 | - 1024 |
| | Pequeños | 256 | - 512 |
| Cantos | Grandes | 128 | - 256 |
| | Pequeños | 64 | - 128 |
| Grava | muy gruesa | 32 | - 64 |
| | Gruesa | 16 | - 32 |
| | Mediana | 8 | - 16 |
| | Fina | 4 | - 8 |
| | muy fina | 2 | - 4 |
| Arena | muy gruesa | 1 | - 2 |
| | Gruesa | 0,5 | - 1 |
| | Mediana | 0,25 | - 0,5 |
| | Fina | 0,125 | - 0,25 |
| | muy fina | 0,062 | - 0,125 |
| Limo | Stokes | | |
| | Grueso | 0,031 | - 0,062 |
| | Mediano | 0,016 | - 0,031 |
| | Fino | 0,008 | - 0,016 |
| Arcilla | muy fino | 0,004 | - 0,008 |
| | Gruesa | 0,002 | - 0,004 |
| | Mediana | 0,001 | - 0,002 |
| | Fina | 0,0005 | - 0,001 |
| | muy fina | 0,00024 | - 0,0005 |

Tabla 1. Escala de Wenworth

2.3.2.3.2 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 7).

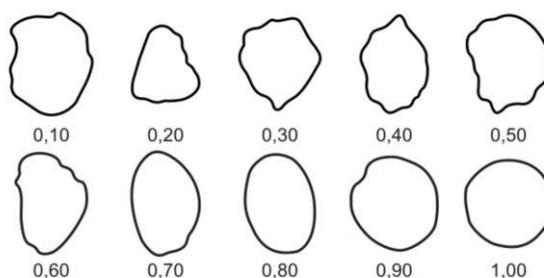


Figura 7. Índice de redondez de partículas

Esfericidad: es la relación entre el área superficial de una esfera de volumen equivalente y el área superficial de la partícula.

Factor de Forma: se define por la relación:

$$FF = \frac{c}{\sqrt{a b}}$$

Donde a, b y c son las longitudes de los tres ejes previamente mencionados.

2.3.2.3.3 *Peso Específico de las Partículas de Sedimento*

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 feldspatos 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.

2.3.2.3.4 *Velocidad de Caída de las Partículas*

Al caer una partícula dentro de un líquido en reposo, su peso sumergido tiende a equilibrarse con la fuerza que se opone a su caída, o sea con la fuerza de empuje que el agua ejerce contra ella. En el instante en que ambas fuerzas se equilibran, la partícula alcanza su velocidad de caída terminal o final, ya que a partir de ese instante comienza a caer con velocidad uniforme.

Si consideramos una esfera sometida a la acción de un flujo uniforme, se puede escribir, recordando conceptos básicos de Mecánica de Fluidos:

$$F = C_D \frac{\pi d^2}{4} \rho \frac{\omega^2}{2}$$

Donde F es la fuerza dinámica a la cual está sometida la esfera. Cuando la partícula esférica cae con velocidad uniforme, la fuerza F debe ser igual al peso; de ahí se obtiene

$$\omega = \sqrt{\frac{4}{3} \frac{gd}{C_D} \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)}$$

Dónde:

ω es la velocidad de caída de la partícula

d es el diámetro de la partícula

γ_s es el peso específico del material de la partícula

γ es el peso específico del fluido

C_D es el coeficiente de arrastre de la partícula, el cual depende del Número de Reynolds de la partícula $R\omega$

$$R\omega = \frac{\omega d}{\nu}$$

ν es la viscosidad cinemática del fluido

C_D y $R\omega$ se relacionan mediante la siguiente grafica

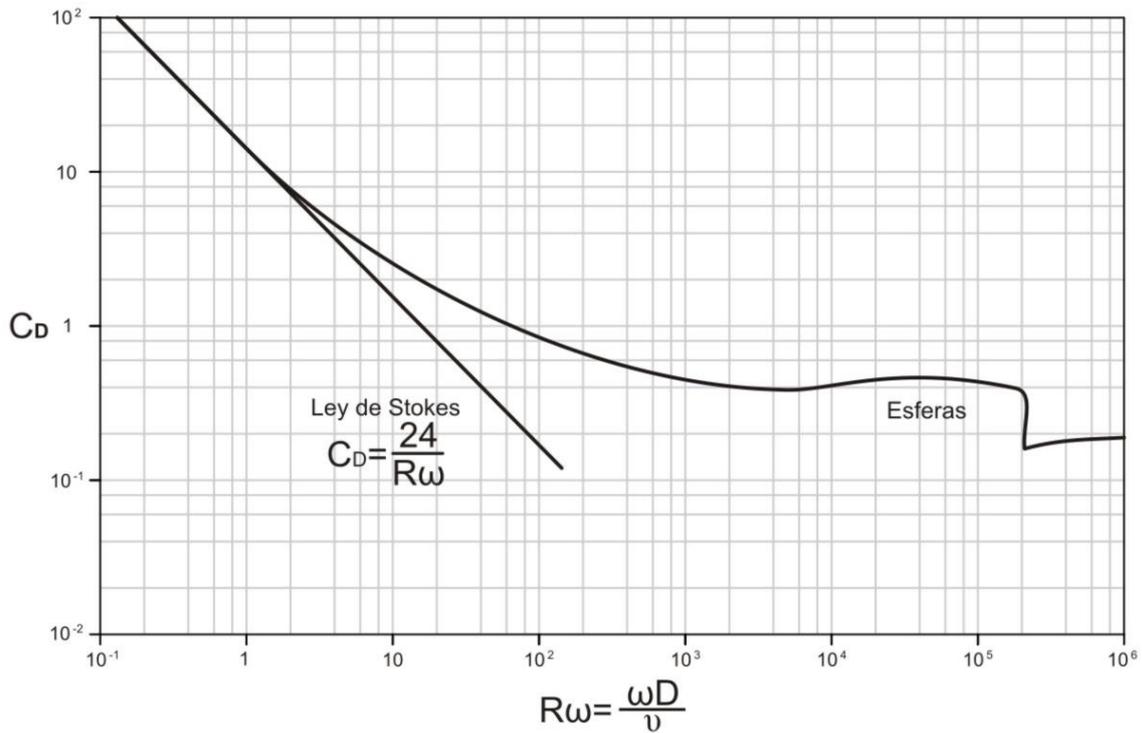


Figura 8. Coeficiente de arrastre

Si se observa la figura que para $R\omega$ menor a 1 la curva se transforma en una recta. Nos encontramos en régimen laminar de flujo y es válida la expresión de Stokes

$$C_D = \frac{24}{R\omega}$$

2.3.2.3.5 Distribuciones Granulométricas

Los sedimentos naturales están compuestos de granos que tienen una amplia variedad de velocidades de caída, por lo que es conveniente recurrir a métodos estadísticos para describir estas características. El comportamiento de los sedimentos en un río depende de la distribución de los tamaños, o distribución granulométrica. El procedimiento para obtener la distribución de los tamaños consiste esencialmente en la división de una muestra en un número de clases de tamaños. Los resultados de dichos análisis se presentan generalmente como curvas de distribución acumulada de frecuencias (curva granulométrica) (Figura 9).

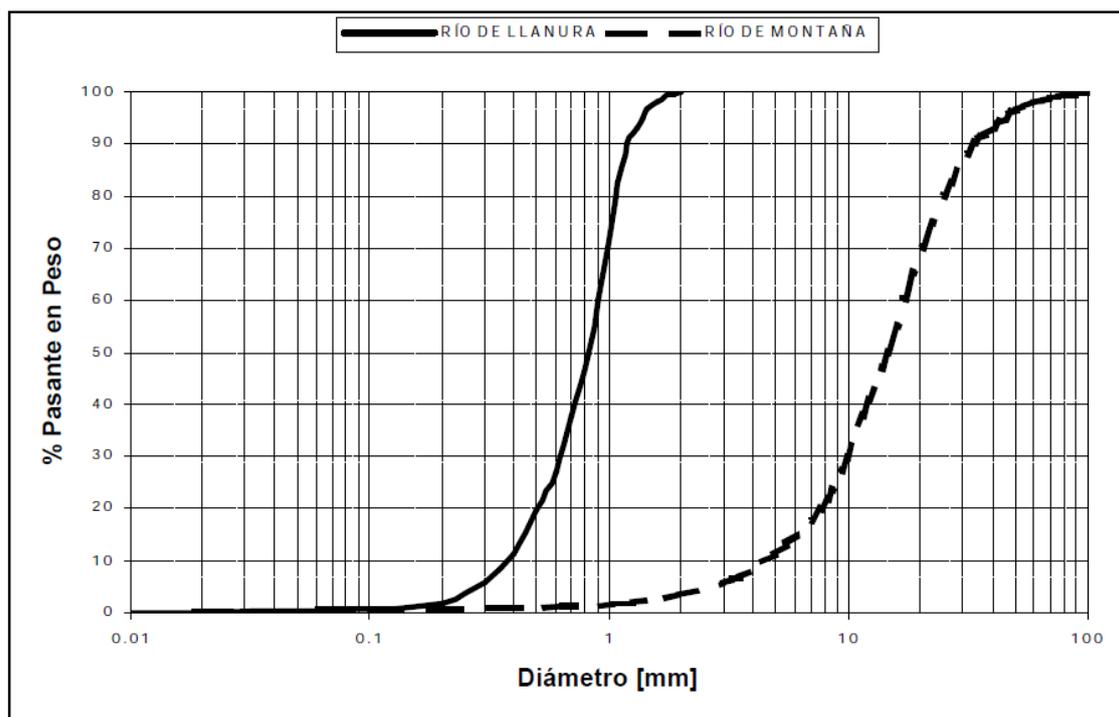


Figura 9. Curva granulométrica

2.3.3 Condiciones Críticas para la Iniciación del Movimiento

El líquido que fluye sobre una superficie compuesta de partículas sueltas produce fuerzas que, de tener suficiente magnitud, son causa de su movimiento. Las partículas relativamente gruesas, tales como las arenas, gravas y cantos rodados, resisten con su peso la tendencia al movimiento.

Cuando las fuerzas hidrodinámicas que actúan sobre las partículas de sedimento son de tal magnitud que cualquier incremento por pequeño que sea, produce movimientos, entonces se dice que las condiciones son críticas. Para estas condiciones, las variables del flujo, tales como el esfuerzo cortante en el fondo, la velocidad media o la profundidad, adquieren ciertos valores llamados críticos. En condiciones críticas existe equilibrio entre las fuerzas de gravedad, el empuje de sustentación, la fuerza ascensional perpendicular al fondo producido por la acción hidrodinámica y la fuerza hidrodinámica paralela al fondo.

Aquí se abren dos caminos posibles de análisis: el análisis teórico basado en la Mecánica, y el estudio experimental. Como éste se desarrolló anteriormente al primero, basaremos el desarrollo siguiente en los resultados experimentales. La acción del agua sobre el fondo puede caracterizarse por una tensión cortante en el fondo τ_0 . La resistencia de la partícula a ser movida puede relacionarse con su peso sumergido, el cual es función de $\gamma' = \gamma_s - \gamma$, peso específico sumergido, y del diámetro d que caracteriza el volumen.

Con estas tres variables puede formarse el parámetro adimensional τ^* :

$$\tau^* = \frac{\tau_0}{\gamma' \cdot d}$$

O tensión de corte adimensional, que compara la fuerza que provoca el movimiento con la fuerza estabilizadora.

Como primera aproximación, la tensión de corte en el fondo vale

$$\tau_0 = \gamma \cdot H \cdot S$$

Donde H es el radio hidráulico y S la pendiente de fondo. Esta expresión se obtiene de equilibrar la componente del peso de un volumen de control en un canal y la fuerza de rozamiento sobre su contorno.

La acción del agua sobre el fondo puede representarse también a través de la velocidad de corte v^* .

$$v^* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}$$

A partir de la velocidad de corte es posible definir otro parámetro adimensional, el número de Reynolds de grano Re^* .

$$Re_* = \frac{v_* \cdot d}{\nu}$$

El espesor nominal adimensional de la subcapa viscosa se puede relacionar con el número de Reynolds de grano R^* como

$$Re_* = 11.6 \frac{d}{\delta}$$

Si se realiza un análisis dimensional del problema y considerando las variables que intervienen en el fenómeno de iniciación del movimiento se puede obtener que τ^* es función de R . Esta relación funcional fue hallada por Shields en 1936. El diagrama de Shields presenta la relación entre Re^* y la tensión de corte adimensional (Figura 10).

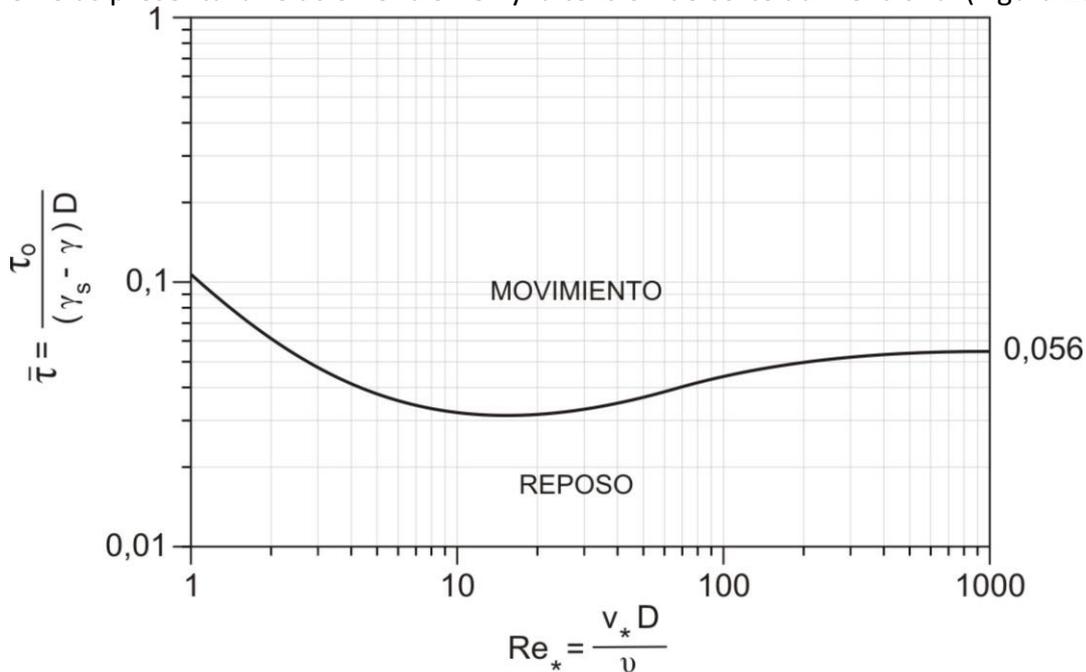


Figura 10. Diagrama de Shields

Por debajo de la curva del diagrama, no hay movimiento. Los puntos de la curva corresponden a la situación crítica. Puntos ubicados sobre la curva corresponden al movimiento desarrollado. En realidad la curva no es una relación determinística, sino que existe una zona o banda alrededor de la misma en la cual existe una alta probabilidad de que ocurra el inicio del movimiento. La curva correspondería a aquellas situaciones para las cuales la probabilidad del inicio del movimiento es del 50%.

Cuando $R^* > 70$, el movimiento se llama turbulento rugoso, ya que la altura d del grano es mayor que la subcapa viscosa. En movimiento turbulento rugoso, la tensión necesaria para iniciar el movimiento no depende prácticamente del número de Reynolds de grano. Su valor es 0,056. Cuando $Re^* < 5$ el movimiento es turbulento liso ya que la subcapa viscosa cubre la altura del grano. Entre los valores 5 y 70 el movimiento es turbulento intermedio.

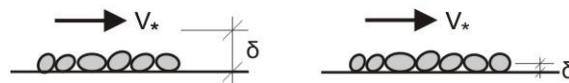


Figura 11. Movimiento turbulento liso (izquierda) y rugoso (derecha)

2.3.3.1 Diagrama de Shields Modificado

$$R_{ep} = \frac{\sqrt{gRDD}}{\nu}$$

Reynolds del sedimento

$$\tau^* = \frac{\tau_b}{\rho g RD} = \frac{HS}{RD}$$

Tensión de corte adimensional

τ_b : Tensión de corte en el lecho.

$$R = \frac{(\rho_s - \rho)}{\rho}$$

Gravedad específica sumergida del sedimento

ρ_s : densidad del sedimento

ρ : densidad del agua

D: diámetro promedio del sedimento

g: aceleración de la gravedad

ν : viscosidad cinemática del agua

H: Radio hidráulico

S: pendiente de energía.

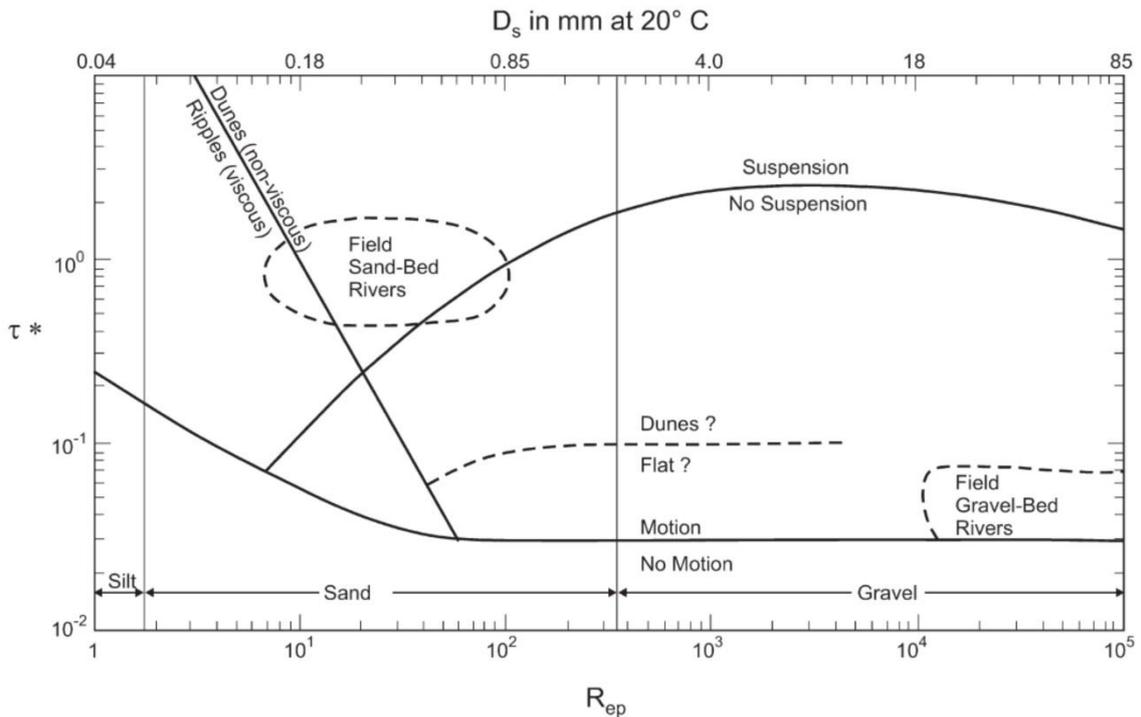


Figura 12. Diagrama de Shields modificado

2.3.3.2 Acorazamiento

Una limitación de la teoría anterior es haberse deducido para materiales granulares finos y, sobre todo, de granulometría uniforme. Cuando el lecho está constituido por una mezcla de distintos tamaños, cada tamaño tiene una tensión crítica diferente, de manera que la corriente, teóricamente, puede desplazar los finos más fácilmente que los gruesos.

Mediante este razonamiento puede explicarse un desplazamiento selectivo de las partículas más finas que produzca con el tiempo, a partir de un material originalmente bien graduado, una frecuencia mayor de gruesos en la superficie. Esta descripción corresponde a la realidad de los lechos de los ríos, ya que son frecuentemente de grano más grueso las capas superficiales que las capas profundas. A este estado se le llama acorazamiento del lecho.

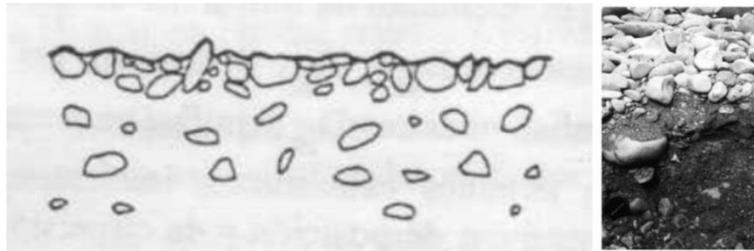


Figura 13. Acorazamiento

Podemos imaginar el origen de la capa superficial más gruesa (o coraza) como el resultado de un barrido o lavado de lo más fino o también como la permanencia de las partículas más gruesas cuando son movidas sucesivas capas de material mezclado.

El acorazamiento del lecho influye en la rugosidad del cauce pues la superficie del fondo presenta partículas de grano mayor. También influye en el principio del movimiento del lecho ya que es preciso destruir primero la coraza para poder mover el material más fino que hay debajo.

2.3.3.3 Formas de Fondo

El flujo confinado por contornos compuestos de material granular no cohesivo, que pueda ser transportado por el flujo, es diferente del flujo que se produce sobre contornos rígidos. Los sedimentos se desplazan generando ciertas formas en el fondo. Estas formas alteran la resistencia propia de los granos. El régimen resultante, bastante complejo, se denomina *régimen fluvial*.

Cuando el flujo sobre un fondo plano produce esfuerzos mayores que los críticos, además del fenómeno del desplazamiento de los granos se comienzan a desarrollar algunas formas características del fondo. Simons y Richardson, en 1961, describieron el proceso. Cuando se inicia el movimiento, para números de Froude bajos, las partículas tienden a agruparse en formas similares a los dientes de una sierra, de pequeña dimensión, denominadas rizos. Los rizos alteran la rugosidad del cauce pero no se manifiestan en la superficie libre.

Cuando la velocidad del flujo aumenta, aparecen formas mayores, denominadas dunas, las cuales llevan a los rizos sobre ellas. Las dunas se manifiestan en la superficie libre por medio de ondulaciones desfasadas respecto de la forma del fondo, como corresponde a un régimen subcrítico. Tanto rizos como dunas migran lentamente hacia aguas abajo.

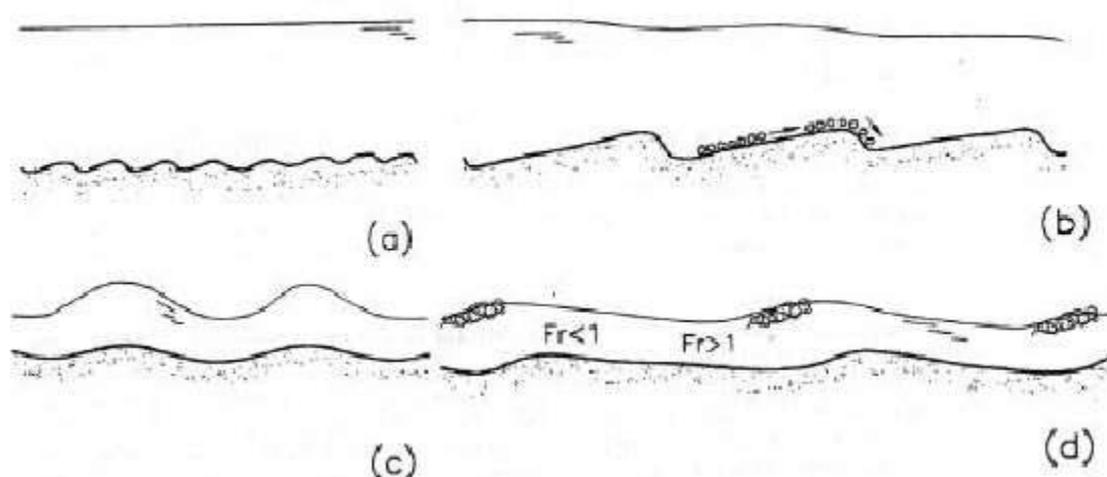


Figura 14. Formas de fondo: rizos (a), dunas (b), antidunas (c), rásidas y pozos (d)

Si la velocidad aumenta a valores tales que $Fr \approx 1$, 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 rásidas y pozos con un gran poder erosivo.

Diversos investigadores han tratado de establecer las condiciones para las cuales se producen las diversas formas de fondo.

Bogardi en 1959 presentó el resultado de sus investigaciones al respecto, el cual se presenta conjuntamente con la curva de Shields:

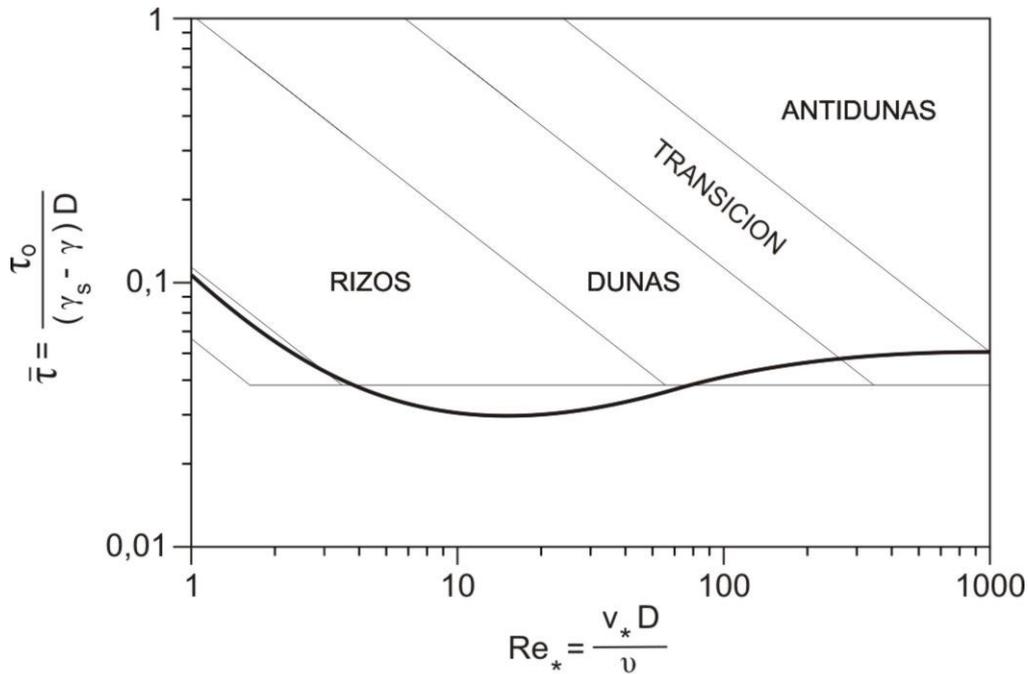


Figura 15. Formas de fondo en un ábaco de Shields según Bogardi

Cada forma de fondo añade a la resistencia al flujo debida al tamaño del grano una resistencia de forma. Esta es lógicamente mayor con las dunas que con los rizos o con lecho plano.

2.3.4 Transporte de Sedimentos

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

La diferencia principal en el comportamiento entre el material del fondo y el material de lavado consiste en que el transporte de fondo depende de las características hidráulicas de la corriente y de las características físicas del material, por tanto si en dos ríos tienen tramos semejantes, con idéntico material en el fondo, transportan las mismas cantidades de material del fondo bajo condiciones hidráulicas semejantes. Lo anterior no ocurre con el material de lavado; en forma general, un río puede transportar tanto material de lavado como llegue a él, casi independientemente de las características hidráulicas de la corriente. Así, dos ríos semejantes con igual material en el fondo, pero uno con cuenca protegida o forestada y otro con una cuenca desprotegida con fuertes pendientes y material suelto sobre su superficie, arrastran cantidades completamente diferentes de material de lavado, llegando el primero al extremo de no transportar nada de ese material.

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

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

El transporte unitario de sedimentos se expresa en peso o en volumen. Si se expresa en peso se designa con la letra “ g_x ” cuyas unidades serán kg/s.m o N/s.m y si se expresa en volumen, se designa con la letra “ q_x ” y sus unidades son $m^3/s.m$.

Es muy importante tener en mente que el volumen q_x obtenido con las fórmulas de transporte es el ocupado por las partículas sólidas sin dejar huecos entre ellas. Por lo tanto, la relación entre g_x y q_x está dada por:

$$g_x = \gamma_s \cdot q_x$$

el subíndice x depende del tipo de transporte y se explicará más adelante.

2.3.4.1 Arrastre en la Capa de Fondo

Es el material del fondo del cauce que es arrastrado por la corriente dentro de la capa de fondo, cuyo espesor, según Einstein, es igual a dos veces el diámetro de la partícula considerada. A este arrastre se le designa con el subíndice B.

El arrastre en la capa de fondo se calcula en función de las características hidráulicas de la corriente, de la geometría del cauce y de las propiedades físicas del material del fondo.

2.3.4.2 Transporte de Fondo en Suspensión

Está formado por el material del fondo del cauce que es transportado por la corriente en suspensión; es decir, dentro del seno del líquido arriba de la capa de fondo. El flujo, debido a su velocidad y turbulencia, levanta las partículas del lecho y las mantiene en suspensión, aunque continuamente se produce un intercambio de partículas entre las que hay en la capa de fondo y las que se transportan en suspensión. La concentración o número de partículas en suspensión disminuye cuando la turbulencia y la velocidad de la corriente decrecen. Cuando ocurre lo anterior una cierta cantidad de partículas retorna al fondo. A ese arrastre se le designa con el subíndice BS.

El material del fondo es granular en la mayoría de los ríos; es decir, está formado por partículas sueltas de arena, grava o boleos. Las fuerzas que tratan de mover a estas son las de arrastre y sustentación que la corriente ejerce sobre ellas. Las fuerzas que tratan de oponerse al movimiento son el peso propio de cada partícula y la fricción que desarrolla al descansar sobre otras partículas, la que también es función del peso. Al ser levantadas y puestas en suspensión, el peso de cada partícula es la única fuerza actuante para que las partículas retornen nuevamente al fondo. La distribución de la concentración de partículas en una vertical es más uniforme cuanto más fino es el material y mayor la turbulencia de la corriente. Cuando el material es grueso o la turbulencia es menor, se tiene muy poco material en suspensión cerca de la superficie y concentraciones mayores cerca del fondo.

El transporte del fondo en suspensión se calcula en función de las características hidráulicas de la corriente, la geometría del cauce y las propiedades físicas del material del fondo. También se puede obtener en función de los primeros dos aspectos señalados y de una muestra de agua – sedimentos tomada en un punto conocido de la

sección. De esa muestra se debe obtener la concentración de partículas en suspensión y las propiedades físicas de las partículas.

2.3.4.3 Transporte de Fondo o Transporte Total del Fondo

Está formado por el material del fondo que es transportado por la corriente, tanto dentro de la capa de fondo como en suspensión. Por tanto, el transporte de fondo es igual a la suma del arrastre en la capa de fondo más el transporte de fondo en suspensión. Se designa con el subíndice BT. Se cumple por lo tanto la relación

$$g_{BT} = g_B + g_{BS}$$

2.3.4.4 Transporte de Lavado

Está formado por el material muy fino que es transportado en suspensión y que no se encuentra representado en el material del fondo del cauce. Al considerar una sección determinada, todo el material de lavado procede de los tramos de aguas arriba. Su origen se encuentra en el suelo de la cuenca erosionado por las gotas de lluvia o bien proviene en ocasiones de la erosión que el mismo río produce en sus márgenes. Cuando no se conoce el tamaño de las partículas del fondo, aquellas transportadas en suspensión y menores que 0,062 mm se consideran material de lavado. Se denomina con el subíndice L.

El transporte de lavado depende de la cantidad de partículas que la cuenca aporta al río bajo la acción de una lluvia. Como no es función de las características hidráulicas de la corriente, sólo se puede valorar cuando se toma una muestra de agua con partículas en suspensión y se separa la porción de partículas que no están representadas en la curva granulométrica del material del fondo.

2.3.4.5 Transporte en Suspensión

Está formado por la totalidad de las partículas que son transportadas en suspensión. Por lo tanto, el transporte en suspensión es igual a la suma del de fondo en suspensión más el de lavado y se designa con el subíndice S. Se cumple así la relación

$$g_S = g_{BS} + g_L$$

Cuando se toma una muestra de agua en una corriente natural se obtiene siempre la concentración relacionada al transporte en suspensión, ya que en ella puede haber material de lavado y partículas que proceden del fondo. Una muestra que únicamente tenga material de lavado se puede obtener en la zona de un río en el que las velocidades sean muy bajas y el flujo no pueda levantar las partículas del fondo. Una muestra que contenga material del fondo en suspensión se obtiene en un canal de laboratorio con fondo arenoso donde se use agua limpia; en la naturaleza se encuentra en algunos afluentes en la zona de montaña y también en los canales de comunicación que hay entre lagunas costeras y el mar, ya que al subir la marea y entrar el agua de mar, ésta lo hace generalmente libre de limos y arcillas.

Al tomar una muestra de agua – sedimento conviene separar el material que procede del fondo y el material de lavado. La forma práctica de hacerlo consiste en pasar la muestra a través de una malla 200 cuya apertura es de 0,074 mm (valor cercano a 0.062 mm establecido como separación entre ambos materiales). Las partículas retenidas en la malla corresponden al material del fondo y las que pasan al material de lavado.

2.3.4.6 Transporte Total

Está formado por todas las partículas que son transportadas por el río, procedan del fondo o sean de lavado. Se denomina con el subíndice T. Por lo expuesto anteriormente, se cumplen las relaciones siguientes:

$$g_T = g_L + g_{BT}$$

$$g_T = g_L + g_{BS} + g_B$$

$$g_T = g_S + g_B$$

La mayoría de los primeros métodos desarrollados para cuantificar el transporte de sedimentos, pretenden obtener el material que es arrastrado en la capa del fondo; sin embargo, las pruebas efectuadas fueron hechas en canales de laboratorio y en ellos, el arrastre se conocía al cuantificar todas las partículas que eran transportadas y llegaban al final del canal. Cuando las velocidades del flujo eran altas, algunas partículas eran transportadas en suspensión, por lo que el transporte era el total del fondo y no el arrastre en la capa de fondo.

En 1950, Einstein introdujo el concepto de “capa de fondo” y separó el arrastre en la capa de fondo del transporte en suspensión; sin embargo, él tomó en cuenta resultados de otros autores en que se había cuantificado la suma de los dos arrastres y no únicamente el arrastre en la capa de fondo. Ese concepto es confuso y poco útil cuando se tiene un material bien graduado en el fondo, ya que la capa de fondo es igual a dos veces el diámetro de cada partícula considerada, lo cual puede dar un valor, por ejemplo, de 10 cm para una partícula grande mientras que para las arenas finas, dentro de la misma muestra, el espesor de su capa sería de sólo una fracción de milímetro. Por lo expuesto, otros autores como Fernández Luke, Reizes y Hayashi-Ozaki han estudiado el espesor de esa capa, dentro de la cual ocurren pequeños saltos de las partículas y han obtenido la altura y longitud de esos saltos. Por su parte, van Rijn propuso una relación empírica para determinar el espesor de la capa de fondo para un conjunto de partículas de distintos tamaños.

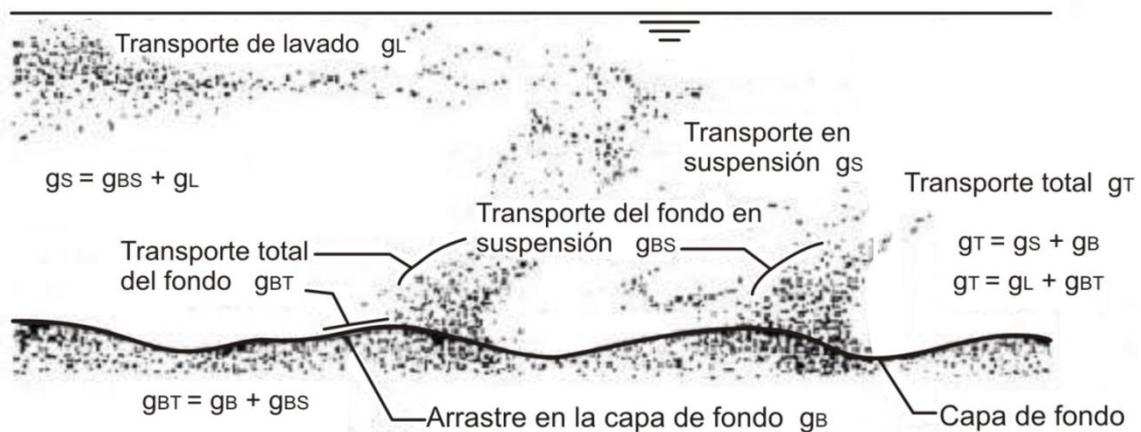


Figura 16. Diferentes formas de transporte de sedimentos

3 MATERIALES Y METODOS

3.1 INSTRUMENTACION EXPERIMENTAL

El Laboratorio de hidráulica de la UNC, cuenta con modelos físicos 3D entre los cuales se puede mencionar: Presa los Monos (Chubut), Dique derivador los Molinos(Jujuy), Rio Suquia ubicado en la Provincia de Córdoba, entre otros, además cuenta con un canal experimental vidriado de pendiente variable en el cual se construyó una de la estructuras pertenecientes al Dique Los Molinos (Jujuy), por ultimo cuenta una serie de instalaciones complementarias e instrumental de campo y laboratorio de última generación. (Laboratorio de Hidraulica UNC, 2016)

El Laboratorio de Hidráulica cuenta con una superficie cubierta de 850 m² dedicadas a oficinas, biblioteca y área de 500 m² a las actividades de laboratorio como ensayos en modelo físico, ensayos en canal, mediciones hidrodinámicas, tareas de taller, etc.

Sobre dicha superficie están dispuestas, distintas obras y estructuras fijas, estas son:

3.1.1 Canales de Aforo



Figura 17. Canal de aforo

Se utilizan para la medición de los caudales ensayados. Cuentan con vertederos de placa delgada y boca triangular, con ángulo al centro de 90°, ubicado en el extremo aguas abajo del canal. Su colocación se hizo de acuerdo a las normas especificadas por el fabricante, y la curva “Altura limnimétrica vs. Caudal” se calibró de acuerdo a dichas normas. La placa está biselada en su parte superior a los efectos de cumplir con las condiciones de vertedero de pared delgada.

3.1.2 Canal Experimental de Pendiente Variable y Oleaje

Posee una estructura de acero, revestido en paneles de vidrio, con pendiente variable, de 14 metros de longitud y sección transversal de 0.5 m x 0.6 m.

Cambiando la configuración del canal, el mismo tiene la capacidad de usarse para experimentación en el ámbito fluvial, simulando corriente unidireccional como también para generar condiciones de oleaje.

Aguas abajo posee una compuerta de inclinación regulable con la que se puede modificar el tirante y la velocidad del flujo en todo el canal. Posteriormente el flujo es evacuado hacia un canal de restitución paralelo (Canal de Aforo “1”), construido en mampostería, donde se realiza la medición del caudal mediante un vertedero triangular. Éste puede remplazarse por un vertedero rectangular o una canaleta Parshall, ambos disponibles en el Laboratorio.



Figura 18. Canal experimental

3.1.3 Equipo de Bombeo

Se cuenta con dos bombas sumergibles tipo Flyght, cada una de ellas capaz de desarrollar un caudal máximo de 70 lts/seg. Cada bomba cuenta con una conducción de alimentación y una conducción de retorno a cisterna, ambas de hierro forjado. Sobre tales conducciones se hallan dispuestas válvulas esclusas de operación manual que permiten regular los caudales que viajan hacia el modelo que se quiere ensayar.



Figura 19. Cañería de alimentación al canal experimental

3.1.4 Cisterna

La cisterna del LH consiste en un recinto subterráneo de sección rectangular de 1.30 metros de ancho por 0.75 metros de profundidad, y con un desarrollo rectangular en planta de unos 76 metros lineales.

3.1.5 Tanque Volumétrico

Se encuentra ubicado por debajo del nivel del suelo, entre la salida de la restitución del canal experimental y el retorno a cisterna. Tiene una sección 1.50 x 1.50 m y una altura total de 3 metros. Es utilizado para el aforo de caudales, cuenta con una regla en toda su longitud para la medición de niveles y con un limnómetro digital con sensor electrónico.

3.1.6 Dispositivos de Medición Fijos

- Limnómetros: Permiten conocer los diferentes niveles de agua. Existe un limnómetro dispuesto sobre el canal de aforo, tres limnómetros en la zona de los modelos, y tres más en la zona de aguas abajo. Constan de un tubo circular de vidrio interconectado a la zona que se desea medir, sobre el que se dispone el limnómetro que es del tipo a cremallera, con precisión de 0,1 mm.

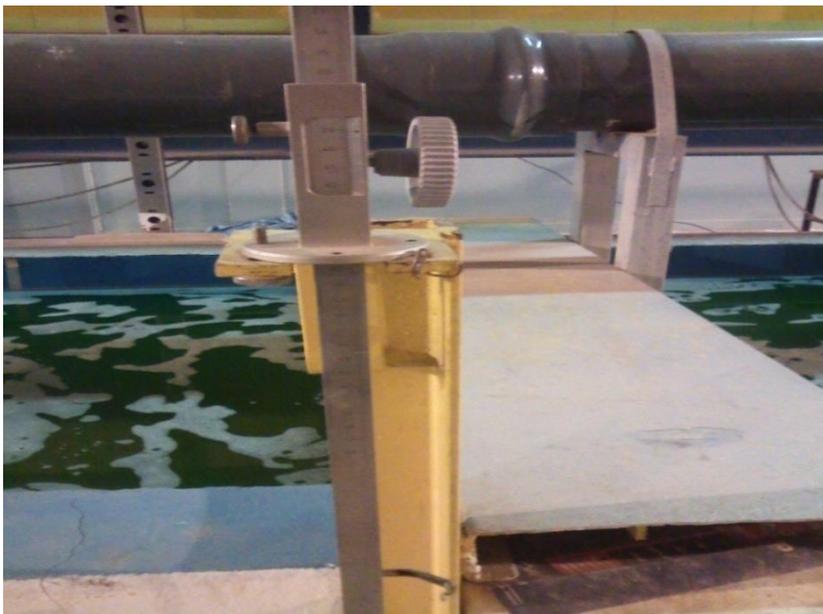


Figura 20. Limnómetro

- Tableros multipiezométricos (Liras): Corresponden a las distintas partes de un modelo como vertederos, canales de restitución, rápidas, saltos esquí, etc. Permiten conocer las presiones estáticas de agua. Cada toma piezométrica es un pequeño tubo de acrílico interconectado a la zona que se mide, apoyado sobre una escala graduada en milímetros.
- Canaleta de Garganta Cortada: Esta estructura de aforo está conformada por la sección de entrada, la sección de salida, la garganta y una placa de fondo. La sección de entrada está constituida por dos muros verticales convergentes en relación 3:1 (longitudinal: transversal) y la sección de salida la conforman dos muros verticales divergentes en relación 6:1 (longitudinal: transversal). La unión de estas dos secciones forma una contracción en la canaleta denominada garganta. El ancho de esta garganta, “W”, es de 0.53m y la longitud, “L”, es de 1.20m. La placa del fondo es totalmente horizontal.

3.1.7 Infraestructura Complementaria

- Cámara de distribución: Es un recinto estanco desde donde se distribuye el agua hacia los diferentes modelos mediante compuertas.
- Canal de ingreso a los modelos: Dispuesto a continuación de la cámara de distribución, rodea la zona de modelos en parte de su perímetro aguas arriba. Tiene una longitud de 9m, un ancho de 60 cm y una altura de 1.50 m.
- Aquietador: Permite el ingreso del agua al modelo con bajas velocidades, para dar así el efecto embalse deseado. De profundidad igual a 50 cm, y ancho de 30 cm.
- Trampa de arena: Antecede el retorno a la cisterna, en el final del modelo. Impide que material del fondo móvil llegue a la cisterna a través de “escalones” de 20 cm de alto en cada potencial vía de retorno (directo a cisterna, o a tanque volumétrico para aforo).
- Conducciones de desagote: Caños de PVC de ½” dispuestos aguas arriba (para desagote del embalse), aguas abajo (para desagote de la zona de fondo móvil),

y en zona de trampa de arena. Cada uno con su tapón respectivo. En todos los casos el agua de estas conducciones retorna a cisterna.

3.1.8 Modelo Físico 3D – Los Molinos

Modelo Físico Los Molinos construido en el predio del Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la UNC

El modelo físico tridimensional se construyó siguiendo los lineamientos impuestos por el Criterio de Semejanza de Froude, escala 1:65, con capacidades para llevar a cabo experimentos en una etapa a Fondo Rígido y en otra a Fondo Móvil. Para ello se dispuso de un sector del modelo donde pueda ejecutarse indistintamente: un fondo rígido conformado según la topografía relevada del lugar, o bien un fondo móvil (arena) que permita analizar los procesos erosivos. En la elección de la escala se contempló las variables a estudiar, los efectos de escalas las capacidades del Laboratorio (capacidad de bombeo, espacio disponible, entre otros).



Figura 21. Modelos físicos 3D – Izquierda (Rio Suquia) – Derecha (Dique derivador Los Molinos Jujuy)

Con este modelo físico se pueden analizar efectos tridimensionales que se generan aguas arriba y aguas debajo de las estructuras, su interacción y las fosas de erosión. Los objetivos que se plantearon para este modelo físico fueron los siguientes:

- a) Verificar las capacidades hidráulicas de evacuación de las estructuras.
- b) Verificar las condiciones de disipación de energía, de las estructuras de control dispuestas en los distintos sectores de la obra.
- c) Analizar y cuantificar las erosiones locales.
- d) Verificar y optimizar las consignas de operación de las estructuras de control.

3.1.9 Modelo Físico 2D – Canal Experimental

Canal de vidrio de sección rectangular, de 50 centímetros de base, 85 centímetros de altura y 14 metros de longitud. Tiene una pendiente longitudinal de 1/1000 m/m horizontal. El agua ingresa al canal a través de una rejilla de aberturas de 1 centímetro por 1,5 centímetros, para romper la estructura turbulenta de mayor tamaño. Al final del canal existe una compuerta pivotante regulable que dirige el agua a una pileta de aquietamiento, donde se reduce la velocidad del fluido y la vierte a un canal de restitución, el cual lo conduce a la cisterna. Para abastecer el canal existe una bomba tipo flight, sumergible de capacidad máxima de 70 lts/seg., esta conduce el agua a través de un tubo que desemboca en la tolva de ingreso; en ella se disponen ladrillos cerámicos huecos alineados verticalmente con grava de gran tamaño, que actúan como disipadores de energía.

Dentro del canal se encuentra la estructura, la cual consiste en un vertedero de descarga de baja altura y que cuenta con un salto esquí como estructura de disipación, en donde este puede trabajar como vertedero (en caso de estar libre) o como orificio (en caso de tener una compuerta). El material de la compuerta es una chapa zincada anticorrosiva, el material de la estructura terminal es hormigón cubierto con una masilla, este tiene el mismo ancho que el canal y cuenta con un ángulo de 31 grados para despegue del fluido además utiliza unas tomas de aire para insuflar aire de esta manera se garantiza el salto del chorro.



Figura 22. Canal experimental en funcionamiento

3.2 ACONDICIONAMIENTO DEL CANAL Y METODOLOGIA ADOPTADA

Se describe a continuación las diferentes modificaciones que se llevaron a cabo en el canal para poder realizar los ensayos y la metodología adoptada durante los mismos.

3.2.1 Carga de Sedimento en el Canal

El material utilizado para realizar los ensayos es la arena que se utilizó en el modelo 3D del Dique derivador Los Molinos (Jujuy), el cual es llevado hasta el canal en carretilla para luego ser introducido en el mismo mediante la ayuda de baldes.



Figura 23. Carga de sedimento en carretilla para ser llevado hasta el canal



Figura 24. Distribución del sedimento en el canal

3.2.2 Colocación de Chapa en el Paño 6



Figura 25. Ubicación del paño Nº 6

En el canal se colocó una chapa de altura regulable al final del paño 6 (Figura 26 y Figura 27), la cual fue posicionada transversalmente al canal pegándola con sellador en sus bordes, esta chapa cumple dos funciones:

- Funcionar como barrera, reteniendo el sedimento arrastrado por el flujo de agua.
- Actuar como un regulador del nivel de restitución.

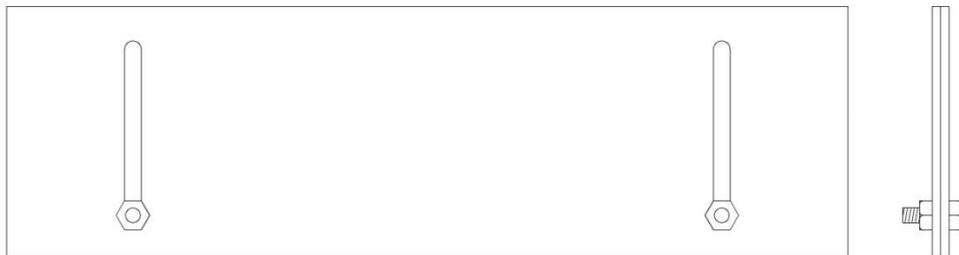


Figura 26. Configuración de la chapa para lograr un nivel de restitución bajo



Figura 27. Configuración de la chapa para lograr un nivel de restitución alto

Además, en este paño, antes de la chapa mencionada anteriormente, se dejó un espacio en el que no se colocó sedimento, este espacio actúa como sedimentador, es decir, es el encargado de contener el sedimento que es arrastrado desde aguas arriba por el flujo de agua (Figura 28).



Figura 28. Espacio sin sedimento en el paño 6

3.2.3 Colocación de Reglas

Se colocaron reglas en los diferentes paños del canal, esto se realiza para poder escalar las imágenes a la hora de medir los volúmenes de sedimento ya sea en las fotografías tomadas o en los videos filmados. Se colocaron reglas horizontales y verticales como puede observarse en la siguiente imagen.

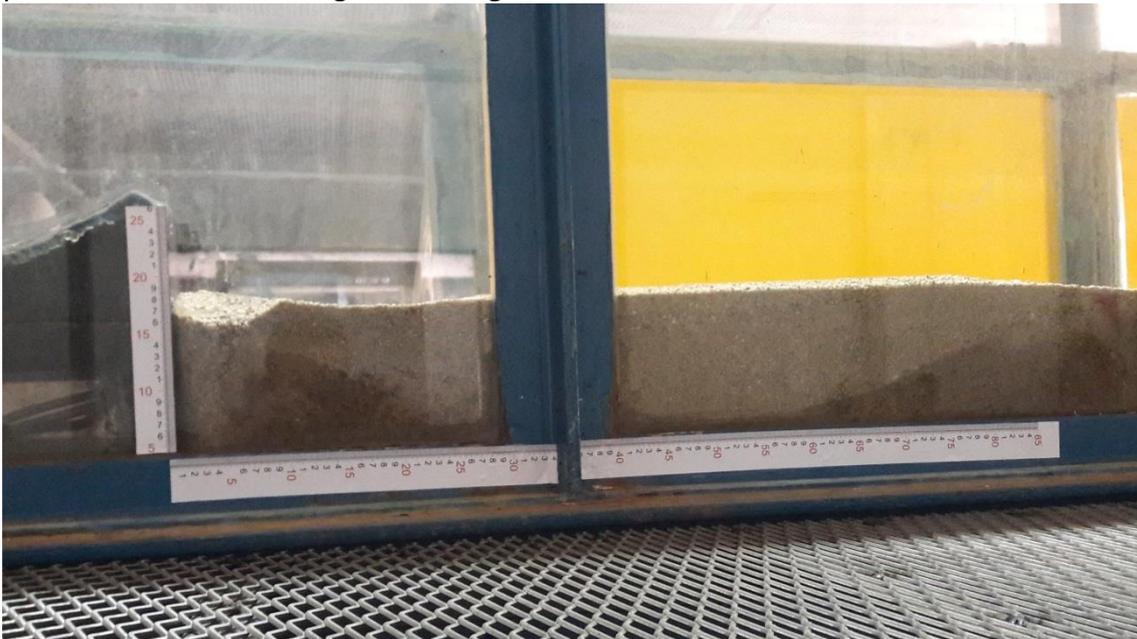


Figura 29. Reglas colocadas en el canal

3.2.4 Metodología Adoptada Durante los Ensayos

A continuación se explican los pasos llevados a cabo en cada uno de los ensayos realizados.

3.2.4.1 Prendido del Modelo

Los pasos a seguir son:

1. Inundar con un caudal bajo (Figura 30-A)
2. Elevar el nivel de restitución (Figura 30-B)
3. Nivelar el fondo (Figura 30-C)

4. Ajustar el caudal al valor estipulado(Figura 30-C)
5. Bajar el nivel de restitución. (Figura 30-D)

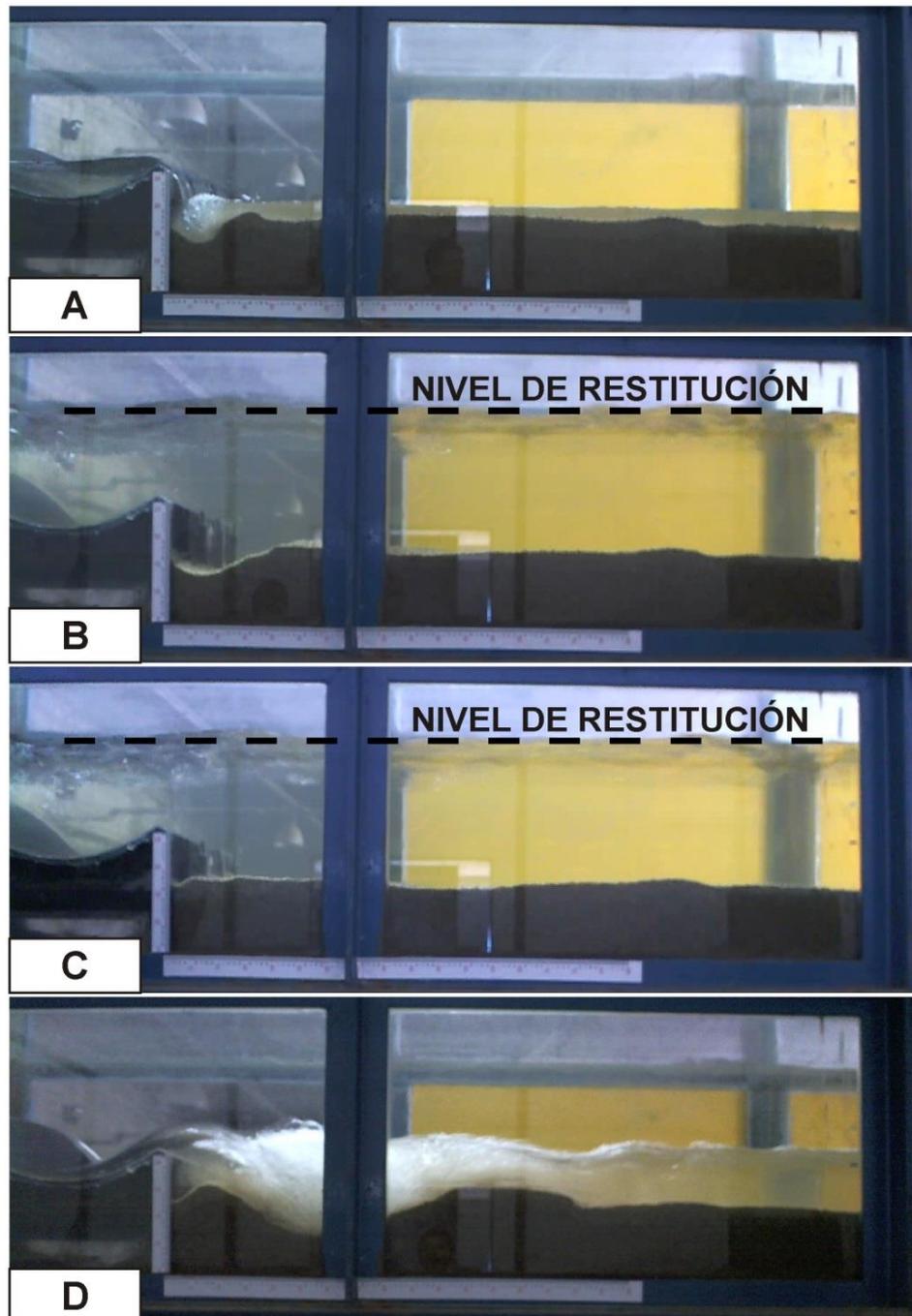


Figura 30. Prendido del modelo

Se elige seguir este procedimiento para evitar la erosión en el lecho con otros caudales diferentes al ensayado que se generan hasta que se logra llegar al caudal esperado. Con esta metodología se logra erosionar el lecho directamente con el caudal predefinido a medida que se baja el nivel de restitución.

3.2.4.2 Apagado del Modelo

Para apagar el modelo se probaron dos formas diferentes, con el objetivo de no alterar las erosiones producidas por el chorro de agua:

1. Elevar el nivel de restitución antes de apagar las bombas: Cuando se elevó el nivel se modificó el punto de impacto del chorro y se observó que el talud de aguas arriba se modificó.
2. Cortar bruscamente el ingreso de agua al canal apagando la bomba: Aplicando esta metodología no se modificó la fosa de erosión. Se adoptó esta metodología de apagado para todos los ensayos.

3.3 ANALISIS GRANULOMETRICO

La finalidad del análisis granulométrico es obtener la distribución por tamaño de las partículas presentes en una muestra de suelo. Para suelos con tamaño de partículas mayor a 0,074 mm (74 micrones) se utiliza el método de análisis mecánico mediante tamices dispuestos en orden decreciente, para suelos de tamaño inferior, se utiliza el método del hidrómetro, basado en la ley de Stokes. Debido a que las muestras analizadas contienen únicamente material granular, solamente se realizará el análisis mecánico.

Para el trazado de la curva granulométrica del material se utiliza un diagrama de coordenadas semilogarítmicas, en él se indican en abscisas el logaritmo de la abertura de las cribas y tamices; y en ordenadas están representadas, en escala aritmética, los porcentajes librados por cada criba o tamiz.

3.3.1 Equipamiento Utilizado

En la Tabla 2 se realiza una breve descripción del equipamiento utilizado durante los ensayos de granulometría, los cuales consisten en una balanza, una tamizadora y un juego de tamices.

| Balanza <i>OHAUS Trabeler</i> | Tamizadora mecánica <i>Decalab Fbr Shaker</i> | Tamices de ensayo para laboratorio <i>MACOTEST</i> |
|---|--|---|
|  <p>Figura 31. Balanza</p> |  <p>Figura 32. Tamizadora mecánica</p> |  <p>Figura 33. Tamices</p> |
| <ul style="list-style-type: none"> • Capacidad: 150 a 5000 g • Sensibilidad: 0,01 a 1 g | <ul style="list-style-type: none"> • Medida de Plataforma: 30 x 25 cm • Velocidad de vaivén: 0 a 320 rpm | <ul style="list-style-type: none"> • Material: Bronce |

Tabla 2. Equipo utilizado durante los ensayos de granulometría

3.3.2 *Análisis Granulométrico de la Muestra Inicial*

Se realiza el análisis granulométrico de la muestra inicial de sedimento, se extrajeron dos muestras para luego comparar los resultados obtenidos con cada una y así evitar posibles errores en los ensayos realizados (Figura 34).



Figura 34. Ensayo granulométrico de la muestra inicial

3.3.3 *Análisis Granulométrico de Muestras Extraídas Luego de Ensayos*

Se puede apreciar en la Figura 35 las muestras colocadas en el exterior, expuestas al sol para su secado, estas muestras fueron extraídas luego de finalizar los ensayos.



Figura 35. Muestras de sedimento extraídas de diferentes ensayos

En la Figura 36 se ve cómo se realiza el tamizado de las muestras, en esta ocasión se realizó sin la ayuda de la tamizadora mecánica.



Figura 36. Ensayo granulométrico de muestras de ensayos

3.4 SEGUIMIENTO DE LA EROSIÓN EN EL TIEMPO

Se optó por filmar el canal durante los ensayos para luego analizar cómo fue su evolución en el tiempo. En la Figura 37 puede observarse la disposición de las cámaras.

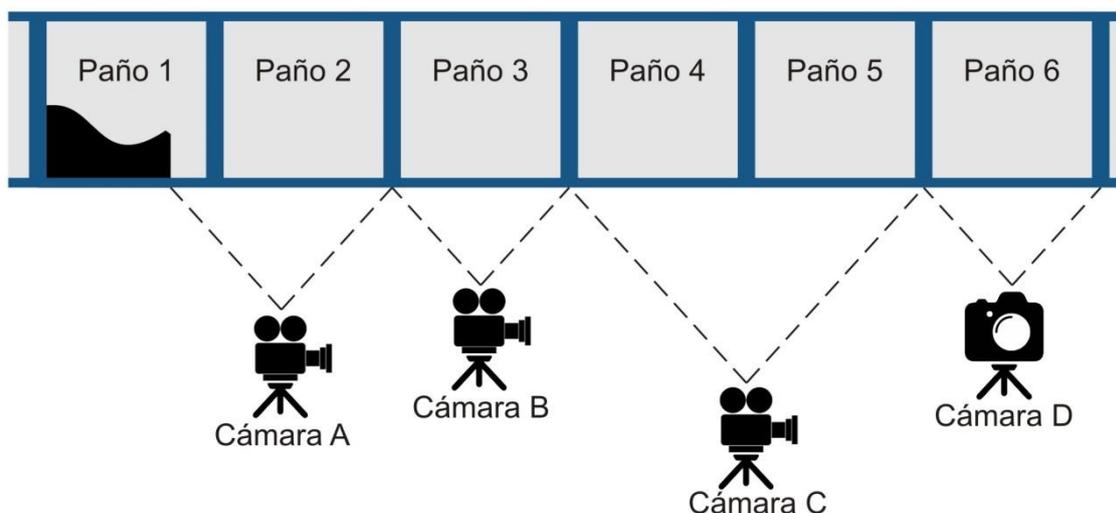


Figura 37. Disposición de cámaras durante los ensayos

La función realizada por cada cámara es:

- Cámara A: Filmación de una parte del paño 1 y de la totalidad del paño 2.
- Cámara B: Filmación del paño 3.
- Cámara C: Filmación de los paños 4 y 5.
- Cámara D: Fotografiado del paño 6.

En la Tabla 3 se realiza una breve descripción de las cámaras utilizadas y en la Tabla 4 Tabla 4 se describe las características de los videos y fotografías obtenidos.

| Cámara A | Cámara B | Cámara C | Cámara D |
|--|---|---|---|
| <i>Samsung Galaxy J7</i> | <i>Samsung Galaxy Tab S</i> | <i>Motorola Moto E</i> | <i>Cámara Sony Cyber-shot</i> |
|  |  |  |  |
| Figura 38. Cámara A | Figura 39. Cámara B | Figura 40. Cámara C | Figura 41. Cámara D |
| <ul style="list-style-type: none"> • Procesador octa-core • Memoria RAM de 1,5 GB • Cámara de 13 MP | <ul style="list-style-type: none"> • Procesador octa-core • Memoria RAM de 3 GB • Cámara de 8 MP | <ul style="list-style-type: none"> • Procesador quad-core • Memoria RAM de 1 GB • Cámara de 5 MP | <ul style="list-style-type: none"> • 16,1 MP • Zoom Óptico 5x |

Tabla 3. Cámaras utilizadas en los ensayos

| | Cámara A | Cámara B | Cámara C | Cámara D |
|---------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Tipo | Video | Video | Video | Imagen |
| Tamaño | 640x480 (VGA) | 1280x720 (HD) | 1280x720 (HD) | 1280x720 (HD) |
| Relación de aspecto | 4:3 | 16:9 | 16:9 | 16:9 |
| Cuadros por segundo | 30 | 30 | 30 | |

Tabla 4. Características de archivos multimedia

3.4.1 Extracción de Fotogramas de los Videos

Se conoce como fotograma a cada una de las imágenes que se suceden en una película cinematográfica. Cuando una secuencia de fotogramas es visualizada de acuerdo a una determinada frecuencia de imágenes por segundo se logra generar la sensación de movimiento en el espectador.

Es necesario extraer algunos fotogramas en determinados instantes de tiempo de los videos filmados durante los ensayos, esto se realiza mediante el programa VLC Media Player.

VLC Media Player es un reproductor multimedia, libre y de código abierto desarrollado por VideoLAN. Es un programa multiplataforma con versiones disponibles para muchos sistemas operativos, es capaz de reproducir casi cualquier formato de video y puede reproducir videos a resoluciones normales, en alta definición o incluso en 4K. Este reproductor multimedia es uno de los más utilizados, no solo por su estabilidad y versatilidad a la hora de reproducir todo tipo de archivos multimedia, sino por la cantidad de herramientas adicionales que incluye (Wikipedia, 2017).

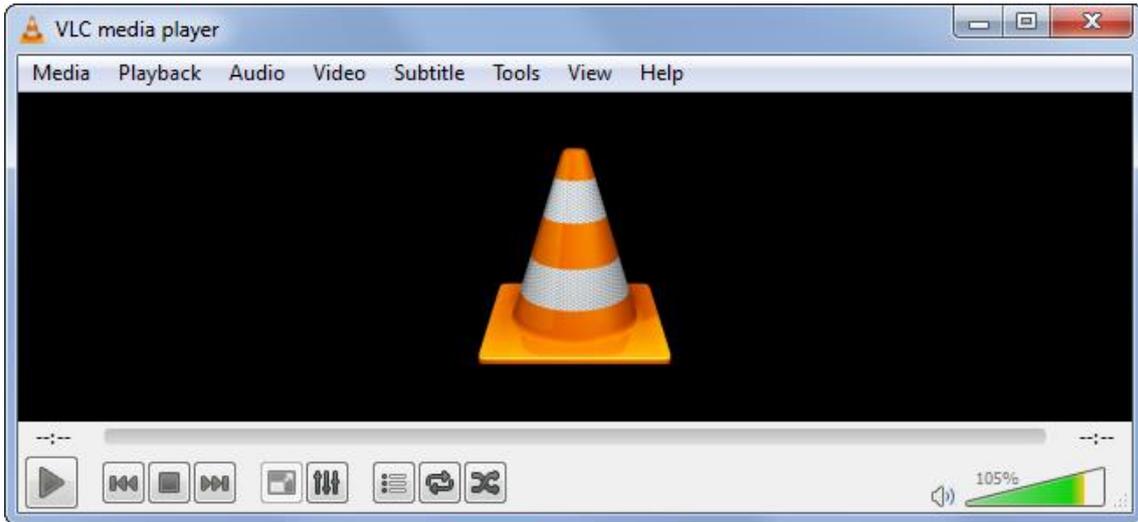


Figura 42. Programa VLC media player

En el programa se debe ingresar como dato cada cuantos fotogramas se desean extraer determinados fotogramas del video analizado, por ejemplo, si el video tiene una frecuencia de 30 fotogramas por segundo (30 FPS) y se quiere extraer fotogramas cada un segundo, entonces en el programa se debe introducir el número 30, en cambio, si se desean extraer cada 5 segundos se debe ingresar 150.

En la Figura 43, a modo de ejemplo, se muestran algunos de los fotogramas extraídos del video del ensayo N° 10 filmado por la cámara B. En este caso hay una diferencia de dos minutos entre cada fotograma, se puede observar el avance de la barra de sedimento.

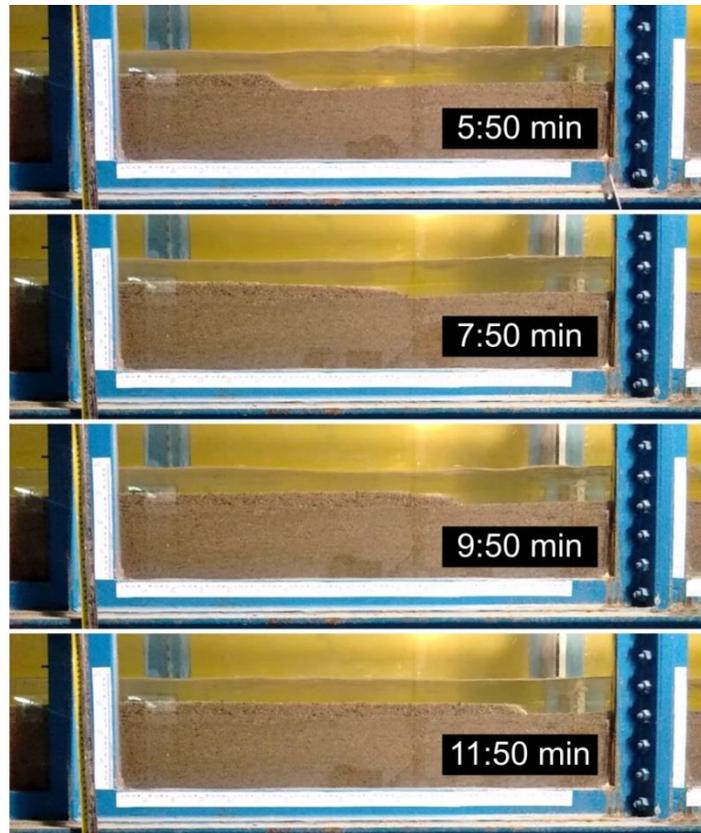


Figura 43. Fotogramas extraídos de filmación del paño 3

3.4.2 Medición de Volumen de Sedimento

Luego de la extracción de los fotogramas del video, se procede a medir el área de erosión en el foso y el área de sedimentación en la barra para cada fotograma extraído, esta medición de área se realiza con el programa AUTOCAD, para luego multiplicar a estas áreas por el ancho del canal para obtener los respectivos volúmenes (Figura 44 y Figura 45).

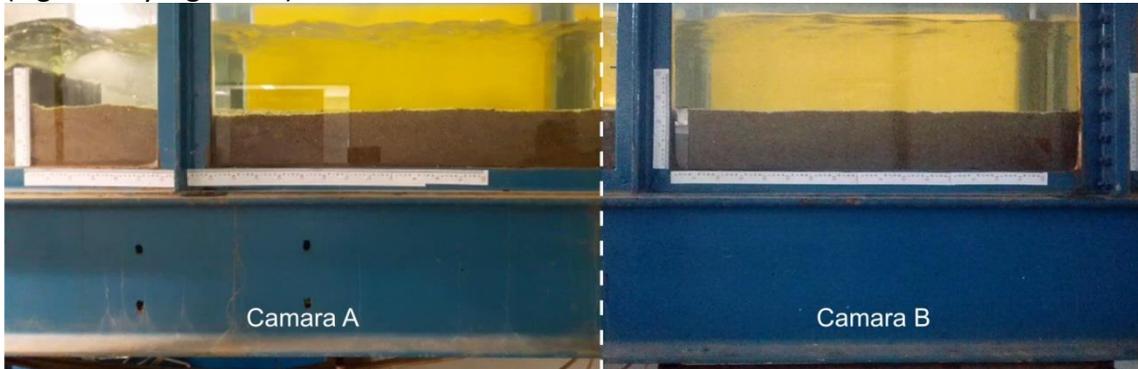


Figura 44. Cámaras A y B antes de comenzar con el ensayo

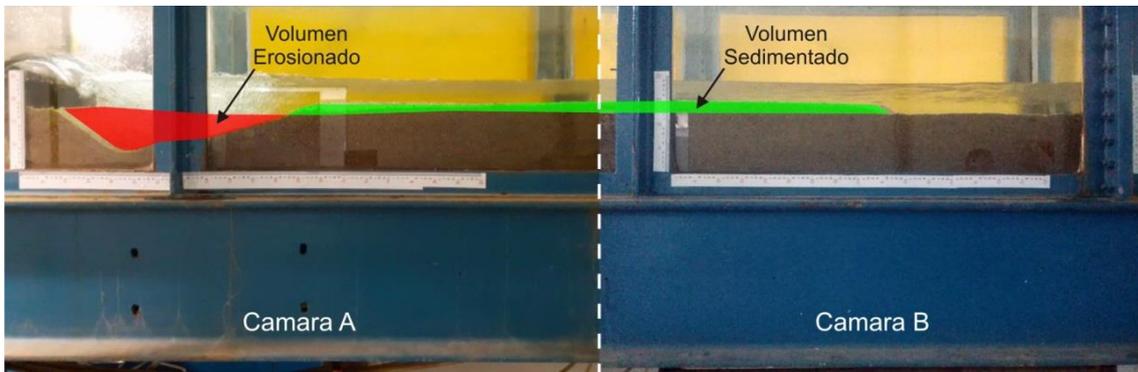


Figura 45. Medición de erosión con cámaras A y B

3.4.3 Medición de Tirantes Durante el Avance de la Duna

Además de medir los volúmenes, se mide con la regla el tirante sobre la barra (h_1) y el tirante en las zonas anteriores al avance de la barra de sedimentación (h_2) (Figura 46 y Figura 47). También se mide el tirante tiempo antes de terminar con el ensayo en varios puntos del canal. Estos tirantes son necesarios a la hora de entrar al Abaco de Shields modificado, además es necesario saber la pendiente del lecho, la cual es medida una vez terminado el ensayo con el nivel óptico.

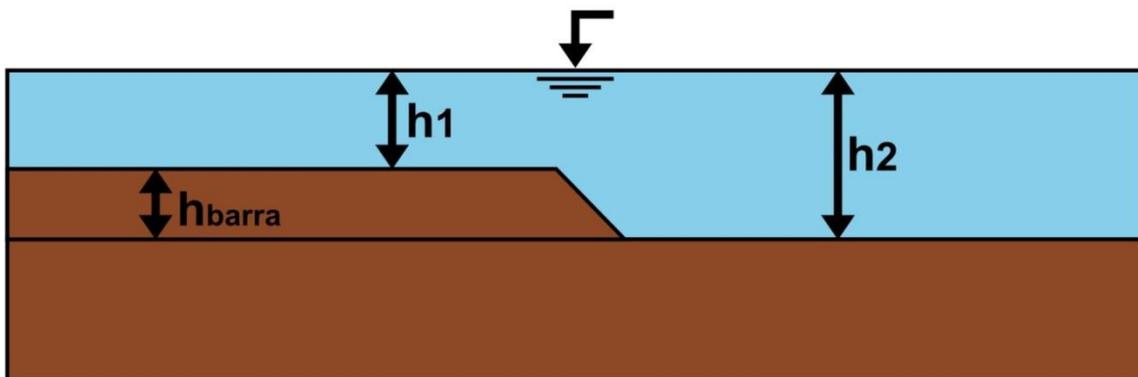


Figura 46. Tirantes medidos durante los ensayos



Figura 47. Medición de tirantes durante uno de los ensayos

3.5 MEDICIÓN DE EROSIÓN FINAL

En este punto se describe como se realiza la medición de la profundidad máxima de erosión en el lecho de fondo.

3.5.1 Deformación del Foso de Erosión

Debido a la presencia de la guía de la compuerta se produce una alteración sobre el flujo generando estelas que se dirigen hacia el centro del canal, las cuales producen una modificación en el chorro en las zonas adyacentes a los vidrios laterales. La alteración del chorro en las zonas laterales genera un cuenco de erosión que no es uniforme a lo largo del ancho del canal, por lo tanto, lo observado desde un costado del canal no es representativo (Figura 48 y Figura 49).



Figura 48. Estela formada sobre la estructura y alteración producida en el chorro

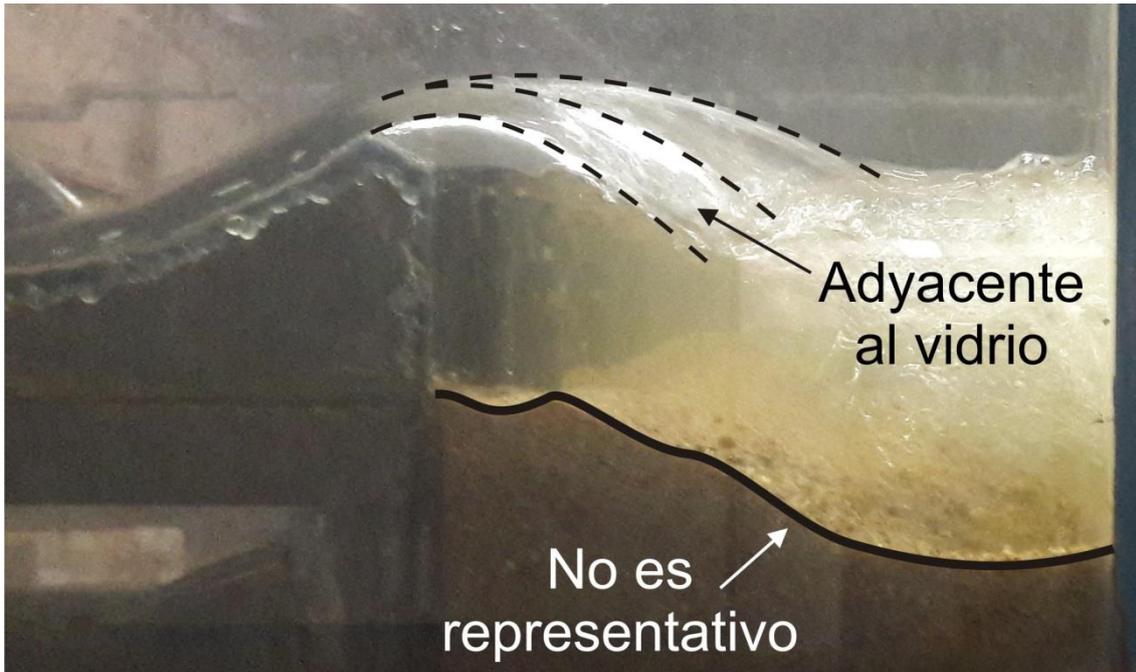


Figura 49. Modificación del chorro en zonas adyacentes a los vidrios laterales del canal

3.5.2 Relevamiento del Perfil de Erosión

Debido a la perturbación que ocurre en el foso de erosión es apropiado relevar el perfil de erosión con el nivel topográfico en el eje longitudinal del canal como puede observarse en las siguientes imágenes.



Figura 50. Medición del perfil de erosión con el nivel

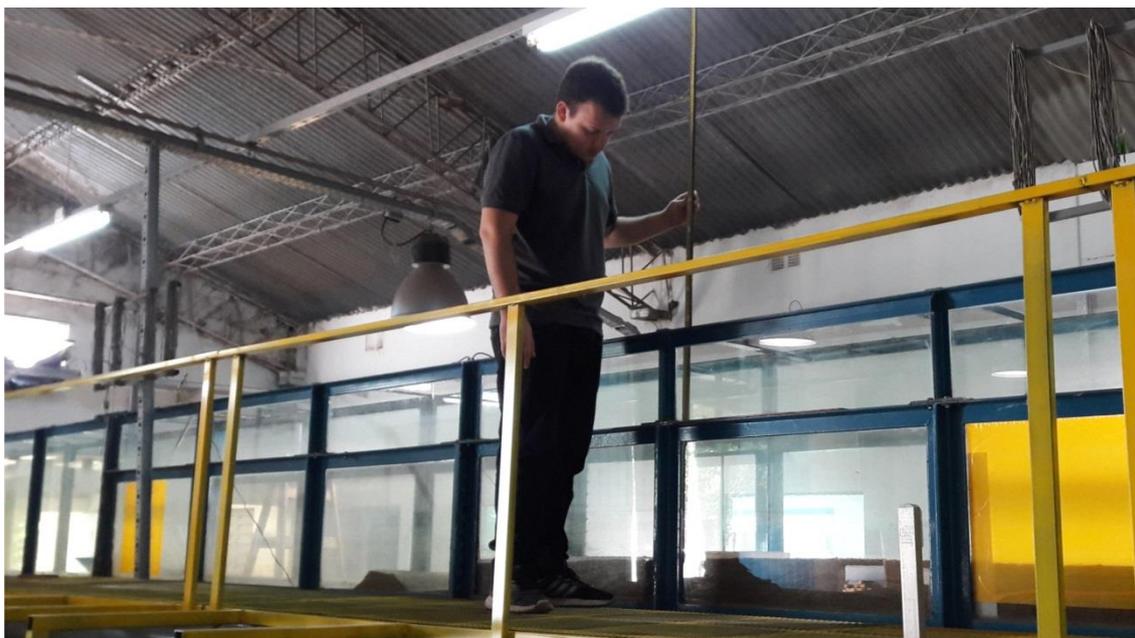


Figura 51. Colocación de la mira en el canal

3.5.3 Medición de la Pendiente del Lecho de Fondo

Además se determinó la pendiente longitudinal del lecho midiendo el desnivel entre dos puntos cuya distancia horizontal es conocida, esta medición se realizó al final de cada ensayo (Figura 52). Esta información es útil para luego ser utilizada en el Diagrama de Shields.

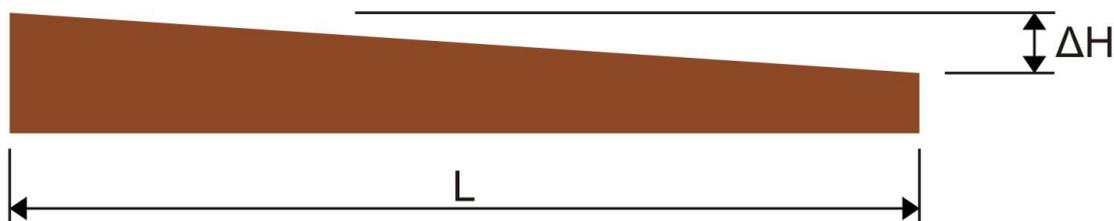


Figura 52. Determinación de la pendiente longitudinal del lecho

$$\text{Pendiente (\%)} = \left(\frac{\Delta H}{L} \right) \times 100$$

En los ensayos la pendiente inicial adoptada del lecho del canal es de aproximadamente del 0,1 % (esta pendiente es lograda nivelando la arena siguiendo como referencia marcas anteriormente realizadas en los vidrios de los paños del canal), una vez finalizado el ensayo se observa que la pendiente se ha modificado debido al transporte de sedimento, siendo aproximadamente del 0,3% (Figura 53).

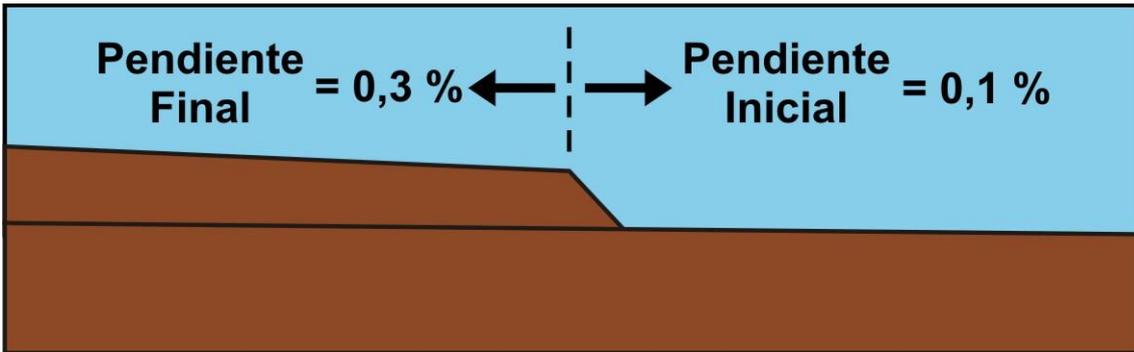


Figura 53. Pendientes inicial y final del lecho de fondo

En algunos ensayos la pendiente inicial adoptada fue mayor a la anteriormente dicha, en este caso lo que ocurre es que no hay formación de una barra sino que existe un transporte de sedimento en toda la superficie del lecho del canal.

3.5.4 Ensayos Donde no es Posible Medir la Erosión Máxima

En los ensayos con caudales mayores a aproximadamente 11 l/s no fue conveniente medir las erosiones finales, debido a que estos caudales provocan una profundidad de erosión máxima mayor a la que es posible ensayar en este modelo, ya que esta profundidad de erosión llega hasta el fondo del canal (Figura 54).



Figura 54. Erosión llegó hasta el fondo del canal

3.6 ESTIMACIÓN DE EROSIONES MAXIMAS

3.6.1 Erosión Máxima

Existen numerosas investigaciones que permiten determinar la profundidad máxima de erosión sobre la base de consideraciones energéticas del escurrimiento y de las características del material del lecho.

Mason y Arumugan (1985) recopilaron diferentes tipos de ecuaciones para determinar la profundidad de erosión debida al impacto de un chorro libre aguas debajo de presas como así también de deflectores tipo salto esquí. Clasificaron estas formulaciones en diferentes grupos, según los parámetros que intervienen en cada una de ellas.

A continuación se presentan las ecuaciones utilizadas para determinar las erosiones máximas, clasificándolas en tres grupos:

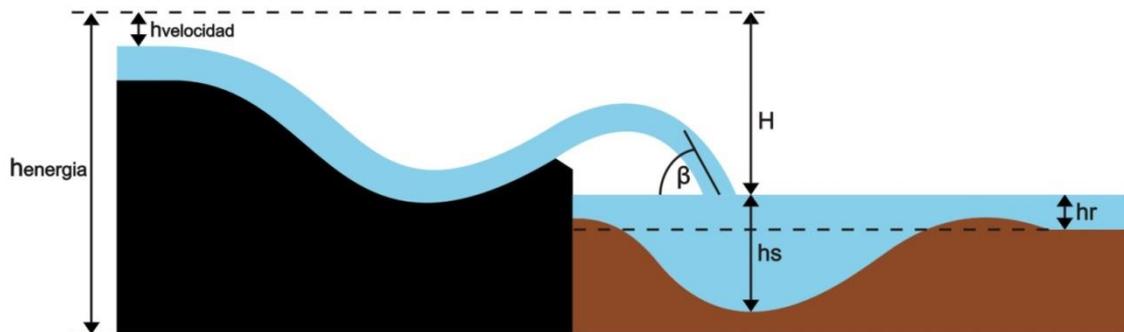


Figura 55. Datos necesarios para determinar la erosión máxima (h_s) mediante fórmulas empíricas

Grupo I – Expresa la profundidad máxima de erosión (h_s) en términos de la carga hidráulica (H), es decir la diferencia entre el nivel energético aguas arriba y aguas debajo de la presa, el caudal específico del chorro (q) y el diámetro característico del material del lecho (d_n).

La forma general que toma este grupo de ecuaciones es:

$$h_s = K \frac{q^x H^y}{d^z}$$

Dónde: K , x , y , z son coeficientes y exponente que fueron calibrados por diferentes autores, en la Tabla 5 se presentan los valores de dichos coeficientes para cada autor.

| Formula N° | Referencia | K | x | Y | z | d |
|------------|------------------------|-------|-------|--------|--------|-----------------|
| 1 | Veronese – A (1937) | 1,9 | 0,54 | 0,225 | 0 | |
| 2 | Damle – A (1966) | 0,652 | 0,5 | 0,5 | 0 | |
| 3 | Damle – B (1966) | 0,543 | 0,5 | 0,5 | 0 | |
| 4 | Damle – C (1966) | 0,362 | 0,5 | 0,5 | 0 | |
| 5 | Chian Min Wu (1973) | 1,18 | 0,51 | 0,235 | 0 | |
| 6 | Taraimovich (1978) | 0.633 | 0,67 | 0,25 | 0 | |
| 7 | Machado – A (1982) | 2,98 | 0,5 | 0,25 | 0 | |
| 8 | Sofrelec (1980) | 2,3 | 0,6 | 0,1 | 0 | |
| 9 | INCYTH (1985) | 1,413 | 0,5 | 0,25 | 0 | |
| 10 | Martins – B (1975) | 1,5 | 0,6 | 0,1 | 0 | |
| 11 | Lopardo (1987) | 0,798 | 0,5 | -0,5 | 0 | |
| 12 | Suppasri (2007) | 0,15 | 0,38 | 0,75 | 0 | |
| 13 | Schoklitsch (1932) | 0,521 | 0,57 | 0,2 | 0,32 | d ₉₀ |
| 14 | Veronese – B (1937) | 0,202 | 0,54 | 0,225 | 0,42 | d _m |
| 15 | Egenberger (1943) | 1,44 | 0,6 | 0,5 | 0,4 | d ₉₀ |
| 16 | Hartung (1959) | 1,4 | 0,64 | 0,36 | 0,32 | d ₈₅ |
| 17 | Franke (1960) | 1,13 | 0,67 | 0,5 | 0,5 | d ₉₀ |
| 18 | Kotoulas (1967) | 0,78 | 0,7 | 0,35 | 0,4 | d ₉₀ |
| 19 | Zeller (1981) | 0,88 | 0,686 | 0,686 | 0,372 | d ₉₅ |
| 20 | Chee y Padiyar (1969) | 2,126 | 0,67 | 0,18 | 0,063 | d _m |
| 21 | Bisaz y Tschopp (1972) | 2,76 | 0,5 | 0,25 | 1 | d ₉₀ |
| 22 | Chee y Kung (1971) | 1,663 | 0,6 | 0,2 | 0,1 | d ₉₀ |
| 23 | Machado – B (1982) | 1,35 | 0,5 | 0,3145 | 0,0645 | d ₉₀ |

Tabla 5. Parámetros de la fórmula general de la ecuación de profundidad de erosión

Se puede observar que desde la fórmula 1 hasta la 12 el exponente del diámetro característico es z=0, es decir que estas expresiones no tienen en cuenta el diámetro del material del lecho para determinar la máxima profundidad de erosión.

Dentro de este grupo se puede incluir a la fórmula propuesta por el I.D.I.H en el año 1990, la cual tampoco considera al diámetro del material dentro de la misma.

Formula 24 – I.D.I.H. (1990) planteó la siguiente ecuación:

$$h_s = 2,6662 q H^{-0,5} + 0,3291H$$

Formula 25 – Veronese modificado (1994) es igual a la ecuación de Veronese multiplicada por el seno del ángulo con el cual incide el chorro sobre el colchón de agua (β):

$$h_s = 1,9 q^{0,54} H^{0,225} \text{Sen}(\beta)$$

Formula 26 – Mason y Arumugan B (1985) depende de las variables vistas anteriormente (H , q y d_n) pero no adopta la forma general antes mencionada:

$$h_s = 22,88 q^{0,60} H^{0,50} d_{90}^{0,40}$$

Grupo II – Las ecuaciones contemplan además de las variables q , H y d la altura del colchón de agua (h_r) en el punto de impacto.

Formula 27- Jaeger (1939) planteó la siguiente ecuación:

$$h_s = 0,6 q^{0,50} H^{0,25} \left(\frac{h_r}{dm} \right)^{0,333}$$

Formula 28 – Zimmerman y Maniak (1967) presentó la siguiente ecuación:

$$h_s = 0,59 \frac{q^{0,20} h_r^{0,93}}{d_{85}^{0,23}}$$

Formula 29 – Martins – A (1973) obtuvo de experimentos con chorro sobre un lecho considerablemente ancho y conformado por cubos colocados uno tras otro en estructura compacta la siguiente ecuación:

$$h_s = 0,14 N - 0,73 \frac{h_r^2}{N} + 1,7 h_r$$

Dónde:

$$N = 7 \sqrt{\frac{Q^3 H^{1,5}}{dm^2}}$$

Aquí se puede substituir Q por q debido a que se asume que esta expresión puede ser aplicable para grandes láminas de flujo.

Formula 30 – Mason y Arumugan (1984) presentó la siguiente expresión:

$$h_s = 1,65 \frac{q^{0,60} H^{0,05} h_r^{0,15}}{dm^{0,10}}$$

Grupo III – Son ecuaciones compuestas por autores rusos. Estas ecuaciones consideran el ángulo con el cual incide el chorro sobre el colchón de agua (β). Según Mason las que se pueden aplicar con mayor confiabilidad son:

Formula 31 – Ecuación de Mikhalev (1960).

$$h_s = \frac{1,804 q \sin \beta}{(1 - 0,215 \cot \beta)} \left(\frac{1}{d_{90}^{0,33} \cdot h_r^{0,50}} - \frac{1,126}{H} \right)$$

Formula 32- Ecuación de Rubinstein (1963).

$$h_s = h_{CA} + 0,19 \left(\frac{H + h_r}{d_{90}} \right)^{0,75} \left(\frac{q^{1,20}}{H^{0,47} \cdot h_r^{0,33}} \right)$$

Formula 33 – Ecuación de Mirskhulava (1967).

$$h_s = \left(\frac{0,97}{\sqrt{d_{90}}} - \frac{1,35}{\sqrt{H}} \right) \frac{q \sin \beta}{1 - 0,175 \cot \beta} + 0,25h_r$$

Las 33 fórmulas consideradas son de carácter empírico o semi-empírico y fueron calibradas a partir de datos experimentales obtenidos de modelos físicos y, en algunos casos, de valores de erosión observados en prototipo.

3.6.2 Configuración del Foso de Erosión

En la se presenta un esquema de la fosa de erosión en la cual se puede observar la nomenclatura de las longitudes utilizadas para definir su forma.

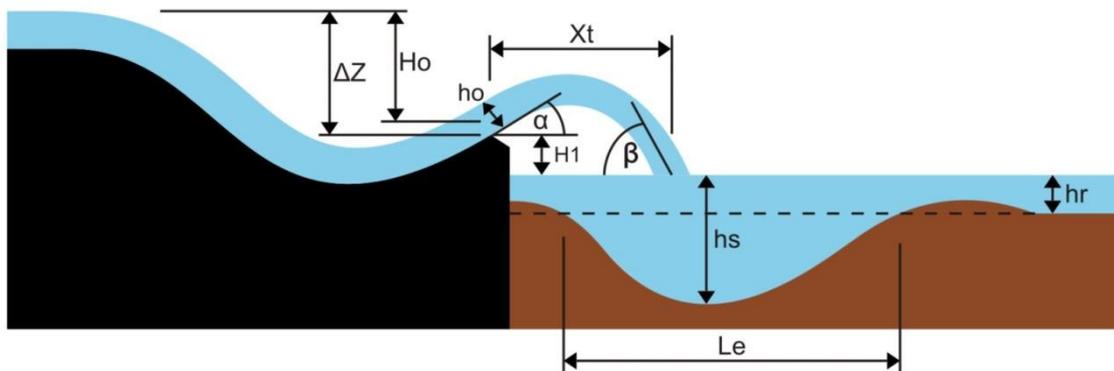


Figura 56. Datos necesarios para determinar la configuración del foso de erosión

a) Cálculo de l_e :

Eggenberger modificada por Martins:

$$l_e = (2,6 \pm 0,2)h_s$$

Ecuación 1. Eggenberger modificada por Martins

Hartung:

(Válida para $(h_s - h_r) \geq 1,355 \times q^{2/3}$)

$$l_e = 3,25(h_s - h_r)$$

Ecuación 2. Hartung

Mikhalev:

$$l_e = 2 \frac{(h_s - h_r)}{\operatorname{tg}(\theta)} + 0,43 \times h_s \times \cot(g \times \beta) \times \operatorname{tg}\left(\frac{\theta}{2}\right)$$

Ecuación 3. Mikhalev

Dónde:

θ : Ángulo natural del material sumergido.

B: Ángulo de incidencia de la lámina respecto de la horizontal.

b) Posición de la máxima erosión:

Para definir la posición en la que se produce la erosión máxima, se realiza un análisis cinemático de la lámina lanzada tomando como origen de coordenadas el punto de salida de la lámina del salto esquí.

Alcance de la lámina:

$$x_t = x \cdot \operatorname{tg}(\alpha) - g \cdot \sec^2(\alpha) \cdot \alpha \cdot \frac{x^2}{2 \cdot V_0}$$

Dónde:

$$V_0 = \sqrt{2 \cdot g \cdot H_0}$$

$$H_0 = \Delta Z - h_0/2$$

ΔZ = Distancia ente superficie del agua, aguas arriba, y el labio del salto de esquí,

h_0 = Espesor de la lámina líquida en el labio del salto esquí.

Al cambiar el sentido el eje vertical y designar como H_1 a la distancia entre el labio del salto de esquí y el plano horizontal de máxima profundidad de erosión la fórmula anterior se puede expresar:

$$x_t = H_0 \operatorname{sen}(2 \cdot \alpha) + 2 \cdot \cos(\alpha) \cdot \sqrt{H_0(H_0 \cdot \operatorname{sen}^2(\alpha) + H_1)}$$

Ecuación 4. Alcance de la lámina

Este alcance se denomina *teórico* ya que se desprecian las pérdidas desde el embalse hasta el lanzador.

El ángulo teórico de impacto será:

$$\operatorname{tg}(\beta) = \sec(\alpha) \sqrt{\left(\operatorname{sen}^2(\alpha) + H_1/H_0\right)}$$

Ecuación 5. Angulo teórico de impacto

La mayoría de los autores afirman explícita o implícitamente que los alcances *teóricos* coincidan con los reales a los efectos prácticos.

4 RESULTADOS

4.1 ENSAYOS REALIZADOS

La Tabla 6 recopila los datos más importantes de los ensayos de erosión realizados.

| Ensayo | Caudal | Nivel de restitución | Pendiente inicial |
|--------|-----------|----------------------|-------------------|
| 1 | 7,18 l/s | 24,0 cm | 0,1 % |
| 2 | 16,14 l/s | 26,5 cm | 0,1 % |
| 3 | 15,46 l/s | 24,5 cm | 0,1 % |
| 4 | 15,76 l/s | 25,5 cm | 0,1 % |
| 5 | 8,20 l/s | 21,0 cm | 0,1 % |
| 6 | 13,28 l/s | 21,9 cm | 0,3 % |
| 7 | 12,92 l/s | 22,0 cm | 0,3 % |
| 8 | 8,35 l/s | 20,5 cm | 0,1 % |
| 9 | 10,04 l/s | 23,0 cm | 0,1 % |
| 10 | 9,93 l/s | 23,0 cm | 0,1 % |
| 11 | 9,56 l/s | 22,3 cm | 0,1 % |
| 12 | 9,63 l/s | 22,7 cm | 0,1 % |

Tabla 6. Datos de ensayos realizados

4.2 ANALISIS GRANULOMETRICO

Los cálculos realizados y las curvas granulométricas obtenidas se encuentran en el ANEXO 2 de este informe.

4.2.1 Granulometría Inicial

En la Figura 57 se muestra el análisis granulométrico realizado a la muestra inicial del sedimento, se hicieron dos ensayos para contemplar posibles errores.

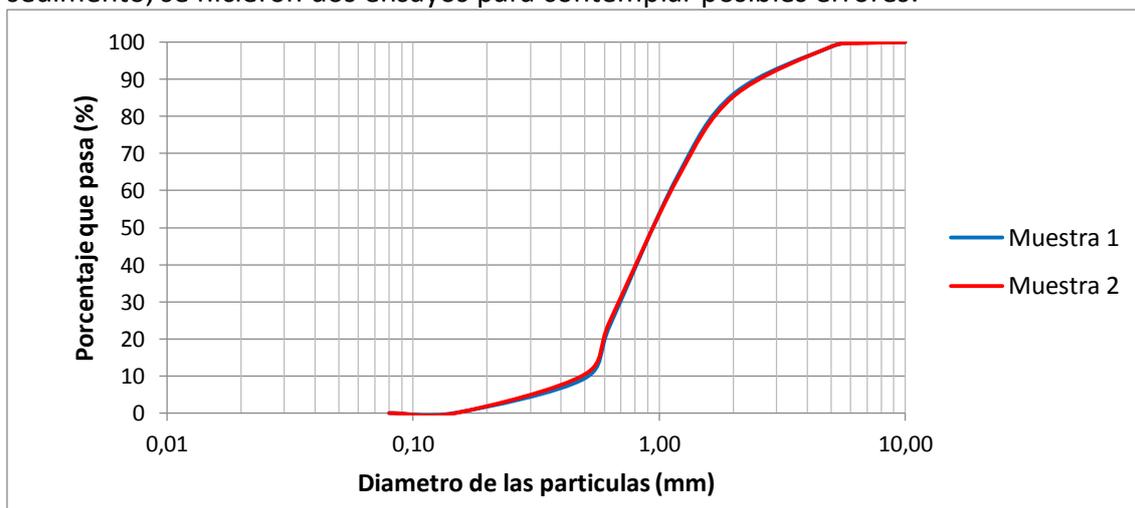


Figura 57. Comparación de curvas granulométricas de la muestra inicial

Se observa que las curvas granulométricas de las dos muestras extraídas son similares.

4.2.2 Comparación de Curvas Granulométricas

A continuación se realiza la comparación de las curvas granulométricas obtenidas de muestras extraídas una vez finalizados algunos ensayos con la curva granulométrica inicial del sedimento (Figura 58 y Figura 59).

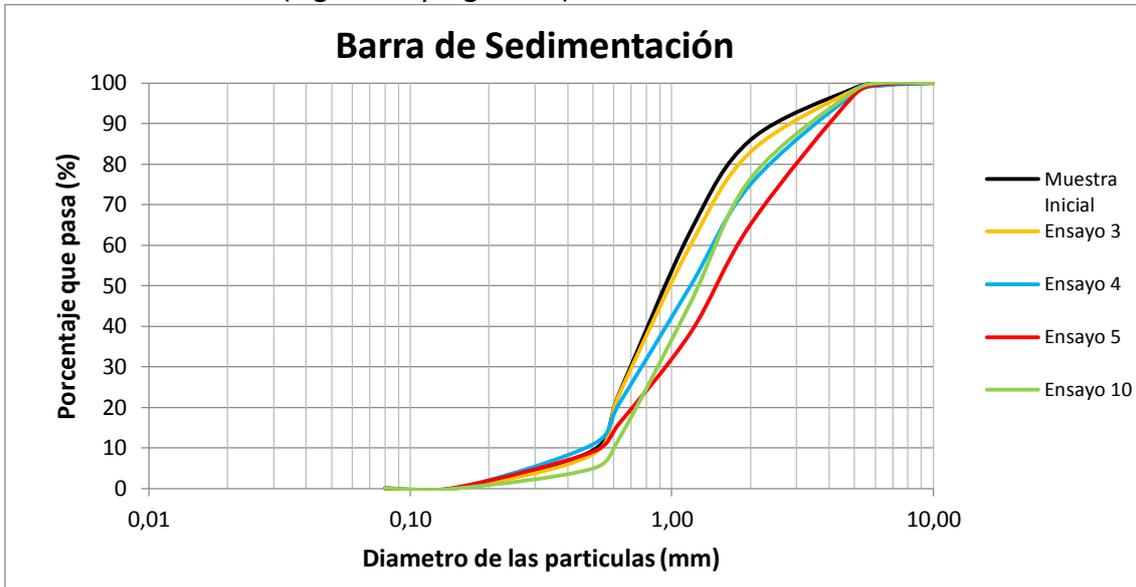


Figura 58. Comparación de curvas granulométricas de la barra de sedimentación

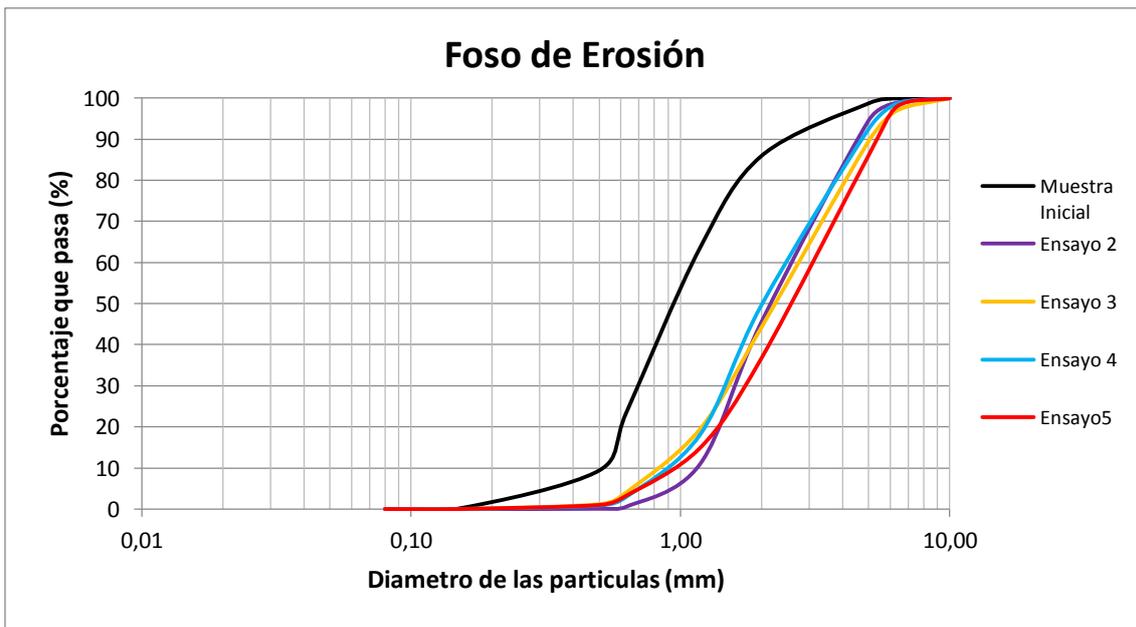


Figura 59. Comparación de curvas granulométricas de la fosa de erosión

Como conclusión puede decirse que al finalizar cada ensayo los diámetros tanto de la barra como del foso aumentan con respecto a la granulometría inicial del sedimento. Esto se debe a que la corriente tiene una energía tal que le permite arrastrar a los diámetros más pequeños quedando depositados los más grandes.

4.2.3 Comparación de la Granulometría de la Barra y Fosa de Erosión

Se compara a continuación la granulometría de la zona donde se deposita el sedimento (barra de sedimentación) y la granulometría de la zona donde ocurre la erosión (fosa de erosión) para un mismo ensayo.

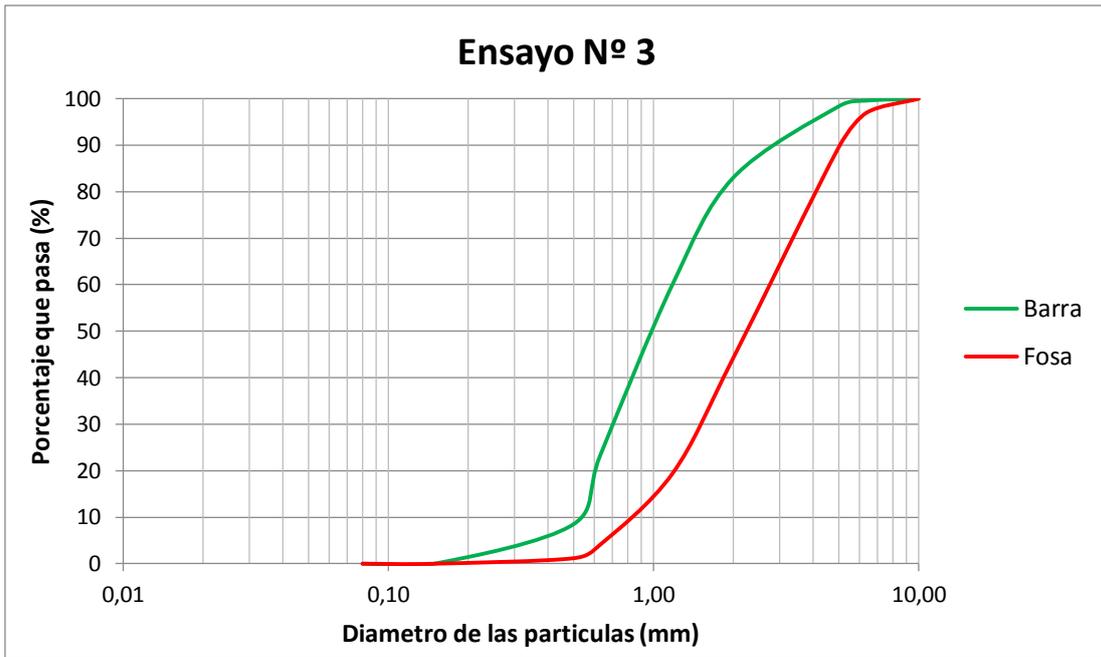


Figura 60. Comparación de curvas granulométricas de barra y fosa – Ensayo N° 3

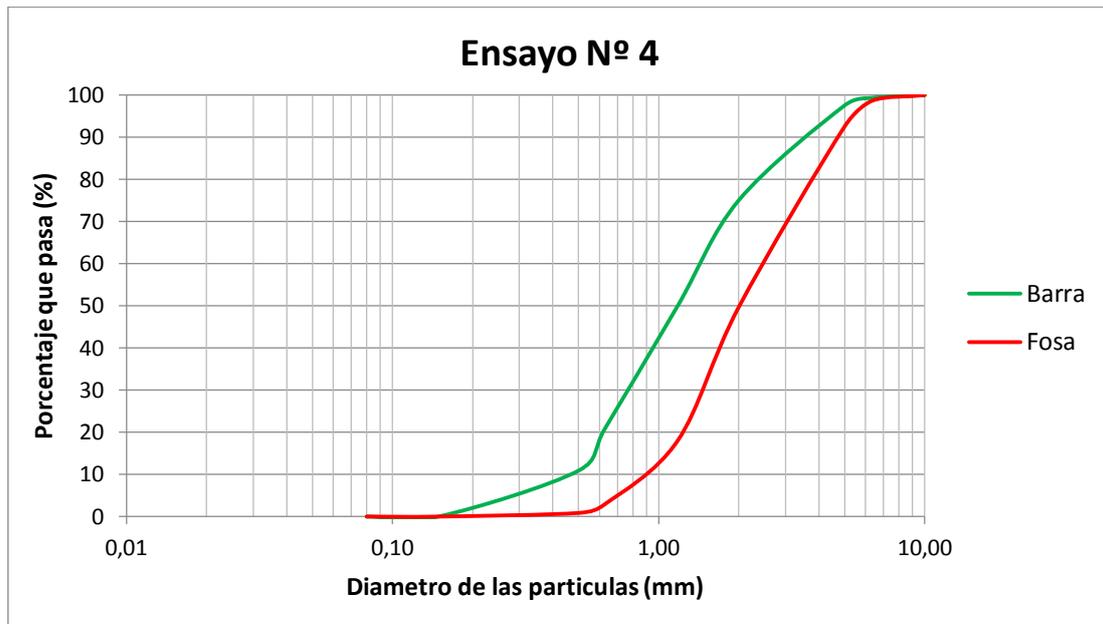


Figura 61. Comparación de curvas granulométricas de barra y fosa – Ensayo N° 4

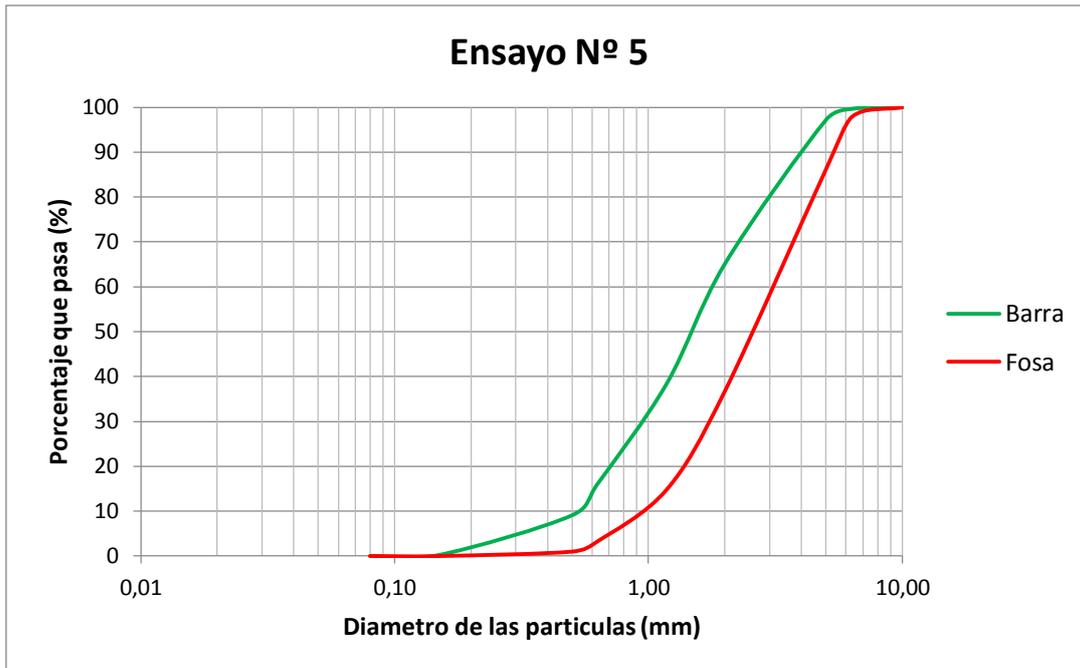


Figura 62. Comparación de curvas granulométricas de barra y fosa – Ensayo Nº 5

4.2.4 Conclusión

Se observa en todas las curvas que los diámetros de las partículas en la fosa son mayores a los diámetros en la duna. Lo demostrado por las curvas granulométricas vistas anteriormente puede observarse en la Figura 63, en la cual en la zona marcada con un círculo los diámetros de las partículas son considerablemente mayores. Además en la zona marcada con un rectángulo existe sedimento con granos más pequeños que en el resto del foso. Esto se debe a la formación de vórtices en la zona de impacto del chorro, se forman dos vórtices, uno en sentido anti horario que produce la salida de las partículas más finas del foso dejando las de mayor tamaño y un vórtice en sentido horario que mueve las partículas hacia aguas arriba, este vórtice mantiene constantemente en movimiento a las partículas pero no permite que estas salgan del foso (Figura 64).

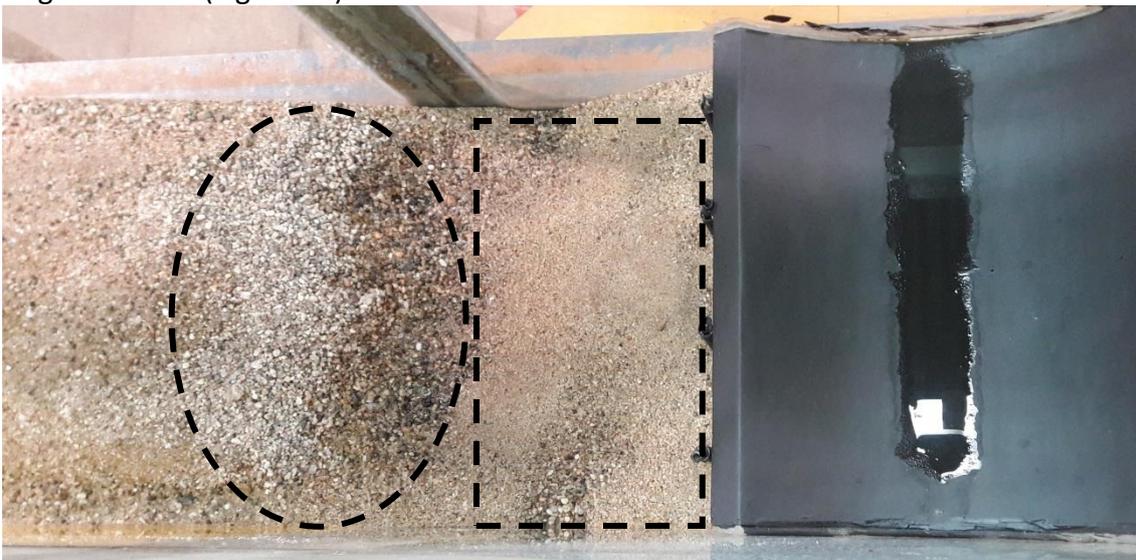


Figura 63. Foso de erosión

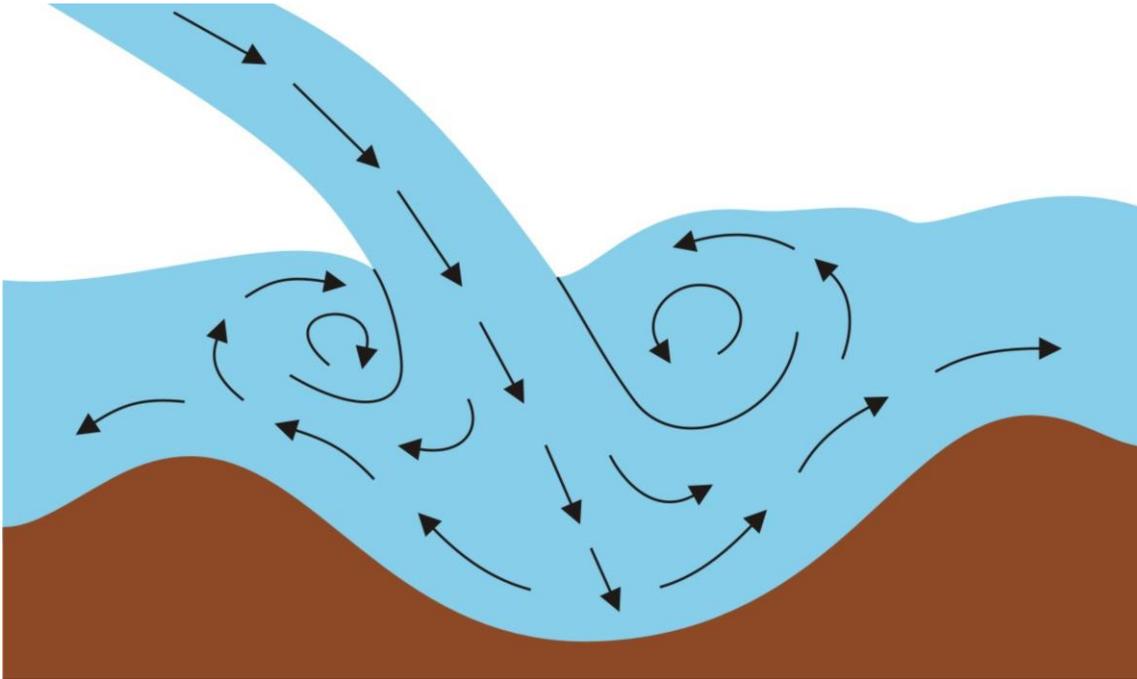


Figura 64. Impacto del chorro con el colchón de agua

4.3 ANALISIS DE EROSIÓN MEDIANTE EL DIAGRAMA DE SHIELDS

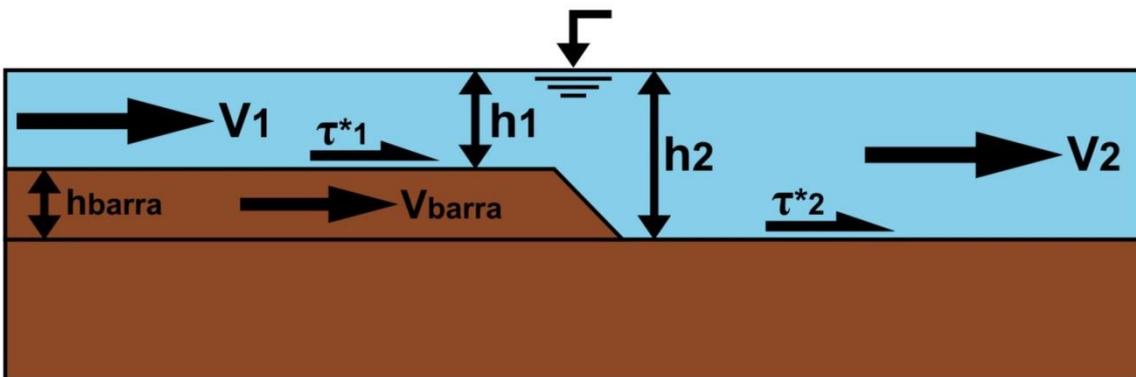


Figura 65. Variables intervinientes a la hora de realizar el análisis mediante el Diagrama de Shields

El material ubicado al pie del salto es erosionado debido a la gran energía aportada por la incidencia del chorro de agua, siendo este material transportado hacia aguas abajo, luego, al alejarse de la influencia del chorro el flujo disminuye su energía sin poder mover a los granos de arena, provocando la decantación de estos en el fondo del canal. A medida que las partículas decantan unas sobre otras aumentan el espesor de la barra de sedimentación, generando esto una disminución del área transversal del flujo (disminuye el tirante de agua), provocando un aumento de la velocidad en esta sección y por lo tanto un aumento de la energía. Al aumentar la energía en esta sección del canal, le permite al flujo mover nuevamente las partículas, estas son arrastradas hasta llegar a una sección en donde el flujo no tenga la energía suficiente para moverlas, haciendo que decanten.

Los datos que es necesario extraer de los ensayos son: el tirante de agua, la pendiente de energía y la granulometría del sedimento. Se considera que la pendiente de energía es igual a la pendiente del fondo, esta hipótesis se verifica en los ensayos midiendo el tirante de agua sobre la barra en diferentes puntos del canal observándose que se

mantiene constante. La medición de la pendiente final se realizó al finalizar el ensayo con un nivel óptico. La granulometría se representa mediante diámetros característicos del material, los diámetros utilizados son: D_{50} , D_{65} , D_{85} y D_{90} .

Se analizan dos situaciones por ensayo:

- **Situación 1:** Se utilizaron los tirantes h_1 (sobre la barra) y h_2 (antes del avance de la barra) y la granulometría introducida en los cálculos es la inicial.
- **Situación 2:** Se utilizó un único tirante medido cuando se está culminando con el ensayo y la granulometría es la obtenida de la muestra extraída al final del ensayo.

A continuación en la Tabla 10 se presentan los datos medidos durante el ensayo 3 (Situación 1), estos datos son útiles para calcular los parámetros necesarios para ingresar en el diagrama de Shields modificado, luego en la Tabla 11 se presenta el cálculo del radio hidráulico y finalmente en la Tabla 12 se observan los resultados obtenidos (τ^* y R_{ep}). Luego, a continuación de estas tablas se encuentra el diagrama de Shields modificado (Figura 66) en donde se encuentran marcados los puntos correspondientes a los resultados obtenidos en la Tabla 12.

Ensayo N° 3 (Situación 1):

| | | |
|------------|----------|---------|
| $D_{50} =$ | 0,9 | mm |
| $D_{65} =$ | 1,2 | mm |
| $D_{85} =$ | 1,9 | mm |
| $D_{90} =$ | 2,4 | mm |
| $h_1 =$ | 4,7 | cm |
| $h_2 =$ | 7,0 | cm |
| $S_1 =$ | 0,0030 | m/m |
| $S_2 =$ | 0,0010 | m/m |
| $\nu =$ | 0,000001 | m^2/s |
| $R =$ | 1,65 | |

Tabla 7. Datos – Ensayo N° 3 – Situación 1

| | | | |
|----------|-------|-------|---|
| $A_1 =$ | 0,024 | m^2 | A_1 : Área de la sección transversal 1 |
| $A_2 =$ | 0,035 | m^2 | A_2 : Área de la sección transversal 2 |
| $PM_1 =$ | 0,594 | m | PM_1 : Perímetro Mojado de la sección transversal 1 |
| $PM_2 =$ | 0,640 | m | PM_2 : Perímetro Mojado de la sección transversal 2 |
| $H_1 =$ | 0,040 | m | H_1 : Radio Hidráulico de la sección transversal 1 |
| $H_2 =$ | 0,055 | m | H_2 : Radio Hidráulico de la sección transversal 2 |

Tabla 8. Cálculo de radio hidráulico – Ensayo N° 3 – Situación 1

| | | | | |
|-----------------------|---------------------------|--------|---------------------------|--------|
| $R_{ep}(D_{50})= 109$ | $\tau^*_1(D_{50})= 0,080$ | MOV | $\tau^*_2(D_{50})= 0,037$ | MOV |
| $R_{ep}(D_{65})= 167$ | $\tau^*_1(D_{65})= 0,060$ | MOV | $\tau^*_2(D_{65})= 0,028$ | NO MOV |
| $R_{ep}(D_{85})= 333$ | $\tau^*_1(D_{85})= 0,038$ | MOV | $\tau^*_2(D_{85})= 0,017$ | NO MOV |
| $R_{ep}(D_{90})= 473$ | $\tau^*_1(D_{90})= 0,030$ | NO MOV | $\tau^*_2(D_{90})= 0,014$ | NO MOV |

Tabla 9. Valores del diagrama de Shields – Ensayo N° 3 – Situación 1

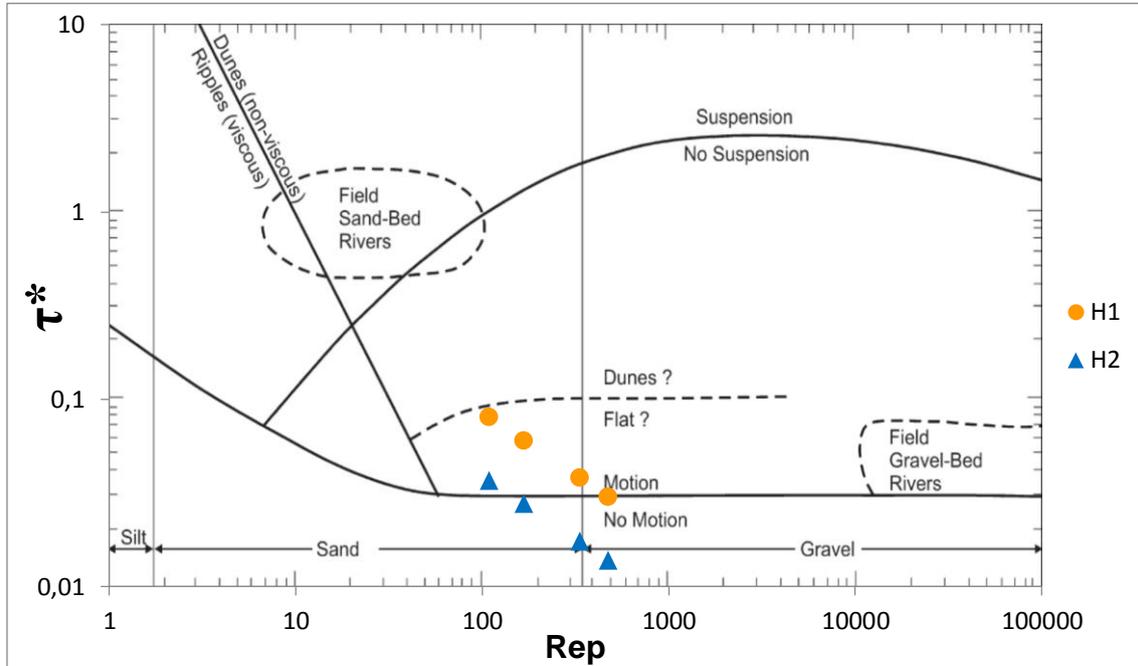


Figura 66. Diagrama de Shields modificado – Ensayo N° 3 – Situación 1

Ensayo N° 3 (Situación 2):

| | | |
|-----------|----------|---------|
| $D_{50}=$ | 1,0 | mm |
| $D_{65}=$ | 1,3 | mm |
| $D_{85}=$ | 2,1 | mm |
| $D_{90}=$ | 2,9 | mm |
| $h_1=$ | 5,9 | cm |
| $S_1=$ | 0,0030 | m/m |
| $\nu=$ | 0,000001 | m^2/s |
| $R=$ | 1,65 | |

Tabla 10. Datos – Ensayo N° 3 – Situación 2

| | | | |
|---------|-------|-------|---|
| $A_1=$ | 0,030 | m^2 | A_1 : Área de la sección transversal 1 |
| $PM_1=$ | 0,618 | m | PM_1 : Perímetro Mojado de la sección transversal 1 |
| $H_1=$ | 0,048 | m | H_1 : Radio Hidráulico de la sección transversal 1 |

Tabla 11. Calculo de radio hidráulico – Ensayo N° 3 – Situación 2

| | | | | |
|-------------------|-----|---------------------|-------|--------|
| $R_{ep}(D_{50})=$ | 127 | $\tau^*_1(D_{50})=$ | 0,087 | MOV |
| $R_{ep}(D_{65})=$ | 189 | $\tau^*_1(D_{65})=$ | 0,067 | MOV |
| $R_{ep}(D_{85})=$ | 387 | $\tau^*_1(D_{85})=$ | 0,041 | MOV |
| $R_{ep}(D_{90})=$ | 628 | $\tau^*_1(D_{90})=$ | 0,030 | NO MOV |

Tabla 12. Valores del diagrama de Shields – Ensayo N° 3 – Situación 2

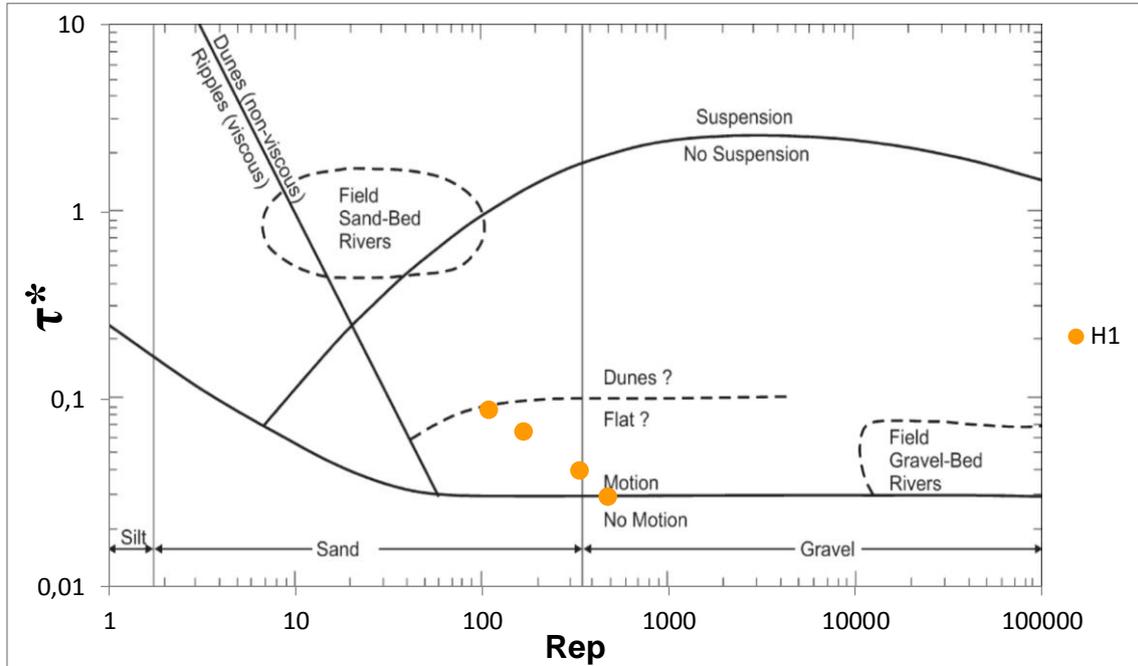


Figura 67. Diagrama de Shields modificado – Ensayo N° 3 – Situación 2

De la misma manera a como se describió anteriormente para el ensayo 3 también se muestran a continuación los datos y resultados de los ensayos 4, 5 y 10:

Ensayo N° 4 (Situación 1):

| | | |
|-----------|----------|---------|
| $D_{50}=$ | 0,9 | mm |
| $D_{65}=$ | 1,2 | mm |
| $D_{85}=$ | 1,9 | mm |
| $D_{90}=$ | 2,4 | mm |
| $h_1=$ | 5,0 | cm |
| $h_2=$ | 7,7 | cm |
| $S_1=$ | 0,0030 | m/m |
| $S_2=$ | 0,0010 | m/m |
| $\nu=$ | 0,000001 | m^2/s |
| $R=$ | 1,65 | |

Tabla 13. Datos – Ensayo N° 4 – Situación 1

| | | | |
|---------|-------|-------|---|
| $A_1=$ | 0,025 | m^2 | A_1 : Área de la sección transversal 1 |
| $A_2=$ | 0,039 | m^2 | A_2 : Área de la sección transversal 2 |
| $PM_1=$ | 0,600 | m | PM_1 : Perímetro Mojado de la sección transversal 1 |
| $PM_2=$ | 0,654 | m | PM_2 : Perímetro Mojado de la sección transversal 2 |
| $H_1=$ | 0,042 | m | H_1 : Radio Hidráulico de la sección transversal 1 |
| $H_2=$ | 0,059 | m | H_2 : Radio Hidráulico de la sección transversal 2 |

Tabla 14. Cálculo de radio hidráulico – Ensayo N° 4 – Situación 1

| | | | | | | | |
|-------------------|-----|---------------------|-------|-----|---------------------|-------|--------|
| $R_{ep}(D_{50})=$ | 109 | $\tau^*_1(D_{50})=$ | 0,084 | MOV | $\tau^*_2(D_{50})=$ | 0,040 | MOV |
| $R_{ep}(D_{65})=$ | 167 | $\tau^*_1(D_{65})=$ | 0,063 | MOV | $\tau^*_2(D_{65})=$ | 0,030 | NO MOV |
| $R_{ep}(D_{85})=$ | 333 | $\tau^*_1(D_{85})=$ | 0,040 | MOV | $\tau^*_2(D_{85})=$ | 0,019 | NO MOV |
| $R_{ep}(D_{90})=$ | 473 | $\tau^*_1(D_{90})=$ | 0,032 | MOV | $\tau^*_2(D_{90})=$ | 0,015 | NO MOV |

Tabla 15. Valores del diagrama de Shields – Ensayo N° 4 – Situación 1

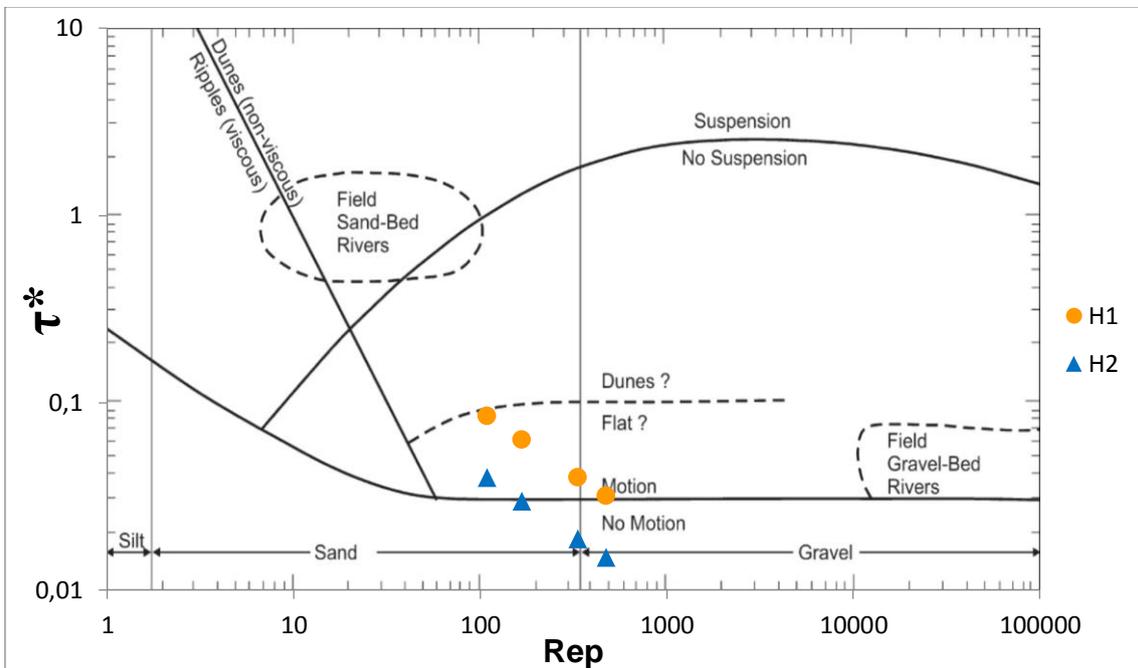


Figura 68. Diagrama de Shields modificado – Ensayo N° 4 – Situación 1

Ensayo N° 4 (Situación 2):

| | | |
|-----------|----------|---------|
| $D_{50}=$ | 1,2 | mm |
| $D_{65}=$ | 1,5 | mm |
| $D_{85}=$ | 2,7 | mm |
| $D_{90}=$ | 3,4 | mm |
| $h_1=$ | 6,6 | cm |
| $S_1=$ | 0,0030 | m/m |
| $\nu=$ | 0,000001 | m^2/s |
| $R=$ | 1,65 | |

Tabla 16. Datos – Ensayo N° 4 – Situación 2

| | | | |
|----------|-------|-------|---|
| $A_1 =$ | 0,033 | m^2 | A_1 : Área de la sección transversal 1 |
| $PM_1 =$ | 0,632 | m | PM_1 : Perímetro Mojado de la sección transversal 1 |
| $H_1 =$ | 0,052 | m | H_1 : Radio Hidráulico de la sección transversal 1 |

Tabla 17. Cálculo de radio hidráulico – Ensayo N° 4 – Situación 2

| | | | | |
|--------------------|-----|----------------------|-------|--------|
| $R_{ep}(D_{50}) =$ | 167 | $\tau^*_1(D_{50}) =$ | 0,079 | MOV |
| $R_{ep}(D_{65}) =$ | 234 | $\tau^*_1(D_{65}) =$ | 0,063 | MOV |
| $R_{ep}(D_{85}) =$ | 564 | $\tau^*_1(D_{85}) =$ | 0,035 | MOV |
| $R_{ep}(D_{90}) =$ | 798 | $\tau^*_1(D_{90}) =$ | 0,028 | NO MOV |

Tabla 18. Valores del diagrama de Shields – Ensayo N° 4 – Situación 2

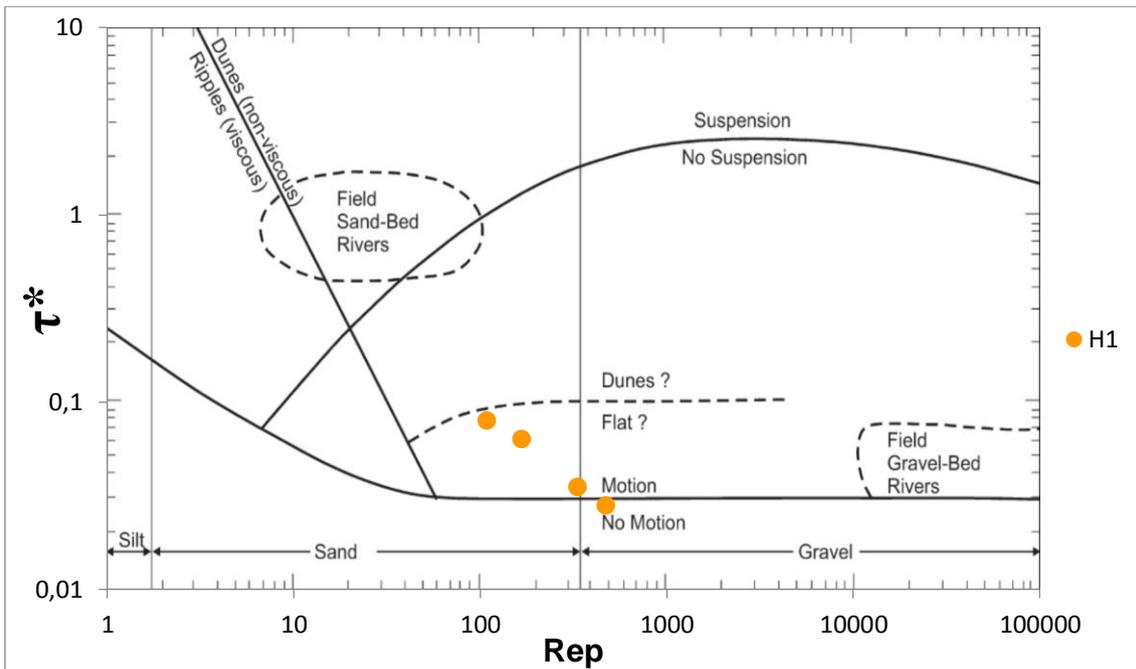


Figura 69. Diagrama de Shields modificado – Ensayo N° 4 – Situación 2

Ensayo N° 5 (Situación 1):

| | | |
|------------|----------|---------|
| $D_{50} =$ | 0,9 | mm |
| $D_{65} =$ | 1,2 | mm |
| $D_{85} =$ | 1,9 | mm |
| $D_{90} =$ | 2,4 | mm |
| $h_1 =$ | 3,5 | cm |
| $h_2 =$ | 5,5 | cm |
| $S_1 =$ | 0,0030 | m/m |
| $S_2 =$ | 0,0010 | m/m |
| $\nu =$ | 0,000001 | m^2/s |
| $R =$ | 1,65 | |

Tabla 19. Datos - Ensayo N° 5 - Situación 1

| | | | |
|----------|--------|-------|---|
| $A_1 =$ | 0,018 | m^2 | A_1 : Área de la sección transversal 1 |
| $A_2 =$ | 0,028 | m^2 | A_2 : Área de la sección transversal 2 |
| $PM_1 =$ | 0,570 | m | PM_1 : Perímetro Mojado de la sección transversal 1 |
| $PM_2 =$ | 0,610 | m | PM_2 : Perímetro Mojado de la sección transversal 2 |
| $H_1 =$ | 0,0307 | m | H_1 : Radio Hidráulico de la sección transversal 1 |
| $H_2 =$ | 0,0451 | m | H_2 : Radio Hidráulico de la sección transversal 2 |

Tabla 20. Cálculo de radio hidráulico - Ensayo N° 5 - Situación 1

| | | | | | | | |
|------------------|-----|------------------------|-------|--------|------------------------|-------|--------|
| $Re_p(D_{50}) =$ | 109 | $\tau^*_{1}(D_{50}) =$ | 0,062 | MOV | $\tau^*_{2}(D_{50}) =$ | 0,030 | MOV |
| $Re_p(D_{65}) =$ | 167 | $\tau^*_{1}(D_{65}) =$ | 0,047 | MOV | $\tau^*_{2}(D_{65}) =$ | 0,023 | NO MOV |
| $Re_p(D_{85}) =$ | 333 | $\tau^*_{1}(D_{85}) =$ | 0,029 | NO MOV | $\tau^*_{2}(D_{85}) =$ | 0,014 | NO MOV |
| $Re_p(D_{90}) =$ | 473 | $\tau^*_{1}(D_{90}) =$ | 0,023 | NO MOV | $\tau^*_{2}(D_{90}) =$ | 0,011 | NO MOV |

Tabla 21. Valores del diagrama de Shields - Ensayo N° 5 - Situación 1

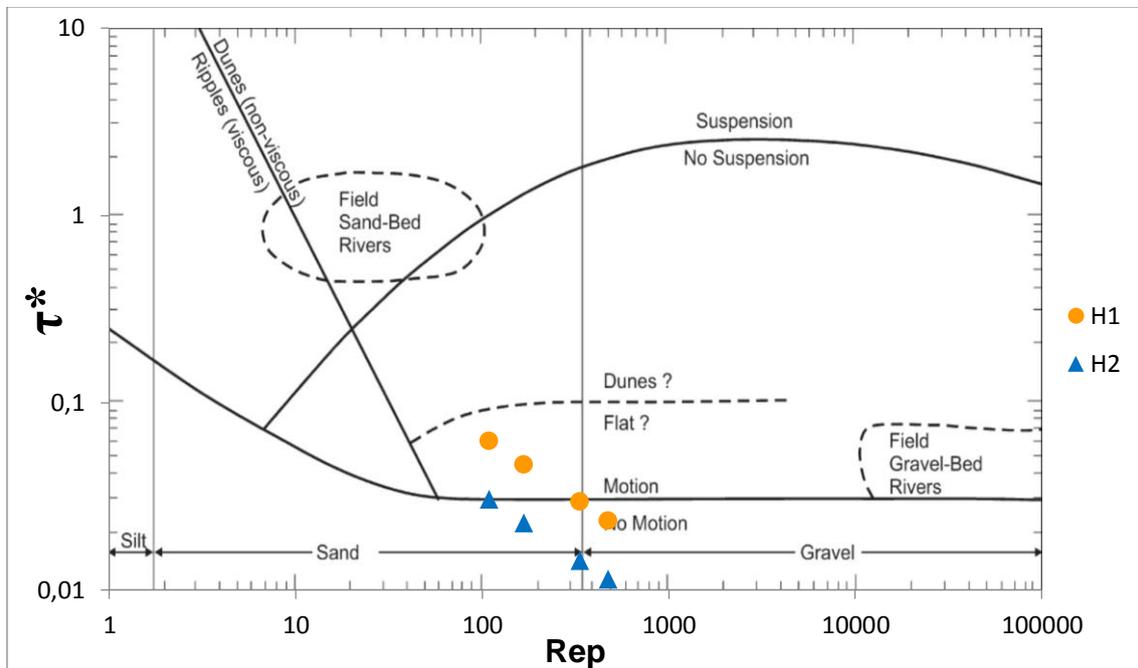


Figura 70. Diagrama de Shields modificado - Ensayo N° 5 - Situación 1

Ensayo Nº 5 (Situación 2):

| | | |
|------------|----------|-------------------|
| $D_{50} =$ | 1,4 | mm |
| $D_{65} =$ | 2,0 | mm |
| $D_{85} =$ | 3,3 | mm |
| $D_{90} =$ | 4,0 | mm |
| $h_1 =$ | 4,5 | cm |
| $S_1 =$ | 0,0030 | m/m |
| $\nu =$ | 0,000001 | m ² /s |
| $R =$ | 1,65 | |

Tabla 22. Datos - Ensayo Nº 5 - Situación 2

| | | | |
|----------|--------|----------------|---|
| $A_1 =$ | 0,023 | m ² | A_1 : Área de la sección transversal 1 |
| $PM_1 =$ | 0,590 | m | PM_1 : Perímetro Mojado de la sección transversal 1 |
| $H_1 =$ | 0,0381 | m | H_1 : Radio Hidráulico de la sección transversal 1 |

Tabla 23. Calculo de radio hidráulico - Ensayo Nº 5 - Situación 2

| | | | | |
|------------------|------|----------------------|-------|--------|
| $Re_p(D_{50}) =$ | 211 | $\tau^*_1(D_{50}) =$ | 0,050 | MOV |
| $Re_p(D_{65}) =$ | 360 | $\tau^*_1(D_{65}) =$ | 0,035 | MOV |
| $Re_p(D_{85}) =$ | 763 | $\tau^*_1(D_{85}) =$ | 0,021 | NO MOV |
| $Re_p(D_{90}) =$ | 1018 | $\tau^*_1(D_{90}) =$ | 0,017 | NO MOV |

Tabla 24. Valores del diagrama de Shields - Ensayo Nº 5 - Situación 2

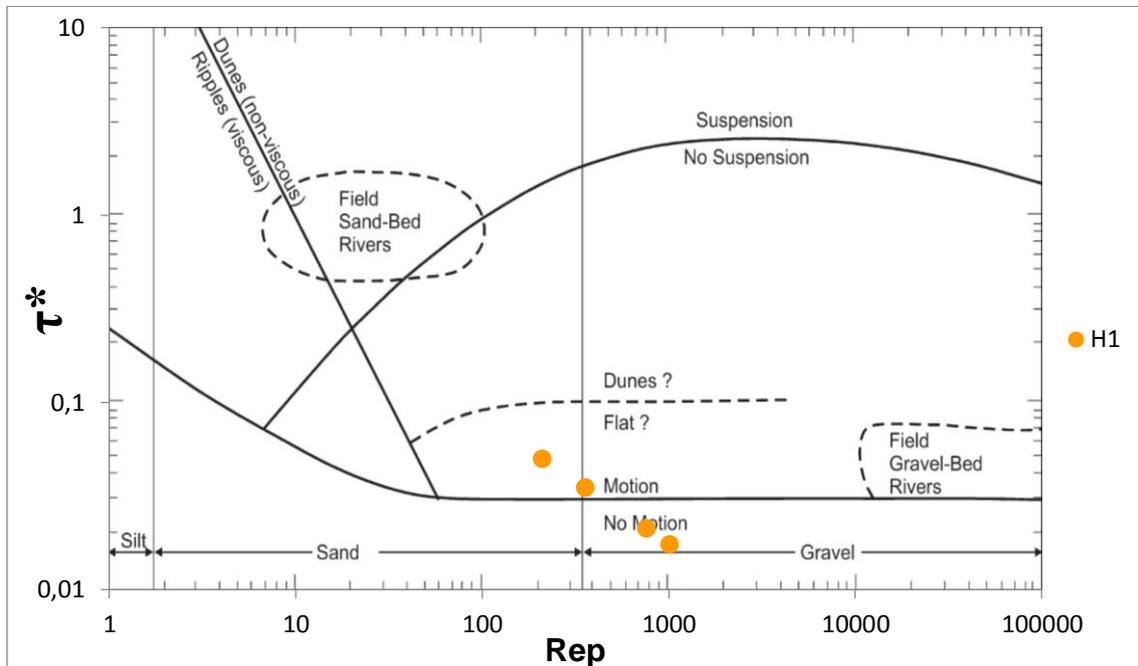


Figura 71. Diagrama de Shields modificado - Ensayo Nº 5 - Situación 2

Ensayo Nº 10 (Situación 1):

| | | |
|------------|----------|-------------------|
| $D_{50} =$ | 0,9 | mm |
| $D_{65} =$ | 1,2 | mm |
| $D_{85} =$ | 1,9 | mm |
| $D_{90} =$ | 2,4 | mm |
| $h_1 =$ | 4,3 | cm |
| $h_2 =$ | 6,5 | cm |
| $S_1 =$ | 0,0030 | m/m |
| $S_2 =$ | 0,0010 | m/m |
| $\nu =$ | 0,000001 | m ² /s |
| $R =$ | 1,65 | |

Tabla 25. Datos - Ensayo Nº 10 - Situación 1

| | | | |
|----------|--------|----------------|---|
| $A_1 =$ | 0,022 | m ² | A_1 : Área de la sección transversal 1 |
| $A_2 =$ | 0,033 | m ² | A_2 : Área de la sección transversal 2 |
| $PM_1 =$ | 0,586 | m | PM_1 : Perímetro Mojado de la sección transversal 1 |
| $PM_2 =$ | 0,630 | m | PM_2 : Perímetro Mojado de la sección transversal 2 |
| $H_1 =$ | 0,0367 | m | H_1 : Radio Hidráulico de la sección transversal 1 |
| $H_2 =$ | 0,0516 | m | H_2 : Radio Hidráulico de la sección transversal 2 |

Tabla 26. Calculo de radio hidráulico - Ensayo Nº 10 - Situación 1

| | | | | | | | |
|--------------------|-----|------------------------|-------|--------|------------------------|-------|--------|
| $R_{ep}(D_{50}) =$ | 109 | $\tau^*_{1}(D_{50}) =$ | 0,074 | MOV | $\tau^*_{2}(D_{50}) =$ | 0,035 | MOV |
| $R_{ep}(D_{65}) =$ | 167 | $\tau^*_{1}(D_{65}) =$ | 0,056 | MOV | $\tau^*_{2}(D_{65}) =$ | 0,026 | NO MOV |
| $R_{ep}(D_{85}) =$ | 333 | $\tau^*_{1}(D_{85}) =$ | 0,035 | MOV | $\tau^*_{2}(D_{85}) =$ | 0,016 | NO MOV |
| $R_{ep}(D_{90}) =$ | 473 | $\tau^*_{1}(D_{90}) =$ | 0,028 | NO MOV | $\tau^*_{2}(D_{90}) =$ | 0,013 | NO MOV |

Tabla 27. Valores del diagrama de Shields - Ensayo Nº 10 - Situación 1

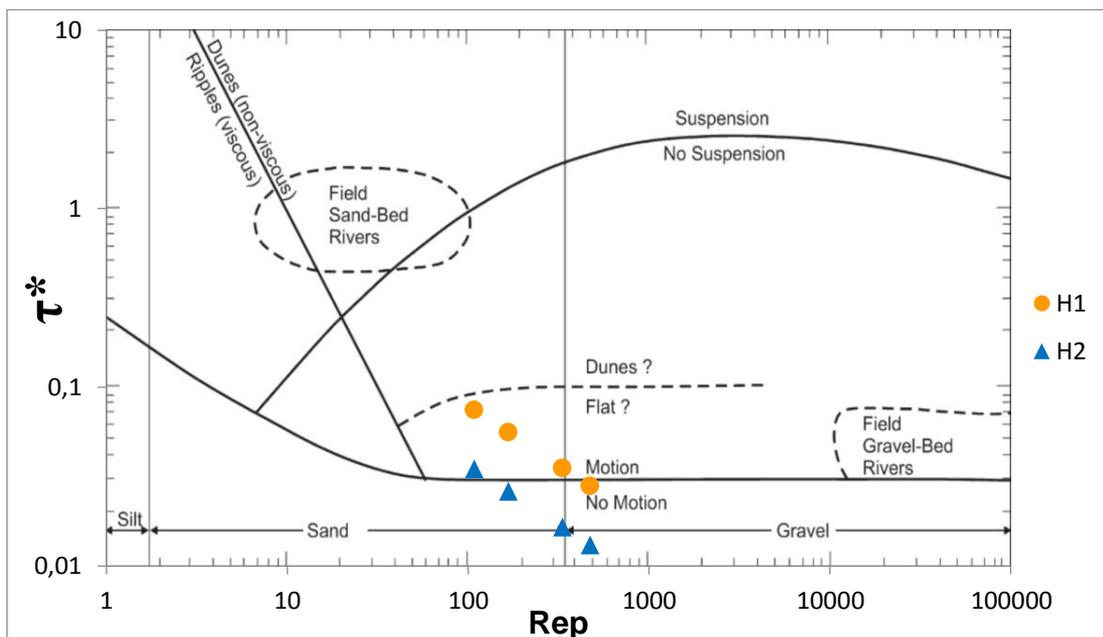


Figura 72. Diagrama de Shields modificado - Ensayo Nº 10 - Situación 1

Ensayo Nº 10 (Situación 2):

| | | |
|------------|----------|-------------------|
| $D_{50} =$ | 1,1 | mm |
| $D_{65} =$ | 1,5 | mm |
| $D_{85} =$ | 2,6 | mm |
| $D_{90} =$ | 3,3 | mm |
| $h_1 =$ | 5,0 | cm |
| $S_1 =$ | 0,0030 | m/m |
| $\nu =$ | 0,000001 | m ² /s |
| $R =$ | 1,65 | |

Tabla 28. Datos - Ensayo Nº 10 - Situación 2

| | | | |
|----------|--------|----------------|---|
| $A_1 =$ | 0,025 | m ² | A_1 : Área de la sección transversal 1 |
| $PM_1 =$ | 0,600 | m | PM_1 : Perímetro Mojado de la sección transversal 1 |
| $H_1 =$ | 0,0417 | m | H_1 : Radio Hidráulico de la sección transversal 1 |

Tabla 29. Calculo de radio hidráulico - Ensayo Nº 10 - Situación 2

| | | | | |
|--------------------|-----|----------------------|-------|--------|
| $R_{ep}(D_{50}) =$ | 147 | $\tau^*_1(D_{50}) =$ | 0,069 | MOV |
| $R_{ep}(D_{65}) =$ | 234 | $\tau^*_1(D_{65}) =$ | 0,051 | MOV |
| $R_{ep}(D_{85}) =$ | 533 | $\tau^*_1(D_{85}) =$ | 0,029 | NO MOV |
| $R_{ep}(D_{90}) =$ | 763 | $\tau^*_1(D_{90}) =$ | 0,023 | NO MOV |

Tabla 30. Valores del diagrama de Shields - Ensayo Nº 10 - Situación 2

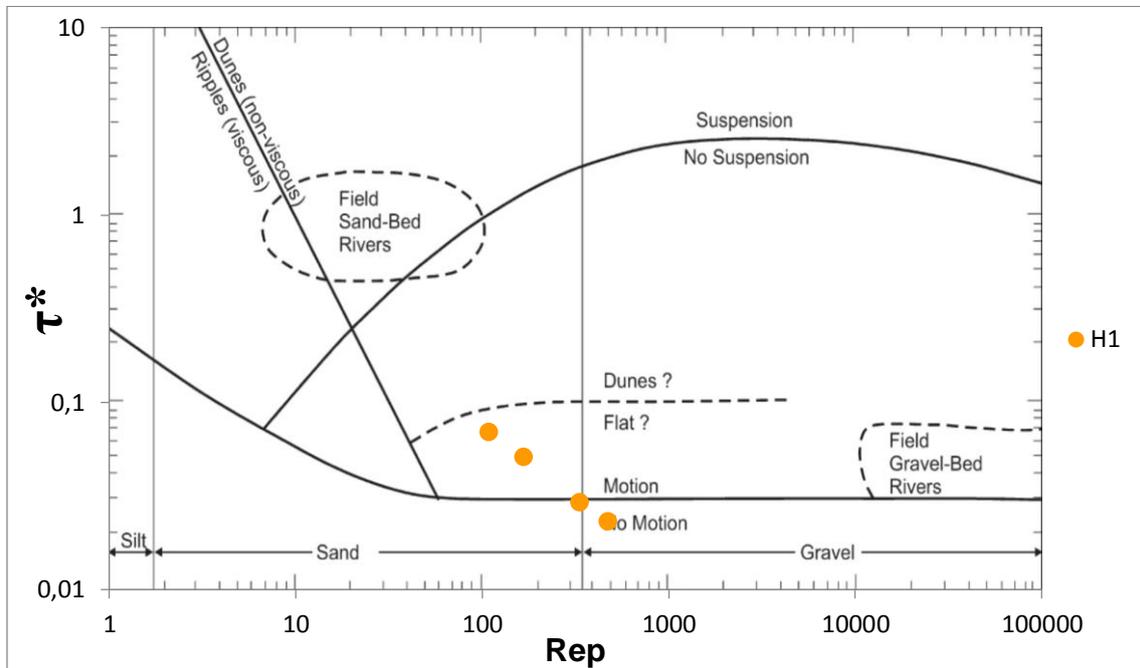


Figura 73. Diagrama de Shields modificado - Ensayo Nº 10 - Situación 2

4.3.1 Conclusión

En los gráficos vistos anteriormente se observa que para un tirante mayor (h_2) existe movimiento únicamente de las partículas más pequeñas, en cambio en donde hay un tirante menor (h_1) existe mayor arrastre de las partículas de mayor diámetro.

Se observó que la altura de la barra de sedimentos se estabiliza cuando el tirante sobre la misma corresponde al tirante para el cual las partículas de mayor tamaño (d_{85}/d_{90}) coinciden con el inicio de movimiento, esto puede observarse en el diagrama de Shields modificado.

4.4 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

En este capítulo se busca caracterizar a la tasa de transporte de sedimento que ocurre al pie de un salto esquí para los ensayos 4, 10 y 11.

A continuación en la Tabla 31 se encuentran los volúmenes de sedimento que fueron calculados a partir de los fotogramas extraídos en determinados instantes de tiempo de los videos filmados por cada una de las cámaras utilizadas durante el ensayo 4. En la misma puede apreciarse que los paños 1 y 2 (filmados por la Cámara A) son los únicos que contienen volumen de erosión debido a que allí es donde se ubica la fosa de erosión.

Ensayo N° 4

| Tiempo | | Paño 1 y 2 | | Paño 3 | Paño 4 y 5 | Volumen Total Sedimentación | Tasa Transporte Erosión | Tasa Transporte Sedimentación |
|--------|--------|----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------------|-------------------------|-------------------------------|
| | | Volumen Erosión | Volumen Sedimentación | Volumen Sedimentación | Volumen Sedimentación | | | |
| 1:25 | 0 s | 5,3 dm ³ | 10,8 dm ³ | 0,0 dm ³ | | 10,8 dm ³ | | |
| 2:10 | 45 s | 8,5 dm ³ | 13,7 dm ³ | 2,7 dm ³ | | 16,5 dm ³ | 189 cm ³ /s | 366 cm ³ /s |
| 2:55 | 90 s | 9,9 dm ³ | 14,1 dm ³ | 4,6 dm ³ | | 18,7 dm ³ | 109 cm ³ /s | 208 cm ³ /s |
| 3:40 | 135 s | 13,9 dm ³ | 14,3 dm ³ | 5,7 dm ³ | | 20,0 dm ³ | 103 cm ³ /s | 148 cm ³ /s |
| 4:25 | 180 s | 14,2 dm ³ | 13,7 dm ³ | 7,4 dm ³ | | 21,1 dm ³ | 79 cm ³ /s | 117 cm ³ /s |
| 5:10 | 225 s | 15,6 dm ³ | 13,6 dm ³ | 8,2 dm ³ | | 21,9 dm ³ | 69 cm ³ /s | 97 cm ³ /s |
| 5:55 | 270 s | 18,5 dm ³ | 13,2 dm ³ | 8,6 dm ³ | | 21,9 dm ³ | 69 cm ³ /s | 81 cm ³ /s |
| 6:40 | 315 s | 19,6 dm ³ | 13,3 dm ³ | 10,1 dm ³ | | 23,3 dm ³ | 62 cm ³ /s | 74 cm ³ /s |
| 7:25 | 360 s | 19,9 dm ³ | 13,2 dm ³ | 10,4 dm ³ | | 23,5 dm ³ | 55 cm ³ /s | 65 cm ³ /s |
| 9:55 | 510 s | 22,5 dm ³ | 13,0 dm ³ | 10,2 dm ³ | 2,4 dm ³ | 25,6 dm ³ | 44 cm ³ /s | 50 cm ³ /s |
| 12:25 | 660 s | 23,8 dm ³ | 12,9 dm ³ | 11,1 dm ³ | 3,8 dm ³ | 27,9 dm ³ | 36 cm ³ /s | 42 cm ³ /s |
| 14:55 | 810 s | 25,7 dm ³ | 12,7 dm ³ | 10,2 dm ³ | 5,4 dm ³ | 28,3 dm ³ | 32 cm ³ /s | 35 cm ³ /s |
| 17:25 | 960 s | 27,3 dm ³ | 12,0 dm ³ | 8,7 dm ³ | 9,2 dm ³ | 29,9 dm ³ | 28 cm ³ /s | 31 cm ³ /s |
| 19:55 | 1110 s | 27,2 dm ³ | 12,3 dm ³ | 8,8 dm ³ | 7,5 dm ³ | 28,5 dm ³ | 24 cm ³ /s | 26 cm ³ /s |
| 22:25 | 1260 s | 28,0 dm ³ | 12,4 dm ³ | 8,6 dm ³ | 9,5 dm ³ | 30,5 dm ³ | 22 cm ³ /s | 24 cm ³ /s |
| 24:55 | 1410 s | 30,1 dm ³ | 12,3 dm ³ | 8,8 dm ³ | 10,3 dm ³ | 31,4 dm ³ | 21 cm ³ /s | 22 cm ³ /s |
| 27:25 | 1560 s | 29,3 dm ³ | 12,1 dm ³ | 8,8 dm ³ | 10,0 dm ³ | 31,0 dm ³ | 19 cm ³ /s | 20 cm ³ /s |
| 29:55 | 1710 s | 31,3 dm ³ | 12,1 dm ³ | 8,7 dm ³ | 11,0 dm ³ | 31,8 dm ³ | 18 cm ³ /s | 19 cm ³ /s |
| 32:25 | 1860 s | 30,2 dm ³ | 12,3 dm ³ | 9,0 dm ³ | 11,3 dm ³ | 32,6 dm ³ | 16 cm ³ /s | 18 cm ³ /s |

Tabla 31. Volúmenes de sedimento medidos - Ensayo N° 4

A continuación en la Figura 74 se puede apreciar el gráfico *Volumen (dm³) vs. Tiempo(s)* en donde son representados mediante puntos los volúmenes de erosión y sedimentación para distintos instantes de tiempo, estos valores son obtenidos en la Tabla 31. Los puntos fueron ajustados mediante una línea de tendencia.

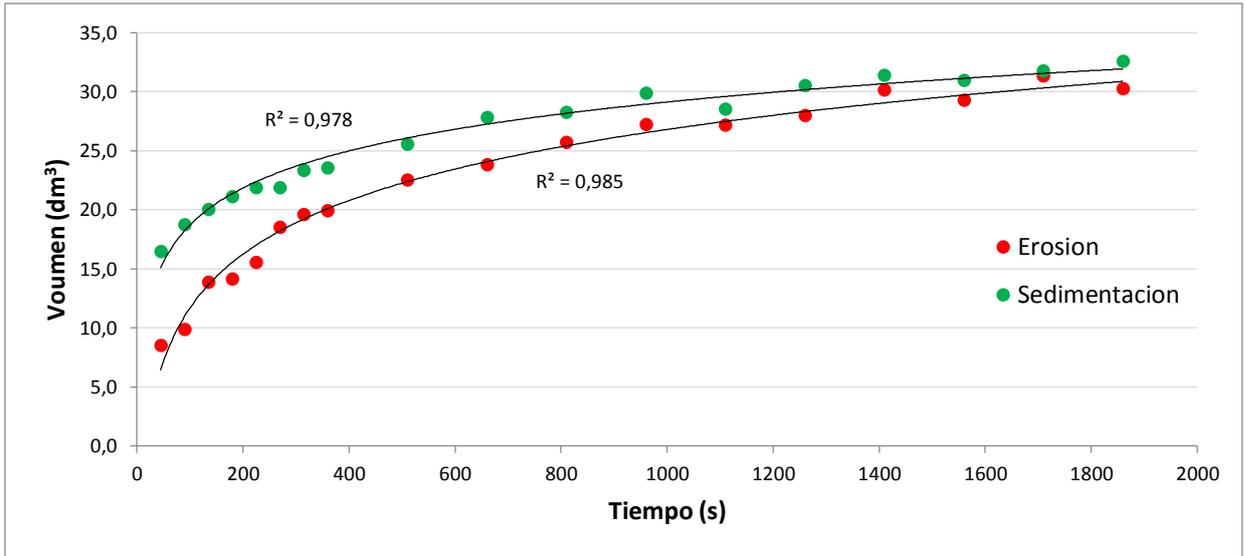


Figura 74. Volumen (dm³) vs. Tiempo (s) - Ensayo N° 4

La siguiente imagen es el gráfico *Transporte de Sedimento (cm³/s) vs. Tiempo (s)* en donde es representada mediante puntos la tasa de transporte de sedimento de erosión y sedimentación para distintos instantes de tiempo, la cual es calculada en la Tabla 31. Los puntos son ajustados mediante una línea de tendencia.

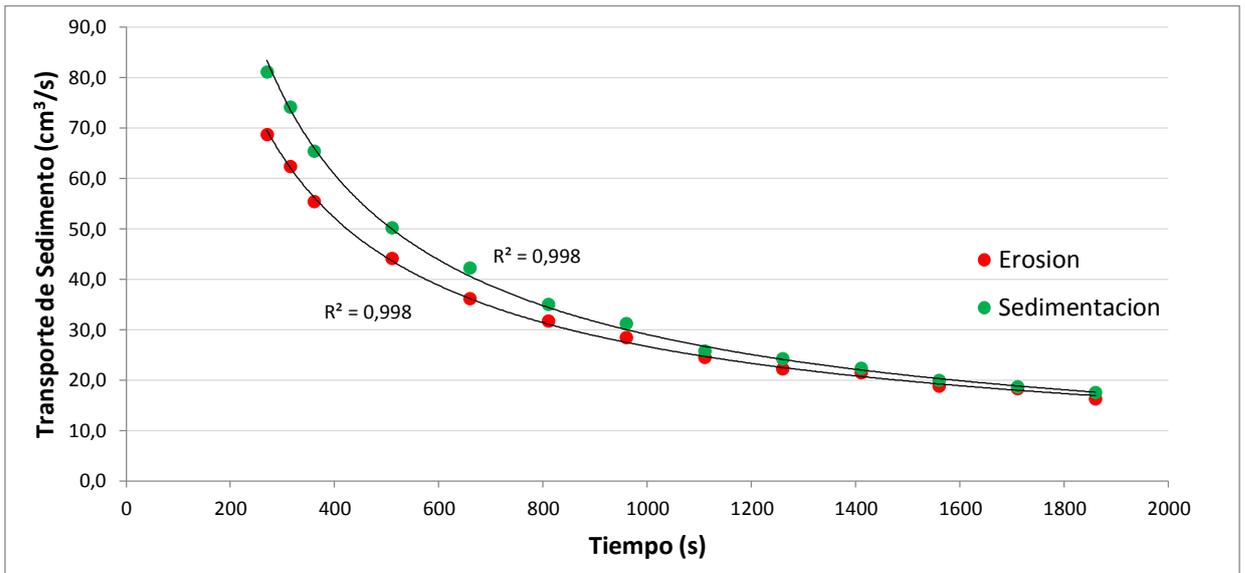


Figura 75. Transporte de Sedimento (cm³/s) vs. Tiempo (s) - Ensayo N° 4

De manera similar a como se mostraron los resultados del ensayo 4 se procede a presentar los resultados obtenidos en los ensayos 10 y 11:

Ensayo N° 10

| Tiempo | Paño 1 y 2 | | Paño 3 | Paño 4 y 5 | Paño 6 | Volumen Total Sedimentación | Tasa Transporte Erosión | Tasa Transporte Sedimentación |
|--------|-----------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------------|-------------------------|-------------------------------|
| | Volumen Erosión | Volumen Sedimentación | Volumen Sedimentación | Volumen Sedimentación | Volumen Sedimentación | | | |
| 2:40 | 0 s | 2,3 dm ³ | 3,0 dm ³ | | | 3,0 dm ³ | | |
| 2:50 | 10 s | 3,1 dm ³ | 4,2 dm ³ | | | 4,2 dm ³ | 309 cm ³ /s | 420 cm ³ /s |
| 3:00 | 20 s | 3,0 dm ³ | 5,8 dm ³ | | | 5,8 dm ³ | 150 cm ³ /s | 288 cm ³ /s |
| 3:10 | 30 s | 4,7 dm ³ | 6,0 dm ³ | | | 6,0 dm ³ | 158 cm ³ /s | 200 cm ³ /s |
| 3:20 | 40 s | 4,7 dm ³ | 6,5 dm ³ | | | 6,5 dm ³ | 118 cm ³ /s | 162 cm ³ /s |
| 3:30 | 50 s | 5,2 dm ³ | 7,7 dm ³ | | | 7,7 dm ³ | 104 cm ³ /s | 155 cm ³ /s |
| 3:40 | 60 s | 5,7 dm ³ | 8,2 dm ³ | | | 8,2 dm ³ | 95 cm ³ /s | 137 cm ³ /s |
| 3:50 | 70 s | 6,0 dm ³ | 9,0 dm ³ | | | 9,0 dm ³ | 86 cm ³ /s | 129 cm ³ /s |
| 4:50 | 130 s | 9,1 dm ³ | 9,0 dm ³ | 1,5 dm ³ | | 10,5 dm ³ | 70 cm ³ /s | 81 cm ³ /s |
| 5:50 | 190 s | 10,5 dm ³ | 8,7 dm ³ | 3,5 dm ³ | | 12,2 dm ³ | 55 cm ³ /s | 64 cm ³ /s |
| 6:50 | 250 s | 11,0 dm ³ | 8,1 dm ³ | 4,7 dm ³ | | 12,8 dm ³ | 44 cm ³ /s | 51 cm ³ /s |
| 7:50 | 310 s | 12,0 dm ³ | 7,7 dm ³ | 5,9 dm ³ | | 13,6 dm ³ | 39 cm ³ /s | 44 cm ³ /s |
| 8:50 | 370 s | 12,5 dm ³ | 7,9 dm ³ | 6,7 dm ³ | | 14,6 dm ³ | 34 cm ³ /s | 39 cm ³ /s |
| 9:50 | 430 s | 12,3 dm ³ | 7,4 dm ³ | 7,1 dm ³ | | 14,5 dm ³ | 29 cm ³ /s | 34 cm ³ /s |
| 10:50 | 490 s | 13,0 dm ³ | 7,8 dm ³ | 7,6 dm ³ | | 15,4 dm ³ | 27 cm ³ /s | 31 cm ³ /s |
| 11:50 | 550 s | 12,9 dm ³ | 7,1 dm ³ | 7,9 dm ³ | | 15,0 dm ³ | 23 cm ³ /s | 27 cm ³ /s |
| 12:50 | 610 s | 13,6 dm ³ | 7,1 dm ³ | 8,6 dm ³ | | 15,6 dm ³ | 22 cm ³ /s | 26 cm ³ /s |
| 13:50 | 670 s | 14,4 dm ³ | 7,1 dm ³ | 8,9 dm ³ | | 16,0 dm ³ | 21 cm ³ /s | 24 cm ³ /s |
| 14:50 | 730 s | 15,0 dm ³ | 7,0 dm ³ | 9,6 dm ³ | | 16,6 dm ³ | 21 cm ³ /s | 23 cm ³ /s |
| 15:50 | 790 s | 14,8 dm ³ | 6,7 dm ³ | 9,9 dm ³ | | 16,7 dm ³ | 19 cm ³ /s | 21 cm ³ /s |
| 16:50 | 850 s | 14,8 dm ³ | 7,1 dm ³ | 10,0 dm ³ | | 17,1 dm ³ | 17 cm ³ /s | 20 cm ³ /s |
| 17:50 | 910 s | 15,7 dm ³ | 6,8 dm ³ | 10,0 dm ³ | | 16,9 dm ³ | 17 cm ³ /s | 19 cm ³ /s |
| 18:50 | 970 s | 15,4 dm ³ | 6,5 dm ³ | 10,4 dm ³ | | 16,9 dm ³ | 16 cm ³ /s | 17 cm ³ /s |
| 22:50 | 1210 s | 16,2 dm ³ | 5,9 dm ³ | 9,9 dm ³ | 1,7 dm ³ | 17,7 dm ³ | 13 cm ³ /s | 15 cm ³ /s |
| 26:50 | 1450 s | 17,3 dm ³ | 5,7 dm ³ | 10,5 dm ³ | 2,5 dm ³ | 18,9 dm ³ | 12 cm ³ /s | 13 cm ³ /s |
| 30:50 | 1690 s | 17,2 dm ³ | 6,2 dm ³ | 10,3 dm ³ | 3,0 dm ³ | 20,0 dm ³ | 10 cm ³ /s | 12 cm ³ /s |
| 34:50 | 1930 s | 17,9 dm ³ | 5,4 dm ³ | 10,1 dm ³ | 3,6 dm ³ | 19,9 dm ³ | 9 cm ³ /s | 10 cm ³ /s |
| 38:50 | 2170 s | 19,1 dm ³ | 5,8 dm ³ | 10,0 dm ³ | 4,0 dm ³ | 20,8 dm ³ | 9 cm ³ /s | 10 cm ³ /s |
| 42:50 | 2410 s | 18,8 dm ³ | 5,3 dm ³ | 9,3 dm ³ | 4,6 dm ³ | 20,7 dm ³ | 8 cm ³ /s | 9 cm ³ /s |
| 46:50 | 2650 s | 19,4 dm ³ | 5,0 dm ³ | 9,2 dm ³ | 4,4 dm ³ | 20,1 dm ³ | 7 cm ³ /s | 8 cm ³ /s |

Tabla 32. Volúmenes de sedimento medidos - Ensayo N° 10

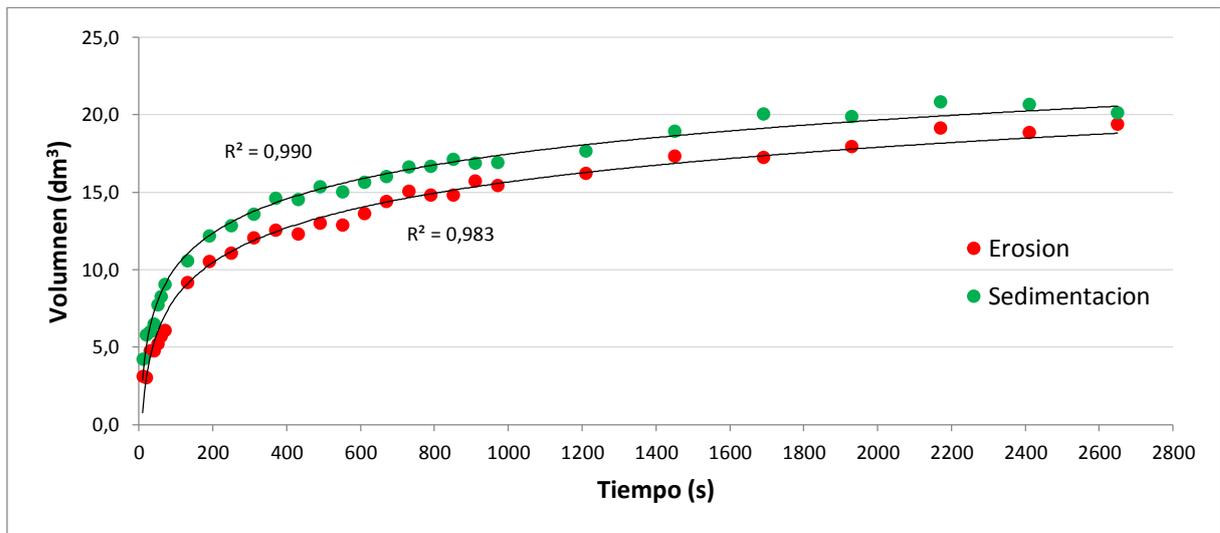


Figura 76. Volumen (dm³) vs. Tiempo (s) - Ensayo N° 10

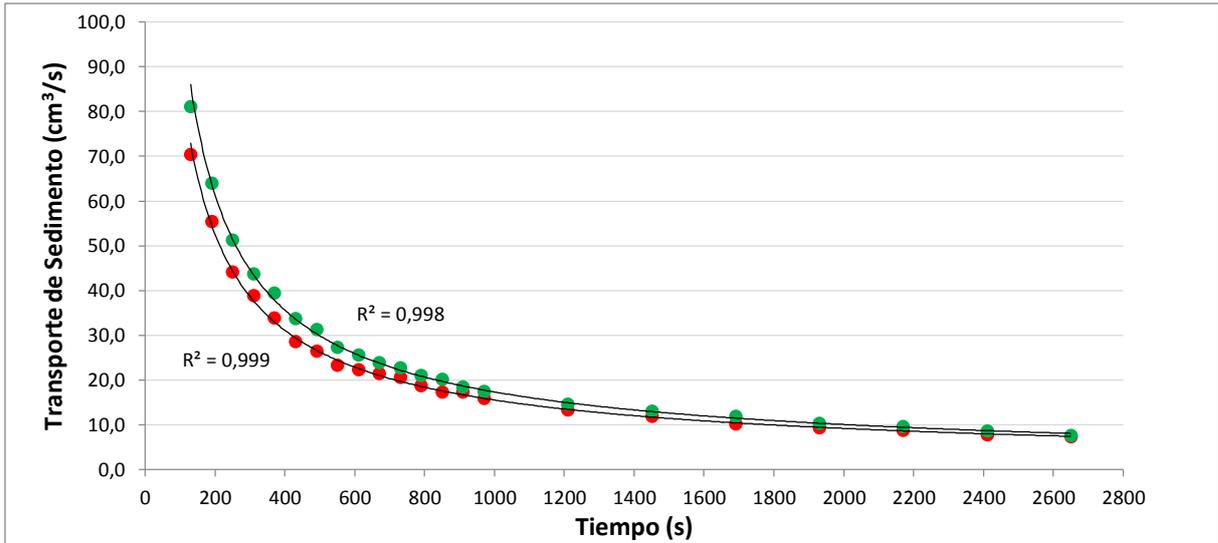


Figura 77. Transporte de Sedimento (cm³/s) vs. Tiempo (s) - Ensayo N° 10

Ensayo N° 11

| Tiempo | | Paño 1 y 2 | | Paño 3 | Paño 4 y 5 | Paño 6 | Volumen Total Sedimentación | Tasa Transporte Erosión | Tasa Transporte Sedimentación |
|--------|--------|----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------------|-------------------------|-------------------------------|
| | | Volumen Erosión | Volumen Sedimentación | Volumen Sedimentación | Volumen Sedimentación | Volumen Sedimentación | | | |
| 2:00 | 0 s | 5,1 dm ³ | 7,5 dm ³ | | | | 7,5 dm ³ | | |
| 2:15 | 15 s | 6,3 dm ³ | 8,9 dm ³ | | | | 8,9 dm ³ | 418 cm ³ /s | 595 cm ³ /s |
| 2:30 | 30 s | 6,8 dm ³ | 9,7 dm ³ | | | | 9,7 dm ³ | 228 cm ³ /s | 324 cm ³ /s |
| 2:45 | 45 s | 7,7 dm ³ | 10,4 dm ³ | | | | 10,4 dm ³ | 171 cm ³ /s | 232 cm ³ /s |
| 3:00 | 60 s | 8,6 dm ³ | 10,6 dm ³ | | | | 10,6 dm ³ | 143 cm ³ /s | 176 cm ³ /s |
| 4:00 | 120 s | 10,7 dm ³ | 11,8 dm ³ | 1,9 dm ³ | | | 13,7 dm ³ | 89 cm ³ /s | 115 cm ³ /s |
| 5:00 | 180 s | 11,1 dm ³ | 12,0 dm ³ | 3,0 dm ³ | | | 15,0 dm ³ | 62 cm ³ /s | 83 cm ³ /s |
| 6:00 | 240 s | 12,2 dm ³ | 12,2 dm ³ | 4,0 dm ³ | | | 16,1 dm ³ | 51 cm ³ /s | 67 cm ³ /s |
| 7:00 | 300 s | 13,9 dm ³ | 12,0 dm ³ | 4,6 dm ³ | | | 16,6 dm ³ | 46 cm ³ /s | 55 cm ³ /s |
| 8:00 | 360 s | 13,1 dm ³ | 12,1 dm ³ | 5,2 dm ³ | | | 17,4 dm ³ | 36 cm ³ /s | 48 cm ³ /s |
| 9:00 | 420 s | 15,1 dm ³ | 12,1 dm ³ | 5,7 dm ³ | | | 17,8 dm ³ | 36 cm ³ /s | 42 cm ³ /s |
| 10:00 | 480 s | 14,8 dm ³ | 12,0 dm ³ | 6,4 dm ³ | | | 18,4 dm ³ | 31 cm ³ /s | 38 cm ³ /s |
| 11:00 | 540 s | 15,0 dm ³ | 11,3 dm ³ | 6,5 dm ³ | | | 17,8 dm ³ | 28 cm ³ /s | 33 cm ³ /s |
| 16:00 | 840 s | 17,1 dm ³ | 11,1 dm ³ | 7,2 dm ³ | 1,4 dm ³ | 0,2 dm ³ | 19,8 dm ³ | 20 cm ³ /s | 24 cm ³ /s |
| 21:00 | 1140 s | 17,9 dm ³ | 11,2 dm ³ | 7,5 dm ³ | 2,5 dm ³ | 0,2 dm ³ | 21,5 dm ³ | 16 cm ³ /s | 19 cm ³ /s |
| 26:00 | 1440 s | 19,0 dm ³ | 11,3 dm ³ | 7,4 dm ³ | 3,2 dm ³ | 0,2 dm ³ | 22,1 dm ³ | 13 cm ³ /s | 15 cm ³ /s |
| 31:00 | 1740 s | 20,2 dm ³ | 11,0 dm ³ | 7,0 dm ³ | 4,5 dm ³ | 0,2 dm ³ | 22,7 dm ³ | 12 cm ³ /s | 13 cm ³ /s |

Tabla 33. Volúmenes de sedimento medidos - Ensayo N° 11

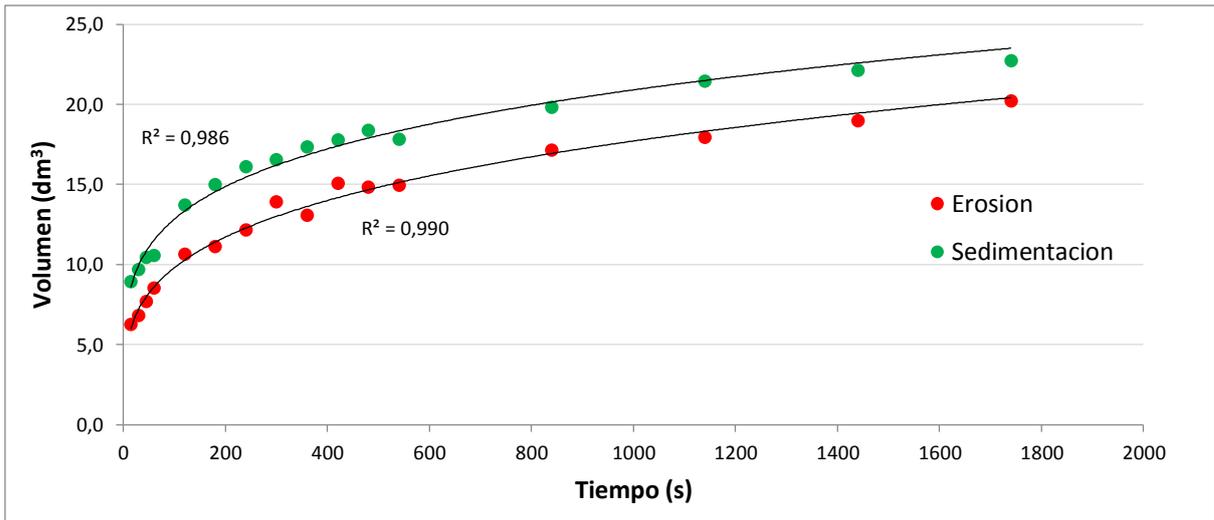


Figura 78. Volumen (dm³) vs. Tiempo (s) - Ensayo N° 11

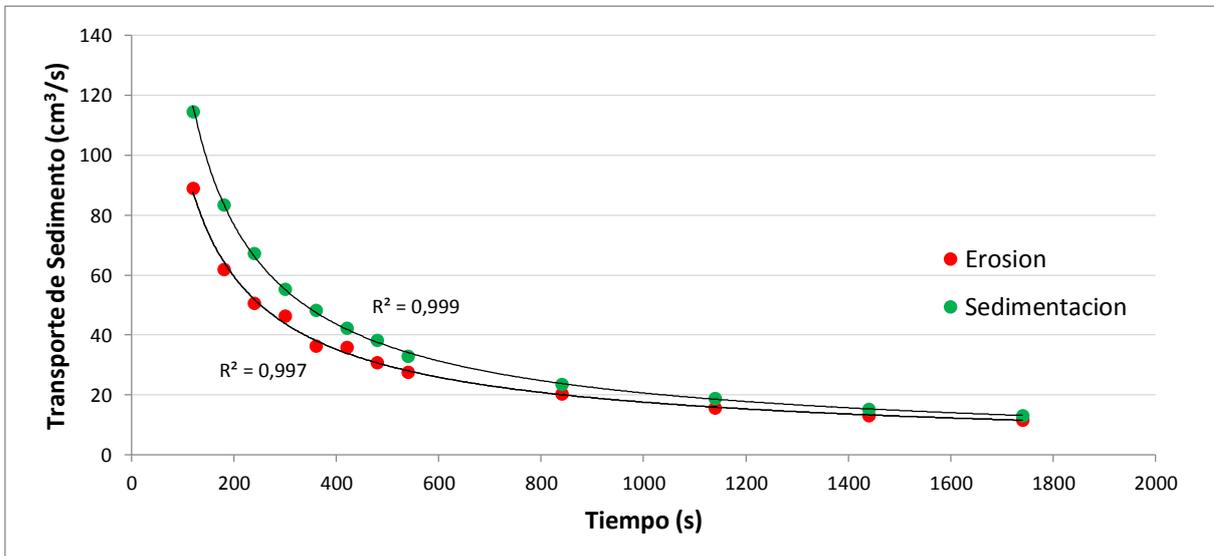


Figura 79. Transporte de Sedimento (cm³/s) vs. Tiempo (s) - Ensayo N° 11

4.4.1 Error en los Gráficos

Luego de observar los gráficos anteriores se observa que las curvas de erosión y sedimentación deberían ser idénticas debido a que la cantidad de material que se erosiona en la fosa es la misma que se deposita en la barra. Se asume que existe diferencia entre las curvas debido a un error sistemático durante la medición de los volúmenes.

Además en todos los gráficos analizados sucede que la curva de sedimentación es mayor a la curva de erosión en aproximadamente un 12%, esto puede ser debido a un esponjamiento del material cuando ocurre la sedimentación, es decir, que el material ocupa un mayor volumen al que tenía anteriormente a que ocurra la erosión.

4.4.2 Conclusión

En los gráficos puede verse que la velocidad máxima de erosión se da al inicio de los ensayos, con el tiempo el volumen de sedimento arrastrado por el flujo disminuye (tendiendo a cero), por lo tanto, la curva tiene un comportamiento asintótico (los

puntos fueron ajustados a una función logarítmica) hacia el estado de equilibrio para el cual no hay movimiento de las partículas en el fondo del canal.

Lo dicho anteriormente puede contemplarse si se representa a la tasa de transporte de sedimento con respecto al tiempo, en donde la curva tiene un comportamiento asintótico tendiendo a cero (los puntos fueron ajustados a una función potencial).

En cuanto a la velocidad de la barra se determinó que no sigue un patrón determinado, ya que la velocidad adoptada por la barra depende de la tasa de transporte de sedimento, es decir, que depende del relieve del fondo del canal por el que se desplaza, ya que el volumen transportado por la barra deberá rellenar con más o menos material estos baches dependiendo de su tamaño, influyendo esto en su velocidad.

4.5 EROSIÓN MÁXIMA

En este apartado se busca comparar los resultados de profundidad de erosión máxima obtenidos en los ensayos experimentales con las profundidades determinadas mediante ecuaciones empíricas propuestas por diferentes autores. También se analizan otras características del foso de erosión como la posición de la máxima erosión y la longitud del foso en la dirección del flujo. Este procedimiento se realiza para tres ensayos de diferentes caudales cada uno.

Los datos y resultados obtenidos de los ensayos realizados se encuentran en el ANEXO 1 de este informe.

4.5.1 Profundidad de Erosión Máxima

A continuación en la imagen se muestran las variables intervinientes a la hora de analizar las máximas erosiones:

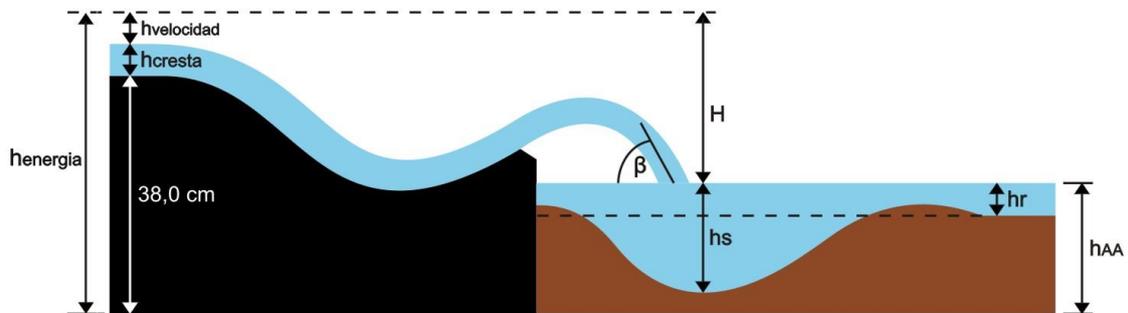


Figura 80. Datos necesarios para determinar la erosión máxima (h_s) mediante fórmulas empíricas

Ensayo N° 5:

A continuación en la Tabla 34 se indican los datos necesarios para estimar la máxima profundidad de erosión en el ensayo 5.

| Datos | |
|-----------------------|--------------------------|
| Q= | 8,20 l/s |
| q= | 0,0164 m ² /s |
| H _{cresta} = | 5,1 cm |
| H _{AA} = | 22,0 cm |
| h _r = | 5,0 cm |
| H= | 21,1 cm |
| d ₉₅ = | 3,5 mm |
| d ₉₀ = | 2,4 mm |
| d ₈₅ = | 1,9 mm |
| d ₅₀ = | 0,9 mm |
| β= | 37,0 ° |
| h _s = | 17,8 cm |

Tabla 34. Datos para determinar h_s – Ensayo N° 5

En la siguiente imagen (Figura 81) se grafican algunos de los datos que se encuentran en la Tabla 34.

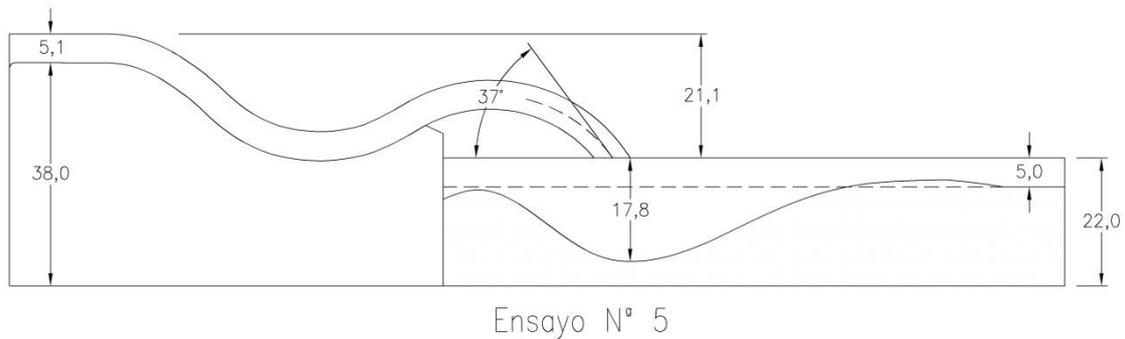


Figura 81. Datos para determinar h_s - Ensayo N° 5

En la siguiente tabla se enumeran las formulas empíricas utilizadas para estimar la profundidad máxima de erosión, en la misma se indican los valores que estas arrojan y la diferencia respecto al valor medido en el ensayo, resaltando aquellas ecuaciones cuya diferencia es menor al 15%.

| N° | Referencia | hs | Dif. | Dif.% | < 15% |
|----|----------------------------|--------|--------|-------|-------|
| 1 | Veronese - A (1937) | 0,15 m | 0,03 m | 18% | NO |
| 2 | Damle - A (1966) | 0,04 m | 0,14 m | 78% | NO |
| 3 | Damle - B (1966) | 0,03 m | 0,15 m | 82% | NO |
| 4 | Damle - C (1966) | 0,02 m | 0,16 m | 88% | NO |
| 5 | Chian Min Wu (1973) | 0,10 m | 0,08 m | 43% | NO |
| 6 | Taraimovich (1978) | 0,03 m | 0,15 m | 85% | NO |
| 7 | Machado A (1982) | 0,26 m | 0,08 m | 45% | NO |
| 8 | Sofrelec (1980) | 0,17 m | 0,01 m | 6% | SI |
| 9 | INCYTH (1985) | 0,12 m | 0,06 m | 31% | NO |
| 10 | Martins - B (1975) | 0,11 m | 0,07 m | 39% | NO |
| 11 | Lopardo (1987) | 0,22 m | 0,04 m | 25% | NO |
| 12 | Suppasri (2007) | 0,01 m | 0,17 m | 94% | NO |
| 13 | Schoklitsch (1932) | 0,25 m | 0,07 m | 42% | NO |
| 14 | Veronese - B (1937) | 0,29 m | 0,12 m | 65% | NO |
| 15 | Egenberger (1943) | 0,10 m | 0,08 m | 44% | NO |
| 16 | Hartung (1959) | 0,10 m | 0,08 m | 45% | NO |
| 17 | Franke (1960) | 0,07 m | 0,11 m | 62% | NO |
| 18 | Kotoulas (1967) | 0,28 m | 0,11 m | 60% | NO |
| 19 | Zeller (1967) | 0,03 m | 0,15 m | 85% | NO |
| 20 | Chee y Padiyar (1969) | 0,16 m | 0,02 m | 11% | SI |
| 21 | Bisaz y Tschopp (1972) | 0,10 m | 0,08 m | 44% | NO |
| 22 | Chee y Kung (1974) | 0,19 m | 0,01 m | 6% | SI |
| 23 | Machado B (1982) | 0,16 m | 0,02 m | 12% | SI |
| 24 | I.D.I.H (1990) | 0,16 m | 0,0 m | 8% | SI |
| 25 | Veronese Modificado (1994) | 0,06 m | 0,11 m | 64% | NO |
| 26 | Mason y Arumugan B (1985) | 0,08 m | 0,10 m | 55% | NO |
| 27 | Jaeger (1939) | 0,20 m | 0,02 m | 11% | SI |
| 28 | Zimmerman y Maniak (1967) | 0,07 m | 0,11 m | 62% | NO |
| 29 | Martins - A (1973) | 0,34 m | 0,16 m | 89% | NO |
| | N | 1,80 | | | |
| 30 | Mason y Arumugan (1985) | 0,17 m | 0,01 m | 6% | SI |
| 31 | Mikhalev (1960) | 0,68 m | 0,50 m | 284% | NO |
| 32 | Rubinstein (1963) | 0,26 m | 0,08 m | 45% | NO |
| 33 | Mirskhulava (1967) | 0,23 m | 0,05 m | 29% | NO |

Tabla 35. hs estimado - Ensayo N° 5

Quien devuelve el resultado más cercano es la ecuación de Sofrelec (1980) con una diferencia de 6,1 % respecto al valor experimental.

La media de los valores arrojados por las ecuaciones es de 15,1 cm dando una diferencia del 15,1 % respecto al valor medido en el ensayo (Figura 82).

| |
|----------------|
| MEDIA= 15,1 cm |
|----------------|

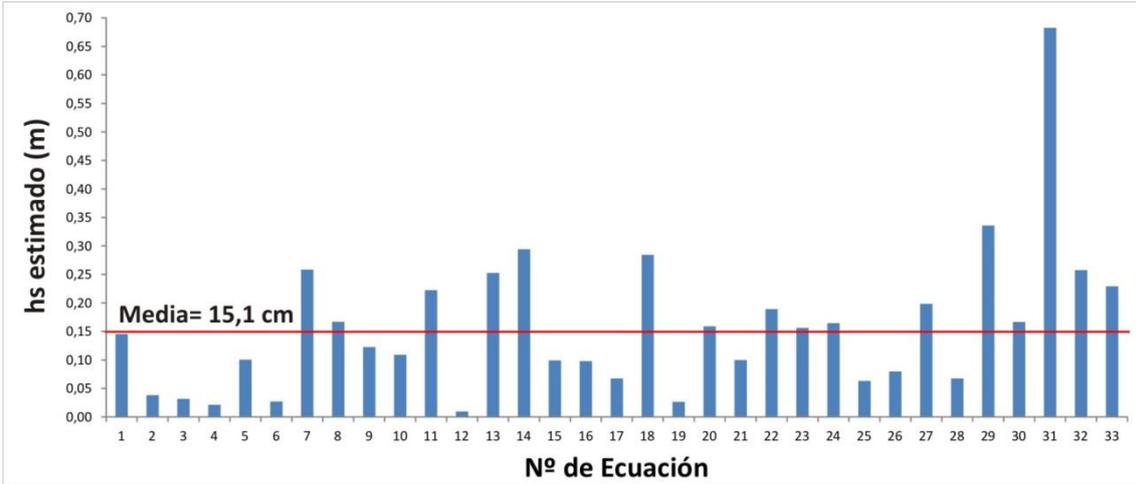


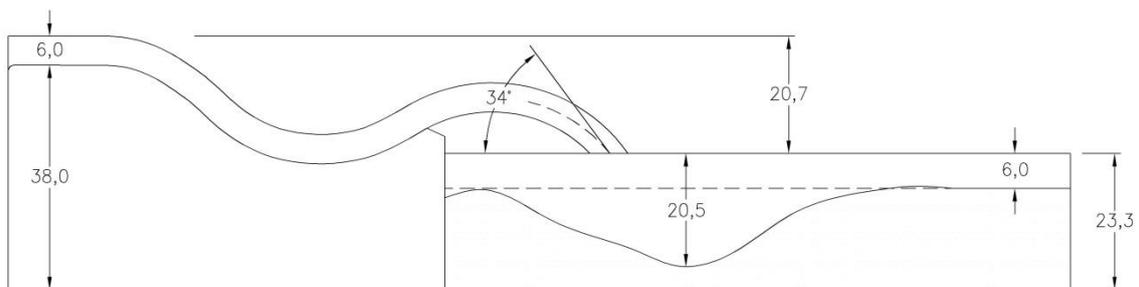
Figura 82. hs estimado - Ensayo Nº 5

De manera similar a como anteriormente se mostró la información relacionada al ensayo 5 se procede a presentar a continuación los datos y resultados obtenidos en los ensayos 9 y 11.

Ensayo Nº 9:

| Datos | |
|-----------------------|---------------------------|
| Q= | 10,04 l/s |
| q= | 0,02008 m ² /s |
| h _{cresta} = | 6,0 cm |
| h _{AA} = | 23,3 cm |
| h _r = | 6,0 cm |
| H= | 20,7 cm |
| d ₉₅ = | 3,5 mm |
| d ₉₀ = | 2,4 mm |
| d ₈₅ = | 1,9 mm |
| d ₅₀ = | 0,9 mm |
| β= | 34,0 ° |
| h _s = | 20,5 cm |

Tabla 36. Datos para determinar hs – Ensayo Nº 9



Ensayo Nº 9

Figura 83. Datos para determinar hs - Ensayo Nº 9

En la siguiente tabla se enumeran los resultados obtenidos con las formulas empíricas para este ensayo.

| N° | Referencia | hs | Dif. | Dif.% | < 15% |
|----|----------------------------|--------|--------|-------|-------|
| 1 | Veronese - A (1937) | 0,16 m | 0,04 m | 21% | NO |
| 2 | Damle - A (1966) | 0,04 m | 0,16 m | 79% | NO |
| 3 | Damle - B (1966) | 0,04 m | 0,17 m | 83% | NO |
| 4 | Damle - C (1966) | 0,02 m | 0,18 m | 89% | NO |
| 5 | Chian Min Wu (1973) | 0,11 m | 0,09 m | 46% | NO |
| 6 | Taraimovich (1978) | 0,03 m | 0,17 m | 85% | NO |
| 7 | Machado A (1982) | 0,28 m | 0,08 m | 39% | NO |
| 8 | Sofrelec (1980) | 0,19 m | 0,02 m | 8% | SI |
| 9 | INCYTH (1985) | 0,14 m | 0,07 m | 34% | NO |
| 10 | Martins - B (1975) | 0,12 m | 0,08 m | 40% | NO |
| 11 | Lopardo (1987) | 0,25 m | 0,04 m | 21% | NO |
| 12 | Suppasri (2007) | 0,01 m | 0,19 m | 95% | NO |
| 13 | Schoklitsch (1932) | 0,28 m | 0,08 m | 38% | NO |
| 14 | Veronese - B (1937) | 0,33 m | 0,12 m | 59% | NO |
| 15 | Egenberger (1943) | 0,11 m | 0,09 m | 46% | NO |
| 16 | Hartung (1959) | 0,11 m | 0,09 m | 46% | NO |
| 17 | Franke (1960) | 0,08 m | 0,13 m | 63% | NO |
| 18 | Kotoulas (1967) | 0,33 m | 0,12 m | 59% | NO |
| 19 | Zeller (1967) | 0,03 m | 0,17 m | 85% | NO |
| 20 | Chee y Padiyar (1969) | 0,18 m | 0,02 m | 11% | SI |
| 21 | Bisaz y Tschopp (1972) | 0,11 m | 0,10 m | 46% | NO |
| 22 | Chee y Kung (1974) | 0,21 m | 0,01 m | 4% | SI |
| 23 | Machado B (1982) | 0,17 m | 0,03 m | 16% | NO |
| 24 | I.D.I.H (1990) | 0,19 m | 0,02 m | 9% | SI |
| 25 | Veronese Modificado (1994) | 0,07 m | 0,14 m | 67% | NO |
| 26 | Mason y Arumugan B (1985) | 0,09 m | 0,12 m | 56% | NO |
| 27 | Jaeger (1939) | 0,23 m | 0,03 m | 13% | SI |
| 28 | Zimmerman y Maniak (1967) | 0,08 m | 0,12 m | 59% | NO |
| 29 | Martins - A (1973) | 0,44 m | 0,23 m | 113% | NO |
| | N | 2,40 | | | |
| 30 | Mason y Arumugan (1985) | 0,19 m | 0,01 m | 6% | SI |
| 31 | Mikhalev (1960) | 0,73 m | 0,52 m | 255% | NO |
| 32 | Rubinstein (1963) | 0,32 m | 0,11 m | 55% | NO |
| 33 | Mirskhulava (1967) | 0,27 m | 0,07 m | 32% | NO |

Tabla 37. hs estimado - Ensayo N° 9

Quien más se acerca al valor experimental es la ecuación de Chee y Kung (1974) con una diferencia de 3,7 %.

La media de los valores arrojados por las ecuaciones es de 17,2 cm dando una diferencia del 16,3 % respecto al valor medido en el ensayo (Figura 84).

MEDIA= 17,2 cm

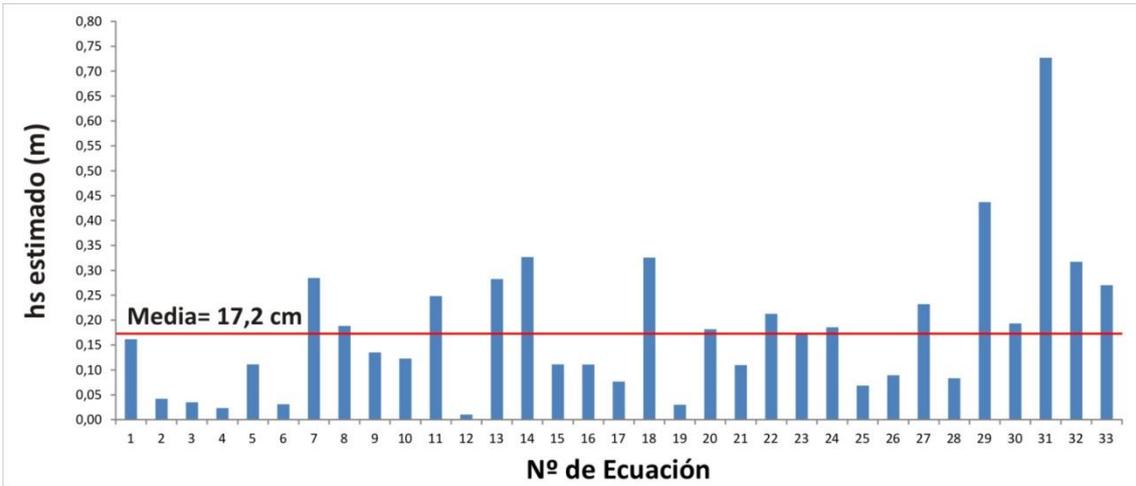
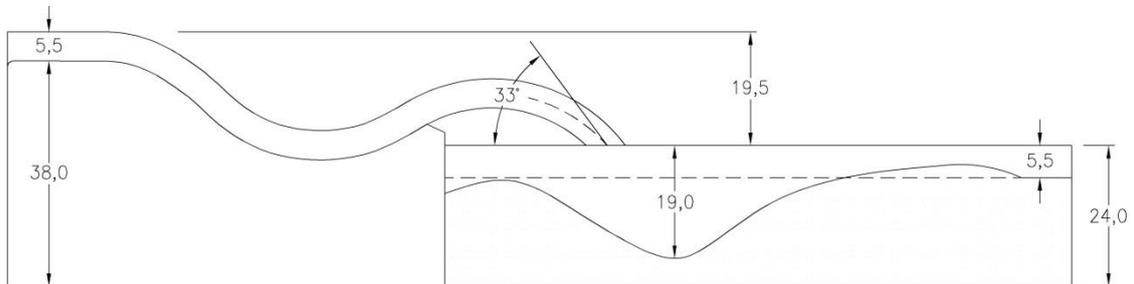


Figura 84. hs estimado - Ensayo N° 9

Ensayo N° 11:

| Datos | |
|-----------------------|---------------------------|
| Q= | 9,56 l/s |
| q= | 0,01912 m ² /s |
| h _{cresta} = | 5,5 cm |
| h _{AA} = | 24,0 cm |
| h _r = | 5,5 cm |
| H= | 19,5 cm |
| d ₉₅ = | 3,5 mm |
| d ₉₀ = | 2,4 mm |
| d ₈₅ = | 1,9 mm |
| d ₅₀ = | 0,9 mm |
| β= | 33,0 ° |
| h _s = | 19,0 cm |

Tabla 38. Datos para determinar hs – Ensayo N° 11



Ensayo N° 11

Figura 85. Datos para determinar hs - Ensayo N° 11

En la siguiente tabla se enumeran los resultados obtenidos con las formulas empíricas para este ensayo.

| N° | Referencia | hs | Dif. | Dif.% | < 15% |
|----|----------------------------|--------|--------|-------|-------|
| 1 | Veronese - A (1937) | 0,16 m | 0,03 m | 18% | NO |
| 2 | Damle - A (1966) | 0,04 m | 0,15 m | 79% | NO |
| 3 | Damle - B (1966) | 0,03 m | 0,16 m | 83% | NO |
| 4 | Damle - C (1966) | 0,02 m | 0,17 m | 88% | NO |
| 5 | Chian Min Wu (1973) | 0,11 m | 0,08 m | 44% | NO |
| 6 | Taraimovich (1978) | 0,03 m | 0,16 m | 84% | NO |
| 7 | Machado A (1982) | 0,27 m | 0,08 m | 44% | NO |
| 8 | Sofrelec (1980) | 0,18 m | 0,01 m | 4% | SI |
| 9 | INCYTH (1985) | 0,13 m | 0,06 m | 32% | NO |
| 10 | Martins - B (1975) | 0,12 m | 0,07 m | 38% | NO |
| 11 | Lopardo (1987) | 0,25 m | 0,06 m | 31% | NO |
| 12 | Suppasri (2007) | 0,01 m | 0,18 m | 95% | NO |
| 13 | Schoklitsch (1932) | 0,27 m | 0,08 m | 43% | NO |
| 14 | Veronese - B (1937) | 0,31 m | 0,12 m | 65% | NO |
| 15 | Egenberger (1943) | 0,10 m | 0,09 m | 45% | NO |
| 16 | Hartung (1959) | 0,11 m | 0,09 m | 45% | NO |
| 17 | Franke (1960) | 0,07 m | 0,12 m | 62% | NO |
| 18 | Kotoulas (1967) | 0,31 m | 0,12 m | 62% | NO |
| 19 | Zeller (1967) | 0,03 m | 0,16 m | 85% | NO |
| 20 | Chee y Padiyar (1969) | 0,17 m | 0,02 m | 9% | SI |
| 21 | Bisaz y Tschopp (1972) | 0,11 m | 0,08 m | 44% | NO |
| 22 | Chee y Kung (1974) | 0,20 m | 0,01 m | 7% | SI |
| 23 | Machado B (1982) | 0,16 m | 0,03 m | 13% | SI |
| 24 | I.D.I.H (1990) | 0,18 m | 0,0 m | 6% | SI |
| 25 | Veronese Modificado (1994) | 0,06 m | 0,13 m | 67% | NO |
| 26 | Mason y Arumugan B (1985) | 0,08 m | 0,11 m | 56% | NO |
| 27 | Jaeger (1939) | 0,22 m | 0,03 m | 14% | SI |
| 28 | Zimmerman y Maniak (1967) | 0,08 m | 0,11 m | 60% | NO |
| 29 | Martins - A (1973) | 0,39 m | 0,20 m | 106% | NO |
| | N | 2,13 | | | |
| 30 | Mason y Arumugan (1985) | 0,18 m | 0,01 m | 3% | SI |
| 31 | Mikhalev (1960) | 0,71 m | 0,52 m | 276% | NO |
| 32 | Rubinstein (1963) | 0,30 m | 0,11 m | 58% | NO |
| 33 | Mirskhulava (1967) | 0,25 m | 0,06 m | 33% | NO |

Tabla 39. hs estimado - Ensayo N° 11

La fórmula que devuelve el valor más cercano al experimental es la ecuación de Mason y Arumugan (1985) con una diferencia del 2,9%.

La media de los valores arrojados por las ecuaciones es de 16,4 cm dando una diferencia del 14,0 % respecto al valor medido en el ensayo (Figura 86).

| |
|----------------|
| MEDIA= 16,4 cm |
|----------------|

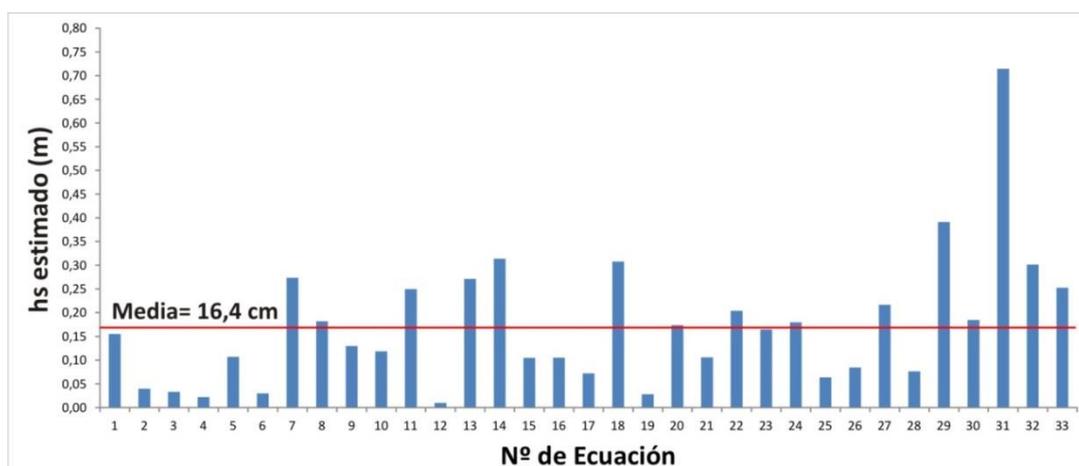


Figura 86. hs estimado - Ensayo N° 11

4.5.1.1 Comparación de los Resultados Obtenidos

A continuación en la Tabla 40 se muestra el resumen de los valores dados por las ecuaciones en los tres ensayos.

| N° | Referencia | hs estimado | | |
|----|----------------------------|-------------|----------|-----------|
| | | Ensayo 5 | Ensayo 9 | Ensayo 11 |
| 1 | Veronese - A (1937) | 0,15 m | 0,16 m | 0,16 m |
| 2 | Damle - A (1966) | 0,04 m | 0,04 m | 0,04 m |
| 3 | Damle - B (1966) | 0,03 m | 0,04 m | 0,03 m |
| 4 | Damle - C (1966) | 0,02 m | 0,02 m | 0,02 m |
| 5 | Chian Min Wu (1973) | 0,10 m | 0,11 m | 0,11 m |
| 6 | Taraimovich (1978) | 0,03 m | 0,03 m | 0,03 m |
| 7 | Machado A (1982) | 0,26 m | 0,28 m | 0,27 m |
| 8 | Sofrelec (1980) | 0,17 m | 0,19 m | 0,18 m |
| 9 | INCYTH (1985) | 0,12 m | 0,14 m | 0,13 m |
| 10 | Martins - B (1975) | 0,11 m | 0,12 m | 0,12 m |
| 11 | Lopardo (1987) | 0,22 m | 0,25 m | 0,25 m |
| 12 | Suppasri (2007) | 0,01 m | 0,01 m | 0,01 m |
| 13 | Schoklitsch (1932) | 0,25 m | 0,28 m | 0,27 m |
| 14 | Veronese - B (1937) | 0,29 m | 0,33 m | 0,31 m |
| 15 | Egenberger (1943) | 0,10 m | 0,11 m | 0,10 m |
| 16 | Hartung (1959) | 0,10 m | 0,11 m | 0,11 m |
| 17 | Franke (1960) | 0,07 m | 0,08 m | 0,07 m |
| 18 | Kotoulas (1967) | 0,28 m | 0,33 m | 0,31 m |
| 19 | Zeller (1967) | 0,03 m | 0,03 m | 0,03 m |
| 20 | Chee y Padiyar (1969) | 0,16 m | 0,18 m | 0,17 m |
| 21 | Bisaz y Tschopp (1972) | 0,10 m | 0,11 m | 0,11 m |
| 22 | Chee y Kung (1974) | 0,19 m | 0,21 m | 0,20 m |
| 23 | Machado B (1982) | 0,16 m | 0,17 m | 0,16 m |
| 24 | I.D.I.H (1990) | 0,16 m | 0,19 m | 0,18 m |
| 25 | Veronese Modificado (1994) | 0,06 m | 0,07 m | 0,06 m |
| 26 | Mason y Arumugan B (1985) | 0,08 m | 0,09 m | 0,08 m |
| 27 | Jaeger (1939) | 0,20 m | 0,23 m | 0,22 m |
| 28 | Zimmerman y Maniak (1967) | 0,07 m | 0,08 m | 0,08 m |
| 29 | Martins - A (1973) | 0,34 m | 0,44 m | 0,39 m |
| 30 | Mason y Arumugan (1985) | 0,17 m | 0,19 m | 0,18 m |
| 31 | Mikhalev (1960) | 0,68 m | 0,73 m | 0,71 m |
| 32 | Rubinstein (1963) | 0,26 m | 0,32 m | 0,30 m |
| 33 | Mirskhulava (1967) | 0,23 m | 0,27 m | 0,25 m |

Tabla 40. Comparación de hs estimadas

En el gráfico de la Figura 87 se compara los valores experimentales con los valores estimados de h_s , se observa la recta de línea de puntos para la cual las profundidades máximas experimentales son iguales a las estimadas.

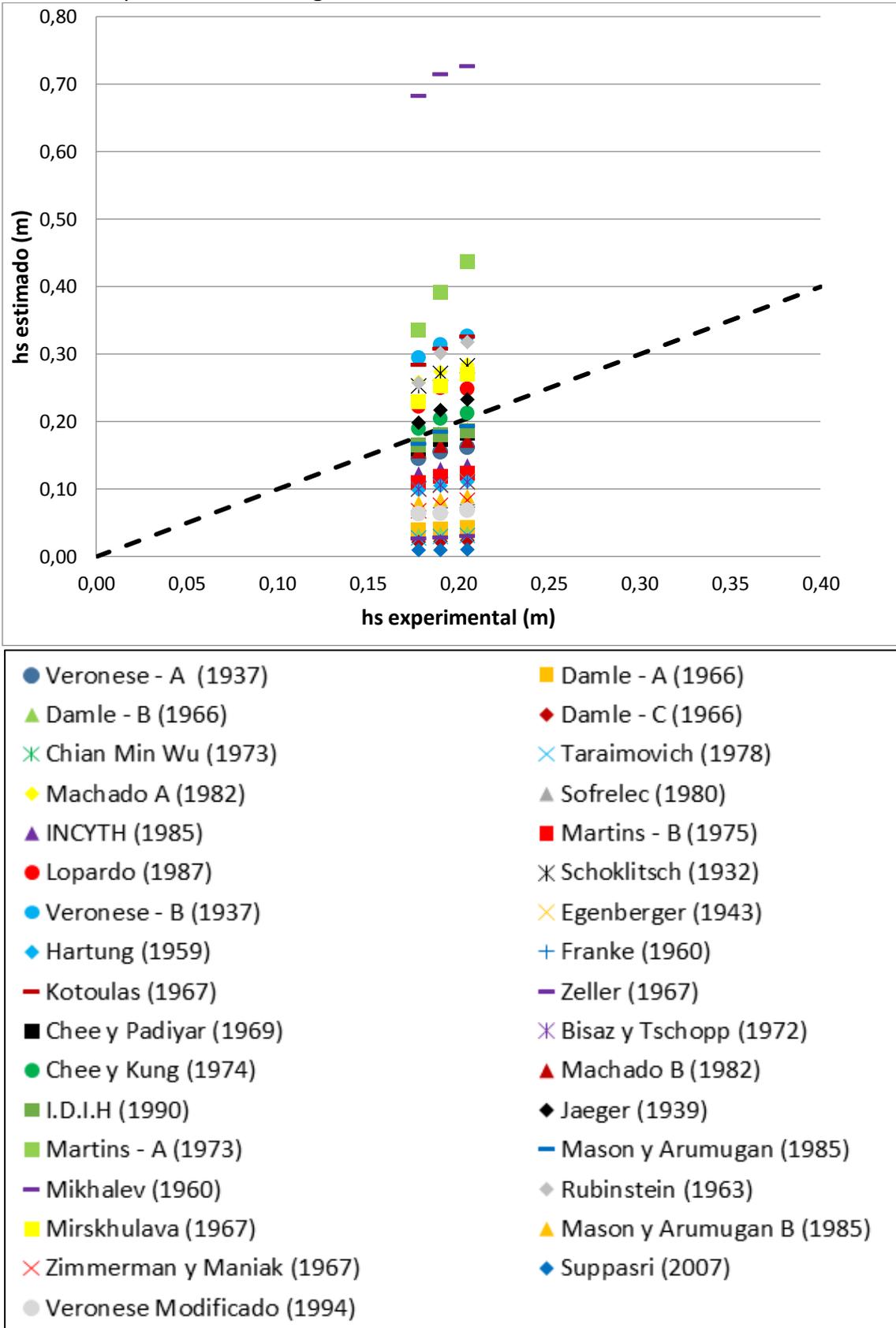


Figura 87. Comparación de h_s estimada con h_s experimental

En la Tabla 41 se muestran las diferencias porcentuales entre las profundidades máximas estimadas y experimentales, se resaltan las ecuaciones que arrojan los mejores resultados considerando el promedio y los valores máximos.

Las ecuación que mejor se adapta a los ensayos realizados es Mason y Arumugan (1985), seguida por Chee y Kung (1974) y Sofrelec (1980).

Los resultados más satisfactorios fueron clasificados en tres grupos:

- **Grupo I:** Resultados con promedio menor a 10% y valor máximo menor a 15%. En este grupo están: Mason y Arumugan (1985), Chee y Kung (1974), Sofrelec (1980) e I.D.I.H (1990). Estos resultados fueron remarcados con color verde.
- **Grupo II:** Resultados con promedio menor a 15% y valor máximo menor a 15%. En este grupo esta: Chee y Padiyar (1969) y Jaeger (1939). Estos resultados fueron remarcados con color amarillo.
- **Grupo III:** Resultados con promedio menor a 15% y valor máximo menor a 20%. En este grupo esta: Machado B (1982). Este resultado fue remarcado con color naranja.

| N° | Referencia | Diferencia (%) | | | Diferencia Promedio | Diferencia Máxima |
|----|----------------------------|----------------|----------|-----------|---------------------|-------------------|
| | | Ensayo 5 | Ensayo 9 | Ensayo 11 | | |
| 1 | Veronese - A (1937) | 18,3% | 21,2% | 18,4% | 19,3% | 21,2% |
| 2 | Damle - A (1966) | 78,5% | 79,5% | 79,1% | 79,0% | 79,5% |
| 3 | Damle - B (1966) | 82,1% | 82,9% | 82,6% | 82,5% | 82,9% |
| 4 | Damle - C (1966) | 88,0% | 88,6% | 88,4% | 88,3% | 88,6% |
| 5 | Chian Min Wu (1973) | 43,5% | 45,8% | 43,9% | 44,4% | 45,8% |
| 6 | Taraimovich (1978) | 84,7% | 84,8% | 84,4% | 84,6% | 84,8% |
| 7 | Machado A (1982) | 45,3% | 38,9% | 43,9% | 42,7% | 45,3% |
| 8 | Sofrelec (1980) | 6,1% | 8,1% | 4,4% | 6,2% | 8,1% |
| 9 | INCYTH (1985) | 31,1% | 34,1% | 31,8% | 32,3% | 34,1% |
| 10 | Martins - B (1975) | 38,8% | 40,1% | 37,7% | 38,8% | 40,1% |
| 11 | Lopardo (1987) | 25,0% | 21,2% | 31,3% | 25,9% | 31,3% |
| 12 | Suppasri (2007) | 94,5% | 94,9% | 94,9% | 94,8% | 94,9% |
| 13 | Schoklitsch (1932) | 41,9% | 37,8% | 42,7% | 40,8% | 42,7% |
| 14 | Veronese - B (1937) | 65,2% | 59,4% | 65,0% | 63,2% | 65,2% |
| 15 | Egenberger (1943) | 44,2% | 45,8% | 44,9% | 45,0% | 45,8% |
| 16 | Hartung (1959) | 45,0% | 46,0% | 44,8% | 45,2% | 46,0% |
| 17 | Franke (1960) | 62,1% | 62,7% | 62,2% | 62,3% | 62,7% |
| 18 | Kotoulas (1967) | 59,8% | 58,8% | 61,9% | 60,1% | 61,9% |
| 19 | Zeller (1967) | 85,0% | 85,3% | 85,2% | 85,2% | 85,3% |
| 20 | Chee y Padiyar (1969) | 10,6% | 11,4% | 8,6% | 10,2% | 11,4% |
| 21 | Bisaz y Tschopp (1972) | 43,9% | 46,4% | 44,5% | 44,9% | 46,4% |
| 22 | Chee y Kung (1974) | 6,2% | 3,7% | 7,3% | 5,7% | 7,3% |
| 23 | Machado B (1982) | 12,1% | 16,1% | 13,4% | 13,9% | 16,1% |
| 24 | I.D.I.H (1990) | 7,5% | 9,4% | 5,6% | 7,5% | 9,4% |
| 25 | Veronese Modificado (1994) | 64,4% | 66,6% | 66,6% | 65,9% | 66,6% |
| 26 | Mason y Arumugan B (1985) | 55,1% | 56,4% | 55,7% | 55,7% | 56,4% |
| 27 | Jaeger (1939) | 11,5% | 13,3% | 14,0% | 12,9% | 14,0% |
| 28 | Zimmerman y Maniak (1967) | 62,0% | 59,3% | 60,0% | 60,5% | 62,0% |
| 29 | Martins - A (1973) | 88,6% | 113,2% | 105,6% | 102,5% | 113,2% |
| 30 | Mason y Arumugan (1985) | 6,3% | 5,7% | 2,9% | 5,0% | 6,3% |
| 31 | Mikhalev (1960) | 283,5% | 254,6% | 275,5% | 271,2% | 283,5% |
| 32 | Rubinstein (1963) | 44,7% | 54,8% | 58,5% | 52,6% | 58,5% |
| 33 | Mirskhulava (1967) | 28,8% | 31,8% | 32,7% | 31,1% | 32,7% |

Tabla 41. Diferencia porcentual de hs estimada con respecto a hs experimental

4.5.2 Configuración del Foso de Erosión

A continuación se calcula la posición de máxima erosión (X_t), y la longitud del foso en la dirección del flujo (L_e) para cada ensayo, luego los valores obtenidos serán comparados con lo medido experimentalmente.

Debido a que las ecuaciones utilizadas para determinar la longitud del foso (L_e) dependen de la profundidad máxima de erosión (h_s) se utilizan aquellas ecuaciones que arrojaron los mejores resultados. Para calcular las longitudes del foso se utilizan las ecuaciones de Martins (Ecuación 1), Hartung (Ecuación 2) y Mikhalev (Ecuación 3) calculando luego el promedio de los resultados obtenidos. La siguiente imagen muestra las variables intervinientes:

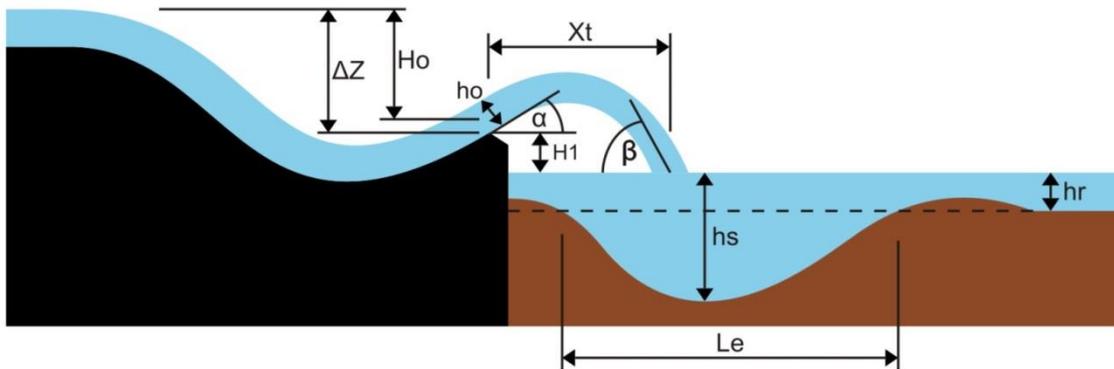


Figura 88. Datos necesarios para determinar la configuración del foso de erosión

Además de las variables observadas en la imagen anterior, otro dato necesario es el ángulo natural del material sumergido, el cual es obtenido midiendo el ángulo del talud en las imágenes (Figura 89). Este dato es esencial para poder obtener la longitud del foso en la dirección del eje del canal mediante la fórmula de Mikhalev.

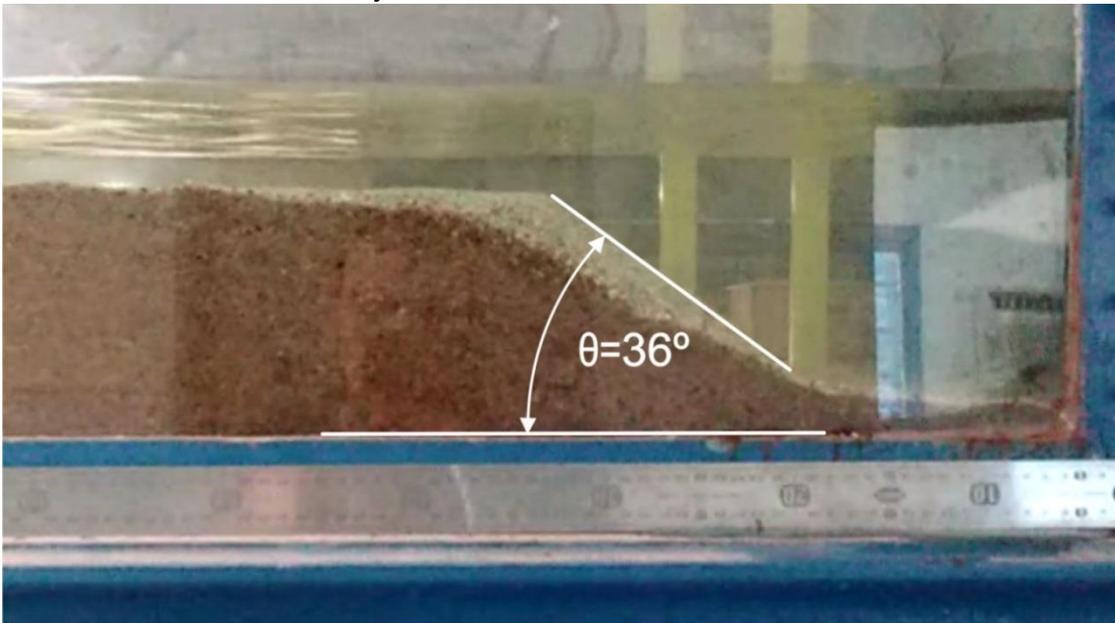


Figura 89. Medición del ángulo natural del material sumergido en el paño 6

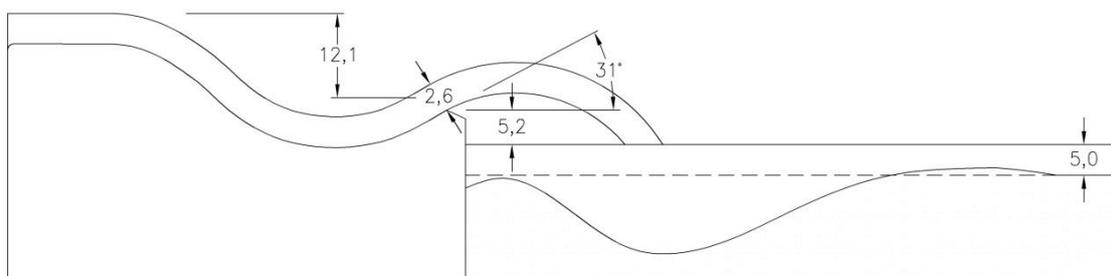
Ensayo N° 5:

Los datos se encuentran resumidos en la siguiente tabla:

| Datos | |
|--------------|---------|
| $h_r =$ | 5,0 cm |
| $\alpha =$ | 31,0 ° |
| $\Delta Z =$ | 13,4 cm |
| $h_o =$ | 2,6 cm |
| $H_o =$ | 12,1 cm |
| $H_1 =$ | 5,2 cm |
| $\theta =$ | 36,0 ° |

Tabla 42. Datos para determinar la configuración de la fosa de erosión- Ensayo N° 5

Algunos de los datos de la Tabla 42 se grafican en la siguiente imagen para una mejor comprensión.



Ensayo N° 5

Figura 90. Datos para determinar la configuración de la fosa de erosión - Ensayo N° 5

La siguiente tabla muestra los valores de Le arrojados por las ecuaciones de Martins, Hartung y Mikhalev usando como dato las h_s dadas por las ecuaciones que mejor se ajustaron a los valores experimentales correspondientes a este ensayo. Se adopta como resultado definitivo al valor resaltado debido a que la ecuación de Sofrelec (1980) es la que arroja el mejor resultado de h_s para este ensayo. Además la tabla contiene los valores de β y de X_t .

| N° | Referencia | h_s | le | | | | β | X_t |
|----|-------------------------|--------|---------|---------|----------|----------|---------|--------|
| | | | Martins | Hartung | Mikhalev | Promedio | | |
| 8 | Sofrelec (1980) | 0,17 m | 0,43 m | 0,38 m | 0,33 m | 0,38 m | 44,2 ° | 0,28 m |
| 22 | Chee y Kung (1974) | 0,19 m | 0,49 m | 0,45 m | 0,39 m | 0,44 m | | |
| 24 | I.D.I.H (1990) | 0,16 m | 0,43 m | 0,37 m | 0,32 m | 0,37 m | | |
| 30 | Mason y Arumugan (1985) | 0,17 m | 0,43 m | 0,38 m | 0,33 m | 0,38 m | | |

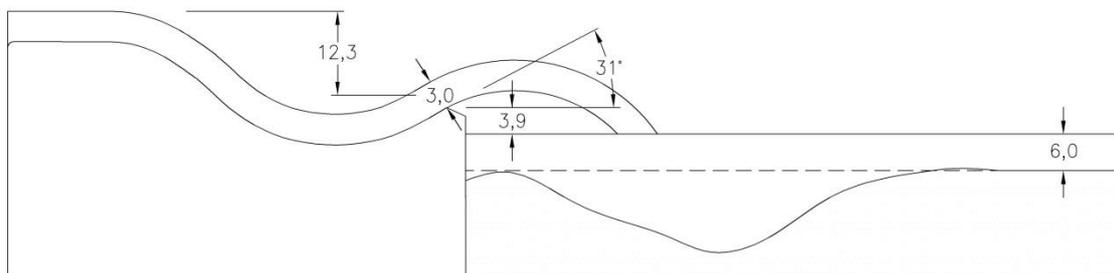
Tabla 43. Valores de β , X_t y Le obtenidos - Ensayo N° 5

De manera similar a como se procedió con el ensayo anterior se presentan a continuación los datos y resultados de los ensayos 9 y 11:

Ensayo N° 9:

| Datos | |
|-------------|---------|
| $h_r=$ | 6,0 cm |
| $\alpha=$ | 31,0 ° |
| $\Delta Z=$ | 13,8 cm |
| $h_o=$ | 3,0 cm |
| $H_o=$ | 12,3 cm |
| $H_1=$ | 3,9 cm |
| $\Theta=$ | 36,0 ° |

Tabla 44. Datos para determinar la configuración de la fosa de erosión- Ensayo N° 9



Ensayo N° 9

Figura 91. Datos para determinar la configuración de la fosa de erosión - Ensayo N° 9

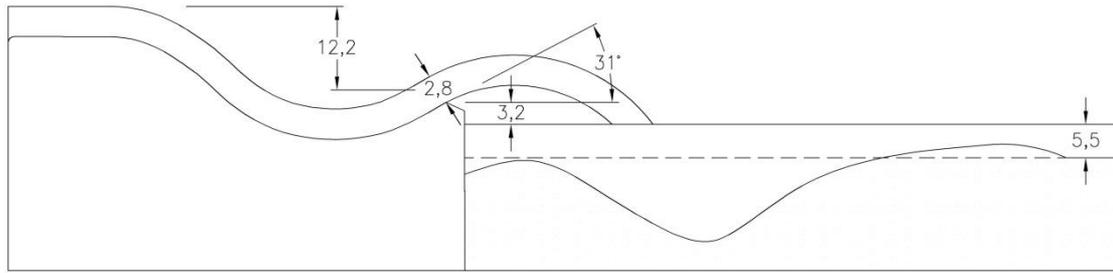
| N° | Referencia | hs | le | | | | β | Xt |
|----|-------------------------|--------|---------|---------|----------|----------|---------|--------|
| | | | Martins | Hartung | Mikhalev | Promedio | | |
| 8 | Sofrelec (1980) | 0,19 m | 0,49 m | 0,42 m | 0,38 m | 0,43 m | 41,7 ° | 0,27 m |
| 22 | Chee y Kung (1974) | 0,21 m | 0,55 m | 0,50 m | 0,45 m | 0,50 m | | |
| 24 | I.D.I.H (1990) | 0,19 m | 0,48 m | 0,41 m | 0,37 m | 0,42 m | | |
| 30 | Mason y Arumugan (1985) | 0,19 m | 0,50 m | 0,43 m | 0,39 m | 0,44 m | | |

Tabla 45. Valores de β , Xt y Le obtenidos - Ensayo N° 9

Ensayo N° 11:

| Datos | |
|-------------|---------|
| $h_r=$ | 5,5 cm |
| $\alpha=$ | 31,0 ° |
| $\Delta Z=$ | 13,6 cm |
| $h_o=$ | 2,75 cm |
| $H_o=$ | 12,2 cm |
| $H_1=$ | 3,2 cm |
| $\Theta=$ | 36,0 ° |

Tabla 46. Datos para determinar la configuración de la fosa de erosión- Ensayo N° 11



Ensayo N° 11

Figura 92. Datos para determinar la configuración de la fosa de erosión - Ensayo N° 11

| N° | Referencia | hs | le | | | | β | Xt |
|----|-------------------------|--------|---------|---------|----------|----------|---------|--------|
| | | | Martins | Hartung | Mikhalev | Promedio | | |
| 8 | Sofrelec (1980) | 0,18 m | 0,47 m | 0,41 m | 0,39 m | 0,42 m | 40,3 ° | 0,26 m |
| 22 | Chee y Kung (1974) | 0,20 m | 0,53 m | 0,48 m | 0,45 m | 0,49 m | | |
| 24 | I.D.I.H (1990) | 0,18 m | 0,47 m | 0,41 m | 0,38 m | 0,42 m | | |
| 30 | Mason y Arumugan (1985) | 0,18 m | 0,48 m | 0,42 m | 0,39 m | 0,43 m | | |

Tabla 47. Valores de β , Xt y Le obtenidos - Ensayo N° 5

4.5.2.1 Comparación de los Resultados Obtenidos

A continuación se grafica la superposición de los resultados obtenidos con las ecuaciones y lo relevado en los ensayos realizados para realizar su comparación. La forma estimada del foso de erosión se encuentra representada de forma esquemática mediante un triángulo isósceles cuyas dimensiones son las arrojadas por las ecuaciones vistas anteriormente. La posición de la forma de la fosa estimada es elegida de modo que su vértice inferior coincida con una línea tangente al chorro en su punto de impacto con la superficie del colchón de agua.

Ensayo N° 5:

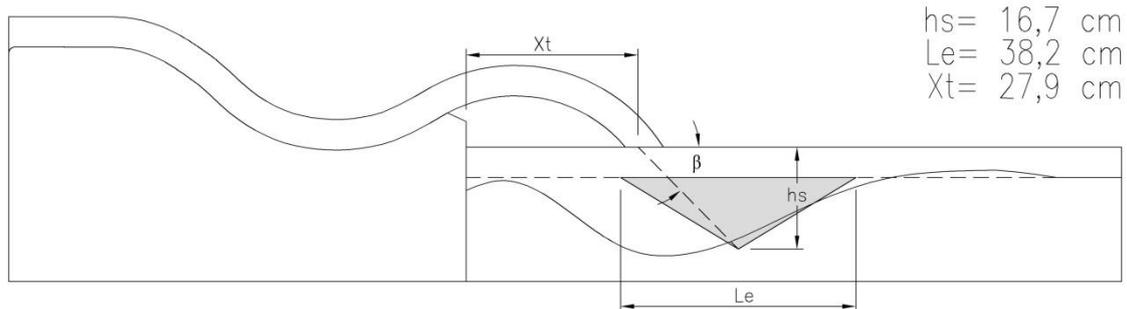


Figura 93. Comparación de fosa estimada con fosa experimental - Ensayo N° 5

Ensayo N° 9:

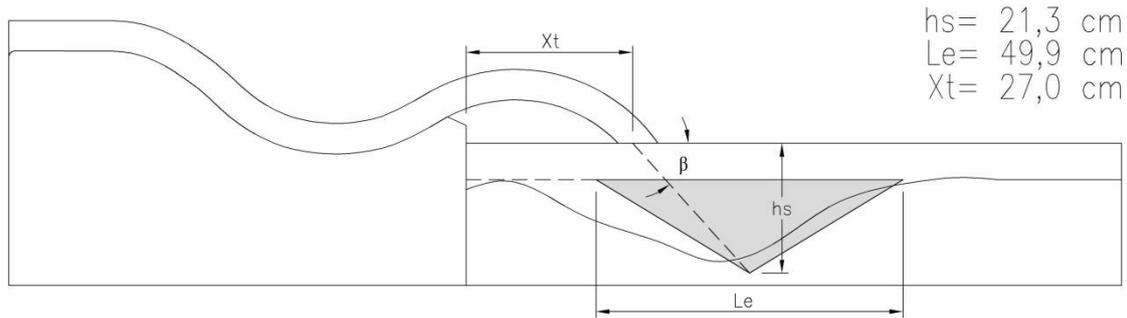


Figura 94. Comparación de fosa estimada con fosa experimental - Ensayo N° 9

Ensayo N° 11:

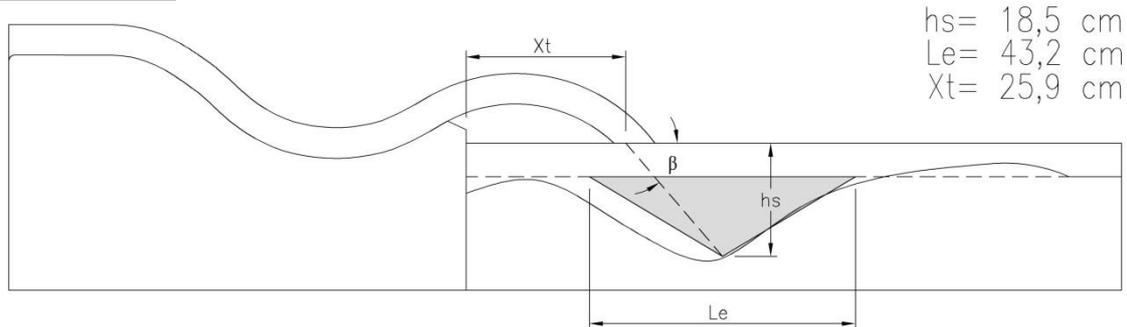


Figura 95. Comparación de fosa estimada con fosa experimental - Ensayo N° 11

4.5.3 Conclusión

Con respecto a la estimación de las erosiones máximas puede decirse que existe mucha incertidumbre a la hora de estimar a estas profundidades debido a la gran dispersión de los resultados obtenidos con las diferentes fórmulas. La estimación de la forma del foso depende principalmente de la profundidad de erosión máxima estimada, por lo tanto, mientras más cercana sea la profundidad máxima estimada a lo que sucede en la realidad se obtendrán mejores resultados a la hora de estimar la forma del foso. Esto se deduce debido a que la forma de la fosa de erosión estimada da resultados similares a los observados en el modelo utilizando el valor de h_s de la fórmula que mejor ajustó.

Por lo tanto se concluye que lo más importante es obtener una buena estimación de h_s ya que este valor influye notablemente en el resto de los resultados que se desean obtener.

5 CONCLUSIONES

Al analizar la granulometría del sedimento puede decirse que al finalizar cada ensayo los diámetros de las partículas tanto de la barra como del foso aumentan con respecto a la granulometría inicial del sedimento. Esto se debe a que la corriente tiene una energía tal que le permite arrastrar a los diámetros más pequeños quedando depositados los más grandes. Además al comparar la curva granulométrica del sedimento del foso de erosión con la granulometría de la barra de sedimentación se observa que los diámetros de las partículas en la fosa son mayores a los de la duna. Esto se debe a la formación de vórtices en la zona de impacto del chorro, se forman dos vórtices, uno en sentido anti horario que produce la salida de las partículas más finas del foso dejando las de mayor tamaño y un vórtice en sentido horario que mueve las partículas hacia aguas arriba, este vórtice mantiene constantemente en movimiento a las partículas pero no permite que estas salgan del foso.

En el análisis realizado mediante el diagrama de Shields modificado se observa que para un tirante grande existe movimiento únicamente de las partículas más pequeñas, en cambio, a medida que este tirante disminuye su altura, existe un aumento en el diámetro de las partículas que el flujo puede arrastrar. Además se observó que la altura de la barra de sedimentos se estabiliza cuando el tirante sobre la misma corresponde al tirante para el cual las partículas de mayor tamaño (d_{85}/d_{90}) coinciden con el inicio de movimiento.

En el apartado en donde se realiza el análisis de la evolución de la erosión en el tiempo se llega a la conclusión de que la velocidad máxima de erosión se da en el inicio de los ensayos, con el tiempo el volumen de sedimento arrastrado por el flujo disminuye (tendiendo a cero), por lo tanto, la curva tiene un comportamiento asintótico hacia el estado de equilibrio para el cual no hay movimiento de las partículas en el fondo del canal. Lo dicho anteriormente puede contemplarse si se representa a la tasa de transporte de sedimento con respecto al tiempo, en donde la curva tiene un comportamiento asintótico tendiendo a cero.

Con respecto a la estimación de las erosiones máximas puede decirse que existe mucha incertidumbre a la hora de estimar a estas profundidades debido a la gran dispersión de los resultados obtenidos con las diferentes fórmulas. La estimación de la forma del foso depende principalmente de la profundidad de erosión máxima estimada, por lo tanto, mientras más cercana sea la profundidad máxima estimada a lo que sucede en la realidad se obtendrán mejores resultados a la hora de estimar la forma del foso de erosión. Esto se deduce debido a que la forma de la fosa de erosión estimada da resultados similares a los observados en el modelo utilizando el valor de h_s de la fórmula que mejor ajustó. Por lo tanto se concluye que lo más importante es obtener una buena estimación de h_s ya que este valor influye notablemente en el resto de los resultados que se desean obtener.

6 ANEXOS

6.1 ANEXO 1: DATOS DE ENSAYOS DE EROSIÓN REALIZADOS

| | |
|--|-----------------------------|
| Ensayo Nº: 1 | Altura Limnómetro: 31,17 cm |
| Fecha: 20/02/2017 | Altura Cresta: 5,0 cm |
| Hora Inicio: 12:00 | Altura Restitución: 24,0 cm |
| Hora Finalización: 13:38 | Caudal: 7,18 l/s |
| Observaciones: <ul style="list-style-type: none"> • Ensayo de prueba. • Se colocaron reglas. • Se arregló compuerta de restitución. • Se probó la metodología de ensayo a seguir. • Salto Ahogado. • Se perdió video debido a inconvenientes con la cámara. | |

Tabla 48. Ensayo Nº 1

| | |
|--|-----------------------------|
| Ensayo Nº: 2 | Altura Limnómetro: 35,86 cm |
| Fecha: 21/02/2017 | Altura Cresta: 7,6 cm |
| Hora Inicio: 11:21 | Altura Restitución: 26,5 cm |
| Hora Finalización: 16:00 | Caudal: 16,14 l/s |
| Observaciones: Inconvenientes con cámara (se interrumpe video). | |

Tabla 49. Ensayo Nº 2

| | |
|---|-----------------------------|
| Ensayo Nº: 3 | Altura Limnómetro: 35,57 cm |
| Fecha: 01/03/2017 | Altura Cresta: 7,5 cm |
| Hora Inicio: 11:26 | Altura Restitución: 24,5 cm |
| Hora Finalización: 12:30 | Caudal: 15,46 l/s |
| Observaciones: <ul style="list-style-type: none"> • Se finalizó el ensayo debido a que la erosión llegó al fondo del canal. • Inconvenientes con cámara (se interrumpe video). | |

Tabla 50. Ensayo Nº 3

| | |
|---|-----------------------------|
| Ensayo Nº: 4 | Altura Limnómetro: 35,70 cm |
| Fecha: 02/03/2017 | Altura Cresta: 7,5 cm |
| Hora Inicio: 12:17 | Altura Restitución: 25,5 cm |
| Hora Finalización: 14:50 | Caudal: 15,76 l/s |
| Observaciones: Erosión llegó al fondo del canal. | |

Tabla 51. Ensayo Nº 4

| | |
|--|-----------------------------|
| Ensayo Nº: 5 | Altura Limnómetro: 31,84 cm |
| Fecha: 07/03/2017 | Altura Cresta: 5,1 cm |
| Hora Inicio: 11:07 | Altura Restitución: 21,0 cm |
| Hora Finalización: 14:22 | Caudal: 8,20 l/s |
| Observaciones: Se bajó la chapa para bajar el nivel de restitución. | |

Tabla 52. Ensayo Nº 5

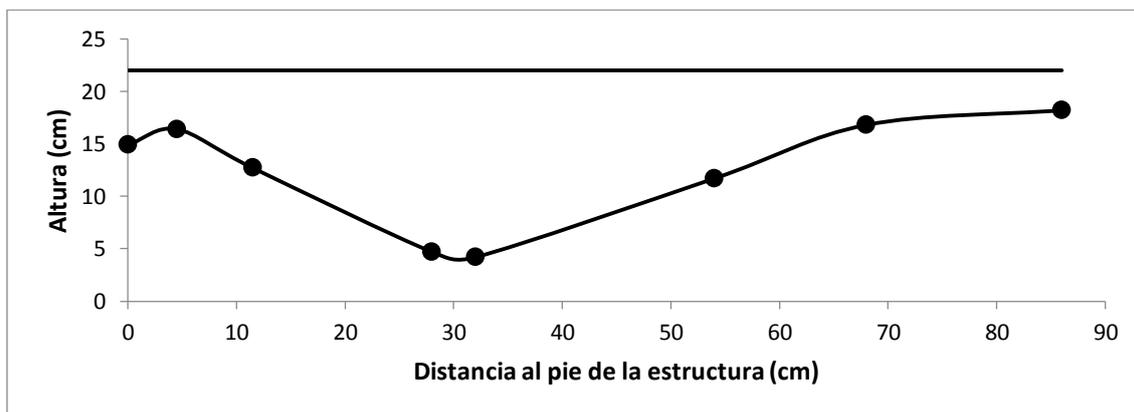


Figura 96. Perfil de erosión - Ensayo Nº 5

| | |
|--|-----------------------------|
| Ensayo Nº: 6 | Altura Limnómetro: 34,59 cm |
| Fecha: 08/03/2017 | Altura Cresta: 6,6 cm |
| Hora Inicio: 12:18 | Altura Restitución: 21,9 cm |
| Hora Finalización: 12:44 | Caudal: 13,28 l/s |
| Observaciones: <ul style="list-style-type: none"> No se formó barra de sedimento. Erosión llegó al fondo del canal. | |

Tabla 53. Ensayo Nº 6

| | |
|--|-----------------------------|
| Ensayo Nº: 7 | Altura Limnómetro: 34,42 cm |
| Fecha: 09/03/2017 | Altura Cresta: 6,7 cm |
| Hora Inicio: 11:55 | Altura Restitución: 22,0 cm |
| Hora Finalización: 12:32 | Caudal: 12,92 l/s |
| Observaciones: <ul style="list-style-type: none"> No se formó barra de sedimento. Erosión llegó al fondo del canal. | |

Tabla 54. Ensayo Nº 7

| | |
|--|-----------------------------|
| Ensayo Nº: 8 | Altura Limnómetro: 31,93 cm |
| Fecha: 09/03/2017 | Altura Cresta: 5,3 cm |
| Hora Inicio: 13:20 | Altura Restitución: 20,5 cm |
| Hora Finalización: 14:44 | Caudal: 8,35 l/s |
| Observaciones: Se bajó la chapa para bajar el nivel de restitución. | |

Tabla 55. Ensayo Nº 8

| | |
|--------------------------|-----------------------------|
| Ensayo Nº: 9 | Altura Limnómetro: 32,93 cm |
| Fecha: 10/03/2017 | Altura Cresta: 6,0 cm |
| Hora Inicio: 11:03 | Altura Restitución: 23,0 cm |
| Hora Finalización: 12:36 | Caudal: 10,04 l/s |
| Observaciones: | |

Tabla 56. Ensayo Nº 9

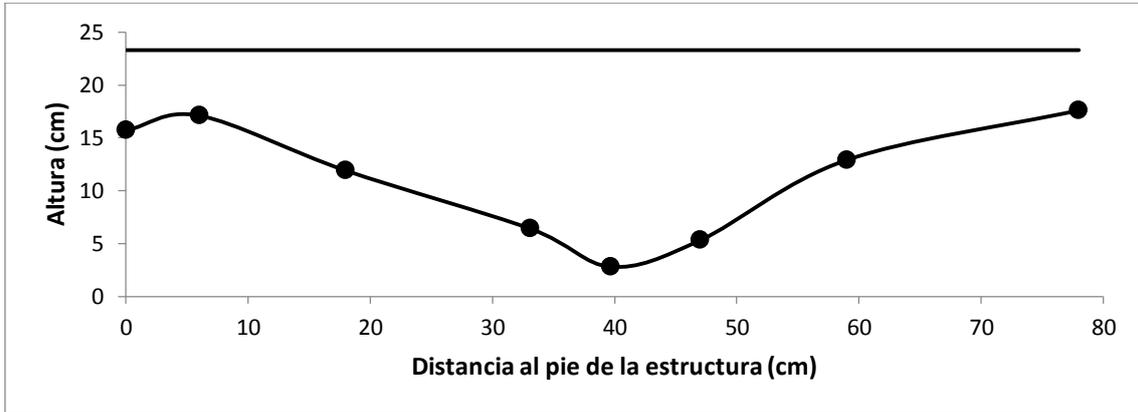


Figura 97. Perfil de erosión - Ensayo Nº 9

| | |
|--------------------------|-----------------------------|
| Ensayo Nº: 10 | Altura Limnómetro: 32,87 cm |
| Fecha: 15/03/2017 | Altura Cresta: 5,7 cm |
| Hora Inicio: 11:27 | Altura Restitución: 23,0 cm |
| Hora Finalización: 13:13 | Caudal: 9,93 l/s |
| Observaciones: | |

Tabla 57. Ensayo Nº 10

| | |
|--------------------------|-----------------------------|
| Ensayo Nº: 11 | Altura Limnómetro: 32,66 cm |
| Fecha: 17/03/2017 | Altura Cresta: 5,5 cm |
| Hora Inicio: 12:04 | Altura Restitución: 22,3 cm |
| Hora Finalización: 13:56 | Caudal: 9,56 l/s |
| Observaciones: | |

Tabla 58. Ensayo Nº 11

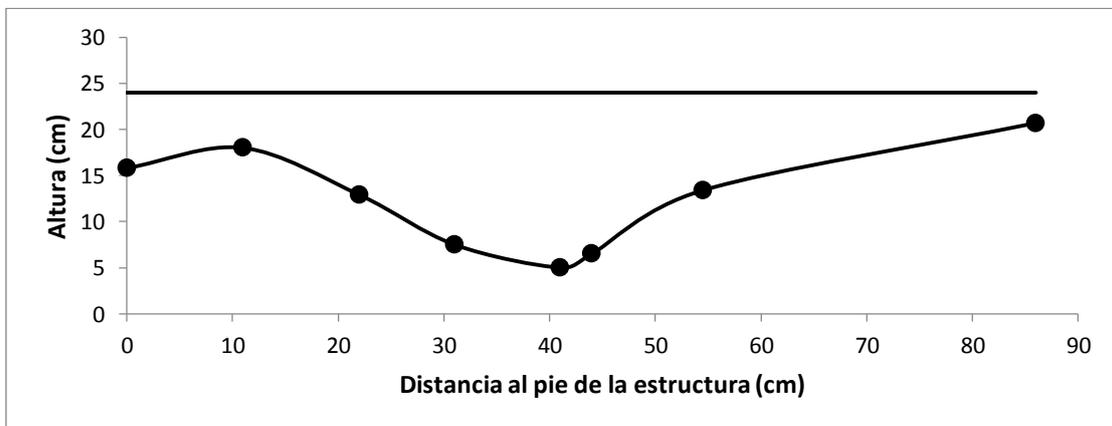


Figura 98. Perfil de erosión - Ensayo Nº 11

| | | | |
|--------------------|------------|---------------------|----------|
| Ensayo Nº: | 12 | Altura Limnómetro: | 32,70 cm |
| Fecha: | 22/03/2017 | Altura Cresta: | 5,5 cm |
| Hora Inicio: | 10:30 | Altura Restitución: | 22,7 cm |
| Hora Finalización: | 12:50 | Caudal: | 9,63 l/s |
| Observaciones: | | | |

Tabla 59. Ensayo Nº 12

6.2 ANEXO 2: CURVAS GRANULOMETRICAS

A continuación se presentan las curvas granulométricas realizadas aplicando la metodología descrita anteriormente. Se analizaron dos muestras del material antes de realizar los ensayos (muestra 1 y muestra 2), por otro lado se extrajeron muestras luego de los ensayos (de la fosa de erosión y de la barra de sedimentos), para los siguientes ensayos:

- Ensayo Nº 2 (fosa)
- Ensayo Nº 3 (fosa y barra)
- Ensayo Nº 4 (fosa y barra)
- Ensayo Nº 5 (fosa y barra)
- Ensayo Nº 10 (barra)

MUESTRA 1

| Tamiz | abertura | Retenido | Retenido Acum. | % Retenido | Pasante | % Pasante |
|--------|----------|----------|----------------|------------|----------|-----------|
| 1'' | 25,00 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 815,2 gr | 100,0 % |
| 3/4'' | 20,00 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 815,2 gr | 100,0 % |
| 3/8'' | 10,00 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 815,2 gr | 100,0 % |
| 1/4'' | 6,35 mm | 0,5 gr | 0,5 gr | 0,1 % | 814,7 gr | 99,9 % |
| Nº 4 | 5,00 mm | 9,7 gr | 10,2 gr | 1,2 % | 805,0 gr | 98,7 % |
| Nº 10 | 2,00 mm | 104,3 gr | 114,5 gr | 12,8 % | 700,7 gr | 86,0 % |
| Nº 16 | 1,18 mm | 183,2 gr | 297,7 gr | 22,5 % | 517,5 gr | 63,5 % |
| Nº 30 | 0,63 mm | 325,8 gr | 623,5 gr | 40,0 % | 191,7 gr | 23,5 % |
| Nº 40 | 0,50 mm | 115,0 gr | 738,5 gr | 14,1 % | 76,7 gr | 9,4 % |
| Nº 100 | 0,15 mm | 75,8 gr | 814,3 gr | 9,3 % | 0,9 gr | 0,1 % |
| Nº 200 | 0,08 mm | 0,9 gr | 815,2 gr | 0,1 % | 0,0 gr | 0,0 % |

Tabla 60. Análisis granulométrico - Muestra Nº 1

Peso de muestra: 815,2 gr

| | |
|-------------------|--------|
| D ₉₅ = | 3,5 mm |
| D ₉₀ = | 2,4 mm |
| D ₈₅ = | 1,9 mm |
| D ₆₅ = | 1,2 mm |
| D ₅₀ = | 0,9 mm |

Tabla 61. Diámetros característicos - Muestra Nº 1

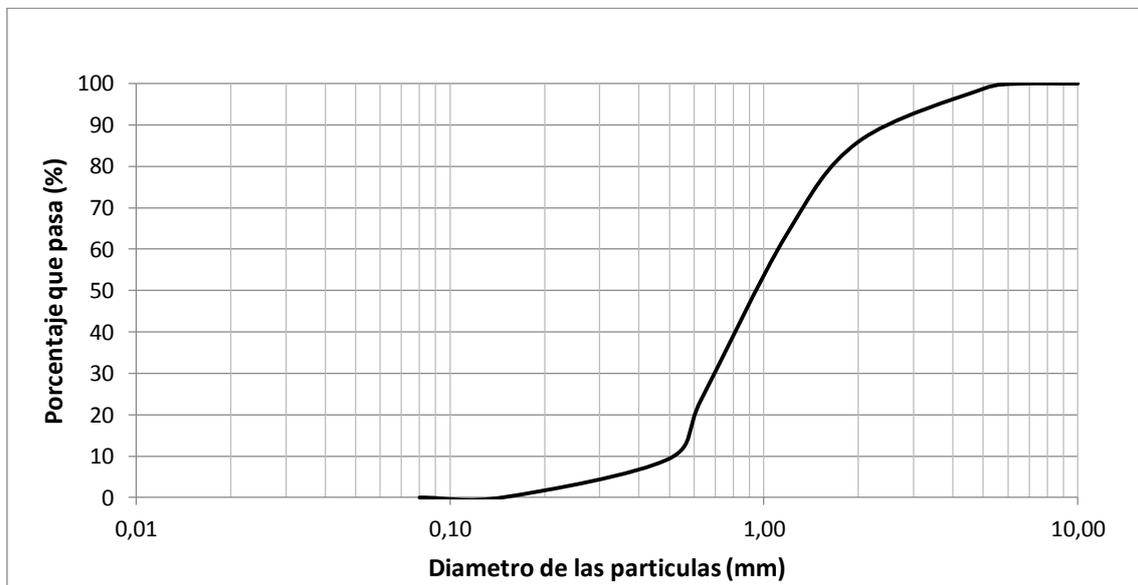


Figura 99. Curva granulométrica - Muestra Nº 1

MUESTRA 2

| Tamiz | abertura | Retenido | Retenido Acum. | % Retenido | Pasante | % Pasante |
|--------|----------|----------|----------------|------------|----------|-----------|
| 1'' | 25,00 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 848,1 gr | 100,0 % |
| 3/4'' | 20,00 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 848,1 gr | 100,0 % |
| 3/8'' | 10,00 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 848,1 gr | 100,0 % |
| 1/4'' | 6,35 mm | 2,6 gr | 2,6 gr | 0,3 % | 845,5 gr | 99,7 % |
| Nº 4 | 5,00 mm | 7,5 gr | 10,1 gr | 0,9 % | 838,0 gr | 98,8 % |
| Nº 10 | 2,00 mm | 114,6 gr | 124,7 gr | 13,5 % | 723,4 gr | 85,3 % |
| Nº 16 | 1,18 mm | 190,2 gr | 314,9 gr | 22,4 % | 533,2 gr | 62,9 % |
| Nº 30 | 0,63 mm | 323,9 gr | 638,8 gr | 38,2 % | 209,3 gr | 24,7 % |
| Nº 40 | 0,50 mm | 120,4 gr | 759,2 gr | 14,2 % | 88,9 gr | 10,5 % |
| Nº 100 | 0,15 mm | 88,5 gr | 847,7 gr | 10,4 % | 0,4 gr | 0,0 % |
| Nº 200 | 0,08 mm | 0,4 gr | 848,1 gr | 0,0 % | 0,0 gr | 0,0 % |

Tabla 62. Análisis granulométrico - Muestra Nº 2

Peso de muestra: 848,1 gr

| | |
|-------------------|--------|
| D ₉₅ = | 3,4 mm |
| D ₉₀ = | 2,4 mm |
| D ₈₅ = | 2,0 mm |
| D ₆₅ = | 1,2 mm |
| D ₅₀ = | 0,9 mm |

Tabla 63. Diámetros característicos - Muestra Nº 2

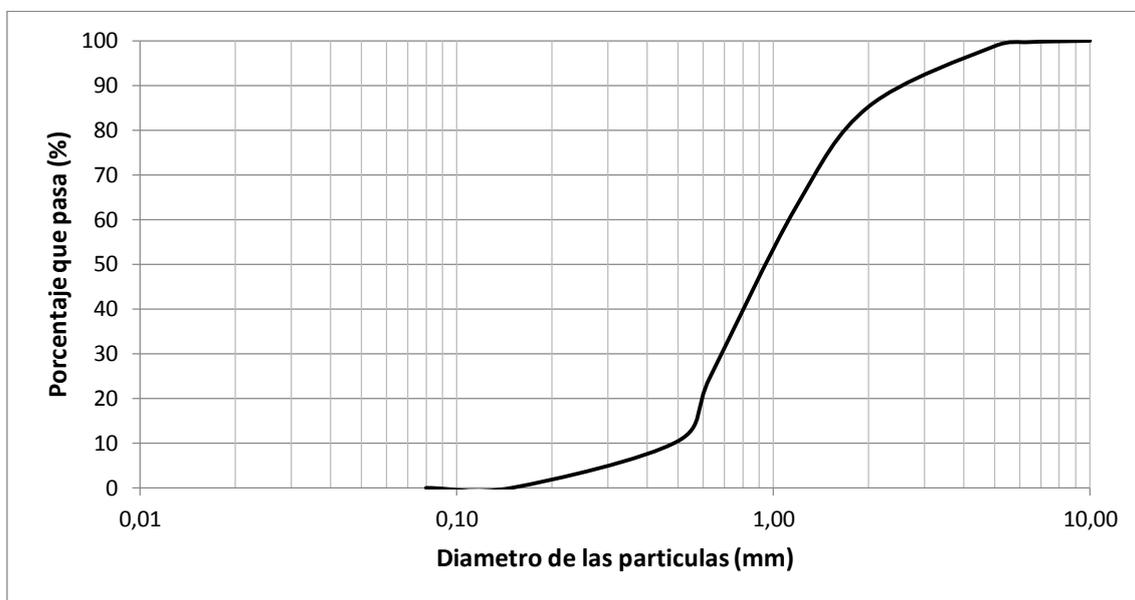


Figura 100. Curva granulométrica - Muestra Nº 2

ENSAYO Nº 2 (FOSA)

| Tamiz | abertura | Retenido | Retenido Acum. | % Retenido | Pasante | % Pasante |
|--------|----------|----------|----------------|------------|----------|-----------|
| 1'' | 25,00 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 315,9 gr | 100,0 % |
| 3/4'' | 20,00 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 315,9 gr | 100,0 % |
| 3/8'' | 10,00 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 315,9 gr | 100,0 % |
| 1/4'' | 6,35 mm | 3,5 gr | 3,5 gr | 1,1 % | 312,4 gr | 98,9 % |
| Nº 4 | 5,00 mm | 13,6 gr | 17,1 gr | 4,3 % | 298,8 gr | 94,6 % |
| Nº 10 | 2,00 mm | 154,9 gr | 172,0 gr | 49,0 % | 143,9 gr | 45,6 % |
| Nº 16 | 1,18 mm | 109,6 gr | 281,6 gr | 34,7 % | 34,3 gr | 10,9 % |
| Nº 30 | 0,63 mm | 32,5 gr | 314,1 gr | 10,3 % | 1,8 gr | 0,6 % |
| Nº 40 | 0,50 mm | 1,6 gr | 315,7 gr | 0,5 % | 0,2 gr | 0,1 % |
| Nº 100 | 0,15 mm | 0,2 gr | 315,9 gr | 0,1 % | 0,0 gr | 0,0 % |
| Nº 200 | 0,08 mm | 0,0 gr | 315,9 gr | 0,0 % | 0,0 gr | 0,0 % |

Tabla 64. Análisis granulométrico - Ensayo Nº 2 (Fosa)

Peso muestra: 315,9 gr

| | |
|-------------------|--------|
| D ₉₀ = | 4,4 mm |
| D ₈₅ = | 4,0 mm |
| D ₆₅ = | 2,7 mm |
| D ₅₀ = | 2,2 mm |

Tabla 65. Diámetros característicos - Ensayo Nº 2 (Fosa)

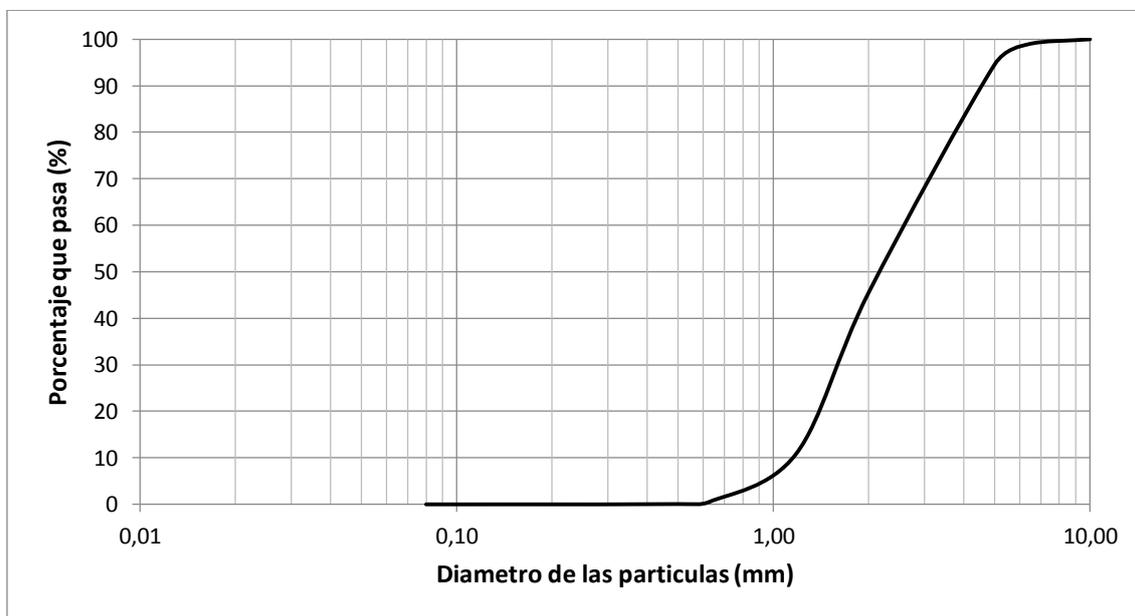


Figura 101. Curva granulométrica - Ensayo Nº 2 (Fosa)

ENSAYO Nº 3 (BARRA)

| Tamiz | abertura | Retenido | Retenido Acum. | % Retenido | Pasante | % Pasante |
|--------|----------|----------|----------------|------------|----------|-----------|
| 1'' | 25,00 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 329,6 gr | 100,0 % |
| 3/4'' | 20,00 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 329,6 gr | 100,0 % |
| 3/8'' | 10,00 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 329,6 gr | 100,0 % |
| 1/4'' | 6,35 mm | 1,4 gr | 1,4 gr | 0,4 % | 328,2 gr | 99,6 % |
| Nº 4 | 5,00 mm | 4,0 gr | 5,4 gr | 1,2 % | 324,2 gr | 98,4 % |
| Nº 10 | 2,00 mm | 50,6 gr | 56,0 gr | 15,4 % | 273,6 gr | 83,0 % |
| Nº 16 | 1,18 mm | 75,7 gr | 131,7 gr | 23,0 % | 197,9 gr | 60,0 % |
| Nº 30 | 0,63 mm | 121,2 gr | 252,9 gr | 36,8 % | 76,7 gr | 23,3 % |
| Nº 40 | 0,50 mm | 48,7 gr | 301,6 gr | 14,8 % | 28,0 gr | 8,5 % |
| Nº 100 | 0,15 mm | 27,9 gr | 329,5 gr | 8,5 % | 0,1 gr | 0,0 % |
| Nº 200 | 0,08 mm | 0,1 gr | 329,6 gr | 0,0 % | 0,0 gr | 0,0 % |

Tabla 66. Análisis granulométrico - Ensayo Nº 3 (Barra)

Peso muestra: 329,6 gr

| | |
|-------------------|--------|
| D ₉₀ = | 2,9 mm |
| D ₈₅ = | 2,1 mm |
| D ₆₅ = | 1,3 mm |
| D ₅₀ = | 1,0 mm |

Tabla 67. Diámetros característicos - Ensayo Nº 3 (Barra)

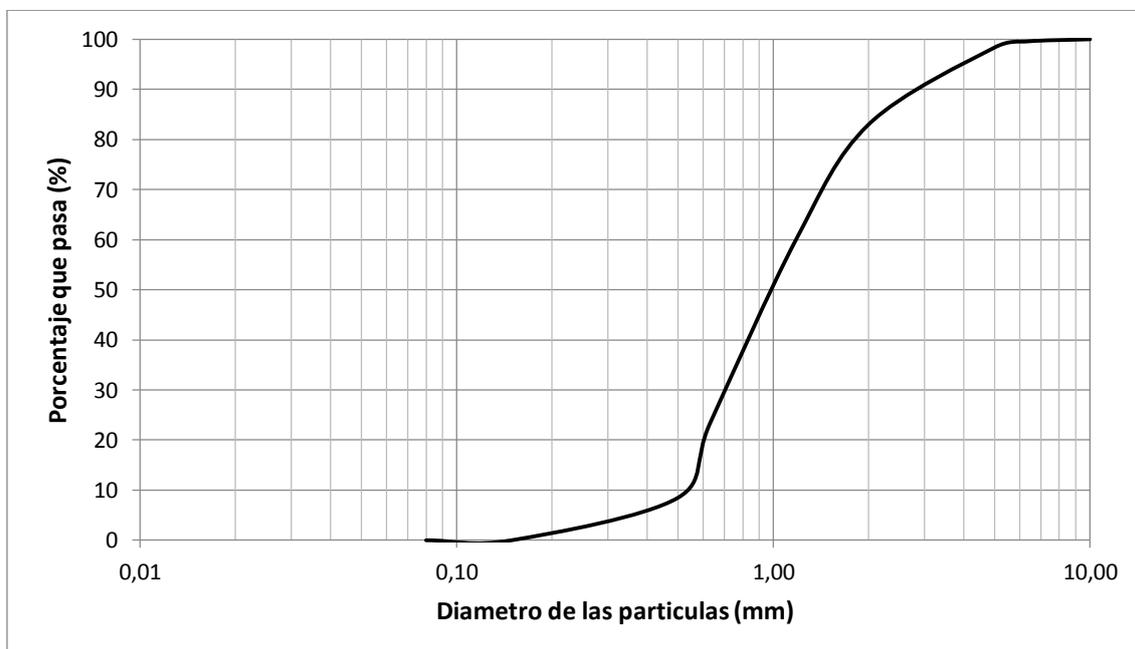


Figura 102. Curva granulométrica - Ensayo Nº 3 (Barra)

ENSAYO Nº 3 (FOSA)

| Tamiz | abertura | Retenido | Retenido Acum. | % Retenido | Pasante | % Pasante |
|--------|----------|----------|----------------|------------|----------|-----------|
| 1'' | 25,00 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 347,7 gr | 100,0 % |
| 3/4'' | 20,00 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 347,7 gr | 100,0 % |
| 3/8'' | 10,00 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 347,7 gr | 100,0 % |
| 1/4'' | 6,35 mm | 10,6 gr | 10,6 gr | 3,0 % | 337,1 gr | 97,0 % |
| Nº 4 | 5,00 mm | 25,7 gr | 36,3 gr | 7,4 % | 311,4 gr | 89,6 % |
| Nº 10 | 2,00 mm | 157,6 gr | 193,9 gr | 45,3 % | 153,8 gr | 44,2 % |
| Nº 16 | 1,18 mm | 86,4 gr | 280,3 gr | 24,8 % | 67,4 gr | 19,4 % |
| Nº 30 | 0,63 mm | 53,2 gr | 333,5 gr | 15,3 % | 14,2 gr | 4,1 % |
| Nº 40 | 0,50 mm | 10,1 gr | 343,6 gr | 2,9 % | 4,1 gr | 1,2 % |
| Nº 100 | 0,15 mm | 4,1 gr | 347,7 gr | 1,2 % | 0,0 gr | 0,0 % |
| Nº 200 | 0,08 mm | 0,0 gr | 347,7 gr | 0,0 % | 0,0 gr | 0,0 % |

Tabla 68. Análisis granulométrico - Ensayo Nº 3 (Fosa)

Peso muestra: 347,7 gr

| | |
|-------------------|--------|
| D ₉₀ = | 5,0 mm |
| D ₈₅ = | 4,4 mm |
| D ₆₅ = | 3,0 mm |
| D ₅₀ = | 2,2 mm |

Tabla 69. Diámetros característicos - Ensayo Nº 3 (Fosa)

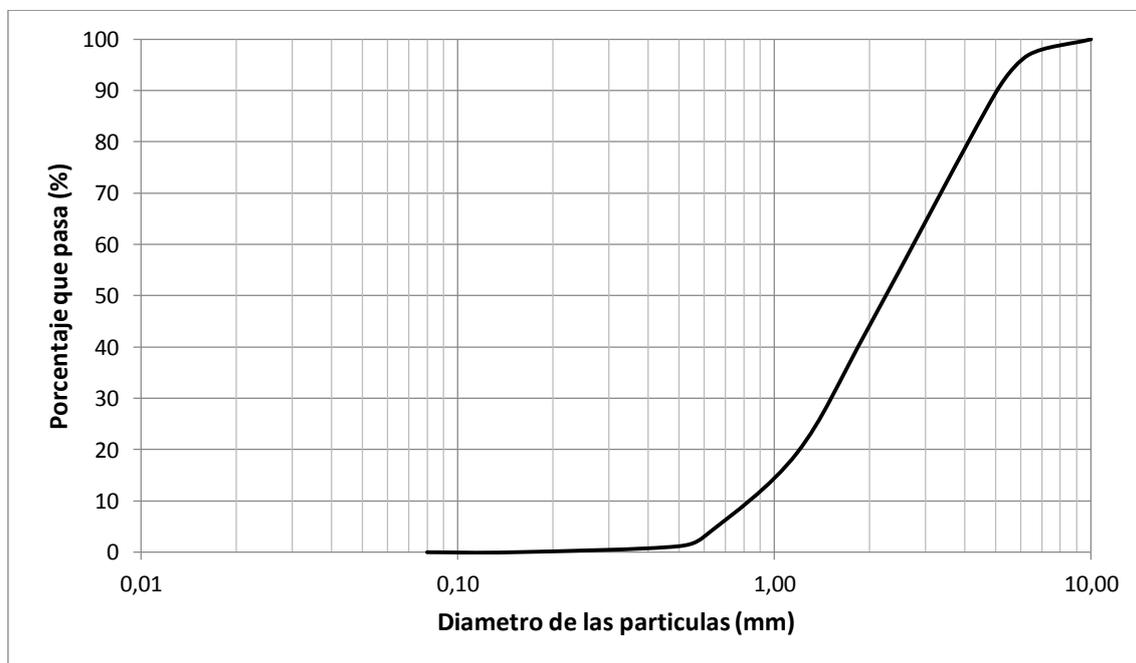


Figura 103. Curva granulométrica - Ensayo Nº 3 (Fosa)

ENSAYO Nº 4 (BARRA)

| Tamiz | abertura | Retenido | Retenido Acum. | % Retenido | Pasante | % Pasante |
|--------|----------|----------|----------------|------------|----------|-----------|
| 1'' | 25,00 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 199,4 gr | 100,0 % |
| 3/4'' | 20,00 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 199,4 gr | 100,0 % |
| 3/8'' | 10,00 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 199,4 gr | 100,0 % |
| 1/4'' | 6,35 mm | 1,3 gr | 1,3 gr | 0,7 % | 198,1 gr | 99,3 % |
| Nº 4 | 5,00 mm | 3,6 gr | 4,9 gr | 1,8 % | 194,5 gr | 97,5 % |
| Nº 10 | 2,00 mm | 44,9 gr | 49,8 gr | 22,5 % | 149,6 gr | 75,0 % |
| Nº 16 | 1,18 mm | 49,9 gr | 99,7 gr | 25,0 % | 99,7 gr | 50,0 % |
| Nº 30 | 0,63 mm | 57,9 gr | 157,6 gr | 29,0 % | 41,8 gr | 21,0 % |
| Nº 40 | 0,50 mm | 20,1 gr | 177,7 gr | 10,1 % | 21,7 gr | 10,9 % |
| Nº 100 | 0,15 mm | 21,6 gr | 199,3 gr | 10,8 % | 0,1 gr | 0,1 % |
| Nº 200 | 0,08 mm | 0,1 gr | 199,4 gr | 0,1 % | 0,0 gr | 0,0 % |

Tabla 70. Análisis granulométrico - Ensayo Nº 4 (Barra)

Peso muestra: 199,4 gr

| | |
|-------------------|--------|
| D ₉₀ = | 3,4 mm |
| D ₈₅ = | 2,7 mm |
| D ₆₅ = | 1,5 mm |
| D ₅₀ = | 1,2 mm |

Tabla 71. Diámetros característicos - Ensayo Nº 4 (Barra)

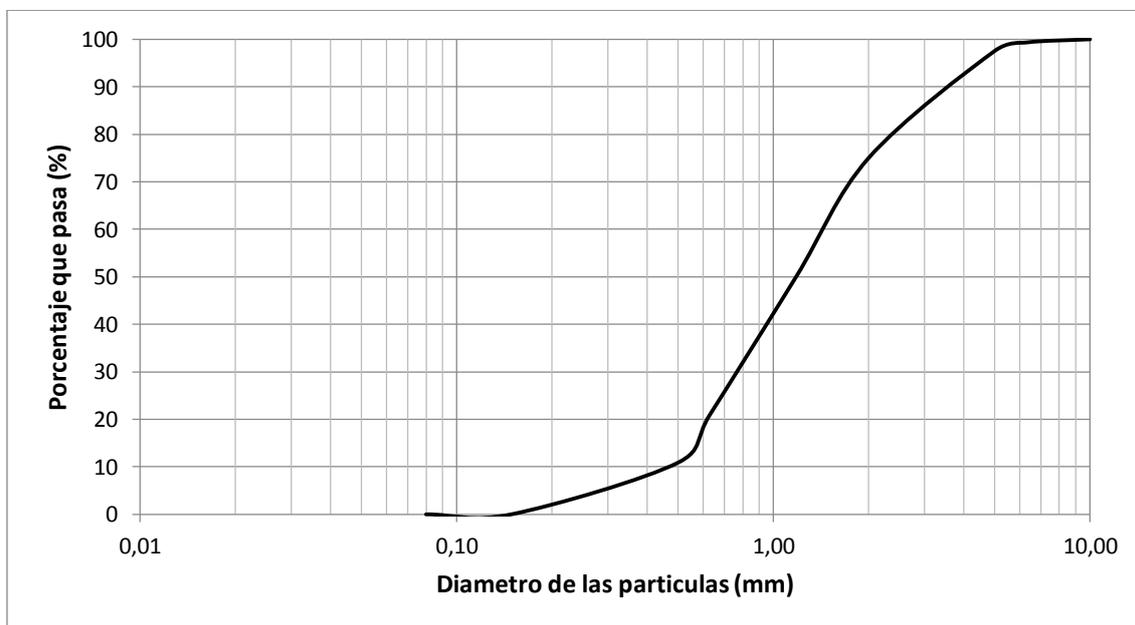


Figura 104. Curva granulométrica - Ensayo Nº 4 (Barra)

ENSAYO Nº 4 (FOSA)

| Tamiz | abertura | Retenido | Retenido Acum. | % Retenido | Pasante | % Pasante |
|--------|----------|----------|----------------|------------|----------|-----------|
| 1'' | 25,00 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 442,6 gr | 100,0 % |
| 3/4'' | 20,00 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 442,6 gr | 100,0 % |
| 3/8'' | 10,00 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 442,6 gr | 100,0 % |
| 1/4'' | 6,35 mm | 5,9 gr | 5,9 gr | 1,3 % | 436,7 gr | 98,7 % |
| Nº 4 | 5,00 mm | 27,2 gr | 33,1 gr | 6,1 % | 409,5 gr | 92,5 % |
| Nº 10 | 2,00 mm | 189,7 gr | 222,8 gr | 42,9 % | 219,8 gr | 49,7 % |
| Nº 16 | 1,18 mm | 140,1 gr | 362,9 gr | 31,7 % | 79,7 gr | 18,0 % |
| Nº 30 | 0,63 mm | 66,5 gr | 429,4 gr | 15,0 % | 13,2 gr | 3,0 % |
| Nº 40 | 0,50 mm | 9,4 gr | 438,8 gr | 2,1 % | 3,8 gr | 0,9 % |
| Nº 100 | 0,15 mm | 3,8 gr | 442,6 gr | 0,9 % | 0,0 gr | 0,0 % |
| Nº 200 | 0,08 mm | 0,0 gr | 442,6 gr | 0,0 % | 0,0 gr | 0,0 % |

Tabla 72. Análisis granulométrico - Ensayo Nº 4 (Fosa)

Peso muestra: 442,6 gr

| | |
|-------------------|--------|
| D ₉₀ = | 4,6 mm |
| D ₈₅ = | 4,1 mm |
| D ₆₅ = | 2,6 mm |
| D ₅₀ = | 2,0 mm |

Tabla 73. Diámetros característicos - Ensayo Nº 4 (Fosa)

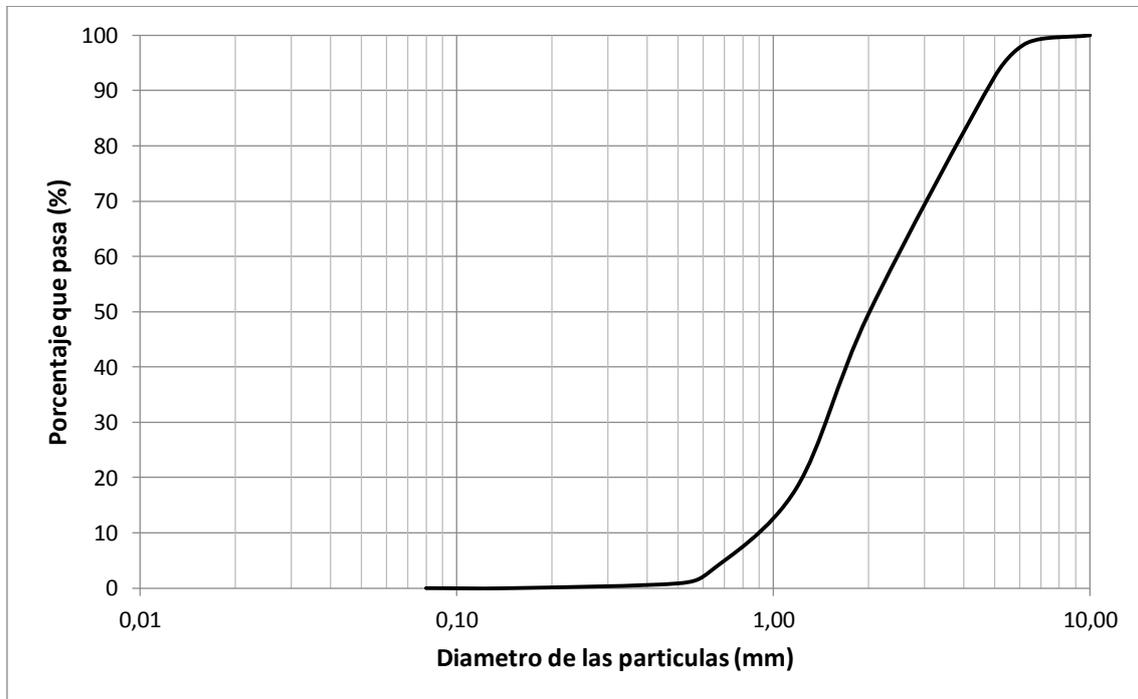


Figura 105. Curva granulométrica - Ensayo Nº 4 (Fosa)

ENSAYO Nº 5 (BARRA)

| Tamiz | abertura | Retenido | Retenido Acum. | % Retenido | Pasante | % Pasante |
|--------|----------|----------|----------------|------------|----------|-----------|
| 1'' | 25,00 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 280,9 gr | 100,0 % |
| 3/4'' | 20,00 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 280,9 gr | 100,0 % |
| 3/8'' | 10,00 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 280,9 gr | 100,0 % |
| 1/4'' | 6,35 mm | 1,0 gr | 1,0 gr | 0,4 % | 279,9 gr | 99,6 % |
| Nº 4 | 5,00 mm | 7,0 gr | 8,0 gr | 2,5 % | 272,9 gr | 97,2 % |
| Nº 10 | 2,00 mm | 90,0 gr | 98,0 gr | 32,0 % | 182,9 gr | 65,1 % |
| Nº 16 | 1,18 mm | 75,0 gr | 173,0 gr | 26,7 % | 107,9 gr | 38,4 % |
| Nº 30 | 0,63 mm | 62,8 gr | 235,8 gr | 22,4 % | 45,1 gr | 16,1 % |
| Nº 40 | 0,50 mm | 19,6 gr | 255,4 gr | 7,0 % | 25,5 gr | 9,1 % |
| Nº 100 | 0,15 mm | 24,8 gr | 280,2 gr | 8,8 % | 0,7 gr | 0,2 % |
| Nº 200 | 0,08 mm | 0,7 gr | 280,9 gr | 0,2 % | 0,0 gr | 0,0 % |

Tabla 74. Análisis granulométrico - Ensayo Nº 5 (Barra)

Peso muestra: 280,9 gr

| | |
|-------------------|--------|
| D ₉₀ = | 4,0 mm |
| D ₈₅ = | 3,3 mm |
| D ₆₅ = | 2,0 mm |
| D ₅₀ = | 1,4 mm |

Tabla 75. Diámetros característicos - Ensayo Nº 5 (Barra)

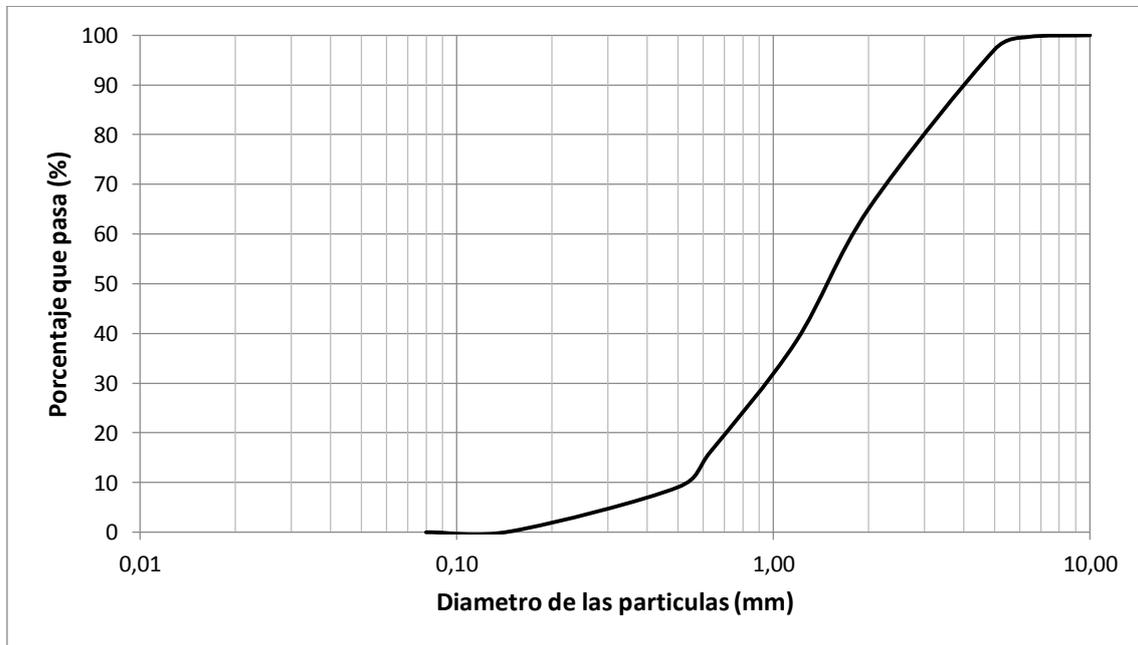


Figura 106. Curva granulométrica - Ensayo Nº 5 (Barra)

ENSAYO Nº 5 (FOSA)

| Tamiz | abertura | Retenido | Retenido Acum. | % Retenido | Pasante | % Pasante |
|--------|----------|----------|----------------|------------|----------|-----------|
| 1'' | 25,00 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 263,5 gr | 100,0 % |
| 3/4'' | 20,00 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 263,5 gr | 100,0 % |
| 3/8'' | 10,00 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 263,5 gr | 100,0 % |
| 1/4'' | 6,35 mm | 5,5 gr | 5,5 gr | 2,1 % | 258,0 gr | 97,9 % |
| Nº 4 | 5,00 mm | 31,1 gr | 36,6 gr | 11,8 % | 226,9 gr | 86,1 % |
| Nº 10 | 2,00 mm | 130,1 gr | 166,7 gr | 49,4 % | 96,8 gr | 36,7 % |
| Nº 16 | 1,18 mm | 57,8 gr | 224,5 gr | 21,9 % | 39,0 gr | 14,8 % |
| Nº 30 | 0,63 mm | 30,4 gr | 254,9 gr | 11,5 % | 8,6 gr | 3,3 % |
| Nº 40 | 0,50 mm | 6,0 gr | 260,9 gr | 2,3 % | 2,6 gr | 1,0 % |
| Nº 100 | 0,15 mm | 2,6 gr | 263,5 gr | 1,0 % | 0,0 gr | 0,0 % |
| Nº 200 | 0,08 mm | 0,0 gr | 263,5 gr | 0,0 % | 0,0 gr | 0,0 % |

Tabla 76. Análisis granulométrico - Ensayo Nº 5 (Fosa)

Peso muestra: 263,5 gr

| | |
|-------------------|--------|
| D ₉₀ = | 5,3 mm |
| D ₈₅ = | 4,8 mm |
| D ₆₅ = | 3,3 mm |
| D ₅₀ = | 2,5 mm |

Tabla 77. Diámetros característicos - Ensayo Nº 5 (Fosa)

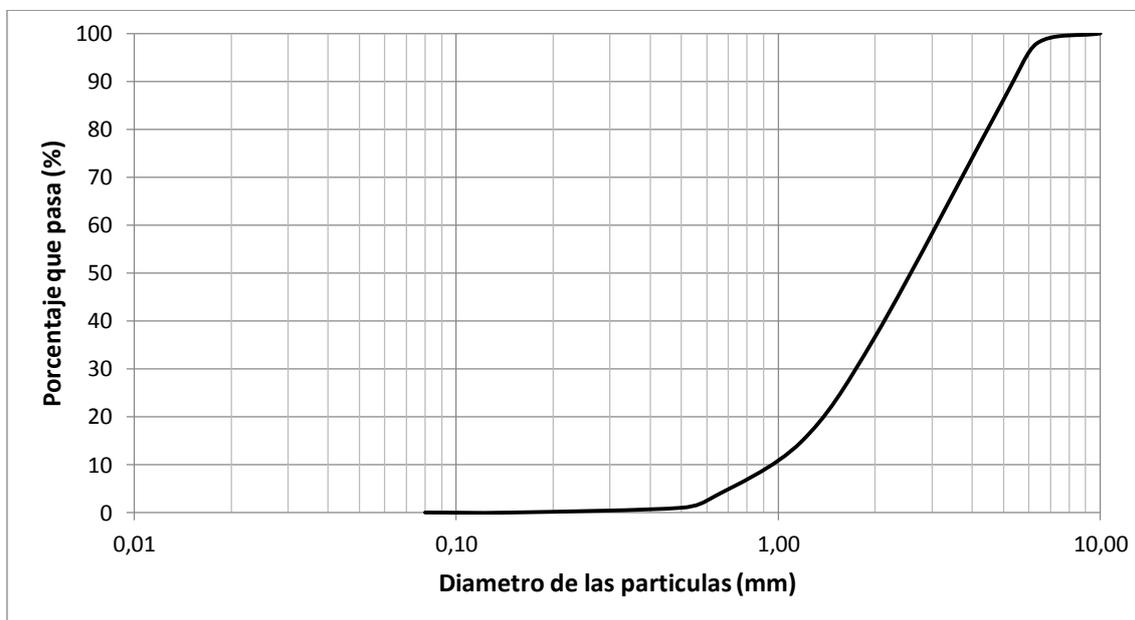


Figura 107. Curva granulométrica - Ensayo Nº 5 (Fosa)

ENSAYO Nº 10 (BARRA)

| Tamiz | Abertura | Retenido | Retenido Acum. | % Retenido | Pasante | % Pasante |
|--------|----------|----------|----------------|------------|----------|-----------|
| 1'' | 25,00 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 237,4 gr | 100,0 % |
| 3/4'' | 20,00 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 237,4 gr | 100,0 % |
| 3/8'' | 10,00 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 237,4 gr | 100,0 % |
| 1/4'' | 6,35 mm | 0,0 gr | 0,0 gr | 0,0 % | 237,4 gr | 100,0 % |
| Nº 4 | 5,00 mm | 4,4 gr | 4,4 gr | 1,9 % | 233,0 gr | 98,1 % |
| Nº 10 | 2,00 mm | 51,6 gr | 56,0 gr | 21,7 % | 181,4 gr | 76,4 % |
| Nº 16 | 1,18 mm | 72,6 gr | 128,6 gr | 30,6 % | 108,8 gr | 45,8 % |
| Nº 30 | 0,63 mm | 79,4 gr | 208,0 gr | 33,4 % | 29,4 gr | 12,4 % |
| Nº 40 | 0,50 mm | 17,7 gr | 225,7 gr | 7,5 % | 11,7 gr | 4,9 % |
| Nº 100 | 0,15 mm | 11,7 gr | 237,4 gr | 4,9 % | 0,0 gr | 0,0 % |
| Nº 200 | 0,08 mm | 0,0 gr | 237,4 gr | 0,0 % | 0,0 gr | 0,0 % |

Tabla 78. Análisis granulométrico - Ensayo Nº 10 (Barra)

Peso muestra: 237,4 gr

| | |
|-------------------|--------|
| D ₉₀ = | 3,3 mm |
| D ₈₅ = | 2,6 mm |
| D ₆₅ = | 1,5 mm |
| D ₅₀ = | 1,1 mm |

Tabla 79. Diámetros característicos - Ensayo Nº 10 (Barra)

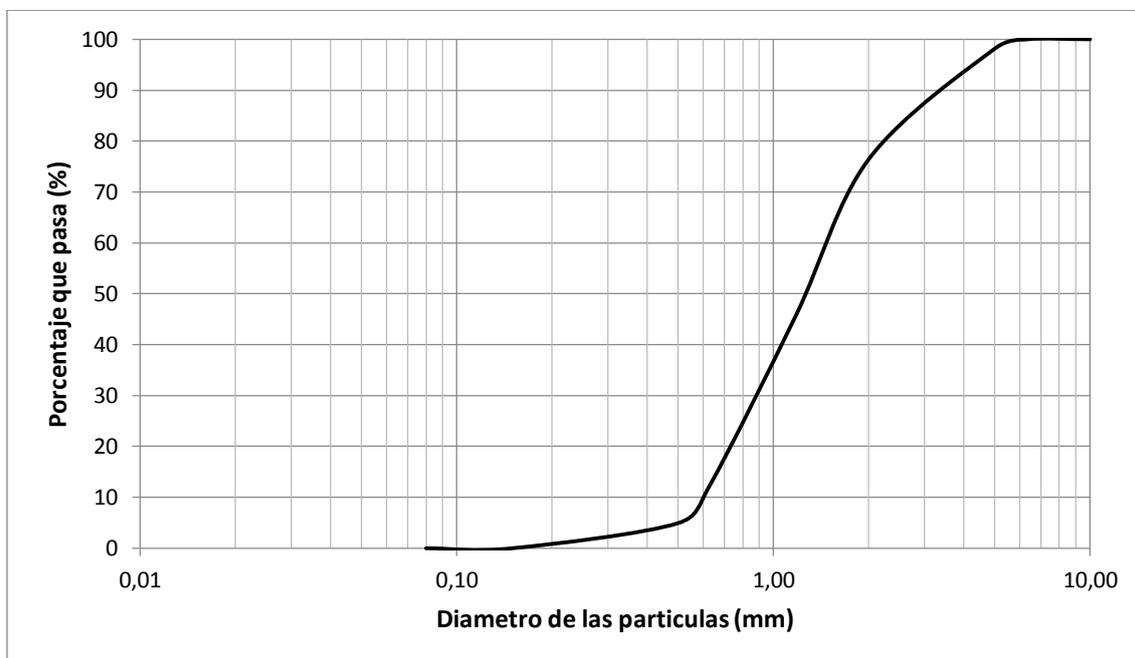


Figura 108. Curva granulométrica - Ensayo Nº 10 (Barra)

6.3 ANEXO 3: PUBLICACIONES

6.3.1 ESTUDIO EXPERIMENTAL DE UNA ESTRUCTURA HIDRÁULICA DE BAJA ALTURA CON SALTO ESQUÍ, CARACTERIZACIÓN EXPERIMENTAL DEL PROCESO DE EROSIÓN

Eder, Matías¹; Tarrab, Leticia¹; Patalano, Antoine¹; Quevedo, Franco¹; Lippi, Facundo¹; Hillman, Gerardo¹; García, Carlos M.¹ y Rodríguez, Andrés¹.

¹LH-CETA. Laboratorio de Hidráulica - Centro de Estudios y Tecnología del Agua- Universidad Nacional de Córdoba - Laboratorio de Hidráulica, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales., Universidad Nacional de Córdoba, Av. Filloy s/n, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina.
E-mail: matiaseder2@gmail.com

Introducción

En el presente trabajo se estudia el funcionamiento hidráulico de una estructura de descarga y los procesos de erosión local que se producen aguas abajo para diferentes condiciones de funcionamiento. La estructura corresponde a una de las tres estructuras de descarga del dique de derivación Los Molinos que se encuentra sobre el Río Grande en la provincia de Jujuy, Argentina. Dicha estructura consiste en un vertedero de baja altura regulable con compuertas y que cuenta con un salto esquí como estructura de disipación de energía.

Los estudios que se presentan en este trabajo se realizaron en un modelo físico 2D (H-V), construido en el Laboratorio de Hidráulica de la FCEfYN de la UNC.

Objetivo

Se plantea como “objetivo general” caracterizar la hidráulica de la estructura y analizar procesos de erosión local aguas abajo de la misma.

Para lo cual se plantean los siguientes “objetivos específicos”:

- Definir las curvas de descarga (H-Q) de la estructura trabajando Con y Sin compuerta.
- Comparar y validar técnicas de medición de velocidades.
- Determinar las curvas de despegue de la estructura (Q-D), Con y Sin compuerta.
- Analizar la evolución de la erosión en el tiempo.
- Cuantificar las máximas erosiones.

Materiales y Metodología

Modelo Físico 2D (H-V)

El modelo físico en el cual se realizaron los estudios experimentales fue construido en el canal de vidrio del Laboratorio de Hidráulica de la FCEfYN de la UNC.

El canal tiene 14 m de longitud y una sección transversal de 0.5 x 0.9 m. El modelo físico es un modelo a fondo móvil, bidimensional (H-V), con

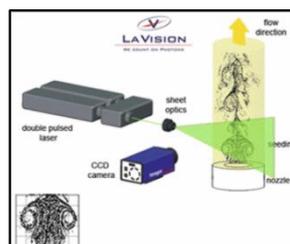
similitud de Froude y cuya escala de longitudes, no distorsionada, es 1:40.

Medición de Velocidades

Para caracterizar el flujo aguas arriba de la estructura se midieron velocidades utilizando un ADV (Velocímetro Acústico Doppler) y la técnica de PIV-Laser (Particle Image Velocimetry).

- El ADV utilizado (MicroADVSontek® de 16 MHz) registra velocidades en un volumen de medición de 4.5 mm de diámetro y 5.6 mm de altura, con frecuencias de hasta 50Hz. Se obtienen series temporales de las tres componentes del vector velocidad (García, et al 2005).

- PIV-Laser: Este método permite determinar el campo de velocidades instantáneo y medio del flujo, para lo cual se ilumina el plano que se desea medir con un haz láser el cual es reflejado en partículas que son transportadas por el flujo y que finalmente son registradas por la cámara CCD. De este modo se toman dos fotografías distanciadas entre sí por un tiempo conocido y se analizan estas imágenes utilizando el método de correlación cruzada.



Cámara CCD:

- Resolución: 1600x1200 píxeles
- Frecuencia: Hasta 30 imag/seg

Láser:

- Tipo Nd:Yag
- Potencia: 50 mJ
- Longitud de onda: 532 nm

Adquisición de imágenes:

- FlowManager 3.5 (DANTEC)

Procesador de imágenes:

- PIVLab

Figura 1.- Equipo

y software utilizado para realizar las mediciones con PIV-Laser.

Para comparar y validar ambas técnicas de medición de velocidades (ADV y PIV-Laser) se midió aguas arriba de la estructura el campo de velocidades (2D) con la técnica PIV-Laser y en la misma zona se midieron 9 puntos con ADV, Figura 2.

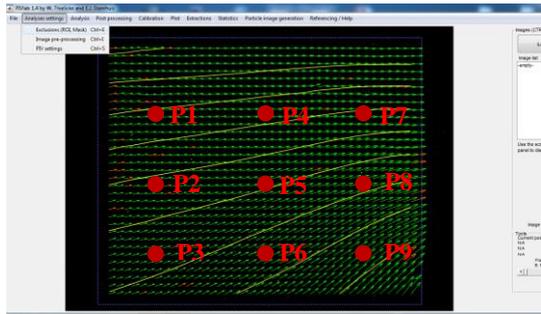


Figura 2.- Líneas de corrientes y campo de vectores medios obtenidos con PIV-Laser y ubicación de puntos (P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8 y P9) medidos con ADV para su comparación.

Ensayos de Erosión

Se realizaron ensayos de erosión aguas abajo de la estructura trabajando sin compuerta para caudales de 8, 9, 10, 12 y 15 L/s. Durante estos ensayos se midió la evolución de la erosión en el tiempo y la velocidad de la barra de sedimento que se forma aguas abajo de la fosa de erosión. Para lo cual se analizaron imágenes tomadas con cámaras digitales en toda la longitud del canal.

En la Figura 3 se observa una imagen de la fosa de erosión durante uno de los ensayos de 8 L/s y en la Figura 4 una secuencia en la cual se observa la evolución de la barra de sedimentos en el tiempo.

Conociendo la distancia recorrida por la barra de sedimentos, el tiempo transcurrido entre imágenes y la altura de dicha barra se puede cuantificar el volumen y la tasa de sedimentos transportados.

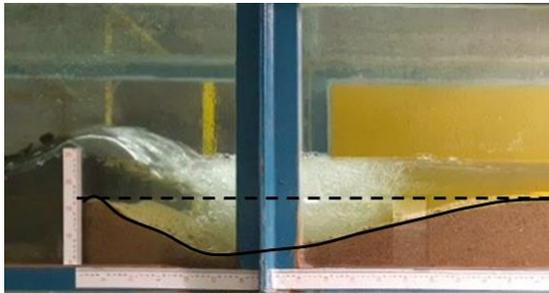


Figura 3.- Perfiles de los saltos esqui estudiados.

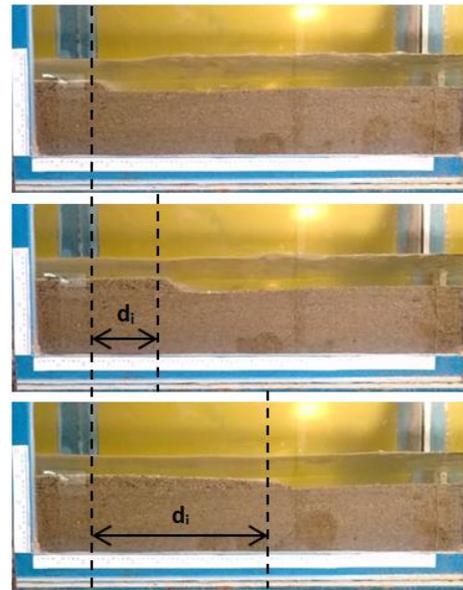


Figura 4.- Perfiles de los saltos esqui estudiados.

Finalmente, para relevar las erosiones producidas se utilizó un software que permite obtener información 3D aplicando la técnica de fotogrametría. La fotogrametría permite obtener información tridimensional a partir de diversas imágenes bidimensionales solapadas. A través de estas zonas de solape se pueden determinar puntos comunes con los que se recrean las vistas 3D.

Resultados

Caracterización Hidráulica de la Estructura:

En la Figura 5 (a) se presentan las curvas de descarga (H-Q) de la estructura trabajando sin compuerta y con compuerta para aberturas de 3, 4, 5 y 6 cm y en la Figura 5 (b) la curva de despeque (Q-D) de la estructura trabajando sin compuerta y con compuerta para aberturas de 3 y 6 cm.

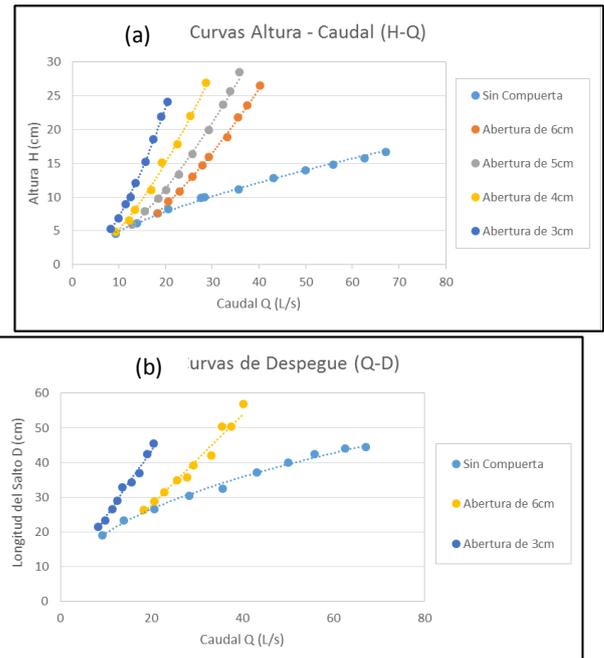


Figura 5.- (a) Curvas de descarga (H-Q), (b) Curvas de despeque (Q-D)

Velocidades:

En la Tabla 1 se presentan los valores de las componentes de velocidades U (en X) y V (en Y) en los 9 puntos de control medidos con ADV y con PIV-Laser y las diferencias porcentuales observadas en cada una de las mediciones.

Tabla 1.- Comparación de velocidades.

| Velocidad U (m/s) | | | | | | | | | |
|-------------------|--------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Punto | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 |
| PIV | 0.171 | 0.16 | 0.152 | 0.165 | 0.149 | 0.141 | 0.149 | 0.13 | 0.122 |
| ADV | 0.163 | 0.152 | 0.141 | 0.161 | 0.146 | 0.134 | 0.15 | 0.129 | 0.12 |
| Dif. % | 4.86% | 4.89% | 7.88% | 2.08% | 2.18% | 5.14% | 1.08% | 1.23% | 1.66% |
| Velocidad V (m/s) | | | | | | | | | |
| Punto | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 |
| PIV | -0.063 | -0.06 | -0.056 | -0.092 | -0.082 | -0.074 | -0.126 | -0.105 | -0.087 |
| ADV | 0.058 | 0.055 | 0.052 | 0.085 | 0.077 | 0.069 | 0.114 | 0.096 | 0.085 |
| Dif. % | 8.23% | 8.49% | 8.70% | 8.09% | 6.61% | 6.47% | 10.06% | 8.58% | 2.31% |
| Velocidad U (m/s) | | | | | | | | | |
| Punto | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 |
| PIV | 0.181 | 0.171 | 0.163 | 0.188 | 0.17 | 0.159 | 0.195 | 0.167 | 0.15 |
| ADV | 0.174 | 0.163 | 0.151 | 0.183 | 0.166 | 0.152 | 0.19 | 0.162 | 0.148 |
| Dif. % | 4.28% | 5.04% | 7.94% | 3.08% | 2.73% | 4.91% | 2.64% | 3.20% | 1.04% |

Evolución de la erosión:

En la Figura 6 se presenta la evolución en el tiempo de la erosión y la barra de sedimentos.

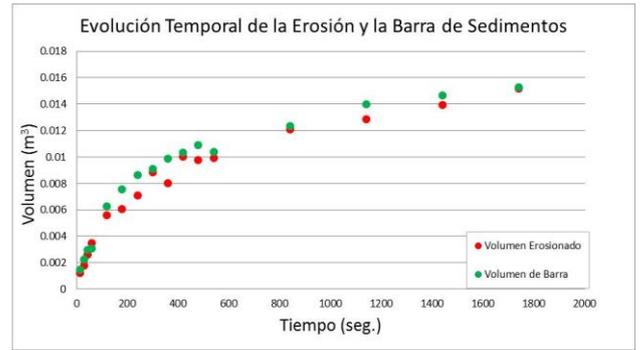


Figura 6.- Evolución de la erosión y la barra de sedimentos en el tiempo.

Conclusiones

Se obtuvieron las curvas características (H-Q y Q-D) de la estructura para diferentes condiciones de funcionamiento.

La comparación de velocidades obtenidas con ambas técnicas de medición, ADV y PIV-Laser, presentaron diferencias del orden del 5% en la velocidad Vtotal (compuesta por U y V) para 8 de los 9 puntos medidos. Con lo cual se validó la aplicación de la técnica PIV-Laser.

En los ensayos de erosión se observó la evolución en el tiempo de la fosa de erosión y de la barra de sedimentos, al inicio de los ensayos la velocidad de erosión y la tasa de transporte son máximas y posteriormente se desaceleran asintóticamente hasta alcanzar un estado de cuasi equilibrio.

6.3.2 Erosión Local Aguas Abajo de una Obra Hidráulica con Salto Esquí en un Modelo Físico (2D) a Fondo Móvil

Eder Matías^{1,2}, Quevedo Franco¹, Leticia Tarrab^{1,2}, Hillman Gerardo¹, García Carlos Marcelo^{1,2}, Andrés Rodríguez^{1,2}, Raúl Lopardo y H. Daniel Farías

¹Laboratorio de Hidráulica - Centro de Estudios y Tecnología del Agua (LH-CETA), Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba (FCEFYN - UNC). Av Filloy s/n, Ciudad Universitaria, CP 5000, Córdoba, Argentina.

²Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Tecnológicas (CONICET), Argentina.

Email: matiaseder2@gmail.com

Introducción

La erosión local aguas abajo de estructuras hidráulicas compromete la seguridad de las mismas. En el caso de obras con saltos esquí hay bastos estudios e investigaciones disponibles, que proponen formulaciones teórico experimentales que permiten estimen la máxima profundidad de erosión (e.g. Mason and Arumugam K. 1985, Lopardo 2005 y Heng et al. 2013). Sin embargo, las incertidumbres que aún existen en este tipo de fenómenos, llevan a la necesidad de abordarlos mediante técnicas experimentales detalladas. En este trabajo se presenta un estudio experimental de erosión local aguas debajo de una estructura hidráulica de baja altura con saltos esquí en un río de gravas.

Objetivo: Caracterizar experimentalmente los procesos de erosión local aguas abajo de una estructura hidráulica de baja altura con salto esquí.

Materiales y Métodos

Modelo Físico: La estructura en estudio corresponde a una de las tres estructuras de descarga del Dique de Derivación Los Molinos ubicada sobre en Río Grande en la provincia de Jujuy (Figura 1). La misma se encuentra emplazada en el canal de vidrio del Laboratorio de Hidráulica de la UNC el cual tiene una sección rectangular de 50cm de base, 90cm de altura y una longitud de 14m.

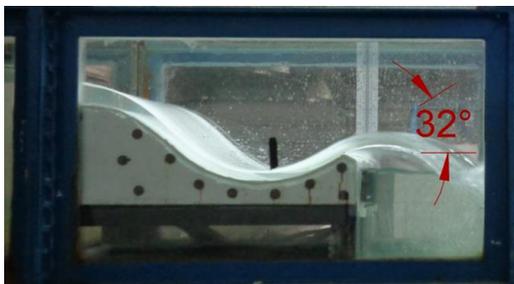


Figura 1.- Fotografía de la estructura en el canal de vidrio.

Características del modelo físico

- Modelo bidimensional (H-V)
- Similitud de Froude
- Escala de longitudes No Distorsionada (1:40)
- Fondo Móvil

Granulometría del Fondo Móvil

El material del cauce en prototipo es grava cuya granulometría es extendida. Para reproducir este material en el modelo físico se utilizó arena gruesa (diámetros hasta 4mm) con granulometría extendida (Figura 2).

Relevamientos de Erosiones Finales:

Para relevar las erosiones producidas en cada uno de los ensayos se utilizó un software que permite obtener información 3D aplicando la técnica de fotogrametría. La fotogrametría permite obtener información tridimensional

a partir de diversas imágenes bi-dimensionales solapadas.

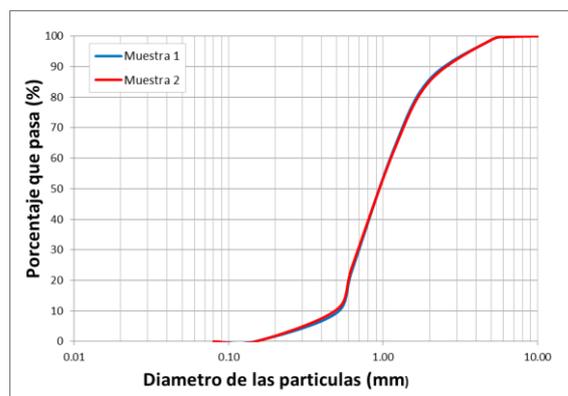


Figura 2.- Curva granulométrica de la muestra inicial.

Seguimiento de Erosiones Durante los Ensayos

Para analizar y caracterizar la evolución de la erosión en el tiempo se registraron videos durante los ensayos con 4 cámaras digitales (Figura 3).

Para extraer los fotogramas de los videos se utilizó en programa VLC Media Player. De este modo analizando los fotogramas de diferentes tiempos se determinó la evolución de la erosión y de los sedimentos en el tiempo.

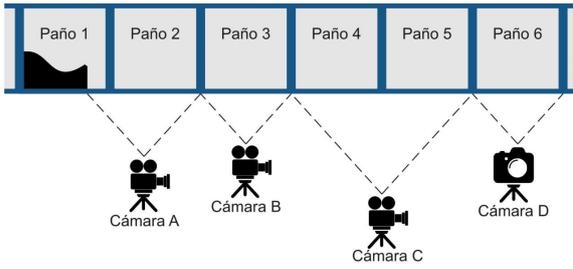


Figura 3.- Disposición de cámaras durante los ensayos.

Resultados

Al impactar el chorro de agua en el lecho móvil se da inicio al proceso de erosión local y a la formación de la fosa de erosión. Se observó que aguas abajo de la fosa “para determinadas condiciones” se forma una barra de sedimentos con el material erosionado. La velocidad con la cual se mueve dicha barra está relacionada con la evolución de la erosión en el tiempo.

En la Figura 4 se presenta un esquema de la barra de sedimentos con la nomenclatura adoptada para los tirantes de agua sobre la barra de sedimentos (H1) y aguas abajo de la misma (H2).

Por otro lado en la Figura 5 se presenta la evolución de la barra de sedimentos en el tiempo, en la Figura 6 los volúmenes erosionados y sedimentados y en la Figura 7 la tasa de transporte de sedimentos (cm^3/s) erosionada y sedimentada.

Finalmente, para analizar la formación y la estabilización de la barra de sedimentos para las condiciones ensayadas se graficaron en el diagrama de Shields modificado (García H. 2008) los parámetros correspondientes a: D_{50} , D_{65} , D_{85} y D_{90} .

En la Figura 9 se presentan las curvas granulométricas de 2 muestras tomadas al finalizar un ensayo en la barra de sedimentos y en la fosa de erosión.

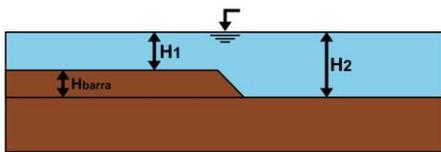


Figura 4.- Esquema de la barra de sedimentos aguas abajo de la fosa de erosión.

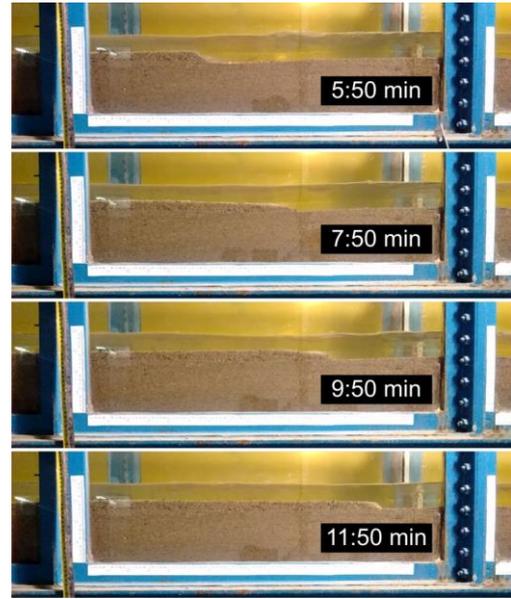


Figura 5.- Evolución de la barra de sedimentos en el tiempo.

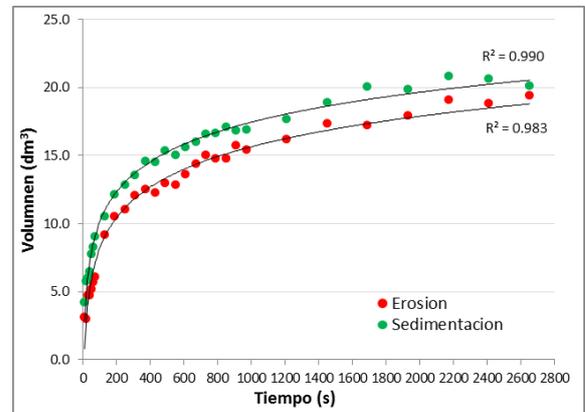


Figura 6.- Volumen (dm^3) vs Tiempo (s) – Ensayo Q: 9.9 L/s.

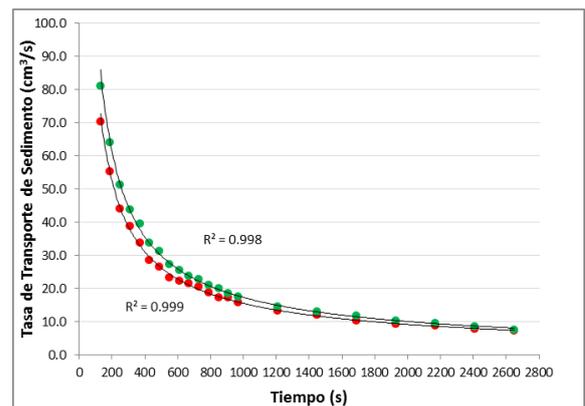


Figura 7.- Tasa de Transporte de Sedimentos (cm^3/s) vs Tiempo (s) – Ensayo Q: 9.9 L/s.

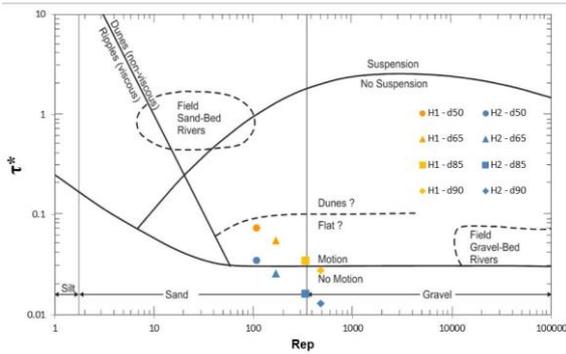


Figura 8.- Diagrama de Shields modificado – Ensayo Q: 9.9 L/s.

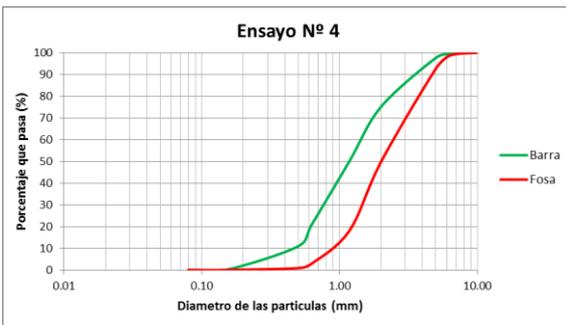


Figura 9.- Curva granulométrica de la barra de sedimentos y de la fosa de erosión correspondiente a un Q: 9.9 L/s.

Conclusiones

A continuación se presentan las conclusiones alcanzadas en este trabajo:

- Cuando la pendiente de energía es similar a la correspondiente al inicio de movimiento, de los diámetros gruesos ($D_{85} - D_{90}$) se observó un transporte generalizado aguas abajo de la fosa de erosión y no se forma la barra de sedimentos.
- Se observó que la barra se sedimentos se forma cuando: el tirante H2 es mayor que el tirante crítico de inicio de movimiento de las fracciones gruesas y que la altura máxima que alcanza la barra de sedimentos H_{barra} es igual a la diferencia entre H2 y H1, siendo H1 el tirante correspondiente al inicio de movimiento de las partículas más gruesas ($D_{85} - D_{90}$).
- En la fosa de erosión se produce una segregación del material fino quedando solo los diámetros mas gruesos dentro de la fosa de erosión (Figura 9).

Bibliografía

- Mason P. & Arumugam K. (1985). "Free jet scour below dams and flip buckets". *Journal of Hydraulic Engineering*. 111, 2, pp. 220-235.
- Lopardo, R. (2005). "Erosión local aguas debajo de estructuras hidráulicas". *Curso sobre: Hidráulica Experimental Aplicada a Estructuras*. Ciudad Real, España.
- Heng, T. Tingsanchali and T. Suetsugi (2013). "Prediction formulas of maximum scour depth and impact location of a local scour hole below a chute spillway with a flip bucket", *WIT Transactions on Ecology and The Environment*, Vol 172, River Basin Management VII, pp. 251-262.
- García H. M. (2008) "Sedimentation Engineering Processes, Management, Modeling, and Practice"

7 BIBLIOGRAFIA

Fuentes, R. “Modelos hidráulicos: teoría y diseño”, Edición: Lilian Salinas Ayala, Chile (2002).

Garcia M. H. “Sedimentation Engineering” (2008).

Laboratorio de Hidraulica UNC. (2017). Obtenido de <http://www.efn.uncor.edu/investigacion/hidraulica/>

Lopardo, R. (a) “Erosión local aguas debajo de estructuras hidráulicas”, Curso sobre: Hidráulica Experimental Aplicada a Estructuras”, Ciudad Real, España (2005).

Lopardo, R. (b) “Teoría y práctica de los modelos físicos”, Curso sobre: Hidráulica Experimental Aplicada a Estructuras”, Ciudad Real, España (2005).

Mason, P J., y Arumugam K. "Free jet scour below dams and flip buckets." Journal of Hydraulic Engineering (1985).

UNAM, R. d. Obras de descarga. Mexico (2006).

Vergara Sánchez M. A. “Técnicas de modelación en hidráulica”, México D. F: Alfaomega (1995).

Weber J. F. “Hidráulica del Transporte de Sedimentos” (2000).

Wikipedia (15 de Abril de 2017). VLC Media Player. Obtenido de https://es.wikipedia.org/wiki/VLC_media_player

Yalin, M S. “Theory of hydraulic models”. Vol. 266. London: Macmillan (1971).