



DIRECCIÓN OBRAS HIDRÁULICAS
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS

MODELO HIDRÁULICO A ESCALA REDUCIDA PARA EL DISEÑO Y VERIFICACIÓN DEL SISTEMA DE OBRAS ALUVIONALES EN LA QUEBRADA DE MACUL, REGIÓN METROPOLITANA

Informe Final
Revisión B

Peñaflor, Región Metropolitana
Agosto 2019

Instituto Nacional de Hidráulica
Ministerio de Obras Públicas
Gobierno de Chile

Mandante:

DIRECCIÓN DE OBRAS HIDRÁULICAS

Estudio:	Fecha:
Informe Final	08 de Agosto de 2019

Equipo de Trabajo:

Jaime Cotroneo (JC)	Ing. Civil, mención Hidráulica, MSc.
Gonzalo Montserrat (GM)	Ing. Civil, mención Hidráulica, MSc.
Rodrigo Herrera (RH)	Ing. Civil, mención Hidráulica, Jefe de Modelación Física
Marcos Diaz (MD)	Geomensor, Jefe de Operaciones
Luis Esquivel (LE)	Dibujante Tecnico

Aprobado por:

Francisco Ulloa (FU)	Jefe Unidad de Ingeniería y Desarrollo
Scarlett Vasquez (SV)	Jefa Unidad Técnica

Revisor mandante:

Alexis Quiroz (AQ)	IF, Ing. Civil

Rev.	Descripción	Por		Revisó	V^oB^o	Fecha
A	Informe para revisión IF	JC	GM	FU	SV	12/11/2018
B	Informe Corregido según Obs IF	JC	GM	FU	SV	08/08/2019

Clasificación:

Informe Etapa Final RevB

Índice

1. Introducción **1**
- 1.1. Descripción de la zona de estudio . . . 1
- 1.2. Objetivos . . . 5
  - 1.2.1. Objetivo General . . . 5
  - 1.2.2. Objetivos Específicos . . . 5
- 1.3. Alcances del Estudio . . . 5

2. Antecedentes del Estudio **7**
- 2.1. Eventos Aluvionales en la Quebrada de Macul y sus Alrededores Previos al Aluvión de 1993 . . . 7
  - 2.1.1. Antecedentes Aluvión de 1993 . . . 12
- 2.2. Hidrología del Lugar . . . 16
  - 2.2.1. Factores Meteorológicos Incidentes en la Ocurrencia de Aluviones . . . 16
  - 2.2.2. Análisis Hidrológico de Crecidas . . . 17
  - 2.2.3. Caudales de Detritos . . . 19
- 2.3. Diseño de obras de desvío del flujo aluvional . . . 19
- 2.4. Geología y Geomorfología de la Quebrada de Macul . . . 21
  - 2.4.1. Estudio Geológico . . . 22
  - 2.4.2. Estudio Geomorfológico . . . 23
- 2.5. Modelo Numérico Existente . . . 31
- 2.6. Modelos Físicos Existentes . . . 33
  - 2.6.1. Modelos a Escala Reducida con Fines de Investigación . . . 34
  - 2.6.2. Modelos a Escala Reducida Aplicado a Estudios de Ingeniería Civil . . . 39

3. Trabajos de Terreno **43**
- 3.1. Topografía . . . 43
- 3.2. Granulometrías . . . 44
  - 3.2.1. Calicatas . . . 45
    - 3.2.1.1. Distribución de Calicatas . . . 45
    - 3.2.1.2. Distribución de Sedimentos . . . 46
    - 3.2.1.3. Diámetros Equivalentes . . . 46
  - 3.2.2. Granulometría Superficial . . . 47
  - 3.2.3. Contenido de limos y arcillas . . . 49

4. Hidráulica de Aluviones **51**
- 4.1. Análisis dimensional . . . 53
- 4.2. Caracterización mecánica de los flujos de detritos según Takahashi (2014) . . . 57
- 4.3. Clasificación dinámica de los flujos de detritos según Takahashi (2014) . . . 58

5. Clasificación Aluviones Quebrada de Macul **61**
- 5.1. Contenido de Finos y Viscosidad Fluido Intersticial . . . 61
- 5.2. Clasificación de aluviones en la Quebrada de Macul . . . 61

6. Escala Modelo Físico **64**
6.1. Efectos de Escala . . . 64
6.2. Reología Fluido Intersticial en Modelo . . . 64
6.3. Modelo Físico 0: Canal de Generación del Aluvión . . . 65
6.4. Escalamiento modelo físico . . . 66
6.4.1. Escalamiento de la Curva Granulométrica . . . 68

7. Maqueta Conceptual: Definición de Obra de Desvío **70**
7.1. Descripción Alternativas . . . 70
7.2. Resultados y Análisis . . . 71

8. Ensayo de Pulso Aluvional y Diagnóstico de Alternativa Seleccionada en Modelo Físico Escala 1:50 **74**
8.1. Instalación Experimental . . . 74
8.1.1. Metodología Ensayos Modelo Físico 1:50 . . . 75
8.1.2. Conjunto de Ensayos . . . 76
8.2. Análisis de Resultados . . . 77
8.2.1. Ensayos doble pulso . . . 82
8.3. Diagnóstico . . . 85

9. Ensayo y Diagnóstico en Modificaciones del Modelo Físico Escala 1:50 **90**
9.1. Modificación 1, Apertura Ribera Sur . . . 90
9.2. Modificación 2 y 3, variación del número de pilares . . . 91
9.3. Modificación 4 . . . 92
9.4. Resumen Modificaciones . . . 94
9.5. Análisis de Resultados . . . 96
9.6. Obra de Desvío Escogida . . . 97

10. Estudio de Presa de Abertura Vertical en Hondonada **99**
10.1. Modelo Físico "Slit Dam"Hondonada . . . 101
10.2. Resultados Obtenidos . . . 102

11. Evaluación del Funcionamiento del Sistema Completo (Obra de Desvío, Decantadores y Hondonada) con Fluido Equivalente en Modelo Físico a Escala 1:50 **104**
11.1. Puesta en Marcha . . . 105
11.2. Ensayos Crecidas Líquidas (sólo agua) . . . 109
11.3. Ensayos Crecidas Detríticas (Fluido Equivalente Agua-Bentonita) . . . 112
11.4. Resultados . . . 115

12. Análisis de Velocidades **120**
12.1. Peralte en Curva Obra de Desvío . . . 120
12.2. Zona Apertura Vertedero . . . 122

13.Dimensionamiento de Obras **124**
13.1. Obra de Desvío . . . 125
13.1.1. Revestimiento y Enrocados . . . 126
13.2. Zona Vertedero . . . 126
13.3. Zona Hondonada . . . 127
13.4. Fuerza de Impacto sobre Obra de Desvío . . . 127

14.Conclusiones **128**

ANEXOS **130**

A. Estudio Geológico **A-2**
A.1. Unidades de Roca . . . A-3
A.2. Unidades de Suelo . . . A-4

B. Levantamiento Topográfico **B-2**
B.1. Metodología . . . B-2
B.1.1. Vinculación . . . B-2
B.1.2. Levantamiento Topográfico . . . B-3
B.1.3. Levantamiento Aerofotogramétrico . . . B-3
B.1.4. Planificación de Vuelos . . . B-3
B.1.5. Materialización y Medición de Puntos de Control Terrestre . . . B-4
B.2. Desarrollo . . . B-4
B.2.1. Vinculación . . . B-4
B.2.2. Levantamientos Topográficos . . . B-5
B.2.2.1. Levantamiento Aerofotogramétrico con UAS . . . B-5
B.2.3. Materialización y Medición de Puntos de Control Terrestres . . . B-6
B.2.4. Vuelos . . . B-9
B.3. Levantamiento Topográfico . . . B-9
B.4. Vuelos Aerofotogrametricos . . . B-10
B.5. Entregables de Levantamiento Aéreo . . . B-13
B.5.1. Nube de Puntos . . . B-13
B.5.2. OrtoMosaico . . . B-13
B.6. Sistema UAS . . . B-14
B.7. Trimble UX5 . . . B-14
B.7.1. Funcionamiento General . . . B-14
B.7.2. Cámara Digital para Imágenes de Alta Calidad . . . B-14
B.7.3. Especificaciones de Funcionamiento . . . B-15
B.7.4. Puntos de Control Terrestre . . . B-16
B.7.5. Software de Procesamiento . . . B-16
B.8. Sistema GNSS . . . B-17
B.8.1. GNSS Tiempo Real (RTK) . . . B-17
B.8.2. Equipos GNSS . . . B-18

C. Granulometrías **C-2**
C.0.1. Calicatas . . . C-2
C.0.1.1. Distribución de Calicatas . . . C-2
C.0.1.2. Distribución de Sedimentos . . . C-3
C.0.1.3. Diámetros Equivalentes . . . C-7
C.0.2. Granulometría Superficial . . . C-7

D. Salida a Terreno para Determinación de Limos y Arcillas **D-2**
D.1. Curva granulométrica terreno . . . D-4

E. Reología del fluido intersticial **E-2**

F. Modelo 0: Canal de Generación Flujo Aluvional **F-2**
F.1. Historia de los Modelo 0 V1 a V4 . . . F-4

G. Diseño y Instalación Experimental de la Maqueta Conceptual **G-2**
G.1. Diseño Vertedero lateral . . . G-2
G.1.1. Características generales del diseño de un vertedero lateral . . . G-2
G.1.2. Diseño Vertedero . . . G-3
G.2. Diseño Alternativas propuestas . . . G-5
G.2.1. Alternativa 2 . . . G-5
G.2.2. Alternativa 4 . . . G-5
G.3. Instalación Experimental . . . G-8
G.3.1. Montaje Experimental . . . G-8
G.3.2. Instrumentación . . . G-13
G.3.2.1. Camáras fotográficas . . . G-13
G.3.2.2. Sensores ultrasónicos . . . G-14
G.3.3. Técnicas de Medición de Velocidad . . . G-14
G.3.3.1. Velocidad por PIV . . . G-14
G.4. Metodología . . . G-15
G.4.1. Metodología Ensayos . . . G-15

H. Construcción Modelo Físico escala 1 a 50 **H-2**
H.1. Proyecto de Construcción del modelo a escala reducida . . . H-2
H.2. Informe de Avance de la Construcción . . . H-3
H.2.1. Obra gruesa . . . H-3
H.2.2. Canal Aluvional y Estructura Metálica . . . H-6

I. Instalación, Metodología y Ensayos Modelo Físico escala 1:50 **I-2**
I.1. Instalación Experimental . . . I-2
I.1.1. Sistema de preparación del material detrítico . . . I-3
I.1.2. Estanque de mezcla . . . I-4
I.1.3. Canal de generación . . . I-5
I.1.4. Decantadores n°1, 2, 3, 4, 5 y Hondonada . . . I-6
I.1.5. Obra de desvío . . . I-7
I.1.6. Estanque receptor . . . I-9

I.1.7. Sistema de Medición . . . I-10
I.1.7.1. Camáras fotográficas . . . I-10
I.1.7.2. Sensores ultrasónicos . . . I-11
I.1.8. Técnicas de Medición de Velocidad . . . I-12
I.2. Puesta en Marcha . . . I-14
I.3. Verificación y Validez Volumen Descargado . . . I-17
I.3.1. Ensayo Volumen 0.6 m^3 . . . I-17
I.3.2. Ensayo Volumen 0.4 m^3 . . . I-19
I.3.3. Ensayo Volumen 0.4 m^3, Segundo intento. . . . I-21
I.4. Metodología Experimental y Set de Ensayos . . . I-24
I.4.1. Metodología Ensayos Modelo Físico 1:50 . . . I-24
I.4.2. Set de Ensayos . . . I-25
I.5. Ensayos, Modelo Físico 1:50 . . . I-25
I.5.1. Ensayo Cp7Cv38 . . . I-26
I.5.2. Ensayo Cp8Cv38 . . . I-27
I.5.3. Ensayo Cp10Cv38 . . . I-28
I.5.4. Ensayo Cp7Cv45 . . . I-29
I.5.5. Ensayo Cp8Cv45 . . . I-30
I.5.6. Ensayo Cp10Cv45 . . . I-31
I.5.7. Ensayo Cp7Cv50 . . . I-32
I.5.8. Ensayo Cp8Cv50 . . . I-33
I.5.9. Ensayo Cp10Cv50 . . . I-34

J. Diseño Hidráulico de Obra de Desvío **J-2**
J.1. Socavación por Curvatura . . . J-3
J.2. Socavación Local en Pilares Obra de Desvío . . . J-4
J.2.1. Laursen-Toch . . . J-5
J.2.2. Breusers, Nicollet y Shen . . . J-5
J.2.3. Envolvente de Datos Experimentales de Diversos Autores (EDE) . . . J-5
J.2.4. Relación de Richardson, $F_r > 0.5$ . . . J-5
J.3. Jain y Fisher . . . J-5
J.4. Socavación General . . . J-7
J.5. Socavación Total Obra de Desvío . . . J-8
J.6. Fuerza de Impacto sobre Estructuras . . . J-8
J.7. Protección de Enrocados . . . J-12
J.7.1. Enrocado Fondo Vertedero . . . J-13
J.7.1.1. Formula Frizell et al . . . J-14
J.7.1.2. Formulación Hartung y Schenerlein . . . J-17
J.7.1.3. Formulación Isbash . . . J-17
J.7.1.4. Formulación Neil . . . J-18
J.7.2. Enrocado Fondo Decantador 1 y zona Obra . . . J-19
J.7.3. Enrocado Talud Sur de la Hondonada. . . . J-19
J.7.4. Enrocado zona rectificada Decantador 1. . . . J-21
J.7.5. Socavación Enrocado rectificada Decantador 1 . . . J-21
J.7.6. Socavación Enrocado Vertedero . . . J-22

Índice de figuras

1. Zona de Estudio. . . . 3
2. (a) Decantador N°1 (b) Decantador N°2. . . . 4
3. Zona de la Hondonada. . . . 4
4. (a) Vista aérea de la zona de interés donde se pueden observar los decantadores dispuestos para la contención parcial del flujo, (b) vista al poniente de un decantador en la Quebrada de Macul tomada el 28/10/2011 y (c) bloque arrastrado por algún aluvión anterior (imágenes extraídas de Garrido, 2012). . . . 12
5. Imágenes de 1993 capturadas por TVN (Garrido, 2012). . . . 15
6. (a) Presa de Control; (b) Presa abertura; (c) Presa abertura rectangular; (d) Pantalla de infiltración de fondo; (e) Presa de grilla (Lien 2003). . . . 20
7. Retención en función del L/D_{max}. Ángulo del canal, 17° (Lin et al., 1997). . . . 21
8. Mapa geológico Quebrada de Macul. . . . 23
9. Mapa de pendientes en la Quebrada de Macul, Martinez (2009). . . . 25
10. Mapa de exposición de las laderas en la Quebrada de Macul, Martinez (2009). . . . 26
11. Indice de Suceptibilidad (IS) de ocurrencia de flujos de detritos, Martinez (2009). . . . 28
12. Indice de Suceptibilidad (IS) deslizamiento de suelos, Martinez (2009). . . . 29
13. Indice de Suceptibilidad (IS) deslizamientos de rocas, Martinez (2009). . . . 30
14. Indice de Suceptibilidad (IS) caida de rocas, Martinez (2009). . . . 31
15. Modelo númerico GEOTEST(2018) para un aluvión de periodo de retorno de 100 años. 33
16. Vista General del Canal.(Iverson 1997; Iverson et al. 1999). . . . 35
17. (a)Esquema del perfil longitudinal del canal con el depósito de mezcla, (b) Vista del frente del flujo de detritos una vez que este llega a la zona de deposición, (c) Imágenes capturadas por una cámara ubicada sobre el flujo. (Iverson 1997; Iverson et al. 1999). 35
18. (a) Dispositivo experimental usado para pruebas de flujos de mezclas de lodo donde el control de descarga se hace como si se tratase de un rompimiento de presa y (b) dispositivo experimental donde el control de descarga se hace a través de un angostamiento de la sección de entrada (Laigle, 1998). . . . 36
19. Dispositivo experimental usado por Pudasaini et al (2005) . . . 37
20. (a)Sistema de descarga puntual (dam break), (b) Vista del frente de la avalancha monitoreado en distintas posiciones y (c) Vista de la avalancha de bolas de ping-pong (McElwaine & Mishimura, 1998; 2001). . . . 38
21. Vistas del sistema de alimentación granulométrico (izq) y comportamiento del flujo frente a la edificación (der). Extraido de Couvert & Lefebure (1994). . . . 39
22. Vistas del sistema de alimentación granulométrico (izq) y comportamiento del flujo frente a la edificación (der). Extraido de Couvert & Lefebure (1994). . . . 40
23. (a) y (b) vista de los depósitos del flujo torrencial donde se puede apreciar la composición heterogénea de materiales granulares posibles de ensayar en el modelo. Extraido de Couvert & Lefebure (1994). . . . 41
24. Vista en planta y longitudinal del modelo . . . 42
25. (a) Vista en planta del modelo y (b) comportamiento de obras de canalización de transporte de fondo una vez que estos se depositan. Extraido de Couvert & Lefebure (1994). . . . 42

26. Levantamiento topográfico del cauce de la Quebrada de Macul mediante perfiles transversales. . . . 43
27. Dron Trimble UX5. . . . 44
28. Levantamiento aerofotográfico. a) Curvas de nivel. b) Mosaico de fotos ortogonalizadas tomadas por el dron. . . . 44
29. Calicatas en terreno. . . . 45
30. Ubicación de calicatas en terreno. . . . 46
31. Curvas granulométricas muestreo superficial en zonas 1 a 5. . . . 48
32. Curvas granulométricas muestreo superficial final. . . . 49
33. Curva granulométrica obtenida de la barra presente en el cauce donde se evidenciaron vestigios de aluviones anteriores. Los sedimentos analizados solo corresponden a la matriz, es decir a las partículas más finas y no a los grandes bloques. . . . 50
34. Muestras de sedimentos en la barra formada en el cauce por algún evento aluvional en el pasado. Con linea amarilla se encuentra demarcada la barra. . . . 50
35. Coeficiente de fricción equivalente para distintos tipos de flujos y remociones en masas, deslizamientos, flujos piroclásticos y aluviones. (extraído de Takahashi, 2014). 52
36. Relación entre el caudal peak del aluvión y el volumen de sedimentos transportado. Las ecuaciones 1 a 7 corresponden a ecuaciones empíricas de distintos autores de la forma $Q_p = aM^3$. (extraído de Rickenmann, 1999). . . . 53
37. Clasificación mecánica de flujos de detritos según Takahashi (2014). . . . 57
38. Clasificación dinámica de los flujos de detritos en el régimen inercial según Takahasi (2014). En este caso "Relative Depth" corresponde a H/d_p, τ_μ equivale a τ_f y τ_c a τ_{ss}. 60
39. Forma típica de un aluvión. . . . 65
40. Modelo 0: canal de generación del aluvión. . . . 66
41. Modelo 0: Esquema canal de generación del aluvión. . . . 66
42. Curvas granulométricas escaladas. . . . 69
43. Esquema de Alternativas 1, 2, 3 y 4. . . . 71
44. Esquema de Alternativas 1, 2, 3 y 4. . . . 73
45. Vista frontal instalación experimental. Posee un ancho máximo de 6.8 m y un largo de 20 m sin considerar el canal de generación. . . . 74
46. Figura esquemática de la instalación experimental del modelo físico escala 1:50. (a) Vista lateral. (b) Vista en Planta. (1): Sistema de preparación del material detrítico. (2): Estanque de mezcla. (3): Compuerta de apertura rápida. (4): Canal de generación. (5): Decantadores n°1, 2, 3, 4 y 5. (6): Obra de desvío. (7): Hondonada. (8): estanque receptor. (9): Sistemas de medición. . . . 75
47. Punto de extracción de velocidad máxima y media. . . . 78
48. Bloqueo parcial de la obra de desvío vista desde la cara frontal. Ensayos correspondientes a la concentración agua-bentonita C_p al 7 % p/p. (a) Concentración volumétrica del 38 %, (b) Concentración volumétrica del 45 % y (c) Concentración volumétrica del 50 %. . . . 79
49. Bloqueo parcial de la obra de desvío vista desde la cara frontal. Ensayos correspondientes a la concentración agua-bentonita C_p al 8 % p/p. (a) Concentración volumétrica del 38 %, (b) Concentración volumétrica del 45 % y (c) Concentración volumétrica del 50 %. . . . 80

50. Bloqueo parcial de la obra de desvío vista desde la cara frontal. Ensayos correspondientes a la concentración agua-bentonita C_p al 10 % p/p. (a) Concentración volumétrica del 38 %, (b) Concentración volumétrica del 45 % y (c) Concentración volumétrica del 50 %. 81
51. Material depositado al final del ensayo en el decantador 1.(a) Concentración Bentonita al 8 % y $\phi_s = 0.45$. (b) Concentración Bentonita al 8 % y $\phi_s = 0.50$. 82
52. Secuencia ensayo pulso casi simultáneo. (a) Vista desde Arriba, el punto rojo señala donde se extrajo la velocidad de la Figura 54. (b) Vista desde aguas abajo. (c) Vista desde la obra de desvío. (d) Vista desde el vertedero lateral. 83
53. Secuencia ensayo pulsos separados por un Δt. (a) Vista desde Arriba, el punto rojo señala donde se extrajo la velocidad de la Figura 54. (b) Vista desde el vertedero. (c) Vista desde la obra de desvío. (d) Vista aguas arriba del vertedero lateral. 83
54. Magnitud de la Velocidad en la entrada del decantador 1 (punto rojo en Figuras 52 y 53). (a) Ensayo pulso casi simultáneo. (b) Ensayo separado Δt. La línea roja representa la media movil. 84
55. Estado Final del decantador 1. (a) Ensayo pulso simultáneo. (b) Ensayo separado Δt.La línea roja respresenta el contorno de material depositado que podría eventualmente disminuir el porcentaje de mateiral que pasa hacia de los decantadores. 85
56. Desborde en el vértice entre la obra de desvío y el inicio del vertedero. Ensayos correspondientes a la concentración con bentonita al 7 % (a) Concentración volumétrica del 38 %, (b) Concentración volumétrica del 45 % y (c) Concentración volumétrica del 50 % 86
57. Desborde en el vértice entre la obra de desvío y el inicio del vertedero. Ensayos correspondientes a la concentración con bentonita al 8 % (a) Concentración volumétrica del 38 %, (b) Concentración volumétrica del 45 % y (c) Concentración volumétrica del 50 % 87
58. Desborde en el vértice entre la obra de desvío y el inicio del vertedero. Ensayos correspondientes a la concentración con bentonita al 10 % (a) Concentración volumétrica del 38 %, (b) Concentración volumétrica del 45 % y (c) Concentración volumétrica del 50 % 88
59. Medidas del ancho del decantador 1 (medidas corresponden a escala modelo físico). . 89
60. Ensayos correspondiente a al Modificación 1. En rojo se señala el desborde y las flechas indican el flujo hacia la Hondonada y al decantador 2. 90
61. Estados Finales de los ensayo correspondiente a la modificación 1 y su homólogo previo a la modificación (Sección 8). (a) Ensayo Cp8Cv45, en rojo el material depositado en el decantador n°2 por el desborde y en azul las partículas mas gruesas (ver sección 8), (b) Ensayo Modificación 1, en rojo el material depositado en el decantador 2 por el desborde. 91
62. Ensayos correspondiente a las Modificaciones 2 y 3 (a) Ensayo Cp8Cv38 modificación 2, (b) Ensayo Cp8Cv38 modificacion 3. 92
63. Ensayos correspondiente a Cp8Cv38 sin modificaciones. 92
64. Modificación 4. a) Obra de desvío con dimensiones en prototipo. b) Obra de desvío en ensayo con concentración en peso de mezcla agua bentonita al 8 % y 38 % en volúmen de sólidos. 93
65. Ensayos correspondiente al Cp8Cv38 modificación 4 94

66. Resumen de las modificaciones 1, 2, 3 y 4 realizadas. 95
67. El punto rojo corresponde al punto de extracción de la velocidad mostrada en la Figura 68. 96
68. Velocidades de los ensayos Cp8Cv38 sin modificación y con la modificaciones 2, 3 y 4. 97
69. Obra de desvío aluvional final con sus dimensiones en prototipo. 98
70. Sistema de Pilares (encerrados en amarillo) diseñados por Prisma en la Hondonada en el proyecto original. 99
71. Curvas granulometrias en prototipo del material desviado hacia la hondonada de 12 ensayos realizados en el modelo escala 1:50. 100
72. Modelo físico escala 1:50 presa de apertura vertical o "Slit Dam" en la Hondonada. . 101
73. Estado final del ensayo para curva granulométrica más fina. 102
74. Estado final del ensayo para curva granulométrica más gruesa. 102
75. Esquema instalación experimental, sistema de recirculación. Las flechas indican el sentido del flujo. 105
76. Puesta en Marcha. Vista desde arriba. 106
77. Puesta en Marcha. Acercamiento obra de desvío, en rojo zona por donde pasa el flujo. 106
78. Puesta en Marcha. Vista desde arriba. 107
79. Zonas críticas observados en la puesta en marcha. (a) Velocidades altas en la zona de la obra de desvío y salida del vertedero a la Hondonada. (b) Confluencia en el Decantador 5 de los flujos que vienen desde la Hondonada y Decantador 4. (c) Desborde en el Decantador 2. (d) Desborde en la ribera Sur en la obra de retención, ubicada en la Hondonada. 107
80. Bosquejo de la Check Dam propuesta a diseñar en la Hondonada. 108
81. Esquema instrumentación. Los cuadrados rojos representan las cámaras, los triángulos negros los limnímetros, los círculos azules las reglas y las estrellas verdes los sensores ultrasónicos. 109
82. Vista General de los ensayos, en rojo las ubicaciones de las imágenes mostradas en las Figuras 83, 84, 85, 86, 87 y 88. 109
83. Ensayo con agua correspondiente al caudal del aluvión de Mayo del 1993. (a) Vista General. (b) Vista de la Obra desde arriba. (c) Vista de la llegada del flujo a la Hondonada desde arriba. (d) Vista de la llegada de los flujos al Decantador 5. 110
84. Ensayo con agua correspondiente al caudal de 100 años de periodo de retorno. (a) Vista General. (b) Vista de la Obra desde arriba. (c) Vista de la llegada del flujo a la Hondonada desde arriba. (d) Vista de la llegada de los flujos al Decantador 5. . . 111
85. Ensayo con agua correspondiente al caudal máximo probable. (a) Vista General, . (b) Vista de la Obra desde arriba. (c) Vista de la llegada del flujo a la Hondonada desde arriba. (d) Vista de la llegada de los flujos al Decantador 5. 112
86. Ensayo con bentonita correspondiente al caudal del aluvión de Mayo del 1993. (a) Vista General. (b) Vista de la Obra desde arriba. (c) Vista de la llegada del flujo a la Hondonada desde arriba. (d) Vista de la llegada de los flujos al Decantador 5. . . 113
87. Ensayo con bentonita correspondiente al caudal de 100 años de periodo de retorno. (a) Vista General, (b) Vista de la Obra desde arriba. (c) Vista de la llegada del flujo a la Hondonada desde arriba. (d) Vista de la llegada de los flujos al Decantador 5. . 114

88. Ensayo con bentonita correspondiente al caudal máximo probable. (a) Vista General, . (b) Vista de la Obra desde arriba. (c) Vista de la llegada del flujo a la Hondonada desde arriba. (d) Vista de la llegada de los flujos al Decantador 5. 115
89. Comparación en zonas críticas del sistema de obras de control aluvional para el ensayo realizado con agua y los caudales Qmacul, Q100 y Qmax. En sentido descendente, las imagenes muestran la presa del Decantador 1, 5 y Hondonada. 116
90. Comparación en zonas críticas del sistema de obras de control aluvional para el ensayo realizado con Bentonita y los caudales Qmacul, Q100 y Qmax. En sentido descendente, las imagenes muestran la presa del Decantador 2, 5 y Hondonada. . . . 117
91. Código en python donde se detecta la altura en la curva. 121
92. Comparación altura Modelo Físico y ecuaciones 26 y 27. 122
93. Ancho en modelo del vertedero según ensayo de pulso descrito en la sección 9.3. . . . 123
94. Ancho en modelo del vertedero según ensayo de crecida de barro descrito en la sección 11.3. 123
A-1. Mapa geológico Quebrada de Macul A-3
B-1. Distribución de Vértices. B-2
B-2. Distribución tentativa de perfiles. B-3
B-3. Ejemplo de puntos de control terrestre. B-4
B-4. Preparación de Equipos GNSS-RTK para mediciones. B-5
B-5. Sector Vuelo UAS. B-6
B-6. Materialización de puntos de control terrestre. B-7
B-7. Distribución Teórica de Puntos de Control. B-7
B-8. Medición de punto de control terrestre con GNSS RTK. B-8
B-9. Puntos de control vuelos Confluencia. B-8
B-10. Equipo listo para el vuelo B-9
B-11. Levantamiento topográfico Quebrada de Macul. B-10
B-12. Vuelo Quebrada de Macul. B-11
B-13. Información de fotos de vuelo. B-12
B-14. Curvas de nivel obtenidas a partir de la de nube de puntos. B-13
B-15. Ortomosaico Quebrada de Macul. B-14
C-1. Calicatas en terreno. C-2
C-2. Distribución de Calicatas. C-3
C-3. Calicata C1 0.0-0.05. (a) Gráfico Sedimento clasificado como Grava Gruesa, con un 7.89 % de Bolón, 88.41 % de grava, 3.14 % de arena y 0.56 % de Limo. (b) Gráficos Distribución Frecuencias Muestra N° C-1- 0-0.05 m (Fuente, Elaboración Propia) . . C-4
C-4. Calicata C1 0.005-0.5. (a) Gráfico Sedimento clasificado como Bolón Grueso, con un 46.21 % de Bolón, 34.79 % de grava, 16.53 % de arena y 2.48 % de Limo. (b) Gráficos Distribución Frecuencias Muestra N° C-1- 0.05-0.5 m (Fuente, Elaboración Propia) . C-4
C-5. Calicata C1 0.5-1.0. (a) Gráfico Sedimento clasificado como Bolón Grueso, con un 46,48 % de Bolón, 37,67 % de grava, 13,49 % de arena y 2,36 % de Limo. (b) Gráficos Distribución Frecuencias Muestra N° C-1- 0.5-1.0 m (Fuente, Elaboración Propia) . C-5
C-6. Calicata C2 0.0-0.05. (a) Gráfico Sedimento clasificado como Grava Fina, con un 69,68 % de grava 28,69 % de arena y 1,63 % de Limo. (b) Gráficos Distribución Frecuencias Muestra N° C2 0.0-0.05 m (Fuente, Elaboración Propia) C-5

C-7. Calicata C2 0.05-0.2. (a) Gráfico Sedimento clasificado como como Grava Fina, con un 3,19 % de Bolón, 57,27 % de grava, 36,22 % de arena y 3,32 % de Limo. (b) Gráficos Distribución Frecuencias Muestra Nº C2 0.05-0.2 m (Fuente, Elaboración Propia) . . C-6
C-8. Calicata C2 0.2-0.4. (a) Gráfico Sedimento clasificado como Grava Fina, con un 51,13 % de grava, 45,95 % de arena y 2,92 % de Limo. (b) Gráficos Distribución Frecuencias Muestra Nº C2 0.2-0.4 m (Fuente, Elaboración Propia) C-6
C-9. Calicata C2 0.4-0.6. (a) Gráfico Sedimento clasificado como Grava Fina, con un 52,46 % de grava, 45,39 % de arena y 2,14 % de Limo. (b) Gráficos Distribución Frecuencias Muestra Nº C2 0.4-0.6 m (Fuente, Elaboración Propia) C-7
C-10.Curvas granulométricas muestreo superficial en zonas 1 a 5. . . . . C-9
C-11.Curvas granulométricas muestreo superficial final. C-9
D-1. Deslizamientos 1 y 2 . . . . . D-2
D-2. Muestra en la ladera donde se visualizaron vestigios de deslizamientos. D-3
D-3. Muestras de sedimentos en la barra formada en el cauce por algún evento aluvional en el pasado. Con linea amarilla se encuentra demarcada la barra. D-3
D-4. Curva granulométrica obtenida de la barra presente en el cauce donde se evidenciaron vestigios de aluviones anteriores. Los sedimentos analizados solo corresponden a la matriz, es decir a las partículas más finas y no a los grandes bloques. D-4
D-5. Muestras de sedimentos en la barra formada en el cauce por algún evento aluvional en el pasado. Con linea amarilla se encuentra demarcada la barra. D-5
E-1. Rheometro AntonPaar RheolabQC del departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile. E-2
E-2. Coeficientes $\alpha_1, \alpha_2, \beta_1$ y β_2 estimados por Obrien (1988) para muestras de flujos de barro naturales en las Rocallosas cercano a las localidades de Aspen y Glenwood Spring, Colorado, EEUU (a) y para otras relaciones encontrada en la literatura (b). E-3
F-1. Forma típica de un aluvión. F-2
F-2. Esquemas instalación experimental Modelo 0. a) Modelo 0 V1. b) Modelo 0 V2. c) Modelo 0 V3. d) Modelo 0 V4. . . . . F-3
F-3. Instalación experimental Modelo 0. a) Modelo 0 V1. b) Modelo 0 V2. c) Modelo 0 V3. d) Modelo 0 V4. . . . . F-3
F-4. Instalación experimental Haas et al. 2015. . . . . F-4
F-5. Instalación experimental Iverson 2010. . . . . F-5
G-1. Esquema conceptual vertedero lateral. G-3
G-2. Curvas Altura de Carga en función del Largo del Vertedero y el Parámetro K. G-4
G-3. Bosquejo alternativa 1 de las obras en la Quebrada de Macul G-4
G-4. Bosquejo alternativa 1 de las obras en la Quebrada de Macul G-5
G-5. Dimensiones Alternativa 4 en detalle. G-7
G-6. (a) Vista frontal instalación experimental (b) En rojo zona superior donde se genera el aluvión, en azul zona donde se construyen las obras de desvío (piscina 1),en verde zona de retención del material no desviado (piscina 2) y negro zona de retención del material desviado (hondonada). G-9
G-7. Instalación Experimental, zona superior (generación aluvión). (a) Vista lateral, en rojo estanque de carga y en azul canal. (b) Vista frontal, en rojo estanque de carga y compuerta, en azul canal y en verde zona de transición. G-10

G-8. Instalación Experimental, zona piscina 1 (zona desvío aluvional). (a) Vista desde ribera derecha, (b) Vista ribera derecha, en rojo zona donde se ubica la presa de retención existente actualmente en la quebrada la cual se mantiene o presa de apertura vertical según la alternativa a estudiar, en azul piscina 1 y en verde zona del vertedero lateral. . . . G-11
G-9. Instalación Experimental, vista frontal piscina 2 (zona retención material no desviado), en rojo zona donde termina la piscina 1 y en azul donde se ubica la presa de retención presente actualmente en la quebrada. . . . G-12
G-10. Instalación Experimental, vista frontal hondonada (zona retención material desviado). En rojo, vertedero lateral que permite desviar el flujo hacia la hondonada indicada en azul. . . . G-13
G-11. a) Sensor ultrasónico. b) Señal ultrasónica emitida por el sensor. . . . G-14
G-12. Ubicación de las cámaras en el Canal. En circulo amarillo se destaca el punto donde se extrajeron las velocidades de los vídeos . . . G-15
H-1. Vista general de los materiales incluidos en modelo físico. . . . H-3
H-2. Detalle de algunas características de la construcción de la obra gruesa. . . . H-4
H-3. Secuencia fotográfica de construcción de la obra gruesa del modelo físico. . . . H-5
H-4. Secuencia fotográfica de construcción de la obra gruesa del modelo físico. . . . H-6
H-5. Detalle de algunas características de la construcción del canal aluvional. . . . H-7
I-1. Vista frontal instalación experimental. . . . I-2
I-2. (a)Vista lateral. (b) Vista en Planta. (1): Sistema de preparación del material detrítico. (2): Estanque de mezcla. (3): Compuerta de apertura rápida. (4): Canal de generación. (5): Decantadores n°1, 2, 3, 4 y 5. (6): Obra de desvío. (7): Hondonada. (8): estanque receptor. (9): Sistemas de medición. . . . I-3
I-3. Sistema de preparación del material detrítico. (a) Estanque de 1000 lt y bomba de recirculación para mezcla de agua-bentonita. (b) betonera para mezcla de gravas y arenas con el fluido intersticial creado en el estanque de la figura (a). . . . I-4
I-4. Estanque de mezcla, compuerta y sistema apertura de compuerta rápida. . . . I-5
I-5. Canal de generación flujo aluvional . . . I-6
I-6. Decantadores 1, 2, 3, 4, 5 y Hondonada . . . I-7
I-7. (a) Vista frontal instalación experimental. . . . I-8
I-8. Estanque receptor. . . . I-9
I-9. Ubicación de las cámaras y sensor. (a) Vista en planta. (b) Corte longitudinal AA. . I-10
I-10. Cámaras utilizadas en los ensayos (a) Canon ESO Rebel T3i , (b)Sony Reflex α 57, (c) Sony RX0, (d) Sony Xperia XZ1. . . . I-11
I-11. a) Sensor ultrasónico. b) Señal ultrasónica emitida por el sensor. . . . I-12
I-12. Ubicación de las cámaras en el Canal. En circulo negro se destaca el punto donde se extrae las velocidades de los vídeos. . . . I-13
I-13. Vista desde arriba antes de levantar la compuerta. Se observa la presencia de agua en los decantadores, producto de la filtración en el sellado de la compuerta. . . . I-14
I-14. Vista desde arriba después de levantar la compuerta. . . . I-15
I-15. Estado final de la puesta en marcha. (a) Vista al decantador 1. (b) Vista al desvío a la hondonada. . . . I-15
I-16. Fallo en el sistema de izaje. En circulo rojo se señala el sector donde el brazo fallo. . I-16
I-17. (a) Estado Inicial. (b) Estado Final ensayo con un volumen total de 0.6 m^3. . . . I-18

I-18. (a) Estado Final, vista desde arriba. (b) Se muestra donde quedo la paleta que se usa para mantener la mezcla en suspensión en el estanque de mezcla. I-18
I-19. Secuencia del pulso Aluvional a la entrada del decantador 1. . . . . I-19
I-20. Estado Final del ensayo. I-20
I-21. Velocidad en la entrada del decantador 1, en los primeros 0.7 segundos del pulso. En azul las velocidades sin filtro y en rojo la velocidad aplicando una media móvil . . . I-20
I-22. Secuencia del pulso Aluvional a la entrada del decantador 1. . . . . I-21
I-23. Estado Final del ensayo. I-22
I-24. Velocidad en la entrada del decantador 1, en los primeros 0.7 segundos del pulso. En azul las velocidades sin filtro y en rojo la velocidad aplicando una media móvil . . . I-23
I-25. Estado final ensayo Cp7Cv38. . . . . I-26
I-26. Estado final ensayo Cp8Cv38. . . . . I-27
I-27. Estado final ensayo Cp10Cv38. . . . . I-28
I-28. Estado final ensayo Cp7Cv45. . . . . I-29
I-29. Estado final ensayo Cp8Cv45. . . . . I-30
I-30. Estado final ensayo Cp10Cv45. . . . . I-31
I-31. Estado final ensayo Cp7Cv50. . . . . I-32
I-32. Estado final ensayo Cp8Cv50. . . . . I-33
I-33. Estado final ensayo Cp10Cv50. . . . . I-34
J-1. Zona de Estudio. J-4
J-2. Sección tipo para el calculo de la socavación general según los métodos de Neill y Lischtvan - Levediev. J-7
J-3. Esfuerzo de impacto sobre estructura considerando un área de 30x30 cm. J-11
J-4. Anchos considerados para obtener el caudal por unidad de ancho. J-13
J-5. Curvas de diseño para enrocados, para varias pendientes (Frizell et at, 1998). J-14
J-6. Estabilidad de un enrocado según Isbash, Coeficiente C. (Mery, 2007). J-17
J-7. Socavación al pie de radieres producida por torrente J-22

Índice de tablas

1. Eventos aluvionales anteriores al aluvión de 1993. Fuente: AC Ingenierps (1996) y Martinez (2009) . . . 9
2. Citas de prensa de la época sobre el aluvión de 1993 (datos extraídos del reporte de AC Ingenieros, 1996). . . . 14
3. Caracteristicas de la cuenca en estudio (Vargas, 1999). . . . 16
4. Características de eventos ocurridos em Quebrada de Macul (Vargas, 1999).$P_{24}(t)$ es la precipitación diaria observada, $P_{24}(t-)$ es la precipitación durante el día anterior al fenómeno, i_{tc} es la intensidad de precipitaciones máxima en la cuenta durante un tiempo igual al de concentración de la cuenca, IPA es el indice de precipitación antecedentes durante los 30 días anteriores al evento y HLN es la altura de la línea de nieve. . . . 17
5. Resumen de caudales máximos de crecida (líquidos) Quebrada de Macul, distintos autores (Prisma, 2002) . . . 18
6. Caudales de diseño, según isoyetas de precipitación máxima diaria (Vargas, 1999). . 18
7. Caudal máximo probable en la Quebrada de Macul (Vargas, 1999). . . . 19
8. Caudal Líquidos y Detríticos para distintos Periodos de Retorno (Ayala, Cabreras y Asociados LTDA, 1996). . . . 19
9. Ubicación de las Calicatas. . . . 45
10. Detalle de la denominación de las calicatas . . . 46
11. Resultados Diámetros Equivalentes . . . 47
12. Diámetros característicos de calicatas 1, 2 y 3 integrada en la vertical. . . . 47
13. Diámetros caracterísiticos granulometría superficial en milímetros. . . . 49
14. Órdenes de magnitud de algunas propiedades físicas básicas observadas en diversos eventos de flujos de detritos recopilados por Iverson (1997). . . . 52
15. Números adimensionales de la Quebrada de Macul en prototipo. . . . 61
16. Diámetros característicos en mm para la Quebrada de Macul . . . 62
17. Parámetros físicos para modelo y prototipo. . . . 62
18. N° de Savage y escala relativa de longitudes H/dp en función del diámetro del sedimento en la Quebrada de Macul en prototipo . . . 62
19. Reologías de la mezcla agua-bentonita para distintas concentraciones en peso C_p, donde η es al viscosidad de Bingham y τ_y el esfuerzo de fluencia. . . . 65
20. N° de Bagnold para distintas escalas considerando los fluidos tipo Bingham. . . . 67
21. Números de Bagnold Ba, Savage Sa y Altura relativa H/dp para el flujo de detritos a escala 1:50. . . . 68
22. Eficiencia de la obra de desvío según Alternativs. M1, 2, 3 y H, corresponden a la masa de material depositado en el decantador N°1, 2, 3 y Hondonada respectivamente. % GVD hace referencia al porcentaje de gruesas mayores a 1 m en prototipo (2 cm en modelo) desviadas hacia la hondonada. . . . 72
23. Matriz de ensayos. La viscosidad aparente depende de $\partial U/\partial z \sim U/H$ por lo que es estimada considerando $U \sim 4\ m/s$ y $H \sim 0.1m$ según lo medido en los ensayos. . . . 77

24. Eficiencia de la obra de desvío para diferentes viscosidades y concentraciones volumétricas. M1, M2 y H, corresponden a la masa de material depositado en el decantador N°1, 2 y Hondonada respectivamente. 77
25. Eficiencia de la obra de desvío para el caso de dos pulsos. 82
26. Eficiencia de la obra de desvío para los ensayos con las modificaciones. 96
27. Valores de las velocidades promedio y máxima de la Figura 68. 97
28. Curva granulométrica más gruesa y más fina rn prototipo del material desviado hacia la Hondonada de todos los ensayos realizados en el modelo físico escala 1:50. 100
29. Eficiencia en retención de sedimentos de la persa de apertura vertical en la Hondonada. 102
30. Desbordes en el sistema para el caudal del aluvión del 93 en la quebrada de macul (Q macul), caudal de 100 años de periodo de retorno (Q100) y el caudal asociado a la crecida máxima probable (Qmax). 117
31. Exp. Agua: Velocidades promedio en el tiempo en prototipo (m/s). La ubicación de los puntos de medición se pueden ver en la Figura 81 118
32. Exp. Bentonita: Velocidades promedio en el tiempo en prototipo (m/s). La ubicación de los puntos de medición se pueden ver en la Figura 81 118
33. Exp. Agua: Alturas en prototipo (m), para ver la ubicación de los puntos ver la Figura 81 118
34. Exp. Bentonita: Alturas en prototipo (m), para ver la ubicación de los puntos ver la Figura 81 118
35. Volúmenes útiles en m^3 según las alturas medidas 119
36. Volúmenes en m^3, según indicaciones de DPWH de Japon (2010). 119
37. Parámetros de diseño. H altura del flujo, U velocidad del flujo, $Qmax$ caudal máximo probable de detritos. 124
38. Propiedades del Enrocado.*El Ángulo de reposo modificado se explicara en la sección 13.1.1 y en el Anexo J. 124
39. Mínimos y máximos tamaños de rocas para enrocados (HEC-23, Lagasse et al 2009) 125
40. Mínimos y máximos pesos de rocas para enrocados (HEC-23, Lagasse et al 2009) . . 125
41. d_s y Peso enrocados fondo zona obra. 126
42. d_s Socavación enrocado fondo, zona obra. 126
43. d_s y Peso enrocados fondo zona vertedero. 126
44. d_s Socavación enrocado fondo, zona vertedero. 127
45. d_s Enrocados fondo zona Hondonada. 127
46. Esfuerzo de impacto sobre estructura según modelo hidrodinámico en función de el coeficiente C_d. 127
B-1. Detalles de Vuelos Realizados B-9
C-1. Ubicación de las Calicatas. C-3
C-2. Detalle de la denominación de las calicatas C-3
C-3. Resultados Diámetros Equivalentes C-7
C-4. Diámetros caracterísiticos granulometría superficial en milímetros. C-9
E-1. Reología del fluido intersticial según Obrien (1988) considerando una concentración de finos del 1 %. E-4
G-1. Valores de Reducción del caudal (P) en función de la separación mínima de los elementos de la presa vertical (L_{min}) G-5

G-2. Dimensiones presa de apertura vertical ubicada en el centro de la Obra de desvío aluvional Alternativa 4 y caudal vertido a través de la presa. G-7
G-3. Diemnsiones principales en modelo y prototipo para la Alternativa 4 . . . . . G-8
H-1. Listado de principales materiales utilizados en la construcción del modelo H-3
I-1. Dimensiones principales obra de desvío. L es la longitud total de la presa de apertura vertical, a la apertura entre pilares, L_e el largo efectivo de apertura de la presa, h la altura de la obra de desvío, ϕ el diámetro de los pilares, L_v el largo del vertedero lateral y R el radio de curvatura, $Q = Q1 + Q2$ es simplemente esquemático para indicar el sentido del flujo. I-9
I-2. Matriz de ensayos I-25
I-3. Ensayos realizados. La nomenclatura ECp7Cv38, significa ensayo a concentración en peso de agua y bentonita del 7 % y concentración volumétrica de sólidos en la mezcla sólidos-líquido del 38 %. I-25
J-1. Parámetros de diseño. H altura del flujo, U velocidad del flujo, r radio de curvatura según Figura J-1, B ancho del flujo según Figura J-1 y a diámetro de los pilares. . . J-3
J-2. Socavación en curva. J-4
J-3. Add caption J-6
J-4. Socavación general según los métodos de Neill y Lischtvan - Levediev. J-8
J-5. Socavación total obra de desvío. J-8
J-6. Esfuerzo de impacto sobre estructura según modelo hidrodinámico en función de el coeficiente C_d. J-10
J-7. Propiedades del Enrocado J-12
J-8. Mínimos y máximos tamaños de rocas para enrocados (HEC-23, Lagasse et al 2009) J-12
J-9. Mínimos y máximos pesos de rocas para enrocados (HEC-23, Lagasse et al 2009) . . J-13
J-10. Parámetros y sus valores J-14
J-11. Valores de los parámetros para la primera iteración correspondiente a q_1 . . . . . J-16
J-12. Valores de los parámetros para la iteración 4 correspondiente a q_1 . . . . . J-16
J-13. Valores de los parámetros para la primera iteración correspondiente a q_2 . . . . . J-16
J-14. Valores de los parámetros para la iteración 2 correspondiente a q_2 . . . . . J-17
J-15. Valores del diámetro del enrocado d_s correspondiente a los caudales q_1 y q_2. . . . . J-17
J-16. Diámetro enrocado, para las velocidades máximas obtenidas de los ensayos a caudal constante. J-18
J-17. Diámetro enrocado, para las velocidades máximas obtenidas de los ensayos a caudal constante. J-18
J-18. d_s enrocados para cada formula. J-18
J-19. Parámetros y sus valores J-19
J-20. d_s enrocados para cada formula. J-19
J-21. Dimensiones del enrocado en el talud sur de la Hondonada. J-20
J-22. Valores usados para calculo según ecuación J-36 . . . . . J-20
J-23. d_s Enrocados fondo zona Hondonada. J-21
J-24. Valores usados para calculo según ecuación J-36 . . . . . J-21
J-25. d_s Enrocados fondo zona Hondonada. J-21
J-26. d_s Socavación enrocado fondo, zona obra. J-22
J-27. Socavación enrocado fondo, zona vertedero. J-22

1. Introducción

Chile es un país altamente vulnerable a los flujos aluvionales producto de la configuración geográfica del país y a la cercanía de los asentamientos humanos con zonas cordilleranas y precordilleranas. Cuando estos flujos alcanzan pueblos y ciudades provocan enormes pérdidas humanas y económicas. Según el Servicio Nacional de Geología y Minería de Chile (2015), entre los años 1980 y 2015 ocurrieron 70 desastres de origen geológico de los cuales 45 corresponden a flujos aluvionales. Dentro de ellos, los 5 aluviones de mayor magnitud han reportado 189 muertos, 91 desaparecidos, miles de damnificados y un costo económico de 1.600 millones de dólares americanos.

Tras el aluvión de 1993 ocurrido en la ciudad de Santiago en la Quebrada de Macul y de Ramón, el gobierno construyó una serie de estructuras destinadas a mitigar los efectos de los flujos aluvionales en la Quebrada de Macul, con una inversión cercana a los US$ 4.5 millones de dolares, la cual se completó en Abril de 1995. Dentro de estas obras, se encontraba la construcción de siete decantadores dispuestos a lo largo de 1.590 m de cauce entre las cotas 850 y 900 m.s.n.m, espaciadas entre 55 y 220 m, y que poseen 50 m de ancho en su base y 80 m en los bordes de las riberas.

Estos decantadores tienen una capacidad total de almacenamiento de sedimentos estimado en 70.000 m^3 (Hauser, 2004). Los muros de las diversas cubetas fueron construidas para el manejo de un caudal de crecida correspondiente a 90 m^3/s, asociado a un periodo de retorno de 100 años, incorporando vertederos. Ambos paramentos están protegidos con enrocados, con pesos comprendidos entre 500 y 1.000 Kg según el diseño. Según Hauser (2004) la revancha de las estructuras fue verificada considerando un caudal de 150 m^3/s (Hauser, 2004).

Diversos autores (Ayala, 1996; Naranjo y Varela, 1996; Hauser, 2004) estimaron en 840.000 m^3 el volumen de depósitos registrados en la crecida y aluvión de Mayo de 1993 en la quebrada de Macul, es decir, un volumen superior al volumen actual de retención de los decantadores. En este sentido, la Dirección de Obras Hidráulicas se encuentra en proceso de excavación de un decantador de mayor magnitud denominado "Hondonada", localizado en el lado sur del cauce principal de la quebrada entre los decantadores N°1 y N°5 (ver Figura 1). Para un correcto uso de esta hondonada, se pretende desviar hacia ella alrededor de un 80 % del material sólido transportado por un aluvión con el fin de retener una parte importante de los detritos transportados.

Con este objetivo, la Dirección de Obras Hidráulicas ha solicitado al INH la inkrealización del estudio denominado **"Estudio en Modelo Hidráulico a Escala Reducida para el Diseño y Verificación del Sistema de Obras Aluvionales en la Quebrada de Macul, Región Metropolitana"** que permita mediante modelación física diseñar la obra de desvío aluvional hacia al hondonada y verificar el correcto funcionamiento del sistema completo de obras de control aluvional en la quebrada de Macul.

1.1. Descripción de la zona de estudio

El estudio se emplaza en la región Metropolitana, específicamente en la Quebrada de Macul ubicada en los faldeos cordilleranos de la zona oriente de Santiago, siendo el limite entre las comunas de

Peñalolen y la Florida. La Quebrada de Macul está limitada al norte por el cerro el Abanico (2152 m.s.n.m.); al sur por los cerros Bandera (2077 m.s.n.m.) y Las Minillas (2488 m.s.n.m.); al este con el cerro Punta de Damas (3149 m.s.n.m.) y por el oeste la ciudad de Santiago (ver Figura 1).

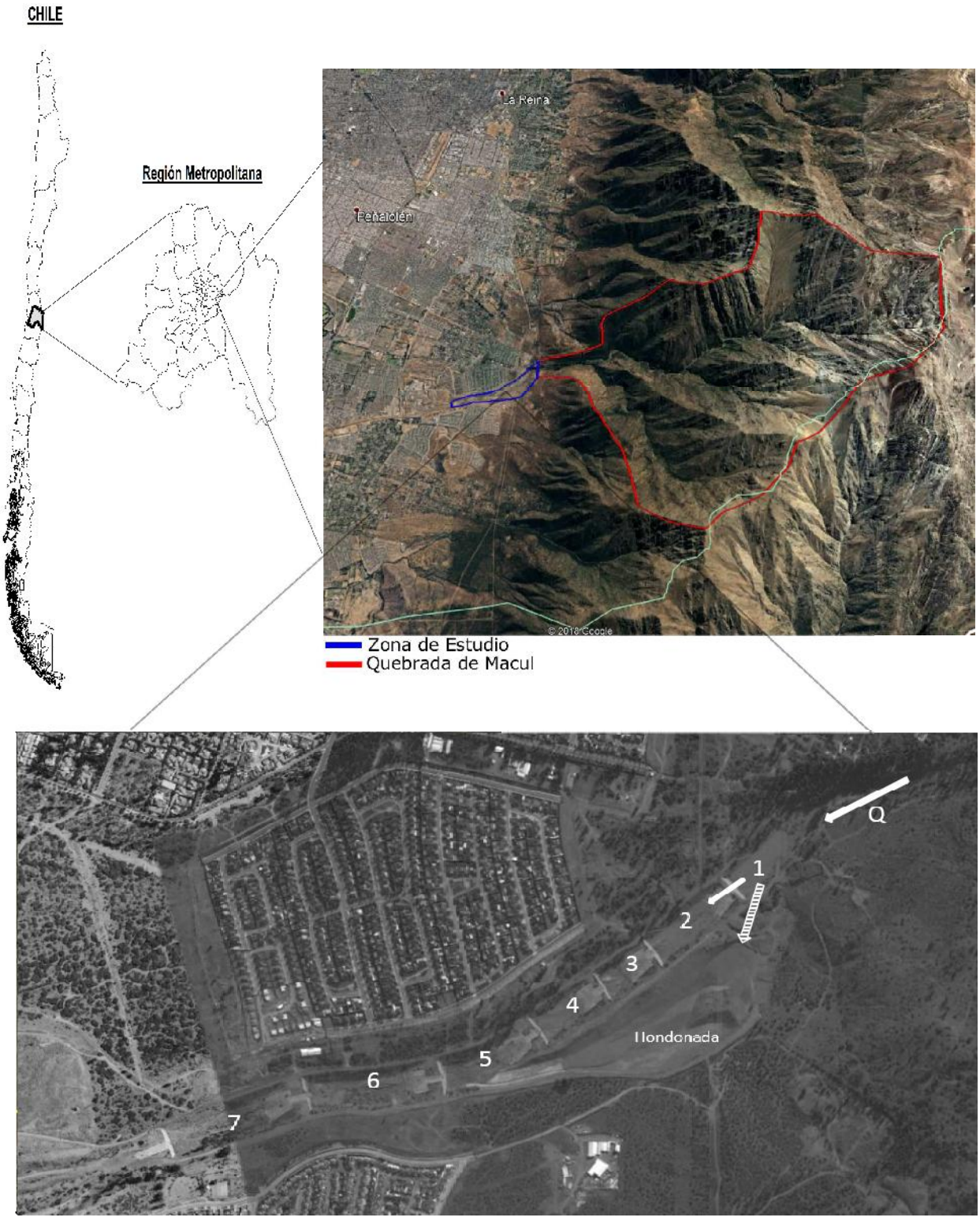


Figura 1: Zona de Estudio.

Para tener una mejor idea de las dimensiones de las obras se muestran en la Figuras 2 y 3 los decantadores N°1, N°2 y la Hondonada respectivamente.



(a) (b)

Figura 2: (a) Decantador N°1 (b) Decantador N°2.



Figura 3: Zona de la Hondonada.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Diseñar las obras de control aluvional en la Quebrada de Macul que permitan desviar parte del flujo de detritos hacia la hondonada excavada y verificar su buen funcionamiento mediante un modelo físico.

1.2.2. Objetivos Específicos

Los objetivos específicos de este estudio son:

- Recopilación y análisis de los antecedentes disponibles de la Quebrada de Macul y de las obras aluvionales en el tramo de interés a fin de generar un levantamiento óptimo de la información y en conformidad a los fines del estudio.
- Desarrollo de topografía local.
- Modelo físico preliminar, "Modelo 0", que permita diseñar las configuración experimental que genere un flujo detrítico representativo de la Quebrada de Macul.
- Diseñar un sistema de desvío del flujo de detritos desde los decantadores hacia la hondonada.
- Diseño de maquetas conceptuales que permitan evaluar el funcionamiento de distintas alternativas de diseño previo a la construcción en el modelo físico.
- Construcción de un modelo físico a escala reducida que permita estudiar el funcionamiento del sistema completo de las obras de control aluvional junto a las nuevas obras diseñadas en la zona de estudio.

1.3. Alcances del Estudio

Los objetivos anteriores se enmarcan en los siguientes alcances:

- Para este estudio no se realizará un análisis hidrológico para obtener los caudales de diseño y verificación, correspondientes a periodos de retorno de 100 y 200 años respectivamente. Los caudales se obtendrán del estudio "Diseño de Obras para el Control de Aluviones y Arrastre de Sedimentos en Zanjón de la Aguada, Sector Alto y Medio de la Quebrada de Macul, Región Metropolitana (Prisma Ingeniería Limitada, 2002)".
- El área de estudio corresponde a la Hondonada y desde el inicio del decantador n°1 hasta el decantador n°5 construidos actualmente en la zona de estudio
- El estudio considera que el 100 % del aluvión llega al decantador n°1 y no considera el desborde aguas arriba de este decantador registrado por GEOTEST(2018).
- Los cálculos de socavaciones y enrocados, presentados en informe se basan en formulaciones realizadas para aguas claras y en su gran mayoría para flujo sub-criticos. Por lo mismo los cálculos están con una incertidumbre bastante grande, es por esto que se aplican factores de seguridad a los resultados obtenidos. Cabe destacar que dichas ecuaciones fueron obtenidas del manual de carretera y normas de US Army Corps of Engineers.

- Los análisis realizados a los modelos físicos no consideran arrastre de sedimento, debido a que se realizaron con lecho fijo. Dejando de lado el estudio de erosión y embancamiento de las obras diseñadas.

- La obra esta dimensionada para que soporte un evento extremo como el aluvión de 1993, después de suceder dicho aluvión se debe realizar una mantención en toda la obra, para que vuelva a las dimensiones obtenidas en este estudio.

2. Antecedentes del Estudio

La caracterización de la zona de estudio requiere un detallado análisis de las condiciones actuales del lugar, permitiendo así, identificar todos los parámetros necesarios para construir y diseñar el modelo físico asociado a las obras de protección de aluviones en la Quebrada de Macul. Es relevante conocer la topografia y geomorfología del lugar, su hidrología, estudiar los eventos aluvionales históricos ocurridos en la quebrada, así como revisar modelos físicos de flujos aluvionales existentes en otros centros de investigación que puedan aportar con información relevante para el diseño del modelo físico.

2.1. Eventos Aluvionales en la Quebrada de Macul y sus Alrededores Previos al Aluvión de 1993

La ocurrencia de aluviones es un fenómeno de ocurrencia habitual en Chile, pero poco explorado científica e históricamente. Analizar un fenómeno de este tipo por sí solo, requiere usualmente estudios multidisciplinarios, costosos tanto en tiempo como en recursos pecuniarios y un enfoque sistémico, de largo plazo. Estudios de este tipo definitivamente no son abundantes en nuestro país.

Es por ello que para efectos de este análisis bibliográfico nos remitiremos solo a tres (3) antecedentes de interés que detallan bastante bien algunas características relevantes de estos fenómenos y que describimos a continuación:

- "Análisis de la Vulnerabilidad del Sector Oriente de la ciudad de Santiago ante la ocurrencia de Aluviones y Crecidas, Región Metropolitana". AC Ingenieros Consultores (1996).
- "Determinación del peligro de flujos de detritos en la Quebrada de Macul, Cuenca de Santiago". Natalia Garrido U. (2012)
- "Susceptibilidad de Remoción en Masa en la Quebrada de Macul, Región Metropolitana". Beatriz Martinez P. (2009)

El reporte de AC Ingenieros (1996) es la referencia más antigua con la que hemos podido contar acerca de eventos de aluviones ocurridos en la zona central del país, en particular, aquellos ocurridos en la quebrada de interés concentrados en el periodo 1908-1991 y cuyas características generales se describen en la Tabla 1. Respecto de esta tabla, los consultores señalan que los eventos de 1982, 1986 y 1987 corresponden a las tres crecidas más grandes ocurridas en la década de los 80 y coinciden en el poder destructivo de este fenómeno, que ocasionaron graves daños y pérdidas a los pobladores del sector precordillerano, hoy convertido en un polo de desarrollo inmobiliario.

Se indica además que estas crecidas condujeron a importantes variaciones en el perfil y las riberas del cauce. Sin embargo, se observa que no siempre existe claridad respecto de la magnitud de los eventos descritos en la Tabla 1, pudiendo corresponder estos a crecidas que causaron inundaciones localizadas o bien, inundaciones generalizadas y devastadoras. Más aún, los autores se cuestionan respecto de si algunos de estos eventos correspondieron efectivamente a aluviones, ya que tampoco (afirman) se tiene certeza si el fenómeno descrito efectivamente involucró movimiento de detritos y

porque además, en la generalidad de los casos, las conclusiones se basaron en apreciaciones subjetivas del fenómeno donde no siempre intervinieron especialistas.

Otra observación de interés que se desprende de este reporte, menciona la incerteza respecto de la simultaneidad de ocurrencia de los eventos descritos en la Tabla 1. La única información de la que realmente se tiene certeza, corresponde a los aluviones ocurridos en la Quebrada de Macul en Diciembre de 1991 y Mayo de 1993, siendo este último, por lejos, el evento más importante por su magnitud y efecto destructivo.

Tabla 1: Eventos aluvionales anteriores al aluvión de 1993. Fuente: AC Ingenierps (1996) y Martinez (2009)

Fecha del evento	Características generales
1908	Un importante aluvión de barro y piedras transforman el cauce de la Quebrada de Macul y cruzan sobre el canal San Carlos. Se inicia una forestación de las riberas para confinar el cauce. Solo se produjeron daños en terrenos agrícolas.
1936	Un aluvión en la Quebrada de Macul produjo serios daños en el área del cruce con el Canal San Carlos, bloqueando la pasada y arrasando terrenos agrícolas.
03/03/45 al 04/03/45	Lluvias muy intensas provocaron aludes de barro en los Valles del río Colorado y Maipo en la Región Metropolitana.
20/05/46	Temporal causó daños y cortes de caminos en el Valle del rio Maipo.
20/08/53 al 21/08/53	Lluvias muy intensas provocaron rodados de piedras y lodo, que cortaron el camino en el Volcán y Central Queltehues.
1957	Un aluvión de barro en otoño (Abril) profundiza el cauce de la quebrada de Macul unos 2 m ocupando unos 20 m de ancho. Se registraron daños agrícolas y el embanque del Canal San Carlos.
18/04/59	Flujo de barro destruyó una importante extensión del canal de la Central Hidroeléctrica El Volcán de Chilectra Metropolitana S.A.
24/06/62	Rodados sepultaron a varios obreros en la mina Disputada de Las Condes.
23/03/80 al 24/03/80	Intensas lluvias provocaron aludes al interior del valle del Mapocho, Maipo, Yeso y Colorado provocando cortes de caminos y daños en diversas infraestructuras.
Julio/81	Flujo detrítico cayó sobre la bocatoma de la Planta Queltehues de Chilectra provocando la muerte de 2 personas y causando graves daños en la estructura de la captación.
27/Junio/82	Intensas precipitaciones causaron rodados en el Cajón del Maipo entre las Vizcachas y el Romeral. En Santiago se desbordó el Zanjón de la Aguada.
19/09/83	Flujo de barro en el flanco oeste del Valle del rio Ortiga, afluente del Mapocho.
1986	Crecida importante en le Quebrada de Macul, con mucho caudal líquido y poco sedimento, el que se depositó entre las cotas 800 y 1150 msnm. La línea de nieves se ubicó aproximadamente en la cota 2900 msnm.
14/07/87	Fuerte lluvia sobre los 2500 msnm provocó flujos de detritos en distintas cuencas de la zona central. Se desbordó el Zanjón de la Aguada.
29/11/87	Voluminoso aluvión en el Valle del rio Colorado arrasó con 4 campamentos de construcción de la central hidroeléctrica Alfalfal provocando 37 muertos y cuantiosos daños.
Diciembre/1991	Aluvión de barro produjo un embanque generalizado de todo el cauce de la Quebrada de Macul. Sobre la cota 1000 msnm se ubicó un depósito de piedras mayores. La línea de nieves de esta tormenta de verano se ubicó sobre la cota 3200 msnm.

AC Ingenieros (1996) señala también que el fenómeno de crecidas en el área se puede atribuir a los siguientes factores fundamentales, ligados entre sí y que permiten considerar a la cuenca como un factor de desequilibrio físico en la comuna de la Florida. Estos factores se explican a continuación:

- Factores geomorfológicos, como la altitud media del macizo andino con condiciones de barrera orográfica y la existencia de tres cauces efectivos: menor, mayor y mayor excepcional.
- Factores climáticos, asociados a la variable climática que incluye la circulación frontal de los meses de invierno y la influencia de la altitud de la isoterma 0 al momento de producirse un peak de tipo fluvial.
- Factores culturales, asociados a quienes habitan el sector, quienes poseen una deficiente percepción de las características del medio que habitan, lo cual los lleva a localizarse en espacios de alto riesgo, alterando las condiciones del cauce y su entorno, aumentando el grado de vulnerabilidad en que se encuentran.

En el trabajo de memoria de Martinez (2009) también se realiza un análisis bastante detallado de algunos de los eventos descritos en la Tabla 1. Los antecedentes históricos proporcionados en este estudio se pueden considerar como una extensión del informe de AC Ingenieros, pero que aporta la visión de geólogos que han investigado la zona. Se recomienda al lector consultar las referencias citadas en dicho trabajo.

La autora señala que para la zona oriente de Santiago se cuenta con un catastro de remociones en masa que considera principalmente flujos de detritos y barro, los cuales han tenido como factor gatillante lluvias intensas en períodos cortos. Garrido (2012) reafirma esta visión señalando a las precipitaciones como factor causante de primer orden. Se señala además que se puede incorporar, en segundo orden de importancia, la variable sísmica que logra desestabilizar el suelo con aceleraciones sucesivas. Garrido también agrega, como factor de tercer orden, que se pueden incorporar la desestabilización de taludes inducida por la deforestación y la construcción de laderas y caminos.

Todos estos aspectos son de gran interés para el presente estudio, haciendo cuenta que estas características han coincidido con algunos eventos recientes de precipitaciones ocurridos en las zonas central y norte del país como el aluvión de Chañaral (2015) y que algunos han atribuido a "síntomas" del cambio climático. En concreto el estudio citado describe con mayor detalle los siguientes casos:

- **Evento del 27 de Junio de 1982:** Se indica la existencia de un gran temporal que azotó a la zona central del país durante el invierno. Este temporal causó grandes daños, sobre todo en las zonas cordilleranas de las regiones V, VI y RM. Diarios de la época documentan el desborde del río Mapocho en los sectores de Lo Curro, Bellavista y Quinta Normal y la ocurrencia de importantes crecidas de las quebradas del Sector Oriente, entre ellas de la Quebrada de Macul generando, aguas abajo, el desborde del Zanjón de la Aguada y que dejó las calles aledañas cubiertas de lodo. La crecida de la Quebrada de Macul se caracterizó por su gran caudal líquido y sólido, el cual se depositó entre las cotas 750 msnm y 1150 msnm. Se observaron además, derrumbes en Sewell y rodados de nieve y tierra en el sector de Las Vizcachas y el Romeral, en el Cajón del Maipo. También, el camino internacional Los Andes-Cristo Redentor estuvo

cortado desde Los Andes a la Cordillera, por derrumbes y nevazones. En el mismo texto se señala que el sistema frontal se dejó caer desde el 23 hasta el 27 de Junio y estuvo compuesto por cuatro (4) frentes, de los cuales el último fue el causante de las inundaciones en la capital. En este último frente, la isoterma 0 se ubicó en promedio a los 2400 msnm.

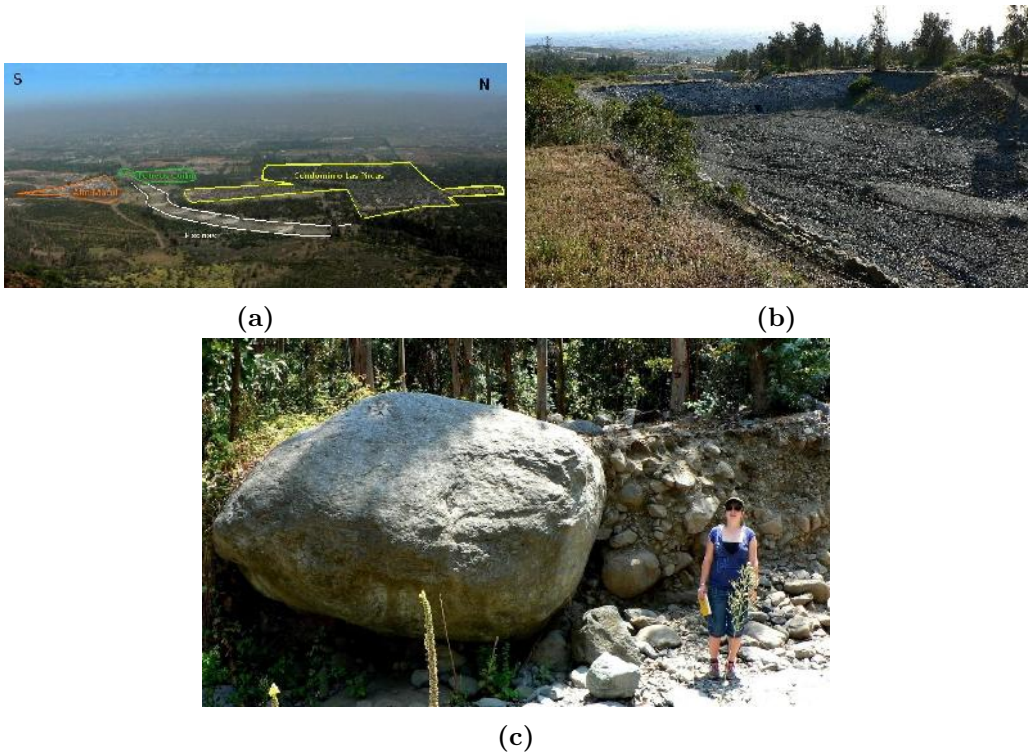
- **Evento del 15 al 17 de Junio de 1986:** Se reporta una intensa tormenta que afectó desde la V a la VII Región y que generó el desborde de los ríos Mapocho, Maipo y Tinguiririca. Además, 18 comunas de la Región Metropolitana fueron declaradas "Zonas de Catástrofe". Para la Región Metropolitana el registro periodístico del día 17 de Junio destaca, como la situación de mayor peligro, el desborde del canal San Carlos y Zanjón de la Aguada, además del río Mapocho. También se destaca el aumento considerable del caudal de las quebradas del sector oriente de Santiago, destacándose la Quebrada de Macul, la cual depositó gran cantidad de sedimentos, entre los 800 msnm y 1150 msnm. Las principales crecidas ocurren en la madrugada del día 16 de junio cuando la lluvia alcanzó la mayor intensidad. El cauce de la Quebrada de San Ramón, también se desbordó dejando las calles de la comuna de La Reina con gran cantidad de depósitos de barro. Se señala además las altas temperaturas ocurridas durante el temporal, que ubicaron la cota de la isoterma 0 en torno a los 2900 msnm.

- **Evento del 14 al 17 de Julio de 1987:** De acuerdo a información periodística recopilada como consecuencia del derretimiento de la nieve acumulada causado por las lluvias caídas sobre los 2500 msnm, se produjo una inundación. La comuna de Peñalolén quedó convertida en un lodazal. El día 15 de Julio se indica el desborde del Zanjón de la Aguada y el día 17 del mismo mes se señala la gran cantidad de material fino y grueso, compuesto por arena y fragmentos de rocas, que son arrastrados por el mismo canal.

- **Evento del 25 de Diciembre de 1991:** En una entrevista publicada en el diario "El Mercurio" se señaló la ocurrencia de un aluvión en la quebrada de Lo Cañas, al sur de la Quebrada de Macul, producto de una lluvia de 25.6 mm en 24 horas.

Si bien la identificación de los mecanismos gatillantes es un aspecto clave en mejorar nuestra capacidad de predicción de flujos de detritos, por otra parte el diseño de estructuras de protección contra eventos de este tipo también ha abierto una rama muy amplia de investigación en esta área y vital para mitigar sus indeseados efectos. Es bueno tener en cuenta que muchos de los conceptos aplicados al diseño de obras hidráulicas clásicas quedan limitados en sus principios para estos casos, puesto que la reología del fluido transportado se asimila más bien a uno de tipo no newtoniano y las fuerzas involucradas en la interacción flujo-estructura también pueden variar dramáticamente, considerando que el flujo transporta sedimentos de diversos tamaños y lodos de mayor densidad e inercia que el agua haciendo más difícil su contención, entre otras razones.

La tesis de Garrido aporta elementos valiosos en esta dirección. La autora detalla en su trabajo de investigación algunas fotografías de obras de contención dispuestas en la zona de la quebrada como medio actual para mitigar los efectos de eventuales flujos de detritos. De acuerdo a Garrido, en Abril de 1995 se completó la construcción de una serie de estructuras destinadas a estos efectos, como muestran las Figuras 4a a 4c.



(a) (b)

(c)

Figura 4: (a) Vista aérea de la zona de interés donde se pueden observar los decantadores dispuestos para la contención parcial del flujo, (b) vista al poniente de un decantador en la Quebrada de Macul tomada el 28/10/2011 y (c) bloque arrastrado por algún aluvión anterior (imágenes extraídas de Garrido, 2012).

Estas obras reportaron una inversión cercana a los US$ 4,5 millones al estado chileno. La inversión incluyó faenas de limpieza, rectificación y protección de cauces y la construcción de siete (7) decantadores dispuestos a lo largo de 1590 m de cauce, entre las cotas 850 y 900 msnm con una capacidad estimada en 70.000 m^3.

2.1.1. Antecedentes Aluvión de 1993

Características Generales del evento:

De acuerdo a lo reportado por diversos autores (Ayala 1996, Naranjo y Varela 1996, Hauser 2004, Montserrat 2005, Martinez 2009), el 3 de Mayo de 1993 tras un frente cálido en altura que provocó intensas lluvias, ocurrieron los eventos de mayor importancia de remociones en masa en la zona del Sector Oriente de Santiago, debido al grado de desastre causado y por los volúmenes de material removido. El principal evento ocurrió en la Quebrada de Macul donde se generaron dos pulsos o frentes aluvionales cuyas características generales se describen a continuación:

- El caudal máximo alcanzado por el flujo aluvional habría sido de 80 m^3/s con una concentración volumétrica de sólidos promedio estimada en 38 % en volumen.

- El volumen de material sólido depositado tras el aluvión, habría sido estimado en 840.000 m^3 con sedimentos de variados tamaños comprendidos desde glandes clastos superiores a un metro de diámetro hasta arenas y sedimentos que caen en el rango de finos.

- La primera onda sobrepasó el cauce del Zanjón de la Aguada y cuyo frente tenía poco más de 1 m de altura y aproximadamente 300 m de ancho, que se desplazó a una velocidad cercana a los 15 km/h. Este frente estaba constituido por bloques de roca de hasta 1 metro de diámetro, troncos de árboles y lodo muy viscoso.

- Se reporta un segundo pulso que descendió por la quebrada minutos más tarde. En el eje del flujo, el frente sobrepasó los 3 m de altura y avanzaba a aproximadamente 30 km/hr. La velocidad y espesor del flujo disminuía hacia los lados y a medida que el frente avanzaba. Luego de estos dos frentes, el flujo disminuyó su intensidad adquiriendo un aspecto similar al de las grandes crecidas de años anteriores.

- También fueron identificados otros flujos en las quebradas de San Ramón y Lo Cañas. En la Quebrada San Ramón, el flujo alcanzó una altura aproximada de 6 m entre las cotas 800 msnm y 1200 msnm. Las causas de este aluvión fueron atribuidas a precipitaciones de gran intensidad con una acumulación aproximada de 10 mm de agua en aproximadamente 1 hora y también a la altura de la isoterma 0, la cual sobrepasó los 3000 msnm.

Algunas Consecuencias Significativas

En el estudio de AC Ingenieros Consultores (1996) se da cuenta del grado de desastre del aluvión, de acuerdo a informaciones proporcionadas por la prensa de la época y que se detallan en la Tabla 2. Según estimaciones de la época, los costos del desastre se habrían elevado a $ 7275 millones solo por concepto de daños a la infraestructura civil. Sin embargo, no se especifica si en dicho monto se incluyeron los daños a casas particulares, de las cuales alrededor de 308 resultaron inhabilitadas para ser habitadas.

El evento en cuestión afectó a alrededor de 3000 familias y la suspensión de las clases en prácticamente la totalidad de la Región Metropolitana, lo que significó al estado pérdidas diarias del orden de US$ 1 millón al día.

De acuerdo al reporte, la gran energía y las características de alta concentración de sólidos del flujo detritos que llegó al sector urbano, hicieron ver la necesidad de buscar soluciones que permitiesen controlar los graves daños materiales y en pérdidas de vidas humanas en sectores poblados de la ciudad. Este concepto parecía no estar verdaderamente internalizado en las autoridades de la época.

Tabla 2: Citas de prensa de la época sobre el aluvión de 1993 (datos extraídos del reporte de AC Ingenieros, 1996).

Fecha del evento	Características generales
Diario El Mercurio (04/05/93)	"Cuantiosas pérdidas. Aluvión arrasó sector Oriente y causó 10 muertos. Devastadores torrentes de agua desbordaron los canales Las Perdices y Canal San Carlos, arrastrando lodo, piedras y árboles sobre grandes poblaciones de la Florida, Macul, Peñalolen, La Reina y Ñuñoa" "Lodo y troncos cubrieron calles en comunas de La Reina, Avenida Ossa, Echeñique, Simón Bolivar, Príncipe de Gales, Irarrázaval quedaron prácticamente intransitables tras el aluvion" "Problemas con agua potable para gran parte de Santiago. La zona afectada está comprendida entre el Rio Mapocho, por el norte, rio Maipo, por el sur, la precordillera por el oriente y la carretera norte-sur por el poniente" "Suspendieron las clases hoy en 23 comunas de la Region Metropolitana. La suspensión beneficia a 600 mil alumnos aproximadamente del cuadrante cordillera, panamericana norte-sur rio Maipo y rio Mapocho" "El Ministerio de Obras Publicas estimo ayer que los daños en la infraestructura física del país provocados por los aluviones e inundaciones que azotaron a la zona central alcanzan a una cifra mínima de $5000 millones de pesos" "Un torrente de lodo sepultó a la población El Progreso y dejó inundadas las poblaciones Las Perdices, La Higuera, El Esfuerzo, La Araucana y Vicente Domínguez. Más de 3000 familias viven en el sector" "Aluvión arraso sector oriente y causó 10 muertos"
Diario El Mercurio (05/05/93)	"$1300 millones de urgencia a damnificados dispuso el Gobierno"
Diario El Mercurio (11/05/93)	"$170 millones costará construir una población de emergencia en la Florida" "Ministerio de OO.PP indicó que estimaciones de daños en infraestructura subió a $7275 millones"
Diario La Tercera (12/05/93)	"Un millón de dólares diarios cuesta suspender las clases, por emergencia en Santiago"
Diario La Tercera (23/05/93)	"Van en 308 las propiedades inhabitables tras el aluvión, cifras del Ministerio de la Vivienda".

De acuerdo al trabajo de Garrido (2012), se indica también que en la zona de las cabeceras de la Quebrada de Macul se produjeron modificaciones sustanciales asociadas a los cauces tributarios y quebradas menores. Anteriormente, estos cursos se encontraban cubiertos con clastos y bloques subangulosos, esparcidos en un lecho restringido al ancho de la corriente de agua y bordeados por matorrales y arbustos.

Después de los flujos de detritos de mayo de 1993, estos cauces aumentaron su ancho en, a lo me-

nos, un 100 %, exhibiendo un canal central profundo, con bancos laterales "colgados" de bloques, principalmente en los tramos cercanos a la quebrada principal. Garrido cita a otros autores en su memoria, quienes indican que hasta cierto punto, estas modificaciones constituye un mayor peligro, por cuanto estos bancos son completamente inestables y están desprotegidos.

Según la misma autora, los tramos de las zonas de transporte (también denominadas "gargantas") no muestran mayores alteraciones con la sola excepción del arrasamiento de la vegetación lateral. La vegetación de matorrales y arbustos de los sectores encajonados de fondo plano desapareció por completo, quedando una cubierta de sedimentos constituida por limos y bloques de espesor variable sobre las terrazas preexistentes. Se señala que este material es fácilmente removible por futuros flujos. Las modificaciones son más notorias en los tramos sobre el cono aluvial, donde fueron arrasados los bordes con forestación de eucaliptus y las zonas de matorrales laterales. Algunos potreros fueron cubiertos por las ramificaciones esparcidas, quedando un cauce central de hasta 250 m, notablemente más ancho que el anterior.

Los principales daños ocurrieron a partir del ápice del cono aluvial. Afectaron obras como torres de alta tensión, pequeños puentes y estructuras de contención de aguas del Zanjón de la Aguada, como muestra la Figura 5. Además, gran parte del sistema de tendidos eléctricos y telefónicos de las poblaciones amagadas, fue arrasado. Se produjeron, también, severas averías en las aducciones de la confluencia del zanjón con el canal San Carlos, el cual quedó saturado de materiales como bloques, troncos, maderas y otros objetos.



Figura 5: Imágenes de 1993 capturadas por TVN (Garrido, 2012).

Finalmente, Garrido reporta algunos datos de la ONEMI que informó un total de 26 víctimas fatales y 9 personas desaparecidas solo a comienzos de Junio de 1993. Estas personas vivían mayoritariamente en el sector urbano. Sin embargo y contrario a lo indicado previamente por AC Ingenieros, el número de damnificados fue mucho mayor alcanzando un total de 5000 personas, de las cuales

1264 fueron trasladadas a albergues. El total de viviendas afectadas se elevó a 1169, de las cuales 755 resultaron con daños y 414 con daños parciales o totalmente destruidas.

2.2. Hidrología del Lugar

2.2.1. Factores Meteorológicos Incidentes en la Ocurrencia de Aluviones

Factores meteorológicos como la intensidad de lluvias (mm/hr), precipitaciones previas y altura de la línea de nieves (HLN), son determinantes en la ocurrencia de los flujos de detritos. Estos factores estan lejos de ser constantes, ya que se encuentran condicionados por los eventos de Oscilación del Sur (fenómenos del Niño y la Niña) y Cambio Climático.

Según Garreaud (2011), estudios recientes señalan que los cambios de precipitaciones a lo largo de Chile son más difíciles de cuantificar debido a la gran variación interanual producto de los Oscilaciones del Sur (fenómenos de la Niña y el Niño). Además, el mismo autor indica que por efectos del cambio climático, se observarán mayores alturas de la línea de nieve.

La altura de línea de nieves resulta importante como desencadenante de fenómenos de remoción en masa, ya que determina el área aportante efectiva (Ap) de la cuenca durante las tormentas. Por sobre la línea de nieve, la precipitación es sólida (nieve) mientras que bajo ella la precipitación es líquida y escurrirá por la cuenca. La Tabla 3 muestra la curva hipsométrica de la Quebrada de Macul entre otros parámetros como la longitud del cauce principal L, la distancia desde el centro de gravedad de la cuenca al punto de salida L_G, la pendiente media de la cuenca S y el tiempo de concetración tc. Según Garreaud (1992), la altura media de la línea de nieve se encuentra a los 2000 m.s.n.m. ($Ap \sim 50\,\%$), por lo que de la curva hipsométrica se puede inferir que pequeños cambios de algunos cientos de metros provoca grandes variaciones en el área aportante de la cuenca durante eventos de precipitación.

Tabla 3: Caracteristicas de la cuenca en estudio (Vargas, 1999).

Cota (m.s.n.m.)	Área (km^2)	Área (%)	L (km)	L_G (km)	S (%)	tc (hrs)
1500	6.09	24	5.0	2.0	0.54	0.7
2000	12.98	51	6.8	3.8	0.56	0.9
2500	21.59	84	7.8	5.0	0.53	1.0
3000	25.29	99	8.6	5.2	0.53	1.1
3200	25.57	100	9.0	5.3	0.53	1.1

Una muestra del efecto de la ubicación de la línea de nieves en los fenómenos de remoción en masa, es lo ocurrido en el aluvión de 1993 en la quebrada de Macul en que la altura de nieve fue de 3240 m.s.n.m. quedando el 100 % de la cuenca como área aportante efectiva incrementando no solo el caudal líquido a la salida de la cuenca, sino también el área suceptible a desencadenar fenómenos de remoción en masa.
La tabla 4 muestra algunos eventos registrados en la Quebrada de Macul descritos por Vargas (1999) donde estima el caudal suceptible de haber ocurrido durante dichos eventos, incluido el evento de 1993.

Tabla 4: Características de eventos ocurridos em Quebrada de Macul (Vargas, 1999). $P_{24}(t)$ **es la precipitación diaria observada,** $P_{24}(t-)$ **es la precipitación durante el día anterior al fenómeno,** i_{tc} **es la intensidad de precipitaciones máxima en la cuenta durante un tiempo igual al de concentración de la cuenca, IPA es el indice de precipitación antecedentes durante los 30 días anteriores al evento y** HLN **es la altura de la línea de nieve.**

Fecha	$P_{24}(t)$ (mm)	$P_{24}(t-)$ (mm)	i_{tc} (mm/hr)	IPA (mm)	HLN (msnm)	Área (km^2)	Q (m^3/s)
06/27/82	20.2	61	11.3	145	2300	17.6	22.7
06/16/86	18.6	40.6	10.2	137	2230	16.9	18.6
07/14/87	51.1	64.9	13.6	6.9	2170	15.9	24.1
05/03/93	14.6	2.9	23.6	101.7	3240	25.6	47.5

2.2.2. Análisis Hidrológico de Crecidas

Según los antecedentes encontrados en el informe final de Prisma (2002), se entregan la recopilación de los estudios hidrológicos

1. "Estudio de Evacuación de Aguas Lluvias de las Hoyas Marginales Sector Maipo – Mapocho". D.G.A.–IPLA, 1974.
   - Utilizó la Fórmula Racional en la determinación de los caudales de crecida, con un coeficiente de escorrentía de C = 0,57.
   - Adoptó una línea de nieves localizada en la cota 2.000 m.s.n.m.
2. "Estudio Drenaje del Area Ubicada al Oriente del Canal San Carlos". D.G.A.– Roberto Aránguiz, 1978.
   - Determina los caudales máximos a través de la Fórmula Racional, con un coeficiente de escorrentía de C = 0,50.
   - Adoptó una línea de nieves localizada en la cota 2.000 m.s.n.m.
3. "Análisis y Diagnóstico de los Eventos del 3 de Mayo de 1993 Regiones V, VI y Metropolitana". U. Católica de Chile, Escuela de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Hidráulica y Ambiental, 1993.
   - Utilizó el método del H.U.S.
4. "Análisis de la Vulnerabilidad del Sector Oriente de la Ciudad de Santiago ante Ocurrencia de Aluviones y Crecidas, R. Metropolitana". Dirección de Vialidad – AC Ingenieros Consultores, 1996.
   - Utiliza el método del H.U.S. propuesto por Benítez, Arteaga y Vargas – Gómez.
   - Adoptó una línea de nieves localizada en la cota 1.900 m.s.n.m.
5. "Actualización Estudio Plan Maestro Aguas Lluvias del Gran Santiago, Zanjón de La Aguada". Dirección de Obras Hidráulicas – AC Ingenieros Consultores, 1997.
   - Utiliza el método del H.U.S. propuesto por Benítez, Arteaga y Vargas – Gómez.

6. "Plan Maestro de Evacuación y Drenaje de Aguas Lluvias del Gran Santiago". Dirección de Obras Hidráulicas – CADE-IDEPE, 2001.

   - Utilizó la Fórmula Racional y el H.U.S. propuesto por Benítez – Arteaga. Para la Fórmula Racional considera un coeficiente de escorrentía que varía con el período de retorno, tomando C = 0,34 para T = 2 años y C = 0,50 para T = 100 años.
   - Para ambos métodos adoptó una línea de nieves localizada en la cota 2.000 m.s.n.m.

De los seis (6) estudios recopilados por la empresa Prisma en el año 2002, el calculo de caudales considera las líneas de nieve menores o iguales a los 2000 m.s.n.m. En la Tabla 5 se muestra un resumen con los distintos resultados obtenidos de la recopilación de antecedentes realizada por Prisma, 2002.

Tabla 5: Resumen de caudales máximos de crecida (líquidos) Quebrada de Macul, distintos autores (Prisma, 2002)

Estudio		$Q_{Liquido}(m^3/s)$ Tr = 2 años	Tr = 5 años	Tr = 10 años	Tr = 25 años	Tr = 50 años	Tr = 100 años	Tr = 200 años
D.G.A. – IPLA, 1974		27.80	34.60	39.40	44.20	50.00	54.70	
D.G.A. – Roberto Aránguiz, 1978		20.80	26.80	33.30	35.70	40.10	42.20	
U. Católica de Chile, 1993				11.00		31.00	43.00	96.00
Dirección de Vialidad – AC Ingenieros Consultores, 1996						51.00	75.00	94.00
Dirección de Obras Hidráulicas – AC Ingenieros Consultores, 1997		6.00		16.00		51.00	80.00	118.00
Dirección de Obras Hidráulicas – CADE-IDEPE, 2001	Racional	17.95	23.93	28.80	37.57	44.82	53.68	
	H.U.S.	8.36	13.68	16.99	24.22	29.43	34.67	

Por otra parte, Vargas (1999) estimó los caudales de diseño y los caudales máximos probables para la Quebrada de Macul (Tabla 6).

Tabla 6: Caudales de diseño, según isoyetas de precipitación máxima diaria (Vargas, 1999).

Período de retorno (años)	Precipitación máxima diaria	Intensidad máxima (mm/hr)	Caudal (m^3/s)
5	70.2	15.1	22.1
10	86.0	18.5	28.6
20	101.8	21.9	35.0
50	123.1	26.5	43.7
100	139.8	30.1	50.5

Los caudales de diseño mostrados en la Tabla 6, han sido calculados considerando como cuenca aportante promedio la definida por la cota 2000 m s.n.m., utilizando como relación precipitación-escorrentía el hidrograma unitario sintético con una lluvia de duración igual al doble del tiempo de concentración de la cuenca. Además, se ha estimado la precipitación máxima diaria asociada al período de retorno de 10 años basándose en el mapa de isoyetas DGA (1990), mientras que los valores asociados a los otros periodos de retorno, fueron obtenidos sobre la base de coeficientes de frecuencia propios para la región.

Finalmente Vargas (1999) calculó la crecida máxima probable susceptible a ocurrir en la cuenca de la Quebrada de Macul y con el ello, determino el caudal máximo probable (Tabla 7).

Tabla 7: Caudal máximo probable en la Quebrada de Macul (Vargas, 1999).

Duración (horas)	Precipitación (mm)	Caudal (m^3/s)
2	74.1	172
4	127.4	220
6	166.2	237
8	191.4	221

En función de estos cálculos, Vargas (1999) concluye que "es conveniente destacar que el caudal máximo estimado para la crecida que ha causado mayor daño en la zona de la quebrada de Macul representa sólo el 20 % de la crecida máxima probable, factible de ocurrir en el lugar".

2.2.3. Caudales de Detritos

El estudio realizado por Ayala, Cabreras y Asociados LTDA (1996) determinó las caudales detríticos para distintos periodos de retorno, considerando una concentración volumétrica de sólidos de un 38 %. Esta concentración fue la estimada en el aluvión ocurrido el 3 de mayo de 1993. Los caudales detríticos mencionados se indican en la Tabla 8.

Tabla 8: Caudal Líquidos y Detríticos para distintos Periodos de Retorno (Ayala, Cabreras y Asociados LTDA, 1996).

Período de Retorno (años)	Caudal Líquidos (m^3/s)	Caudal Detrítico (m^3/s)
50	51	82
100	75	121
200	94	152

2.3. Diseño de obras de desvío del flujo aluvional

Para desviar una parte del flujo de detritos hacia la hondonada, se evaluarán dos tipos de obras hidráulicas y la combinación entre ellas. Estas obras corresponden a un vertedero lateral que permitirá verter parte del flujo hacia la hondonada y una presa de apertura vertical ("slit dam") que actuará como obra de control del flujo detrítico.

Las presas de apertura vertical, o "slit dams", consisten en estructuras que poseen una o más aperturas verticales como se muestra en la Figura 6 y tienen como función principal, dosificar el caudal de detritos durante una crecida. Además, este tipo de presas permite que los flujos menores transiten a través de la estructura. Por esta misma razón, ciertas fracciones de sólidos que queden depositados en un evento aluvional, pueden ser arrastradas posteriormente por flujos menores.

La dosificación del caudal de sedimentos transportados por el flujo detrítico, se logra por un efecto de remanso aguas arriba de la presa. Este remanso, provoca una reducción en la velocidad del flujo favoreciendo la sedimentación de gran parte de las partículas (separación hidrodinámica). Estas obras, retienen temporalmente el sedimento transportado interceptando el material más grueso y

permitiendo el paso de las partículas más finas (Armanini. 1991, Armanini y Larcher, 2001).

La separación entre elementos en este tipo de presas, se expresa en relación al tamaño de sedimentos. Ashida y Takahashi (1980) realizaron experimentos, donde investigaron el funcionamiento de las presa tipo grilla y encontraron el siguiente criterio para diseñar la separación entre los elementos:

$$l_s/d_{max} = 1.5 \sim 2.0 \tag{1}$$

donde l_s es el espaciamiento entre los elementos y d_{max} corresponde al diámetro máximo de partículas arrastrada por el aluvión. Si se tienes valores menores a 1.5 se estima que todo el material es atrapado por la presa y nunca saldrá a través de la presa por los flujos pequeños. Mientras si los valores son mayores a 2, la mayoría de los granos son atrapados en un principio, para después salir por efectos del flujo de detritos que sigue.

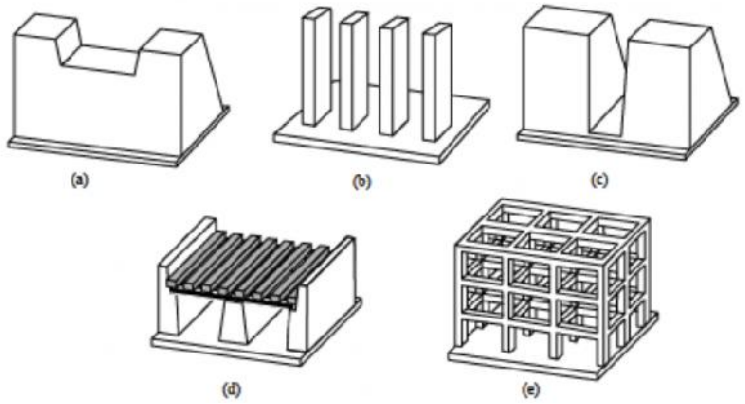


Figura 6: (a) Presa de Control; (b) Presa abertura; (c) Presa abertura rectangular; (d) Pantalla de infiltración de fondo; (e) Presa de grilla (Lien 2003).

Mizuyama et al (1995) establecen que la eficiencia en la capacidad de retención de sedimentos (P) no depende solamente de la relación l_s/d_{max} sino también d la concentración de sólidos (C) y la velocidad del frente del flujo de detritos. Mediante análisis experimentalmente obtuvieron los siguientes resultados:

$$P = 1 - \frac{Q_{sp}}{Q_{sp0}} = 1 - 0.11\left(\frac{L_{min}}{d_{95}} - 1\right)^{0.36} C^{-0.93} \tag{2}$$

donde P es el grado de reducción del caudal máximo de arraste de sedimentos, Q_{sp} es la descarga máxima de arrastre de sedimento con estructura, Q_{sp0} es la descarga máxima de arrastre de sedimento sin estructura, L_{min} corresponde a la separación mínima de los elementos de la estructura, d_{95} al diámetro de los sedimentos cuyo tamaño excede al del 95 % de la muestra y C la concentración volumétrica de sedimentos.

Lin et al. (1997) realizaron un estudio experimental para simular el paso de un flujo detrítico por tres presas abiertas. Estas corresponden a una compuesta por columnas verticales (slit dam), otra compuesta por enrejados (grid-type dam) y la última por vigas horizontales (beam dam). Los experimentos se realizaron en un canal de 7 m de largo, 0,6 m de ancho y 0,3 m de alto. La separación entre los elementos de las presas (L) se relacionó con el tamaño máximo de los sedimentos (D_{max}). Se encontró que la razón L/D_{max} tiene directa relación con la capacidad de retención y separación de las distintas fracciones de sedimento. También la pendiente del canal juega un rol importante.

Mediante correlaciones, Lin et al. (1997) obtuvieron relaciones tanto para la retención (R) como para la segregación de los sedimentos producto de la interacción del flujo con los distintos diseños ensayados. En forma gráfica se presentan los resultados obtenidos para la retención (Figura 7), la cual se define como:

$$R_s\,\% = \frac{T}{T+P} \times 100\,\% \tag{3}$$

donde, T corresponde al peso del material sólido retenido por la presa y P es el peso del material sólido que pasa aguas abajo de la presa. De los resultados obtenidos concluyen que la presa de enrejados y las de columnas verticales poseen la mejor capacidad para retener sedimentos, mientras que la de vigas horizontales posee una mejor capacidad para separar las distintas fracciones granulométricas. Además, Lin et al. (1997) realizaron mediciones de la fuerza de impacto del flujo sobre cada uno de los diseños.

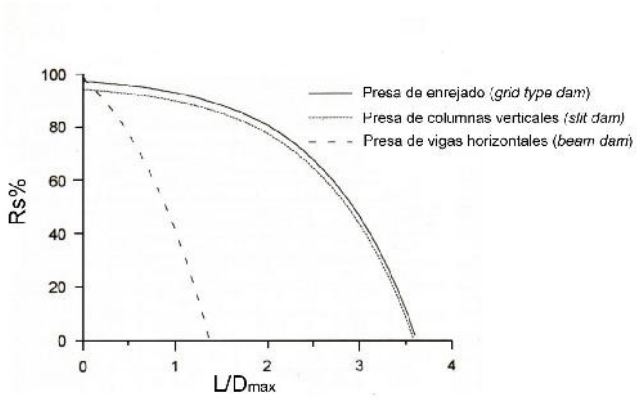


Figura 7: Retención en función del L/D_{max}. Ángulo del canal, 17° (Lin et al., 1997).

2.4. Geología y Geomorfología de la Quebrada de Macul

La Quebrada de Macul se ubica en los faldeos cordilleranos de la zona sur-oriente de Santiago, siendo ésta el límite entre las comunas de Peñalolen y la Florida. La Quebrada de Macul posee una hoya hidrográfica de 7 km de longitud abarcando una superficie de 25.57 Km^2 y se encuentra limitada al norte por el cerro El Abanico (2152 m.s.n.m.), al sur por los cerros Bandera (2077 m.s.n.m.) y las Manillas (2499 m.s.n.m.), al este por los cerros San Ramón (3253 m.s.n.m.) y Punta de Damas

(3149 m.s.n.m.) y al oeste por la ciudad de Santiago.
Los fenómenos de remoción en masa y flujos aluvionales están condicionados fuertemente por la geología y geomorfología. Por un lado, la geología explica el tipo de sedimentos presentes en la zona que podrían potencialmente ser transportados en flujo aluvional, mientras que en la rama de la geomorfología los rasgos más importantes a considerar son las pendientes de las laderas de la cuenca, su altura, exposición al sol, etc.

2.4.1. Estudio Geológico

La geología de la zona se muestra en la Figura 8. Esta ha sido extraída de Martínez (2009) y se recomienda al lector consultar la referencia para mayor detalle. Además, en el Anexo A se describen cada uno de los depósitos indicados en la figura 8.

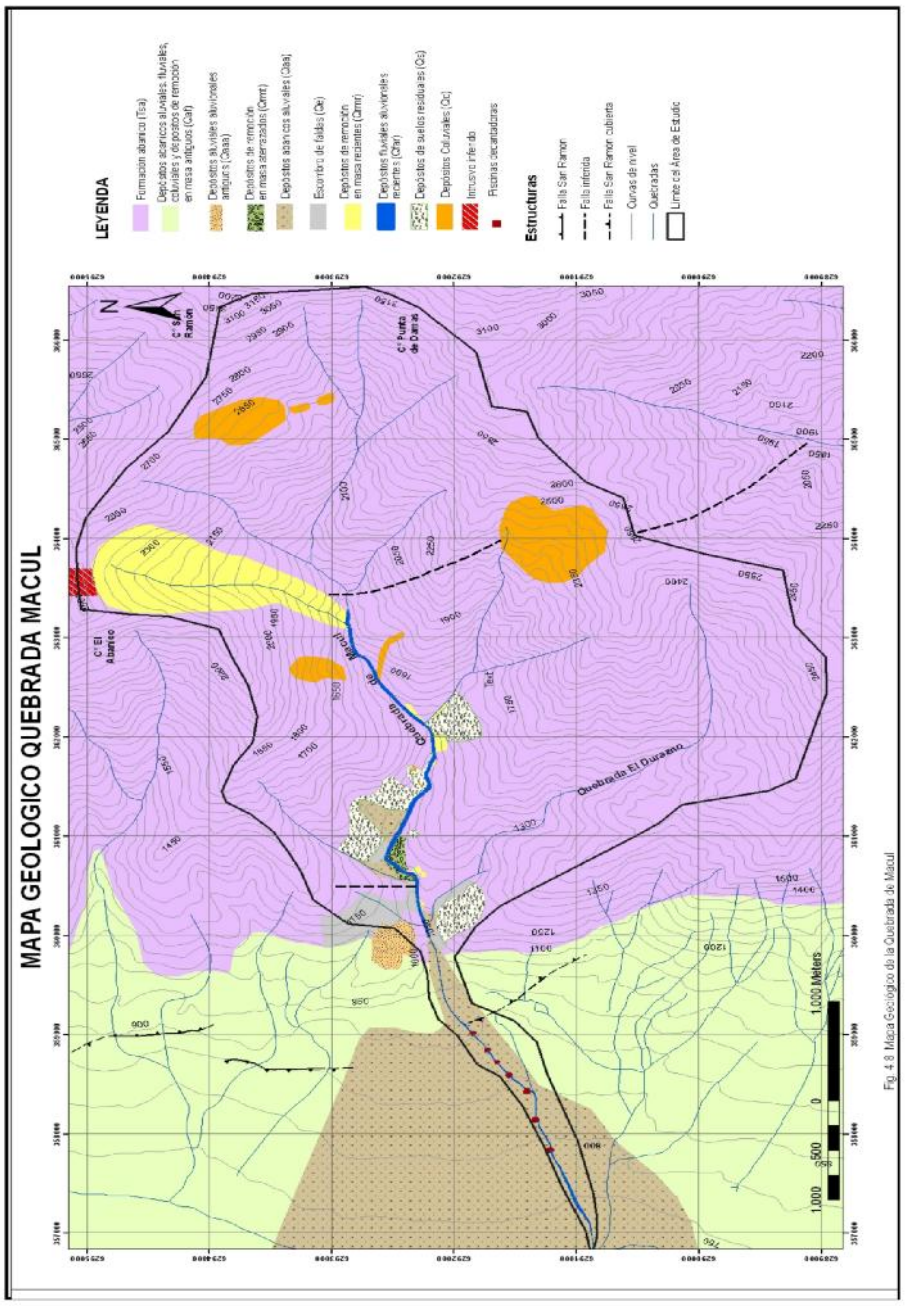


Figura 8: Mapa geológico Quebrada de Macul.

2.4.2. Estudio Geomorfológico

Martínez (2009) menciona que la Quebrada de Macul presenta en la ladera norte de la zona central de la cuenca hidrográfica terrazas, un cono de deyección, deslizamientos de suelo, afloramientos de roca que aparecen bajo el material removido, escombro de falda, suelos aluviales, coluviales y mucha vegetación. Además, en las zonas aterrazadas se presentan abruptos cambios topográficos. A su vez,

por la ladera sur, se identifican escombros de falda, depósitos coluviales, deslizamientos, escasos afloramientos de roca con fracturamientos y en el cauce se observan grandes bloques de hasta 2m. En la ribera norte se encuentran sedimentos caóticos, bloques angulosos con un tamaño promedio de 5m. Además se aprecia un muro subvertical de unos 6m de altura por la ladera norte.

En esta cuenca se aprecia una alta presencia de fenómenos de remoción en masa y aporte de grandes bloques al cauce principal. Éste tipo de fenómenos está fuertemente influenciado por la pendiente de las laderas. Martinez (2009), basada en modelos de elevación digital (DEM) muestra un mapa de pendientes en la cuenca de estudio predominando aquellas en el rango entre 30° y 45° grados y pendientes máximas de 60°. En el cauce principal predominan aquellas pendientes entre 10° y 30° grados. El mapa de pendientes generado por Martinez (2009) se observa en la Figura 9.

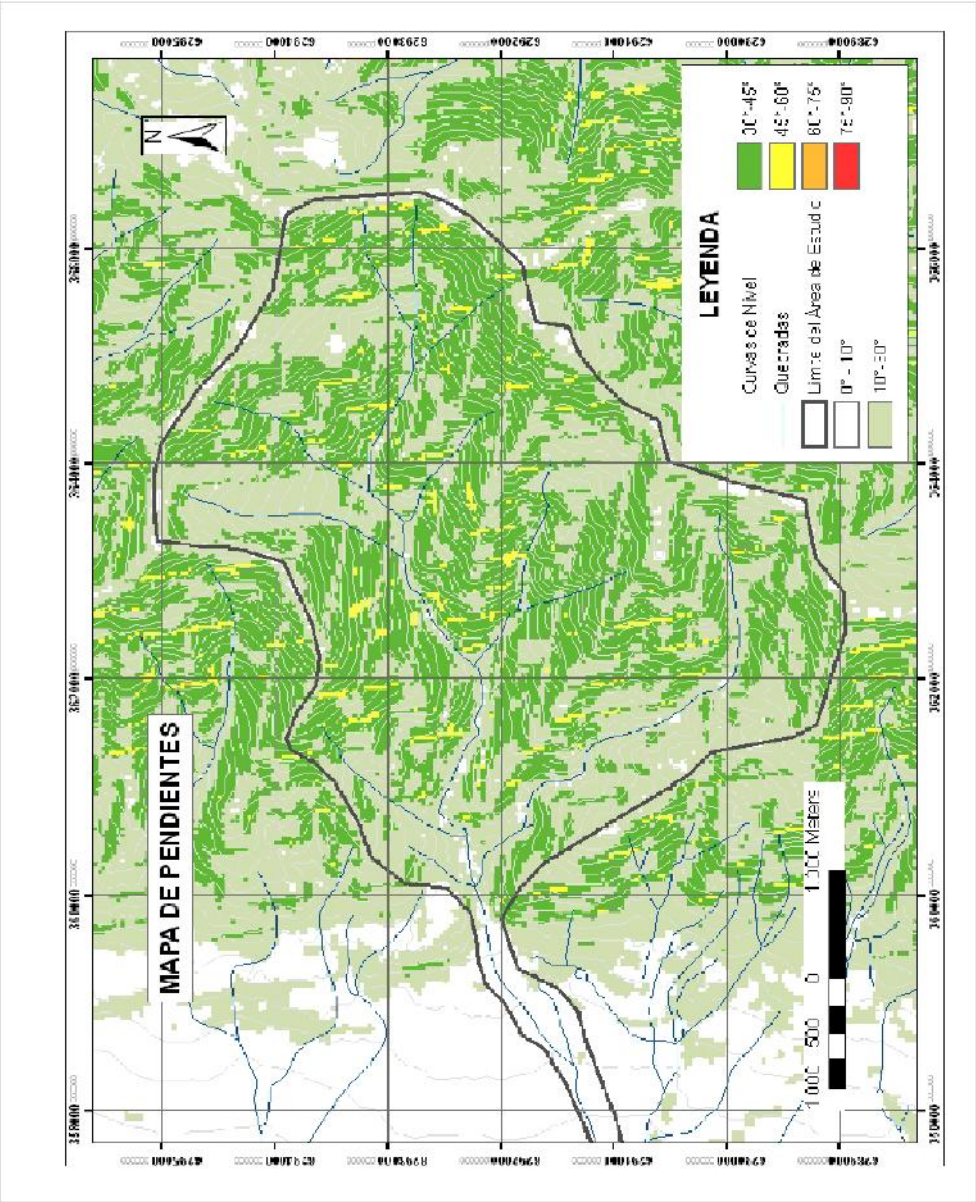


Figura 9: Mapa de pendientes en la Quebrada de Macul, Martinez (2009).

Otro factor importante en los procesos de remoción en masa es la humedad del suelo, la cual está fuertemente influenciada por la exposición al sol de las laderas de la cuenca. Así, las laderas con exposición Norte presentan suelos predominantemente áridos debido a su alta exposición al Sol. Las laderas con exposición E o W poseen una exposición parcial al sol por lo que presentan suelos más húmedos, pero en menor medida que aquellas laderas de exposición sur las cuales poseen la la menor exposición al sol y por ende una mayor humedad. Martínez (2009) elabora un mapa de exposición de las laderas a partir de un DEM (ver Figura 10). En ella se observa un predominio de laderas con exposición sur, siguiéndoles las de orientación Este, Oeste, combinaciones entre ellas y en último lugar las con exposición Norte.

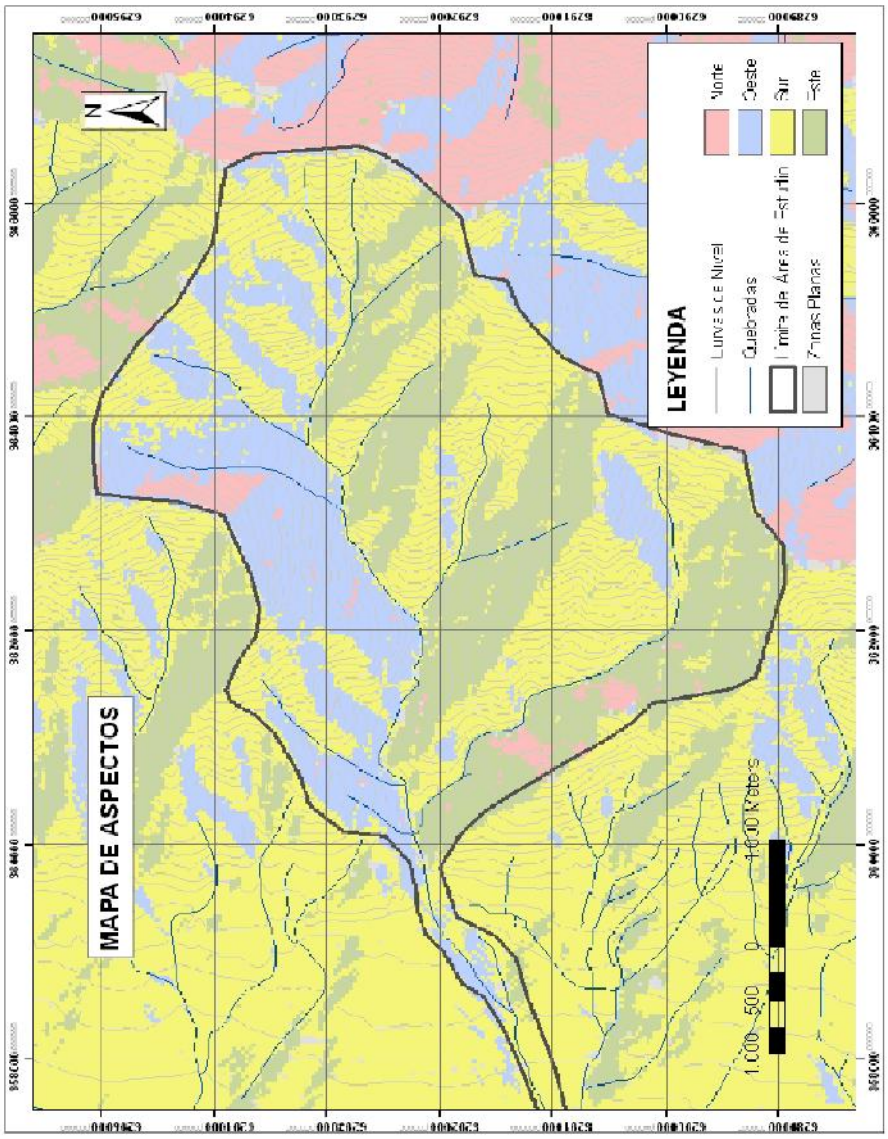


Figura 10: Mapa de exposición de las laderas en la Quebrada de Macul, Martinez (2009).

Entendiendo susceptibilidad como la capacidad o potencialidad de una unidad geológica o geomorfológica de sufrir un proceso geológico determinado, Martinez (2009) basada en la metodología para un análisis de susceptibilidad de ocurrencia de un fenómeno de remoción en masa descrito por Lara (2007) y utilizando los antecedentes geológicos y geomorfológicos de la Quebrada de Macul, genera mapas de susceptibilidad en dicha quebrada para los procesos geológicos de flujos aluvionales, deslizamiento de suelo, deslizamiento de rocas y caída de rocas los cuales se muestran en las figuras 11 a 14. Es importante mencionar, que la metodología de Lara (2007) solo considera unidades con Indice de Susceptibilidad IS>50 como áreas suceptibles, mientras que no incluye en el análisis aquellas zonas con pendientes menores a 10°.

Existe una clara diferencia en la susceptibilidad de ocurrencia de fenómenos de flujos de detritos y remoción en masa en comparación con aquellos asociados a deslizamientos de roca y caídas de roca. Esto principalmente debido a que la unidad geológica principal en la cuenca es roca del tipo formación abanico (ver Figura 8). Además, de las figuras anteriores se observa que la mayor susceptibilidad a la ocurrencia de flujos de detritos y de remoción en masa se encuentran en la parte alta de la cuenca, mientras que la susceptibilidad a la caída de rocas se observa prácticamente en toda la cuenca, lo que explica la gran cantidad de bloques presentes en el cauce principal de la quebrada los cuales al ser arrastrados por un aluvión tienen un alto poder destructivo.

Además, el hecho que las áreas más susceptibles a la ocurrencia de flujos de detritos se encuentren en las zonas más alta de la cuenca, tiene una directa relación a la ocurrencia de estos flujos con la ubicación de la isoterma cero tal como ocurrió en el aluvión de 1993 donde ésta se ubico por sobre los 3000 m.s.n.m..

Respecto a la exposición al sol de las distintas laderas de la cuenca, ésta según la metodología del índice de susceptibilidad de Lara (2007), no se considera en los deslizamientos y caídas de rocas. Sin embargo, en los deslizamientos de suelos y flujos de detritos, si bien las laderas con menor exposición al sol poseen mayor vegetación mejorando la estabilidad de los suelos, ésta alcanza un máxima ponderación del 5 % en la metodología de Lara (2007).
Por último, las pendientes en las laderas de la cuenca son en su mayoría en el rango de 30 a 45 grados favoreciendo a los distintos flujos de remoción aquí descritos, lo cual junto a los antecedentes geológicos y geomorfológicos anteriormente descritos convierten esta cuenca en una hoya hidrográfica de alto riesgo para la ciudad de Santiago, en particular para las comunas de la Florida y Peñalolen.

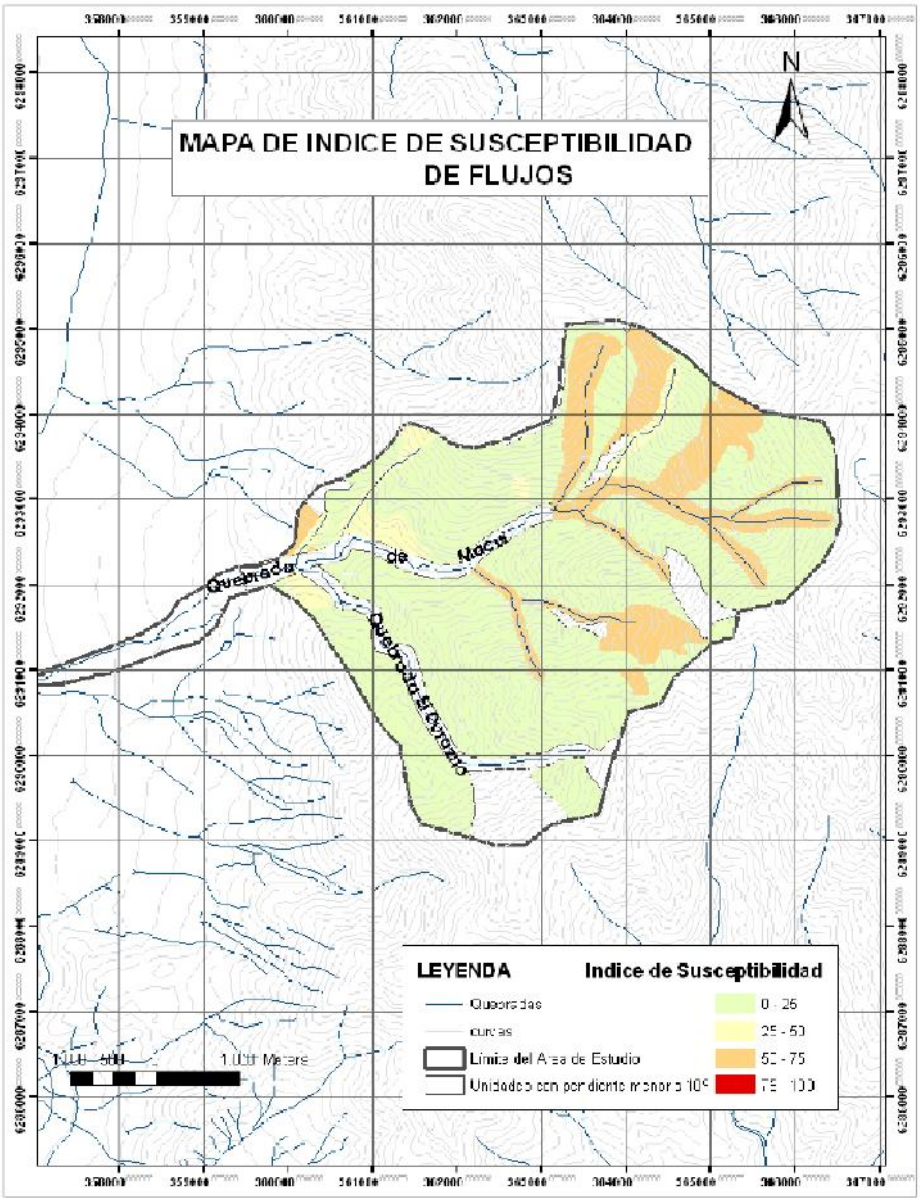


Figura 11: Indice de Suceptibilidad (IS) de ocurrencia de flujos de detritos, Martinez (2009).

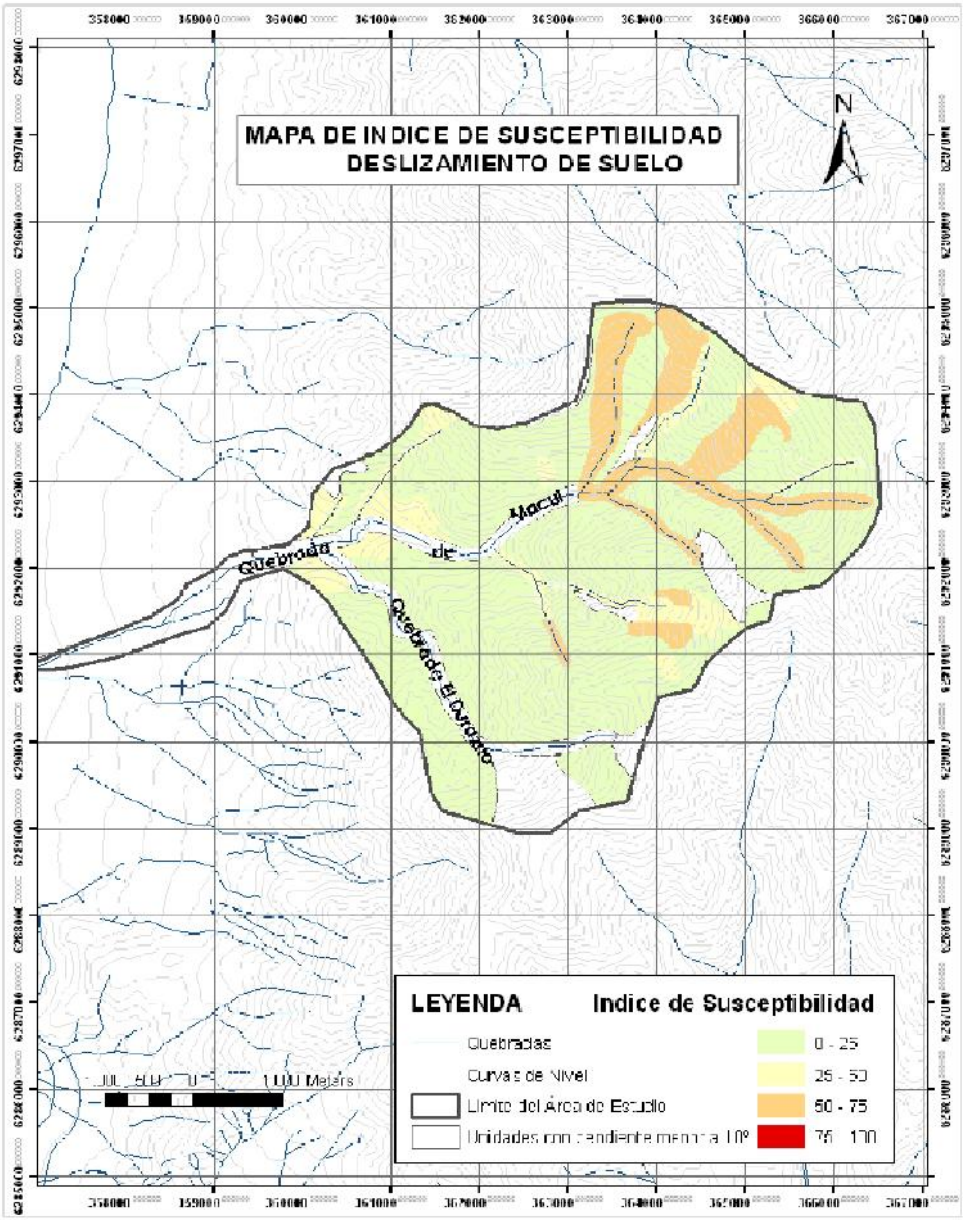


Figura 12: Indice de Suceptibilidad (IS) deslizamiento de suelos, Martinez (2009).

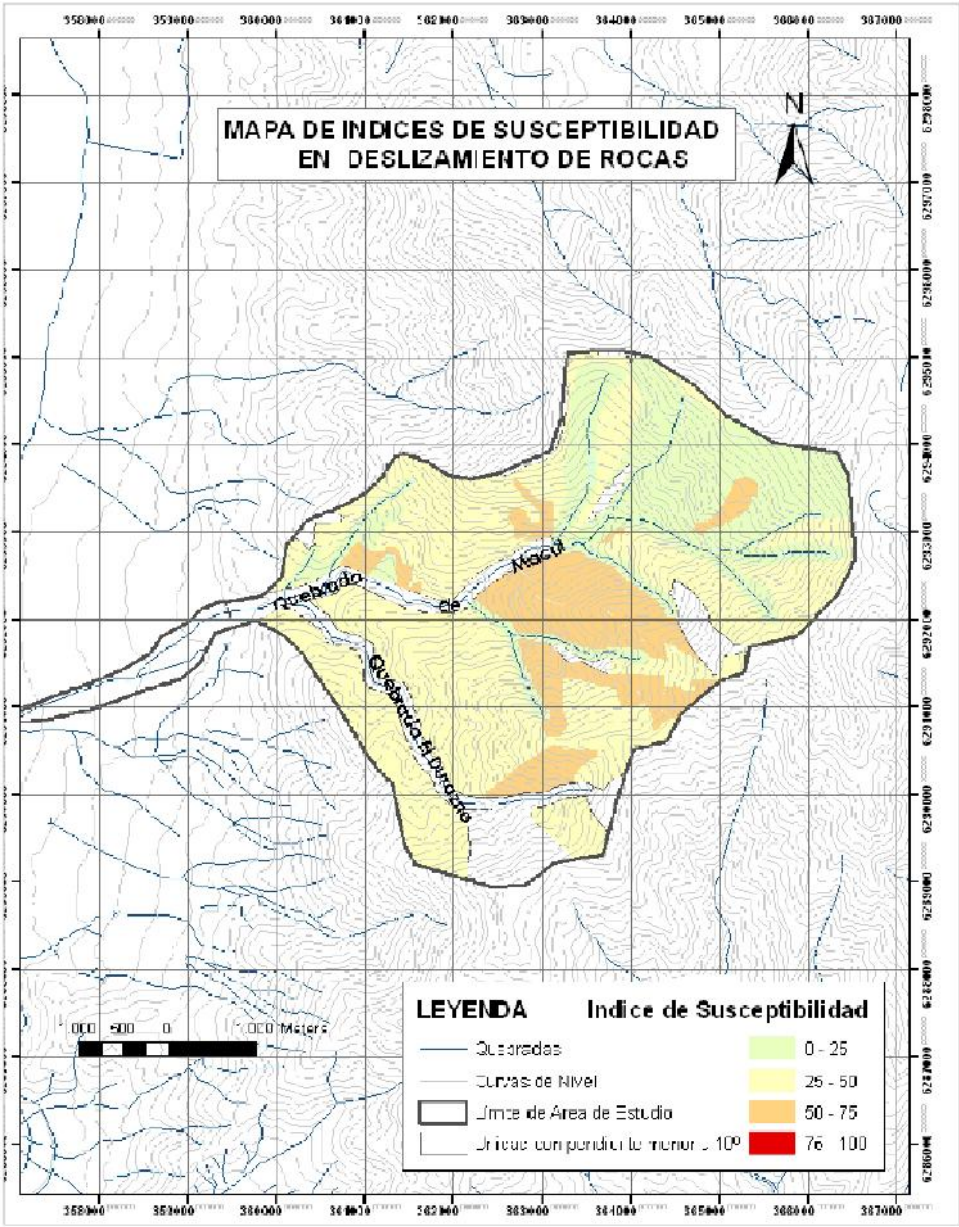


Figura 13: Indice de Suceptibilidad (IS) deslizamientos de rocas, Martinez (2009).

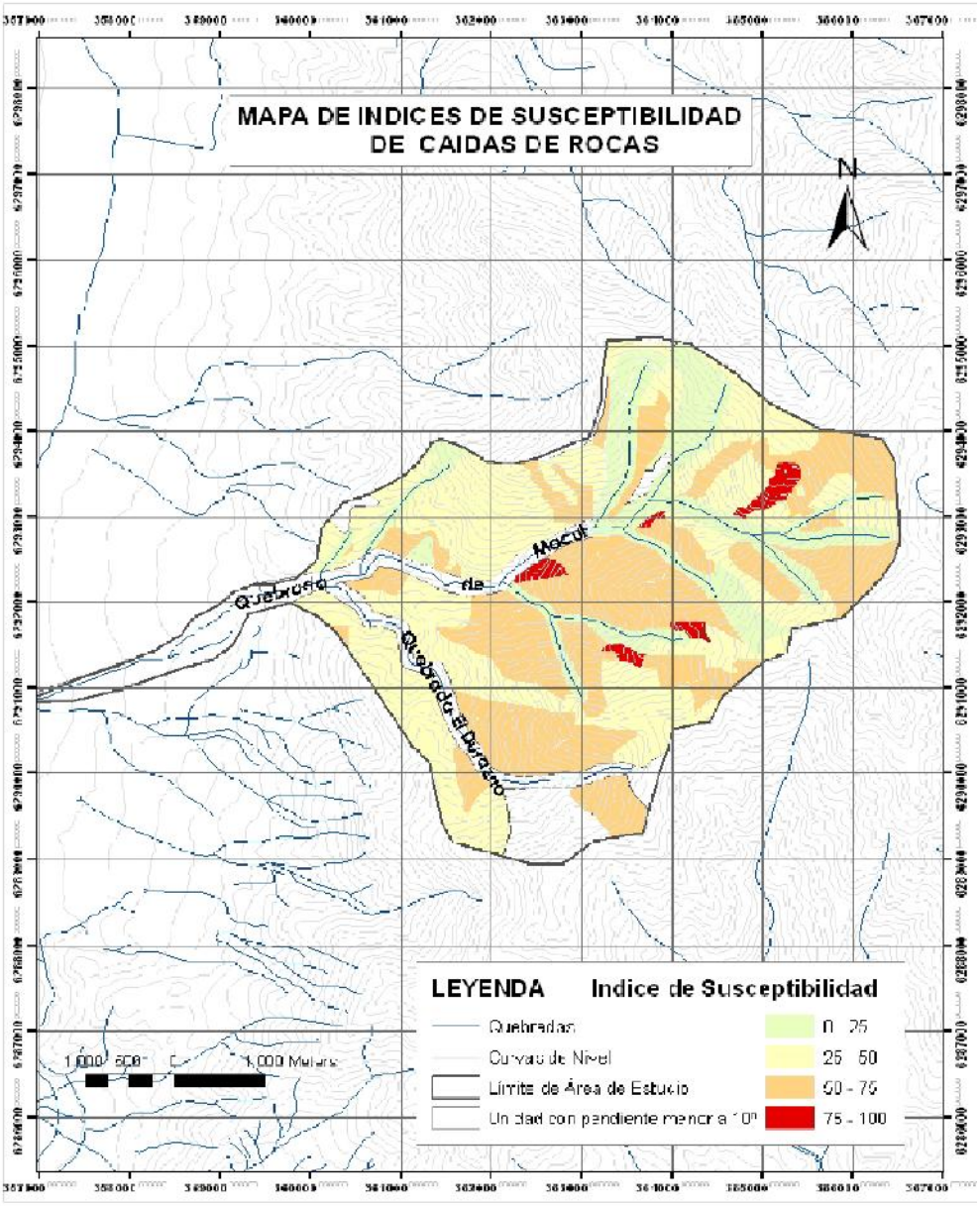


Figura 14: Indice de Suceptibilidad (IS) caida de rocas, Martinez (2009).

2.5. Modelo Numérico Existente

La empresa GEOTEST, realizó una modelación numérica utilizando el modelo RAMMS: DEBRIS FLOW. Este estudio fue encargado por la Dirección de Obras Hidráulicas en paralelo con la realización de este estudio, y sus resultados fueron mostrados durante el 2018 en la última etapa del presente estudio.

El aluvión más grande modelado por GEOTEST, fue un flujo detrítico de 3 pulsos con un volumen

total de 550.000 m^3 y densidades entre 1500 Kg/m^3 y 1800 Kg/m^3, equivalentes a una concentración volumétrica entre ∼30 % y ∼50 % respectivamente. Es importante destacar que este aluvión posee un volumen inferior a aquel ocurrido en 1993 (840.000 m^3) y está considerado como un aluvión de 100 años de periodo de retorno geológico, es decir, es un análisis estádistico de la probabilidad que ese volumen de sédimentos sea arrastrado. Este periodo de retorno difiere con el que comunemente conocemos asociado a un caudal o precipitación ocurrida en la cuenca.

El resultado de GEOTEST(2018) para un periodo de retorno geológico de 100 años se muestra en la Figura 15. Es importante recordar, que el desborde indicado por estos resultados aguas arriba del decantador n°1, no fue considerado en el presente estudio, sino que, se considera que todo el caudal detrítico ingresa al decantador n°1 (Ver sección 1.3 Alcances del estudio)

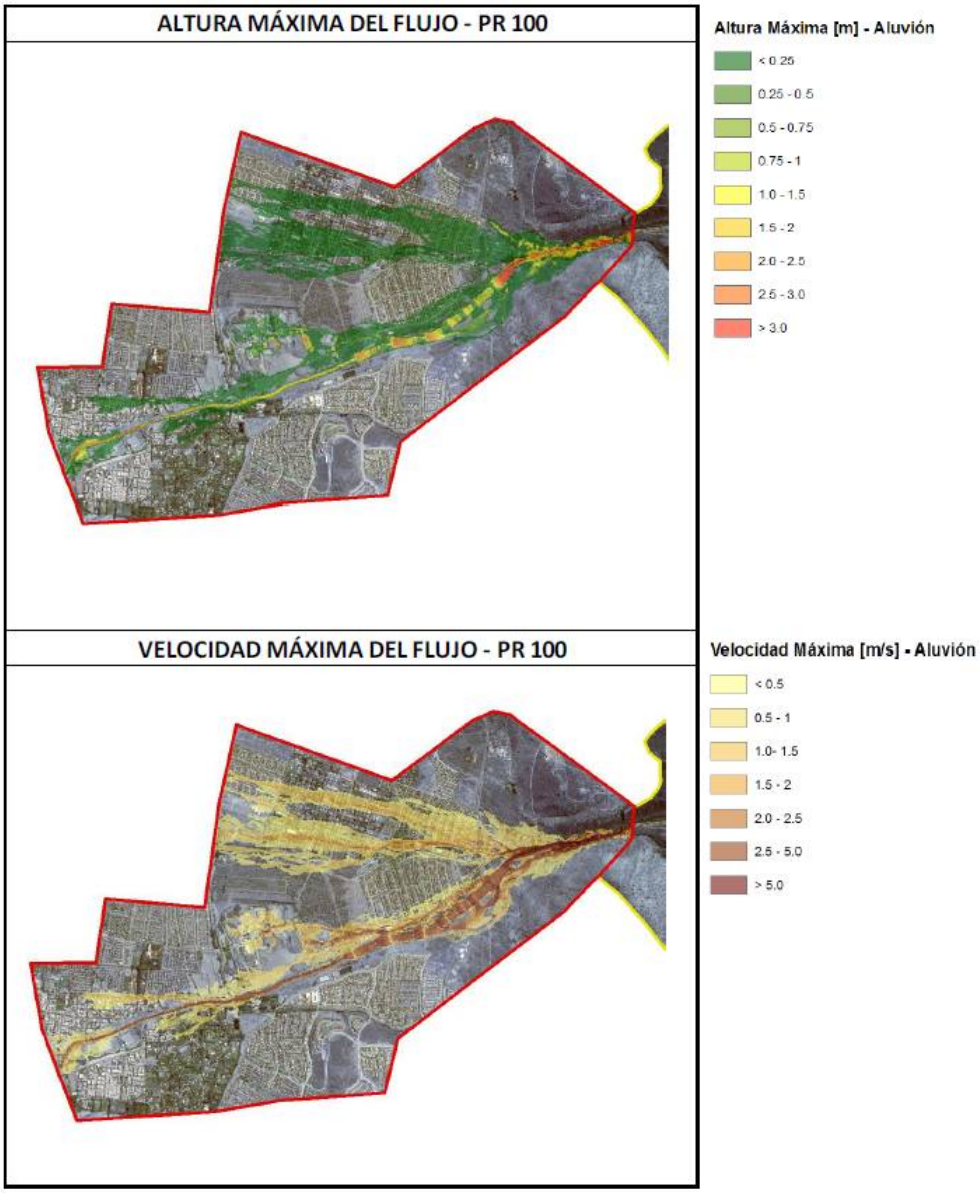


Figura 15: Modelo númerico GEOTEST(2018) para un aluvión de periodo de retorno de 100 años.

2.6. Modelos Físicos Existentes

En la literatura distinguimos dos grupos esenciales de modelos físicos de carácter aluvional:

- Modelos a escala reducida con fines de investigación.
- Modelos a escala reducida que surgen de problemas concretos de ingeniería civil.

2.6.1. Modelos a Escala Reducida con Fines de Investigación

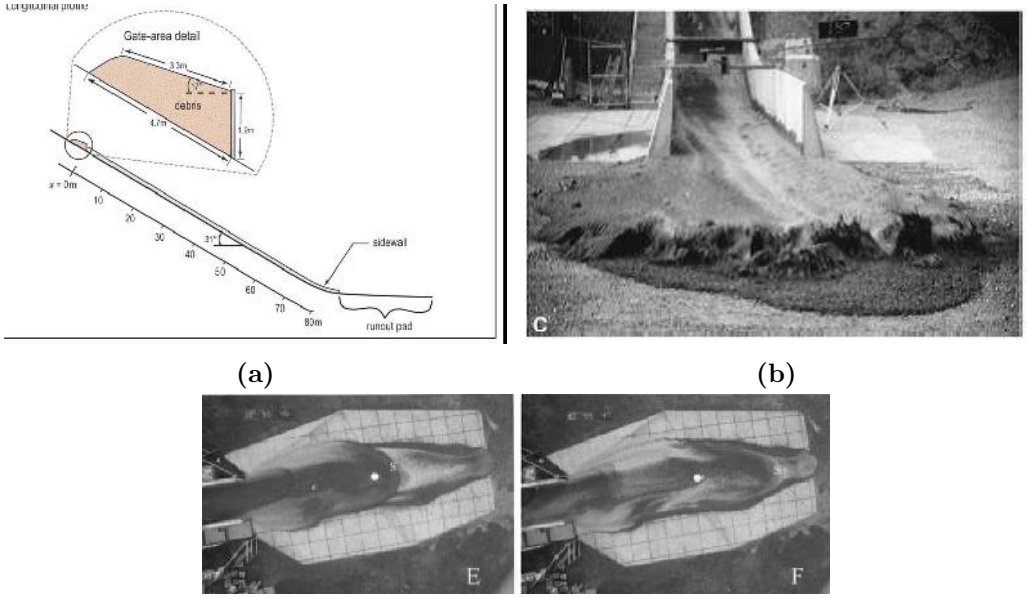
Ya sea por simplicidad constructiva o con objeto de reducir la complejidad matemática de las ecuaciones de movimiento se ha optado preferentemente por diseñar y construir canales de sección rectangular, donde un cierto volumen es liberado instantáneamente emulando el fenómeno de rompimiento de presa (dam break experiments) (Iverson 1997, Laigle 1998, Egashira 2000, Montserrat 2005, Haas 2015). Las mezclas en estos experimentos corresponden usualmente a mezclas de agua y algún material fino (arcilla, limos, puzolana, etc) lo que permite generar flujos de fluidos complejos de composición quasi-homogénea. En otros pocos casos, encontramos experimentos donde se ha introducido mayor heterogeneidad en la composición granulométrica del material sólido y quienes lo han hecho, ha sido pensado para estudiar las características cualitativas y geométricas del frente de estas avalanchas (Iverson 2010, Haas 2015).

Tal vez el canal más emblemático para el estudio de flujos aluvionales es el construido por el United States Geological Survey (USGS) y que ha sido documentado en varios artículos (Iverson 1997; Iverson et al. 2010) y videos ya disponibles (ver bibliografía). Este canal posee una sección rectangular, de pendiente inclinada fija, de 95 m de longitud, 2 m de ancho y una pendiente de fondo de 31° que decrece progresivamente en los últimos 7 m del canal hasta llegar a los 2.5^o y luego una planicie de depósito.

Iverson y colaboradores han usado intensivamente esta instalación realizando estudios de mezclas de agua y arcilla de concentraciones variables. Las características naturales de este canal conducen a generar flujos de regimen cercano a los de un torrente. Major & Iverson (1999) también han hecho uso de esta instalación para el estudio de otros efectos como por ejemplo la influencia de la presión de poros sobre la dinámica del flujo. La Figura 16 muestra una vista general de este canal. La Figura 17 muestra algunos resultados que han sido objetos de estudio en la instalación.



Figura 16: Vista General del Canal.(Iverson 1997; Iverson et al. 1999).



(a) **(b)**

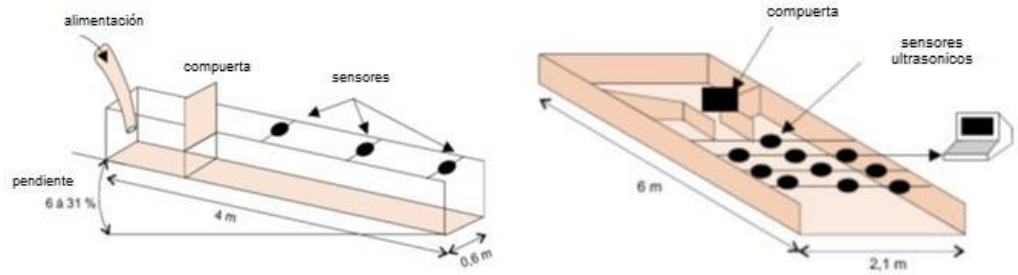
(c)

Figura 17: (a)Esquema del perfil longitudinal del canal con el depósito de mezcla, (b) Vista del frente del flujo de detritos una vez que este llega a la zona de deposición, (c) Imágenes capturadas por una cámara ubicada sobre el flujo. (Iverson 1997; Iverson et al. 1999).

Otros autores se han concentrado más en la física de fluidos complejos y han hecho esfuerzos por caracterizar el comportamiento reológico de estos materiales. Coussot & Laigle (1994) y Laigle (1998) reportan un canal de 4 a 6 m de largo y 2 m de ancho, con pendientes variables en el rango 6 a 31 %. Este canal, de dimensiones más modestas que la anterior, se ha usado para estudiar las características de un flujo de lodos muy denso, consistente en mezclas de agua y arcilla que escurren en régimen laminar. La elección de la geometría de la sección (rectangular) no es azarosa, pues así es posible simplificar la complejidad matemática de las ecuaciones de conservación de momentum y a partir de ellas plantear expresiones simples para el cálculo de variables tales como el esfuerzo de corte de fondo o la velocidad media del flujo.

Con estas mediciones de laboratorio, es posible inferir los parámetros tales como la viscosidad o el coeficiente de potencia de la ley viscoplástica, lo que a su vez ha permitido verificar la existencia de un comportamiento similar al de un fluido de tipo Herschel-Bukley.

En la Figura 18 se muestran algunos esquemas de estos canales, que cuentan además con sensores ultrasónicos para el monitoreo de la altura media de escurrimiento en diversas posiciones. Notar que la utilidad de estos sensores es limitada en tanto el lecho sea fijo. Para lechos deformables, se hace necesario recurrir a otros métodos experimentales de medición de altura y que no sabemos con exactitud si son realmente aplicables al caso de mezclas bifásicas como las que aquí interesan.



(a) **(b)**

Figura 18: (a) Dispositivo experimental usado para pruebas de flujos de mezclas de lodo donde el control de descarga se hace como si se tratase de un rompimiento de presa y (b) dispositivo experimental donde el control de descarga se hace a través de un angostamiento de la sección de entrada (Laigle, 1998).

En el ámbito del estudio de las avalanchas granulares secas es donde encontramos muchos más ejemplos de instalaciones, algunas de ellos de dimensiones espectaculares. Al hablar de "secas" se entiende el caso donde el fluido intersticial no ejerce efectos significativos sobre la dinámica del flujo y donde la disipación energética se suele atribuir a las colisiones entre los granos y al roce entre estos y la frontera de la geometría que los confina. Es así que estos estudios se han concentrado más bien en el estudio de las leyes de resistencia del escurrimiento.

Se reportan algunos ejemplos que se consideran relevantes, por el objeto de estudio y por las dimensiones de la instalación. Pudasaini et al (2005) construyó un montaje experimental para estudiar la

dinámica de avalanchas granulares constituidas por volúmenes de arena seca y homogénea liberados desde un punto alto. La instalación está hecha íntegramente en plexiglás de 4.18 m de largo y 1.60 m de ancho (Figura 19). El autor se concentró en el estudio de la variación espacial y temporal de la velocidad en la superficie libre y altura del flujo granular apoyándose en mediciones de PIV (Particle Image Velocimetry).

El método PIV se basa esencialmente en la captura de imágenes de la superficie de la avalancha con una cámara de alta velocidad. Una buena calidad de imagen permite individualizar las partículas del flujo y a través de correlaciones matemáticas es posible deducir la variación en la posición espacial de estas partículas desde una imagen a otra. Esta variación espacial conduce a determinar el desplazamiento de las mismas en intervalos de tiempo conocidos, lo que se pude interpretar como una medida de la rapidez superficial de los granos. La limitación del método se deduce de lo que se acaba de explicar, es decir, dada la composición física del material se puede caracterizar la cinemática de los granos solo en la superficie o en las secciones laterales del escurrimiento, esto último en el caso que el canal posea además paredes transparentes.

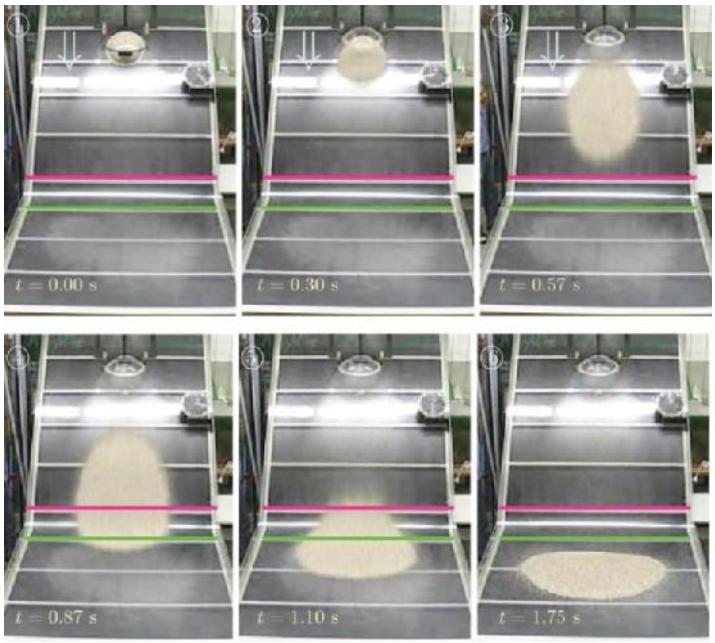
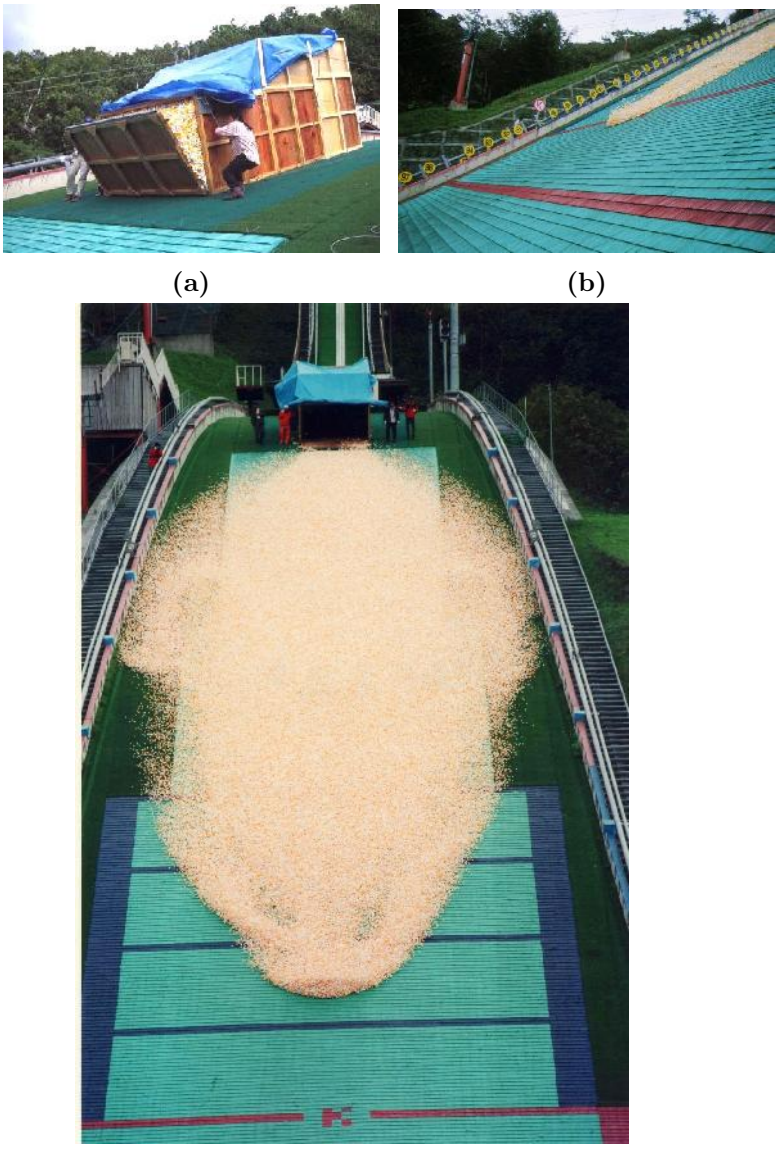


Figura 19: Dispositivo experimental usado por Pudasaini et al (2005)

McElwaine et al. (1998, 1999) usaron un "salto de sky" (Miyanomori Ski Jump) para el estudio de avalanchas granulares constituidas exclusivamente por bolas de ping-pong. La instalación consiste en una caída de alrededor de 160 m de largo y 60 m de altura y donde más de 500,000 pelotas de ping-pong son liberadas desde un contenedor de madera (ver Figura 20). En este dispositivo, los autores se concentraron en la medición de velocidad de las esferas en la superficie del flujo usando nuevamente la técnica PIV apoyada por captura de imágenes con una cámara de alta velocidad.

Sin embargo, el interés mayor proviene del hecho de medir los efectos de la presión de aire sobre

el frente del flujo, ergo el interés en usar "partículas" más livianas. Para ello los autores instalaron sensores de presión en distintos puntos del canal con objeto de medir esta variable que se cree tiene una influencia en la velocidad de propagación del escurrimiento.



(a) **(b)**

(c)

Figura 20: (a)Sistema de descarga puntual (dam break), (b) Vista del frente de la avalancha monitoreado en distintas posiciones y (c) Vista de la avalancha de bolas de ping-pong (McElwaine & Mishimura, 1998; 2001).

2.6.2. Modelos a Escala Reducida Aplicado a Estudios de Ingeniería Civil

Dentro de este campo es donde son muchos menos los ejemplos que encontramos en la literatura. En el artículo de Couvert & Lefebure (1994) se reportan varios ejemplos de modelos a escala reducida construidos en los laboratorios de SOGREAH (Francia). Estos modelos se pueden agrupar en:

- Canales móviles de 1 a 12 m2 de superficie usados para el estudio de problemas puntuales.
- Plataformas de hasta 130 m2 para estudios complejos.

El laboratorio antes mencionado posee además una "plataforma torrencial" que consiste en un equipamiento muy completo de 75 m^2 de superficie de pendiente variable. Algunas de las aplicaciones conducidas en estos dispositivos van desde:

- Análisis de las características de depósitos torrenciales.
- Acorazamiento de lechos.
- Fenómenos transitorios.
- Características de la onda de crecida del flujo aluvional.

A continuación describimos algunas aplicaciones puntuales que involucran los aspectos anteriores. Por ejemplo en el estudio del flujo torrencial de "Le Bonnant a Saint Gervais" se construyó un modelo para estudiar un evento aluvional de magnitud volumétrica cercana a los 180 m^3/s y con una pendiente de lecho del orden de 2 a 3 % (Figura 21). En este caso el objeto del modelo era testear el comportamiento del rio en crecida con una fuerte componente de acarreo solido de fondo y sus posibles riesgos sobre un edificio de alta afluencia de público. En el modelo se pudo medir, no sin dificultades, las alturas de flujo y el efecto de la onda de crecida.



Figura 21: Vistas del sistema de alimentación granulométrico (izq) y comportamiento del flujo frente a la edificación (der). Extraido de Couvert & Lefebure (1994).

En las mismas dependencias se construyó una plataforma de 5 x 15 m de superficie (extensible y deformable) de pendiente variable en el rango 0 a 15 % e incluso hasta 25 % para longitudes más pequeñas de escurrimiento (Figura 22). La estructura posee un canal lateral independiente de dimensiones y pendientes igualmente variables y posee un nivel de automatización que permite controlar el gasto líquido y sólido que ingresa al sistema. Además posee un sistema de medición extensible que permite monitorear el nivel de la superficie libre y de fondo del escurrimiento en forma simultánea.

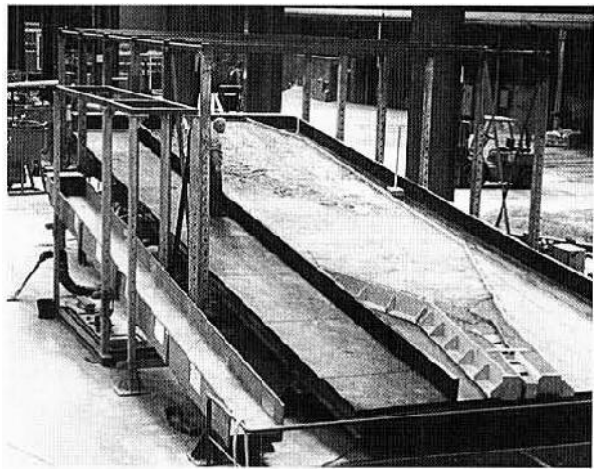
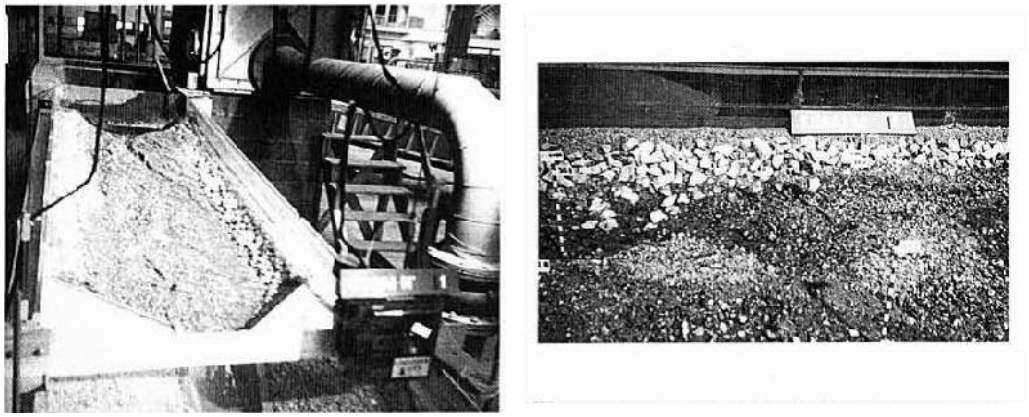


Figura 22: Vistas del sistema de alimentación granulométrico (izq) y comportamiento del flujo frente a la edificación (der). Extraido de Couvert & Lefebure (1994).

En el modelo de "La Crellsaz a Chamonix" se ensayaron flujos torrenciales de caudales máximos del orden de 60 m^3/s y pendientes del 10 % (Figura 23). En este modelo se representó un violento torrente generado por el derretimiento de un glaciar (Glacier des Bossons) cuyo acarreo de fondo es significativo y constituido en gran parte por bolones de granito. El ajuste introducido en el modelo condujo a la generación espontánea de "escalones" de flujo generados en la fase decreciente de la crecida, lo que fue verificado en observaciones de campo.



(a) (b)

Figura 23: (a) y (b) vista de los depósitos del flujo torrencial donde se puede apreciar la composición heterogénea de materiales granulares posibles de ensayar en el modelo. Extraido de Couvert & Lefebure (1994).

Finalmente en el modelo del torrente de Saint Vincent a Vernet-les-Bains (Figuras 24 y 25) se reprodujeron flujos que en la realidad alcanzan los 180 m^3/s y pendientes cercanas al 12 %. En este modelo se estudió el comportamiento de un flujo aluvional con objeto de diseñar un dispositivo de retención de aportes externos (playa de depósito). Gracias a este modelo se ha podido observar el fenómeno de acorazamiento y la aparición de una lengua de acarreo que recorre el modelo en crecidas sucesivas y que corresponde en teoría a una ruptura de pendiente que ha sido constatada en la realidad.

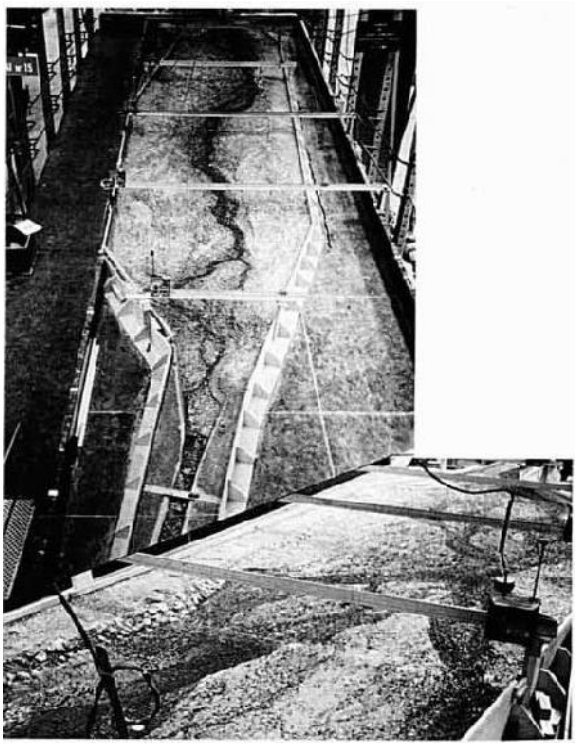
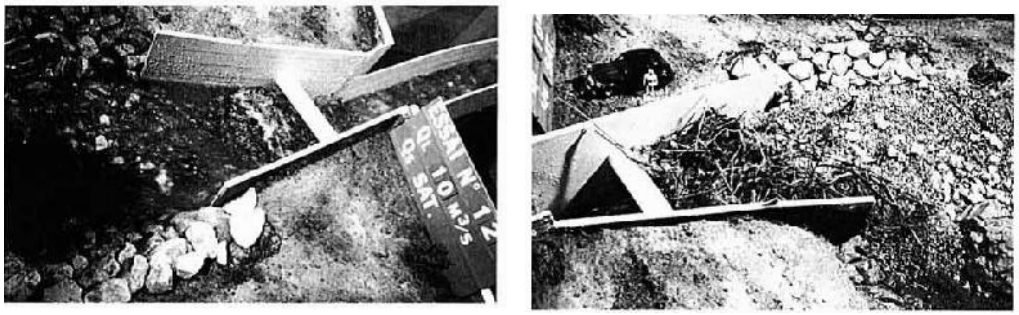


Figura 24: Vista en planta y longitudinal del modelo



(a) **(b)**

Figura 25: (a) Vista en planta del modelo y (b) comportamiento de obras de canalización de transporte de fondo una vez que estos se depositan. Extraido de Couvert & Lefebure (1994).

3. Trabajos de Terreno

3.1. Topografía

Entre los días 24 de Octubre y 4 de Noviembre de 2016, se realizarón las campañas de terreno para determinar la topografía de la zona de estudio. En particular, se midió la topografía de los primeros 500 m del cauce medidos desde el inicio del decantador n°1 hacia aguas arriba, y la topotgrafía del sistema de control aluvional formado por los 7 decantadores y la hondonada escavada hasta la fecha.

La topografía del cauce, se realizó mediante la medición de 33 perfiles transversales distanciados cada 15 m aproximadamente entre ellos, con longitudes variables entre 40 y 90 m según las características del terreno en cada perfil. La metodología utilizada para la medición fue GNSS-RTK y Estación Total. La Figura 26, muestra una vista en planta de los perfiles transversales del cauce levantados.

La topografía del sistema de control aluvional existente (7 decantadores) y la Hondonada excavada hasta la fecha fue realizada bajo un levantamiento aerofotográfico UAS por su sigla en ingles (sistema aéreo no tripulado). Para dicho trabajo se utiliza el dron de ala fija Trimble UX5 de propiedad del INH (Figura 27). El levantamiento realizado por el dron se muestra en la Figura 28.
La información topográfica está referida al datum WGS-84 y se sugiere al lector revisar el Anexo B para mayor detalle de los trabajos topográficos.

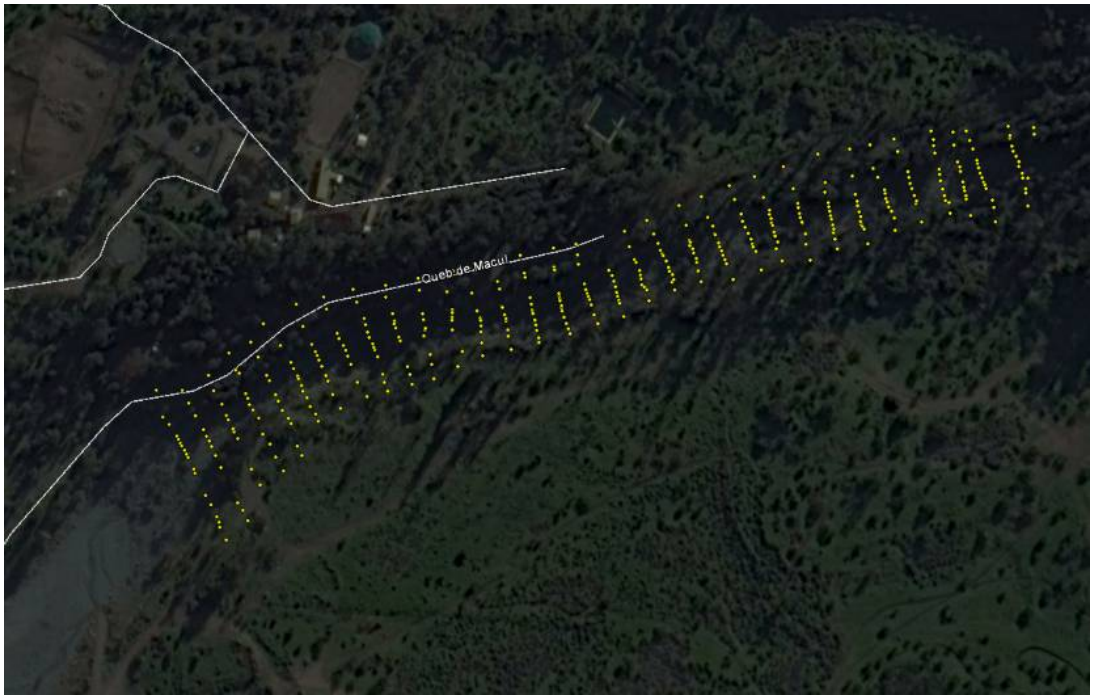
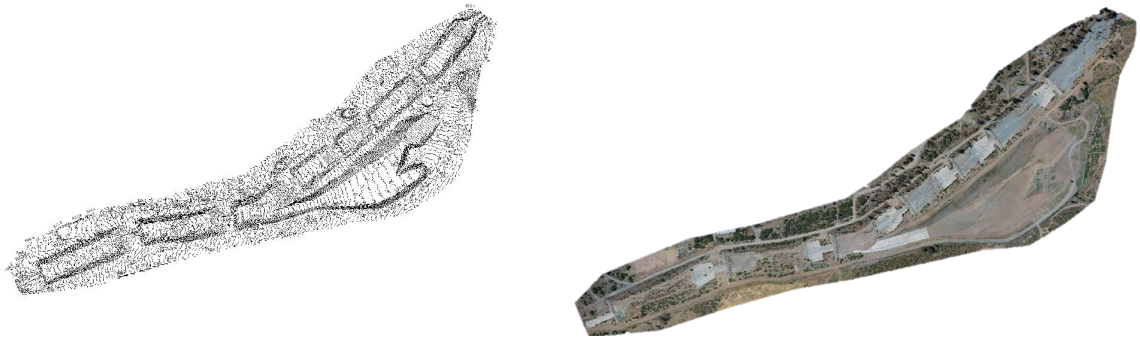


Figura 26: Levantamiento topográfico del cauce de la Quebrada de Macul mediante perfiles transversales.



Figura 27: Dron Trimble UX5.



(a) **(b)**

Figura 28: Levantamiento aerofotográfico. a) Curvas de nivel. b) Mosaico de fotos ortogonalizadas tomadas por el dron.

3.2. Granulometrías

Se desarrollaron 2 tipos de muestreo para obtener la granulometría en la zona de estudio. El primero de ellos consistió en la realización de tres (3) calicatas o pozos de exploración, de profundidad variable debido al afloramiento de agua, con una profundidad máxima alcanzada de 1,0 m y discretizada en estratos de suelo cada 0,2 m y como máximo 0,5 m. Estas calicatas permiten describir principalmente la fracción más fina de los sedimentos. El segundo método utilizado es el método de Coleman (1954) que permite describir la granulometría superficial en la zona debido a la presencia de grandes bloques que son difíciles de muestrear y tamizar por el método tradicional.

3.2.1. Calicatas

En el Anexo C se adjuntan los certificados de granulometría y el informe de sedimentos elaborados por la División de Operación del INH. A continuación se detalla la metodología y los resultados mas importantes de las calicatas.
La metodología ocupada consiste en realizar una escavación de 1 m^2 de área por estratos de 0.5 m de profundidad (figura 29). Cada estrato es tamizado y pesados en terreno hasta el tamiz de 30 mm. El material que pasa por este tamiz inferior, es pesado para posteriormente tomar una muestra representativa que será analizada en el laboratorio de sedimentos del INH.



Figura 29: Calicatas en terreno.

3.2.1.1 Distribución de Calicatas

Se excavaron tres (3) calicatas cuya ubicación se indica en la Tabla 9 y Figura 30.

Tabla 9: Ubicación de las Calicatas.

Ítem	Fecha Calicata	Zona UTM	Este (m)	Norte (m)	Profundidad alcanzada (m)
C-1	15-nov-16	19	359675	6292140	0.7
C-2	16-nov-16	19	359346	6292065	0.53
C-3	17-nov-16	19	359233	6292051	1



Figura 30: Ubicación de calicatas en terreno.

3.2.1.2 Distribución de Sedimentos

Las calicatas fueron denominadas según lo que se señala en la Tabla 10

Tabla 10: Detalle de la denominación de las calicatas

Denominación Calicatas	Detalle
C1 0.0-0.05	Calicata N1, primer estrato entre 0 y 0.05 metros
C1 0.05-0.5	Calicata N1, segundo estrato entre 0.05 y 0.5 metros
C1 0.5-1.0	Calicata N1, tercer estrato entre 0.5 y 1 metros
C2 0.0-0.05	Calicata N2, primer estrato entre 0 y 0.05 metros
C2 0.05-0.2	Calicata N2, segundo estrato entre 0.05 y 0.2 metros
C2 0.2-0.4	Calicata N2, tercer estrato entre 0.2 y 0.4 metros
C2 0.4-0.6	Calicata N2, cuarto estrato entre 0.4 y 0.6 metros
C3 0.05-0.2	Calicata N3, primer estrato entre 0.05 y 0.2 metros
C3 0.2-0.4	Calicata N3, segundo estrato entre 0.2 y 0.4 metros
C3 0.4-0.7	Calicata N3, tercer estrato entre 0.4 y 0.7 metros
C3 0.7-0.9	Calicata N3, cuarto estrato entre 0.7 y 0.9 metros
C3 0.9-1.0	Calicata N3, quinto estrato entre 0.9 y 1.0 metros

El análisis granulométrico por estrato de cada calicata se detalla en el Anexo C.

3.2.1.3 Diámetros Equivalentes

En la Tabla 11 se observan los diámetros característicos para todas las muestras ensayadas, mientras que la Tabla 12 muestra los diámetros anteriores integrados en toda la profundidad de la calicata.

Tabla 11: Resultados Diámetros Equivalentes

Calicata	Muestra	D95	D90	D84	D65	D50	D16	D5
1	M-Q. Macul C-1-0-0.05	114.68	103.94	94.11	68.69	48.47	21.74	8.57
	M-Q. Macul C-1-0.05-0.5	764.56	570.89	402.09	130.23	92.88	3.38	0.38
	M-Q. Macul C-1-0.5-1.0	211.52	174.76	138.99	115.46	91.83	5.75	0.46
2	M-Q. Macul C-2-0.0-0.05	7.57	56.97	46.59	24.61	14.08	1.99	0.49
	M-Q. Macul C-2-0.05-0.2	76.43	50.19	35.05	16.43	8.79	1.17	0.29
	M-Q. Macul C-2-0.2-0.4	54.74	43.12	32.38	14.82	5.97	0.74	0.28
	M-Q. Macul C-2-0.4-0.6	50.94	39.55	29.19	13.21	6.27	0.91	0.36
2	M-Q. Macul C-3-0.0-0.05	101.99	96.63	90.58	73.80	62.01	33.81	27.79
	M-Q. Macul C-3-0.05-0.2	682.18	454.54	279.24	129.71	89.07	14.41	1.17
	M-Q. Macul C-3-0.2-0.4	231.96	210.19	186.74	128.39	95.80	5.47	0.54
	M-Q. Macul C-3-0.4-0.7	216.03	182.30	148.71	89.35	51.00	2.48	0.39
	M-Q. Macul C-3-0.7-0.9	127.28	122.93	117.90	80.88	32.38	1.26	0.28
	M-Q. Macul C-3-0.9-1.0	179.15	127.33	114.39	79.92	52.61	1.45	0.24

Tabla 12: Diámetros característicos de calicatas 1, 2 y 3 integrada en la vertical.

Calicata	D95	D90	D84	D65	D50	D16	D5
1	696.79	474.14	298.73	120.44	86.37	4.2	0.42
2	57.87	45.31	33.77	15.87	7.35	0.84	0.31
3	244.95	205.43	166.33	107.14	65.2	4.19	0.45

3.2.2. Granulometría Superficial

El método de Wolman (1954) consiste en un muestreo granulométrico superficial aleatorio de la zona de estudio. El procedimiento consiste en definir una trayectoria para recorrer a pie capaz de abarcar la mayor área posible de tal manera que ésta sea representativa de la zona de estudio. Posteriormente, se recorre caminando esta trayectoria y cada un cierto número de pasos previamente definido, el caminante se debe agachar y sin mirar debe tocar una piedra con su dedo indice y recogerla, siempre y cuando su tamaño lo permita. Es importante, no mirar para que el muestreo sea completamente aleatorio. Una vez escogido el sedimento, se debe medir sus dimensiones principales (largo y ancho mayor). En caso de que el sedimento a muestrear sea muy grande y el siguiente conteo caiga sobre la misma roca, esta se debe contabilizar nuevamente. En caso de la trayectoria definida pase por rocas muy grandes sobre las cuales no se pueda subir, ésta se debe estimar visualmente y retomarse en un punto lo más cercano posible al conteo según la trayectoria original. En caso de que el conteo caiga sobre una roca enterrada, se debe excavar de tal manera que, en lo posible, se pueda medir en forma correcta sus dimensiones. No se debe contar basuras, ni material orgánico, así como tampoco zonas en que aflore basamento rocoso ya que éste no forma parte de los sedimentos arrastrados por el cauce. Idealmente, se debe contar con 2 personas de tal manera que una camine, recoja y mida el sedimento y otra que vaya registrando los datos.

Para que el muestreo sea válido deberá contener al menos 100 conteos, por lo que se deberá definir en forma adecuada su trayectoria y el número de pasos entre cada conteo. La medición de diámetro de la partícula debe ser realizada sobre el "eje intermedio" de la misma, es decir, sobre el eje normal

al plano formado por el eje mayor (eje sobre el cual se encuentra la dimensión más grande de la partícula) y el eje menor (eje sobre el cual se encuentra la dimensión más pequeña de la partícula). Para éste estudio, se definieron trayectorias transversales a la dirección principal del cauce espaciadas cada 3 metros aproximadamente en 5 sectores distintos de la zona de interés. Éstas trayectorias fueron recorridas por 3 grupos de dos personas, las cuales tomaban una muestra de sedimento cada 1 paso. Es importante notar, que 3 de estas zonas están ubicadas en el lugar donde se realizaron las calicatas en profundidad de tal manera de complementar la granulomotría superficial (gruesa) con la granulometría obtenida en las calicatas (finos).

Por último, con los datos obtenidos en terreno se debe realizar una tabla que contenga dos columnas: rango de diámetros y número de partículas que caen dentro de ese rango. Los diámetros máximos y mínimos de cada rango o clase están graduados según la metodología "half-phi"que define para el diámetro máximo incrementos logarítmicos con base $\sqrt{2}$. A partir de esta tabla se construirá un gráfico de frecuencia porcentual acumulada según el diámetro, la cual será semejante a una curva granulométrica tradicional. La tabla no podrá contener diámetros inferiores a ~ 5 mm debido a la dificultad de medir partículas inferiores a éste valor.

La curva granulométrica obtenida utilizando el método de Coleman, se muestra a continuación en que la figura 31 muestra la curva granulométrica en cada una de las 5 zonas muestreadas y la figura 32 muestra la curva granulométrica superficial final uniendo la granulometría de todas las zonas anteriores. Además, en la tabla 13 se muestran los diámetros característicos de la curva granulométrica superficial final.

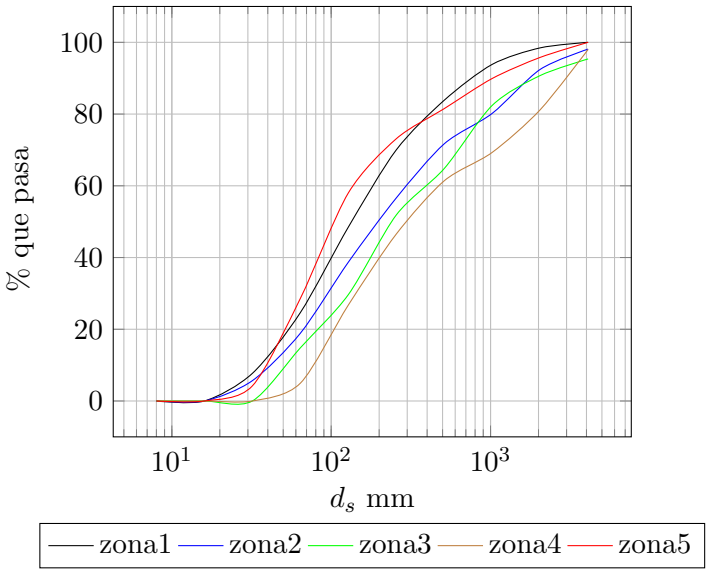


Figura 31: Curvas granulométricas muestreo superficial en zonas 1 a 5.

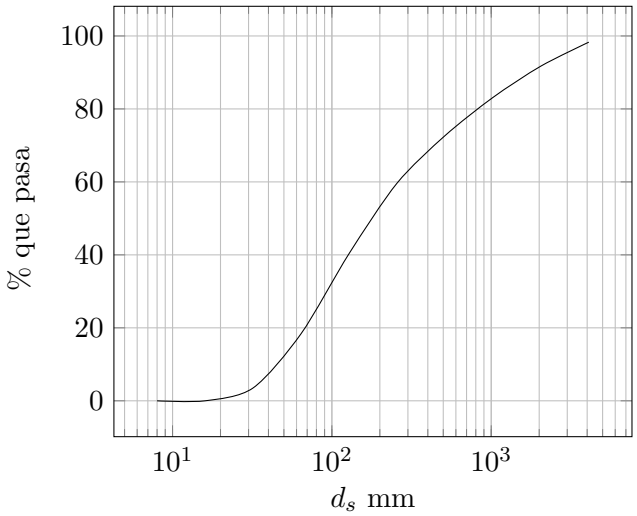


Figura 32: Curvas granulométricas muestreo superficial final.

Tabla 13: Diámetros caracterísiticos granulometría superficial en milímetros.

D5	D16	D50	D65	D84	D90	D95
34.30	57.31	181.28	340.78	1098.39	1781.96	2892.02

3.2.3. Contenido de limos y arcillas

Como se verá en la sección 5.1, el contenido de finos (limos y arcillas) en el aluvión tiene relación con la viscosidad de éste. Por tal motivo, el día de 17 de enero de 2017, se realizó la campaña de terreno para determinar el porcentaje de limos y arcillas presentes en los depósitos de deslizamientos y vestigios de depósitos aluvionales ocurridos anteriormente en la Quebrada de Macul (Ver Anexo D).

Las muestras de sedimentos obtenidas en las laderas y vestigios de flujos de detritos ocurridos en la quebrada, son tomadas de la matriz del flujo de detritos, es decir, de las partículas más finas donde están soportadas las partículas mas ruesas y grandes bloques. El análisis granulométrico realizado en el laboratorio de sedimentos del INH arrojó la curva granulométrica indicada en la figura 33. La figura 34 muestra que solo un 0.83 % corresponde a material fino (limo). Es decir, el porcentaje de material fino en la quebrada es escaso e inferior al 0.83 % si incluimos en la muestra las partículas gruesas que fueron excluidas.

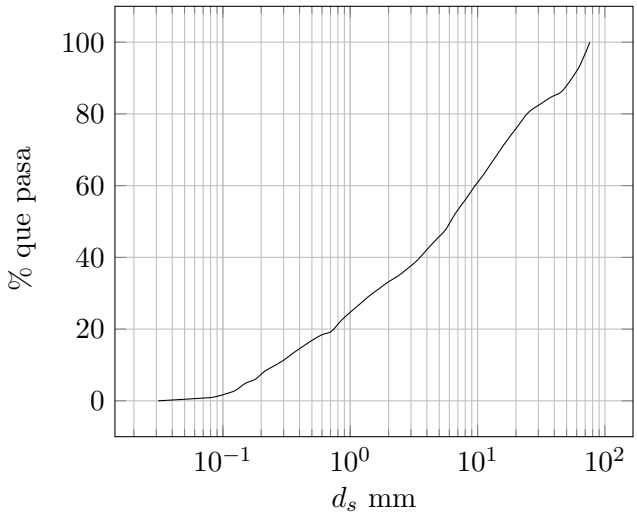


Figura 33: Curva granulométrica obtenida de la barra presente en el cauce donde se evidenciaron vestigios de aluviones anteriores. Los sedimentos analizados solo corresponden a la matriz, es decir a las partículas más finas y no a los grandes bloques.

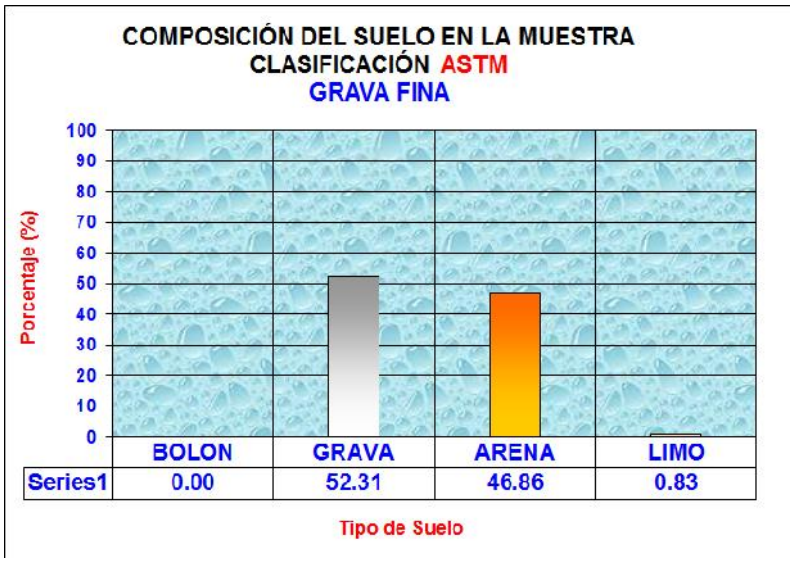


Figura 34: Muestras de sedimentos en la barra formada en el cauce por algún evento aluvional en el pasado. Con linea amarilla se encuentra demarcada la barra.

4. Hidráulica de Aluviones

Un flujo de detritos o aluvion, es una mezcla de sólidos y líquido que se mueve por efecto de la gravedad como un continuo y que es capaz de tener gran movilidad, alcanzando grandes distancias hasta su detención en terrenos muchas veces de baja pendiente. Estos ocurren cuando masas de sedimento agitadas y saturadas por agua, deslizan a lo largo de una pendiente por acción de la fuerza de gravedad (Montserrat, 2005). Aunque parezca paradójico, para un fenómeno tan complejo como un aluvión, esta definición resulta ser la más simple que podemos construir hasta ahora. Algunas de las propiedades de los flujos detríticos dependen solo de la composición del material que los constituye, mientras que otras dependen de las características del movimiento (Montserrat, 2005).

La fase sólida de un flujo de detritos está compuesta por el sedimento natural presente en los cauces y quebradas, con distribuciones granulométricas variadas y extendidas que pueden ir desde limos y arcillas hasta grandes rocas de algunos metros de diámetro. Según Takahashi (2007), en el aluvión ocurrido en Venezuela 1999 conocido como la "Tragedia de Vargas", se observaron rocas de tamaño superior a 10 m.

La fase líquida o fluido intersticial está compuesta en la naturaleza por agua. Sin embargo, se considera que aquellas partículas cuyo tiempo de sedimentación en aguas claras es superior al tiempo de duración del aluvión, forman parte del fluido ambiente y se modela como un fluido equivalente con sus propias características reológicas. Iverson (1997) estima que para aluviones cuyas duraciones van desde los 10 s hasta los 10^4 s, estas partículas consideradas como parte del fluido intersticial corresponden a limos y arcillas $d_s < 0.0625mm$. Por lo tanto, en lo que sigue en el presente estudio, cuando se mencione a la fase líquida o fluido intersticial o ambiente, se refiere al fluido equivalente formado por el agua y las partículas finas de diámetro inferior a la malla #200 según la norma ASTM correspondiente a $d_s < 0.074mm$.

Iverson (1997) realizando mediciones en distintos flujos detríticos, propone rangos de variación de algunas propiedades físicas generales de estos flujos que se detallan en la Tabla 14. De esta tabla se desprende que estos flujos pueden alacanzar viscosidades del orden de 100 veces la viscosidad del agua y que son capaces de transportar una gran cantidad de sedimentos con concentraciones volumétricas máximas del orden de un 80 % v/v. Además, las colisiones entre las partículas poseen un coeficiente de restitución mayor a cero e incluso entorno a 0.5, indicando que las colisiones son inelásticas y altamente disipativas.

Takahashi (2014) e Iverson (1997) describen también otras propiedades de estos flujos asociadas principalmente al volumen de sedimentos movilizados, la distancia recorrida (L) y el desnivel (H) desde el inicio del evento (source) hasta el depósito final de los sedimentos (deposit) (ver Figura 35). La razón H/L es conocida también como coeficiente de fricción equivalente (R) en que se considera que la energía potencial inicial MgH, es disipada por fuerzas resistivas MgR que actuán sobre una distancia L, es decir,

$$MgH = MgRL \;\Rightarrow\; R = H/L \tag{4}$$

Tabla 14: Órdenes de magnitud de algunas propiedades físicas básicas observadas en diversos eventos de flujos de detritos recopilados por Iverson (1997).

Propiedades	Variable	Unidad	Rango Típico
Fase Sólida	Densidad	[Kg/m3]	2500 - 3000
	Diámetro medio	[mm]	10-5 - 10
	Angulo de fricción	[º]	25 - 45
	Coeficiente de restitución	[]	0.1 - 0.5
Fase Fluida	Densidad	[Kg/m3]	1000 - 1200
	Viscosidad dinámica	[Pa*s]	0.001 – 0.1
Mezcla	Concentración volumétrica	[]	40 % - 80 %
	Fracción fluida	[]	20 % - 60 %
	Permeabilidad hidráulica	[m2]	$10^{-13} - 10^{-9}$
	Conductividad hidráulica	[m/s]	$10^{-7} - 10^{-2}$
	Módulo de compresibilidad	[Pa]	$10^{3} - 10^{5}$
	Angulo de fricción	[º]	25 - 45

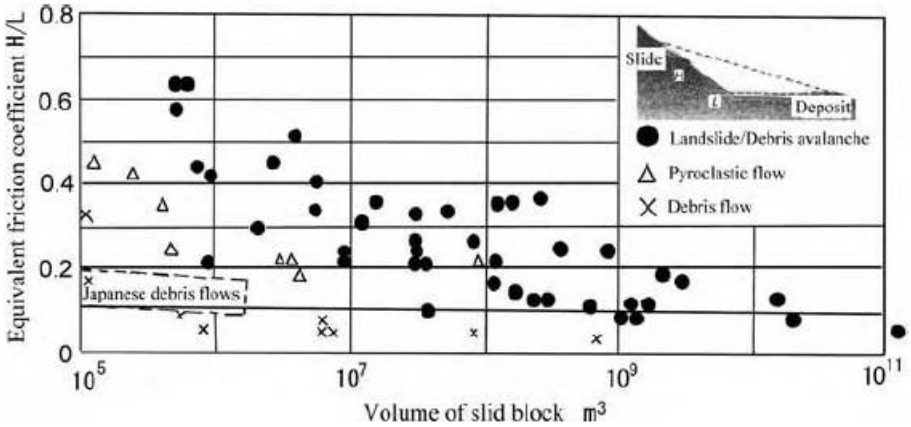


Figura 35: Coeficiente de fricción equivalente para distintos tipos de flujos y remociones en masas, deslizamientos, flujos piroclásticos y aluviones. (extraído de Takahashi, 2014).

La Figura 35 deja en manifiesto que la movilidad de los aluviones, es muy superior comparada con la de remociones en masa y flujos pyroclasticos (H/L menor). Esto sugiere que la gran movilidad de los aluviones puede deberse al gran contenido de agua presente en la mezcla sólidos líquido en comparación con los otros tipos de remociones (Takahashi 2014). Por otro lado, la misma figura muestra que la dispersión de los datos es bastante alta, y que para un mismo H/L, el volumen de sedimentos movilizado puede variar en varios ordenes de magnitud. Situación similar ocurre con el caudal peak del aluvión en función del volumen de sedimentos transportado (ver Figura 36)

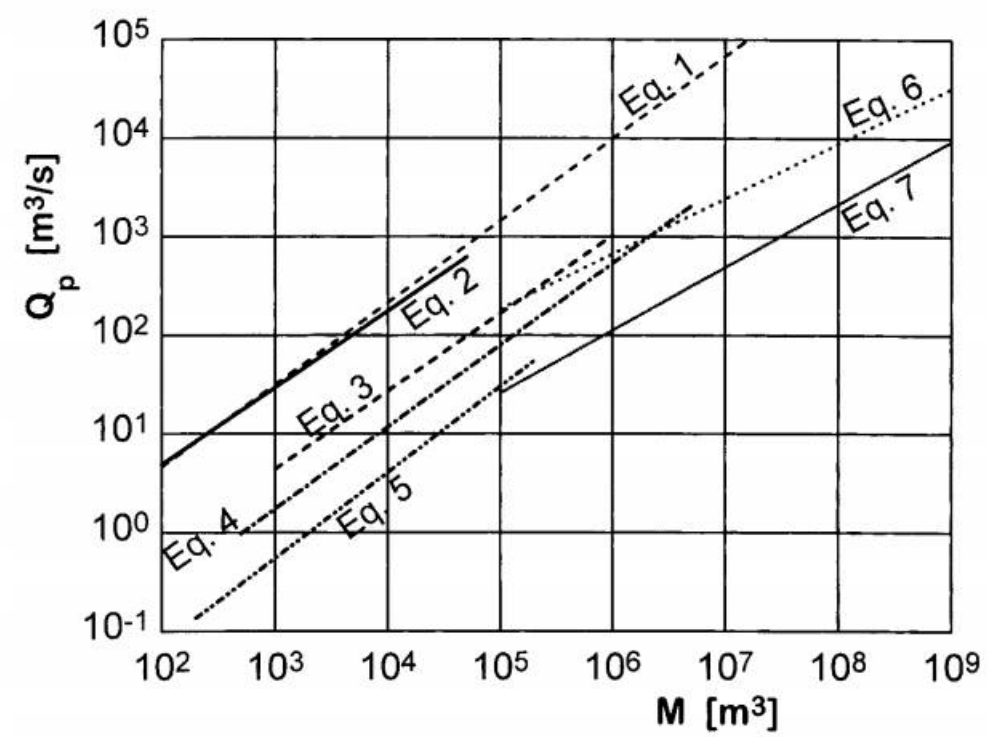


Figura 36: Relación entre el caudal peak del aluvión y el volumen de sedimentos transportado. Las ecuaciones 1 a 7 corresponden a ecuaciones empíricas de distintos autores de la forma $Q_p = aM^3$. (extraído de Rickenmann, 1999).

Sumado a lo anterior, se han realizado una gran cantidad de trabajos de investigación, varios de ellos condensados en el texto Takahashi (2007), para determinar una ley de resistencia asociada a los flujos detríticos, incluso, en el caso más "simple"posible que correpsonde al de un escurrimiento uniforme y permanente. Sin embargo, estos no han sido capaces de reproducir toda la física de un aluvión.

En resumen, la representación matemática y en modelo físico a escala reducida de un flujo detrítico es un problema de alta complejidad, aún en fase de investigación a nivel munidal, y que tiene varias limitaciones que permiten observar solo algunas característas del aluvión. Para comprender estas limitaciones se debe entrar en las ecuaciones que rigen la hidrodinámica aluvional.

4.1. Análisis dimensional

Para comprender mecánicamente un flujo de detritos, hay que en primer lugar comprender los esfuerzos principales que en el actúan. Dado que el flujo aluvional está compuesto por una mezcla hiperconcentrada con una fase líquida y una sólida, el esfuerzo total τ se compone de el esfuerzo producto de la fricción entre las partículas τ_c, las colisiones entre las partículas τ_{ss}, la interacción líquido-sólido producto del movimiento relativo entre ambas fases τ_{sf}, y la interacción líquido-líquido correspondiente a los esfuerzos de origen viscosos τ_f y turbulentos τ_t.

$$\tau = \tau_c + \tau_{ss} + \tau_{sf} + \tau_f + \tau_t \tag{5}$$

Las fuerzas presentes en la interacción líquido–sólidos son principalmente la fuerza de arrastre y empuje, las cuales se manifiestan en un gradiente de presión de poros ΔP_e (Iverson & George 2014). El movimiento de la mezcla líquido-sólidos produce interacciones entre las partículas y reordenamientos de éstas que provocan contracciones y dilataciones del flujo, generando fluctuaciones de la presión de poros. Los incrementos de presión de poros, reducen los esfuerzos producto del contacto entre los granos (Iverson 1989), favoreciendo así la movilidad del flujo detrítico, el cual puede alcanzar distancias de algunos kilómetros transportando grandes clastos de hasta 10 m en algunos casos, tal como ocurrió el año 1999 en el estado de Vargas, Venezuela (Takahashi 2014).

Como se mencionó anteriormente, las partículas más finas, incapaces de sedimentar durante el movimiento del flujo $d_s < 64\mu m$ (Iverson 1997), son consideradas como parte del fluido intersticial. Estas partículas modifican las propiedades reológicas del fluido intersticial, incrementando su viscosidad efectiva favoreciendo así la generación de fluctuaciones de presión de poros y disminución en la difusión del exceso de presión de poros (Iverson 1989, Iverson 1997, Iverson & George 2014). Estos mismos autores proponen kE/μ como una escala del coeficiente de difusión de presión de poros, donde k es la permeabilidad hidráulica (L^2), E el modulo de Young del sedimento (F/L^2) y μ la viscosidad dinámica del fluido intersticial ($F \cdot T/L^2$). Una escala de tiempo en que ocurre la difusión de presión de poros sobre una distancia característica δ es $\delta^2\mu/kE$ en que δ es típicamente el diámetro característicos de los sólidos d_s o la altura del flujo H, mientras que δ/v o $H/U \sim 1/\dot{\gamma}$ es una escala de tiempo de creación de fluctuaciones en la presión de poros, ya que a esa escala de tiempo ocurre la dilatación y contracción del flujo. En este caso, v es la velocidad con la quer se mueven las partículas sólidas y U la velocidad promediada en la vertical de la mezcla líquido-sólidos considerada como un continuo. Se define el adimensional Π_1 como la razón entre ambas escalas de tiempo tal que, para altos valores de Π_1, la difusión del exceso de presión de poros ocurre más rápida que la generación de ésta misma.

$$\Pi_1 = \frac{KE}{U\mu H} \tag{6}$$

En este adimensional radica la dificultad de modelar a escala reducida flujos de detritos. Considerando que el flujo aluvional es un flujo gravitacional, parece razonable su escalamiento manteniendo el número de Froude. Es decir, $\lambda_U = \sqrt{\lambda_H}$ en que λ_H es la escala geométrica y λ_U es la escala de velocidades. Para poder mantener tanto en prototipo como en modelo la misma tasa de generación y difusión de excesos de presión de poros, se debe cumplir $\lambda_{\Pi_1} = 1$. Considerando $\lambda_k = \lambda_E = 1$, se tiene:

$$\lambda_\mu = \lambda_H^{-3/2} \tag{7}$$

A modo de ejemplo, para un modelo a escala geométrica 1:80, se tendría $\lambda_\mu = 716$. Es decir, la viscosidad tendría que ser 716 veces más grande en modelo que en prototipo. Esto sobre estimaría los esfuerzos viscosos, ya que la escala del número de Reynolds ($R_e = \rho U H/\mu$) sería 1:516000, modificando por ejemplo, un flujo turbulento en prototipo en un flujo laminar en modelo. Según Iverson (2015), a la fecha no se ha propuesto un escalamiento satisfactorio que sea capaz de resolver el problema anteriormente expuesto. Ante esto, la alternativa más viable es construir un modelo

a escala lo más grande y parecido a la realidad posible. En los últimos años, se han visto ensayos de flujos de detrito en cuencas reales (Paik, 2012) o monitoreo y mediciones de distintas variables físicas durante eventos aluvionales reales (Hu 2011, Hürlimann 2003).

Si bien el escalamiento de la viscosidad es uno de los efectos de escala más problemáticos, aún es posible mantener la dinámica principal del aluvión tanto en modelo como en prototipo. A partir de los esfuerzos indicados en la ecuación 5, Iverson (1997), Iverson & Delinger (2001) y Takahashi (2014) definen una serie de números adimensionales que relacionan algunos de estos esfuerzos, permitiendo así clasificar los flujos de detritos tanto mecánica como dinámicamente según los esfuerzos que predominen durante su desarrollo. Para ello, se considera que las características principales del flujo son la velocidad del flujo $u(z)$ a una altura z medida perpendicularmente desde el lecho, la tasa de deformación angular $\partial u/\partial z$, la altura de flujo h, el diámetro representativo de los sólidos d_s, la densidad de los sólidos ρ_s, la densidad del fluido que compone la fase líquida ρ_f al cual llamaremos matriz o fluido intersticial, la aceleración de gravedad g, la viscosidad aparente del fluido intersticial μ, la concentración de partículas en volumen ϕ, el coeficiente de restitución de las partículas e y el coeficiente de fricción entre las partículas $tan\varphi$.

En el caso de la colisión entre las partículas, los parámetros fundamentales son la frecuencia de colisiones, la masa de las partículas m_s y el coeficiente de restitución e. La frecuencia con que dos partículas ubicadas en superficies adyacentes del fluido orientadas verticalmente colisionarán, dependerá de la velocidad relativa entre ellas, es decir, la frecuencia de colisiones está directamente relacionada con la tasa de deformación angular $\partial u/\partial z$.

Iverson (1997) y Takahashi (2014) proponen las siguientes expresiones para estimar los esfuerzos antes mencionados:

$$\tau_{ss} \sim f(\phi, e)\rho_s d_s^2 \left(\frac{\partial u}{\partial z}\right)^2 \tag{8}$$

Es interesante notar, que las colisiones entre las partículas, es el mecanismo de transmisión de los esfuerzos inerciales de la fase sólida explicados por Bagnold (1954), conocidos también como esfuerzos dispersivos. En el caso de la fase líquida, los esfuerzos inerciales se escriben de manera análoga a los esfuerzos de Reynolds en flujo turbulento, es decir:

$$\tau_t \sim (1-\phi)\rho_m l_m^2 \left(\frac{\partial u}{\partial z}\right)^2 \tag{9}$$

donde l_m es la longitud de mezcla. Para flujos de detritos, l_m escala con el diámetro representativo de las partículas d_p y ρ_m corresponde a la densidad del fluido intersticial (Iverson, 1997). Sin embargo, cuando el flujo de detritos es completamente turbulento (tanto en el frente como en el cuerpo y cola del flujo), Takahashi (2014) propone la altura de escurrimiento h como longitud de mezcla característica. En este último caso, la densidad de la mezcla ρ_m corresponde a la viscosidad de la mezcla sólidos-líquido considerada completamente como un fluido equivalente.

Los esfuerzos de fricción producto del contacto entre las partículas a una altura z está influenciado por el peso sumergido de todas las partículas que están sobre la altura z y se escribe como:

$$\tau_c \sim \phi(\rho_s - \rho_m)g(h-z)tan\varphi \tag{10}$$

En el caso de los esfuerzos viscosos, estos se escriben para un fluido Newtoniano de viscosidad μ como:

$$\tau_f \sim \mu(\partial u/\partial z) \tag{11}$$

En este caso, y para simplicidad del análisis adimensional, se considera al fluido como Newtoniano.

La importancia de los esfuerzos anteriormente descritos radica en la comparación entre ellos de tal manera de determinar que esfuerzos predominan en el movimiento del flujo. De ésta manera, la razón entre los esfuerzos inerciales de la fase sólida τ_{ss} y los esfuerzos viscosos τ_f se conoce como el número de Bagnold (N_{Bag}) mientras que la razón entre los esfuerzos dispersivos relacionados con la colisiones de las partículas τ_{ss} y los esfuerzos friccionales τ_c relacionado con la masa granular se conoce con el nombre de número de Savage N_{Sav}.

Según Bagnold (1954):

$$N_{Bag} = \frac{\rho_s \lambda^{1/2} d_s^2}{\mu}\frac{\partial u}{\partial y} \tag{12}$$

$$\lambda^{1/2} = \left[\frac{\phi^{1/3}}{\phi_*^{1/3} - \phi^{1/3}}\right]^{1/2} \tag{13}$$

donde $f(\phi, e)$ de la ecuación 8, equivale a λ definida como la concentración lineal según Bagnold (1954) y ϕ_* es la concentración máxima de empaquetamiento. En el caso de Iverson (1997), $f(\phi, e) = \phi/(1-\phi)$.

Iverson (1997) define el número de Savage como:

$$N_{sav} = \frac{\dot{\gamma}^2 \rho_s d_s}{N(\rho_s - \rho_f)g\ tan\varphi} \tag{14}$$

donde N es el número de partículas sobre la altura z.

La razón entre τ_{ss} y τ_t se denomina el número Másico N_{Mass} y compara la importancia de los esfuerzos inerciales de la fase sólida con los de la fase líquida. Según Iverson (1997) éste se escribe como:

$$N_{Mass} = \frac{\phi}{1-\phi}\frac{\rho_s}{\rho_f} \tag{15}$$

Sin embargo, según Takahashi (2014) para flujos aluvionales turbulentos donde la escala característica de la longitud de mezcla l_m es h, el número Másico se expresa como:

$$N_{Mass} = \frac{\phi}{1-\phi}\frac{\rho_s}{\rho_f}\frac{h}{d_s} \tag{16}$$

Parámetros adimensionales adicionales se pueden obtener mediante la razón de los adimensionales anteriores. Es así como se puede obtener el número de Reynolds de las partículas N_{R_p} dividiendo el número de Bagnold con el número Másico, mientras que la razón entre el número de Bagnold y el número de Savage se conoce como el Número friccional que representa la razón entre los esfuerzos producto de la fricción de las partículas con los esfuerzos viscosos. Según Iverson (1997), estos se escriben como:

$$N_{R_p} = \frac{N_{Bag}}{N_{Mass}} = \frac{\rho_f \dot{\gamma} d_s^2}{\mu} \tag{17}$$

$$N_{fric} = \frac{N_{Bag}}{N_{Sav}} = \frac{\phi}{1-\phi} \frac{N(\rho_c - \rho_f) g d_s \, tan\varphi}{\mu \dot{\gamma}} \tag{18}$$

Según Takahashi (2014) En el caso de que $l_m \sim H$, el número de Reynolds de la partícula se reduce al número de Reynolds:

$$N_{Rey} = \frac{\rho_m H^2}{\mu} \frac{\partial u}{\partial z} \sim \frac{HU}{\mu/\rho_m} \quad ; \quad \frac{\partial u}{\partial z} \sim \frac{U}{H} \tag{19}$$

4.2. Caracterización mecánica de los flujos de detritos según Takahashi (2014)

Tomando como referencia la Figura 37, Takahashi establece la siguiente caracterización mecánica de los flujos de detritos:

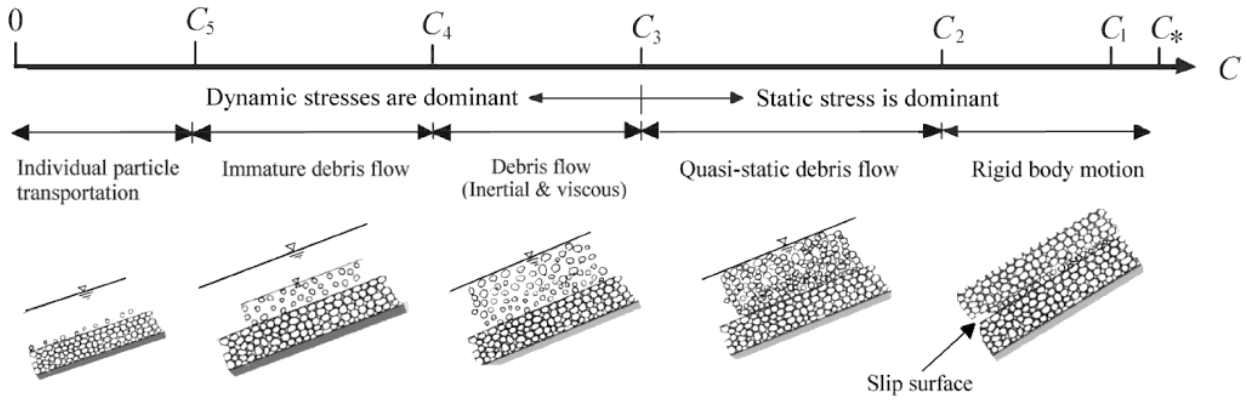


Figura 37: Clasificación mecánica de flujos de detritos según Takahashi (2014).

- **Flujo Cuasi-Estático ($C_3 < \phi < C_2$):** Este tipo de flujo es aquel en que predominan los esfuerzos friccionales, por lo tanto, para poder transmitir el roce entre las partículas estas deben estar siempre en contacto unas con otras independiente de que su posición pueda cambiar en el tiempo. Lo anterior sugiere que debe existir una concentración de sólidos mínima C_3 tal que ésta condición ocurra. Bagnold detemrinó que $C_3 = 0.51$ para partículas de arena natural de playas. Sin embargo, según Takahashi (2014) éste valor podría aumentar en el caso de suelos con granulometría extendida en que las partículas más finas ocuparían el espacio intersticial

existente entre las partículas de mayor tamaño. Según Iverson (1997), para flujos granulares secos, los esfuerzos friccionales dominan por sobre los esfuerzos producto de las colisiones entre las partículas si $N_{sav} < 0.1$. Según Takahashi (2014) la mayoría de los flujos de detritos poseen $N_{Sav} < 1$ y por lo tanto, están dominados por la fricción entre las partículas, sin embargo, Takahashi determina que ésto sólo ocurre si $\phi > C_3 \sim 0.5$.

- **Cuerpo Rígido ($C_2 < \phi < C_1$):** Existe otro valor límite de concentración mayor a C_3 en que las partículas ya no pueden desplazarse entre ellas y la mezcla sólidos-líquido se convierte en un sólido que desliza sobre una superficie de falla. Esta concentración según Bagnold (1966) toma el valor de $C_2 = 0.56$ para arenas naturales de playa. De la Figura 37, C_* corresponde a la concentración máxima de empaquetamiento, mientras que C_1 es la concentración de la masa de sedimentos después de ser sometida a un cierto esfuerzo. Bagnold (1966) estimó $C_* = 0.644$ y $C_1 = 0.604$ para arenas naturales de playa.

- **Flujos Inerciales & Viscosos ($C4 < \phi < C_3$):** Corresponden a aquellos flujos de detritos en que el esfuerzo de corte total es capaz de transportar las partículas homogéneamente distribuidas en toda la columna de fluido. Estos flujos se pueden dividir en **Inerciales** o **Viscosos**. En el primero, son los esfuerzos inerciales (dispersivos y turbulentos) los que predominan sobre los viscosos, mientras que en el segundo son los esfuerzos viscosos los que predominan. En general, los flujos aluvionales viscosos, presentan concentraciones de partículas finas (limos y arcillas) del orden del 20-30 %v/v, mientras que en los flujos inerciales esta concentración es menor. Según Bagnold (1954), los flujos inerciales ocurren para $N_{Bag} > 450$ mientras que los flujos que ocurren en el rango viscosos poseen $N_{Bag} < 40$. Finalmente, la concentración límite C_4 es aquella en que el flujo ya no es capaz de mantener a las partículas suspendidas en toda la columna de fluido. Esta concentración fue estimada empíricamente por Takahashi en $C = 0.2$.

- **Flujo inmaduro ($C_5 < \phi < C_4$):** Corresponden a aquellos flujos en que los esfuerzos ya no son capaces de transportar a las partículas homogéneamente distribuidas en toda la columna de fluido. Se les conoce también como flujo heterogéneo y ocurren hasta una concentración límite C_5 estimada en 0.02 por Takahashi.

- **Transporte individual ($0 < \phi < C_5$):** Inferior a la concentración C_5 las partículas son transportadas individualmente en un proceso análogo al transporte de fondo de sedimentos, es decir, las partículas son transportadas producto de la fuerza de arrastre originada por la diferencia de velocidad entre la partícula y el fluido. Es importante notar, que en el caso del flujo inmaduro, la velocidad de la fase sólida con la fase líquida son muy parecidas y por lo tanto, ambas fase se mueven gracias a la fuerza de gravedad.

4.3. Clasificación dinámica de los flujos de detritos según Takahashi (2014)

Takahashi (2014) propone una clasificación para los flujos dinámicos, es decir, aquellos con concentración $\phi < C_3$ (Figura 37) en donde participan los esfuerzos turbulentos (τ_t), por colisiones entre las partículas (τ_{ss}) y viscosos (τ_f). De ésta manera Takahashi divide a los flujos dinámicos en:

- Pedregoso ("*Stony*")
- Turbulento de Barro ("*Turbulent-Muddy*")

- Viscosos ("*Viscous*")

Según Bagnold (1954) aquellos flujos en que $N_{Bag} > 450$ pertenecen al régimen de flujo inercial, mientras que aquellos en que $N_{Bag} < 40$ pertenecen al régimen de flujo viscoso. En flujo de agua en canales abiertos, aquellos flujos con $N_{Rey} > 1500$ predominan los esfuerzos turbulentos, mientras que para $N_{Rey} < 500$ predominan los esfuerzos viscosos (Takahashi, 2014). Finalmente, el criterio de transición entre un flujo dominado por los esfuerzos turbulentos o un flujo dominado por las colisiones entre las partículas se basa en la condición necesaria para que las partículas sean supendidas por la turbulencia (Takahashi, 2014). Para ello, se debe cumplir que $w_s/u_* < 1$ donde w_s es la velocidad de sedimentación de la partícula inmersa en el fluido intersticial y $u_* = \sqrt{gHsin(\theta)}$ la velocidad de corte. La velocidad de sedimentación se calcula como:

$$w_s = \begin{cases} 1.82\left[\left(\frac{\rho_s-\rho_f}{\rho_f}\right)gd_p\right]^{1/2} & ;\ d_p > 1cm \\ \frac{g(\rho_s-\rho_f)d_p^2}{18\mu} & ;\ d_p < 1mm \end{cases} \tag{20}$$

$$u_* = \sqrt{gHsin(\theta)} \tag{21}$$

Takahasi (2014) inidca que para partículas de diámetro $1mm < d_p < 1cm$, puede ser usada como aproximación las ecuaciones para $d_p > 1cm$.

La condición $w_s/u_* < 1$ se traduce finalmente en:

$$\frac{H}{d_p} > \begin{cases} \frac{3.31(\rho_s/\rho_f-1)}{sin\theta} & ;\ d_p > 1cm \\ \frac{Re_p(\rho_s/\rho_f-1)}{18sin\theta} & ;\ d_p < 1mm \end{cases} \tag{22}$$

donde θ es la pendiente del terreno sobre la cual escurre el aluvión y μ la viscosidad del fluido intersticial.

La ecuación 22 ignora el efecto en la velocidad de sedimentación de grupos de partículas. Pero, de todas formas indica que si la altura relativa H/d_p es grande, las partículas serán suspendidas por la turbulencia, en caso contratio, estas no serán suspendidas (Takahashi, 2014). A modo de ejemplo, considerando $\theta = 10°$ y $\rho_s/(\rho_f - 1) = 1.65$, se tiene $H/d_p > 32$.

Finalmente, el autor propone el gráfico de la figura 38 para la clasificación dinámica de los flujos en función de los tres esfuerzos predominantes en éste tipo de flujos: turbulentos, visocosos y colisiones entre partículas. Así, cada uno de los vértices de la figura, indica que dicho esfuerzo representa el 100 % de la suma de los tres. Los ejes de la figura correpsonden al número de Bagnold, Reynolds y Altura Relativa. Las áreas sombreadas, definidas como aquellas en que el esfuerzo dominante es superior al 60 % del total de los 3 esfuerzos, clasifican a los flujos en las categorías de Turbulento de Barro, Pedregoso y Viscoso. En base a lo anteriormente expuesto, el flujo Turbulento de Barro ocurre cuando $Re > 30$ y $H/d_p > 30$. El flujo Pedregoso ocurre para $Ba > 450$ y $H/d_p < 10$ y el flujo Viscoso surge cuando $Re < 500$ y $Ba < 40$. Finalmente, la zona intermedia determina flujos del tipo híbridos en que participan los 3 esfuerzos. A modo de ejemplo, el punto A es un flujo aluvional

híbrido, cuyo comportamiento se asemeja de alguna manera a un flujo del tipo pedregoso.

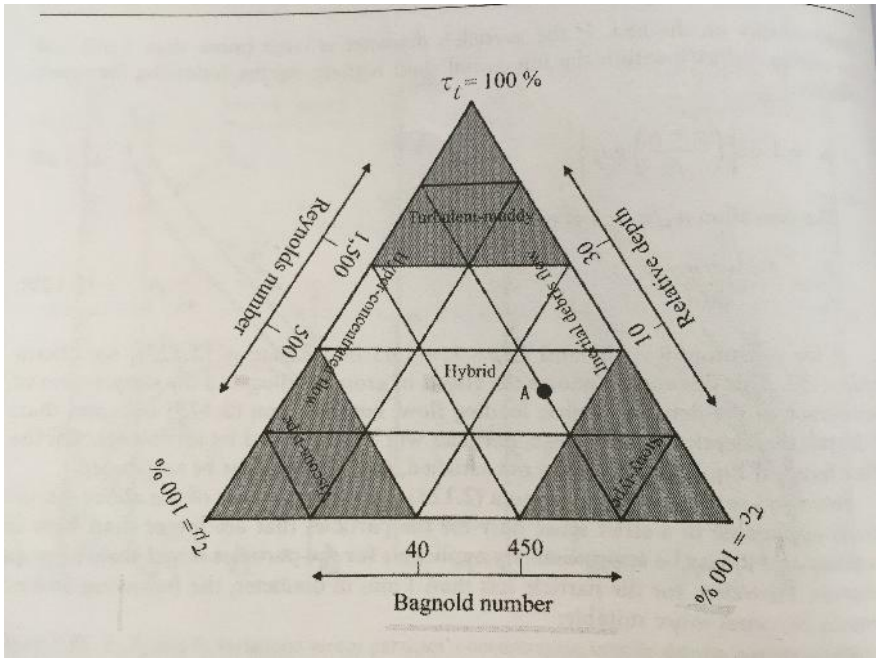


Figura 38: Clasificación dinámica de los flujos de detritos en el régimen inercial según Takahasi (2014). En este caso "Relative Depth" corresponde a H/d_p, τ_μ equivale a τ_f y τ_c a τ_{ss}.

5. Clasificación Aluviones Quebrada de Macul

En la sección 2, se indicaron los antecedentes y datos recopilados de eventos aluvionales anteriores en la Quebrada de Macul. Esta información es muy escasa y a pesar de toda la incertidumbre, aquel aluvión con mayores antecedentes corresponde al ocurrido en el año 1993. En él, se estimó una concentración volumétrica de sólidos del 38 %, una velocidad de 30 km/hr (8.3 m/s) y una altura de escurrimiento de 3 m.

A priori, considerando las concentraciones límites establecidas en la clasificación mecánica de los flujos de detritos (ver Figura 37), la concentración de 38 % v/v indica que el flujo de detritos de la Quebrada de Macul podría encontrarse en un régimen inercial o viscoso. Sin embargo, para poder conocer el régimen de flujo, será necesario estimar los adimensionales de Bagnold y Savage los cuales dependen de la viscosidad del fluido. Como se ha mencionado anteriormente, la viscosidad del fluido intersticial depende de la concentración de limos y arcillas por lo que es necesario estimar la concentración de finos en los flujos aluvionales de la Quebrada de Macul.

La Figura 32 (Sección 2) muestra la curva granulométrica de los sedimentos encontrados en la Quebrada de Macul. En ella se observa que el contenido de finos es sumamente bajo. Posiblemente, dicho resultado esté influenciado por la metodología escogida para determinar la curva granulométrica superficial, motivando así, la realización de una campaña de terreno para determinar el contenido de limos y arcillas disponible en las laderas de la Quebrada a si como en vestigios de deslizamientos anteriores que potencialmente podrían ser arrastrados y llegar al cauce principal (ver sección 3.2.3).

5.1. Contenido de Finos y Viscosidad Fluido Intersticial

Como resultado principal de las muestras analizadas tras la campaña de terreno descrita en la sección 3.2.3 y Anexo D, se obtiene que el porcentaje de finos es de un 0.83 % lo que tiene un impacto despreciable en la reología del fluido intersticial. Considerando que esta concentración fuese del 1 %, la viscosidad del fluido intersticial sería de 1.03 cp, es decir, se puede considerar que prácticamente es igual a la del agua (ver Anexo E).

5.2. Clasificación de aluviones en la Quebrada de Macul

Considerando la granulometría encontrada en el cauce de la Quebrada de Macul (Tabla 16), y los parámetros físicos indicados en la Tabla 17, los números adimensionales de Bagnold, Savage y Friccional toman los siguientes valores (Tabla 15):

Tabla 15: Números adimensionales de la Quebrada de Macul en prototipo.

N° Adimensional	Magnitud
Ba	$5.35{\cdot}10^5$
Sa	0.05
Nf	$1.15{\cdot}10^7$

Es decir, en la Quebrada de Macul, el aluvión de 1993 tuvo un régimen inercial $Ba > 450$, pero un flujo dominado por la fricción entre las partículas ya que $Sa < 0.1$. Sin embargo, dada la con-

Tabla 16: Diámetros característicos en mm para la Quebrada de Macul

d10	d50	d90
43.3	181.3	1782

Tabla 17: Parámetros físicos para modelo y prototipo.

Parámetro	Prototipo	Modelo
ϕ	0.380	0.380
ϕ^*	0.644	0.644
U (m/s)	8.333	1.500
H (m)	3.000	0.100
ds (m)	0.181	0.036
$\lambda^{1/2}$	2.281	2.281
$\partial u/\partial z$	2.778	15
μ (Pa·s)	0.001	0.032
rho_s (kg/m^3)	2650.000	2650.000
rho_f (kg/m^3)	1000.000	1000.000

centración de 0.38 % en volumen y según la clasificación mecánica de Takahashi (2014) (Figura 37) difícilmente el flujo podría haber estado dominado por la fricción entre las partículas. Además, dado los grandes clastos observados en la Qebrada de Macul y que han sido transportados por este tipo de flujos, es probable que la transferencia de momentum debido a las colisiones entre las partículas esté dominada por las partículas más grandes. En ese caso y considerando el d90, el número de savage toma el valor de Sa = 4.5 manifestando así el predominio de las colisiones entre las partículas por sobre la fricción entre ellas (ver Tabla 18).

Por último, el parámetro H/dp (ver Figura 37) toma los siguientes valores:

Tabla 18: N° de Savage y escala relativa de longitudes H/dp en función del diámetro del sedimento en la Quebrada de Macul en prototipo

	dp (m)	Sa	H/dp
d50	0.181	0.05	16.5
d90	1.782	4.51	1.7

donde H = 3 m es la altura de escurrimiento estimada en el aluvión de 1993 para el frente de mayor magnitud.

Finalmente, la tabla anterior muestra que la escala relativa de longitud H/dp toma valores de 16.5 y 1.7 para el d50 y d90 respectivamente. Esto, según la calsificación dinámica de Takahashi (2014) y, considerando el d90 - dada la importancia de los grandes clastos en la transferencia de momentum asociada a las colisiones - indica que el flujo sería del tipo pedregoso.

Por lo tanto, y en base a lo expuesto anteriormente y a la escasez de antecedentes de aluviones previos en la Quebrada de Macul, se considerará para ésta consultoría que el aluvión a reproducir se encuentra en el régimen inercial dominado por las colisiones entre las partículas por sobre los esfuerzos friccionales y viscosos. Es decir, se busca reproducir en laboratorio un flujo con Ba>450,

Sa>0.1 y H/dp<10.

6. Escala Modelo Físico

6.1. Efectos de Escala

El llevar un fenómeno natural (prototipo) a un modelo a escala reducida, trae muchas veces consigo efectos de escala. Los efectos de escala son la imposibilidad de representar todas las características ya sea geométricas o físicas (fuerzas) que están presentes en el fenómeno natural que se quiere estudiar producto del escalamiento del fenómeno para que pueda ser estudiado dentro de un espacio reducido como lo es un laboratorio.
En el caso de los flujos aluvionales los efectos de escala son los siguientes:

- Dependiendo de la escala utilizada, una fracción de la curva granulométrica escalada tendrá diámetros inferiores a 74 μm, por lo que pasarán a ser parte del fluido intersticial. Es decir, no se podrán modelar los esfuerzos asociados a las colisiones de esas partículas y tendrán que ser considerados como parte del fluido intersticial. Sumado a lo anterior, está el tamaño de sedimentos tamizados que se pueden encontrar en el mercado.

- Tal como se describió en el análisis dimensional realizado en modelos a escala reducida (sección 4.1), la correcta representación de las fluctuaciones de presión de poros implica viscosidades del fluido intersticial exageradas que para flujos en prototipo turbulentos y dominados por las colisiones entre las partículas, en modelo serían macroviscosos.

- Dado que no se puede, en el caso de la Quebrada de Macul, aumentar la viscosidad del fluido intersticial para mantener tanto en modelo como en prototipo el mismo efecto en la generación y difusión de la presión de poros que permite que los flujos detríticos se mantengan fluidizados por varios kilométros transportando grandes clastos, la distancia recorrida en modelo será sumamente baja y de tan solo algunos metros pues, la disfusión del exceso de presión de poros será sumamente rápida. Uno de los modelos físicos más grandes construidos en la actualidad es el canal de la USGS, el cual es capaz de descargar cerca de 6 m^3 de mezcla sólido-líquido por un canal de 100 m de largo y logra "run outs" alrededor de $\sim$20 m.

Dado los efectos de escala mencionados anteriormente, y la imposibilidad de representar toda la física de un aluvión, se debe buscar una escala del modelo y una viscosidad del fluido intersticial que permita reproducir en modelo un flujo aluvional en el mismo régimen de los aluviones esperados en la Quebrada de Macul, es decir, flujo inercial turbulento dominado por las colisiones entre las partículas.

6.2. Reología Fluido Intersticial en Modelo

Diversos autores (Iverson 1985, Mayor 1992, Montserrat 2005, Iverson et al. 2010, Takahashi 2014, entre otros), indican que muchos flujos detríticos ocurridos en la naturaleza pueden modelarse como un fluido equivalente tipo Bingham, sobre todo para flujos con alto contenido de fino. Esto, porque el esfuerzo de fluencia da cuenta de los esfuerzos friccionales entre las partículas. La ley constitutiva de un fluido tipo Bingham es:

$$\tau(z) = \tau_y + \eta \frac{\partial u}{\partial z} \tag{23}$$

donde τ es el esfuerzo de corte a una altura z, τ_y el esfuerzo de fluencia, η la viscosidad de Bingham y $\partial u/\partial y$ la tasa de deformación angular.

Por lo tanto, en modelo físico se utilizará como fluido intersticial una mezcla de agua con bentonita que tiene un comportamiento reológico No-Newtoniano bien representado por el modelo tipo Bingham.

Se realizarón ensayos reológicos utilizando el reómetro modelo Reholab-QC de la marca Anton Paar, propiedad del Laboratorio de Reología del departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile, para distintas concentraciones en peso de la mezcla agua-bentonita. Estas concentraciones fueron 6, 8 y 10 % p/p, entregando los resultados indicados en la Tabla 19.

Tabla 19: Reologías de la mezcla agua-bentonita para distintas concentraciones en peso C_p, donde η es al viscosidad de Bingham y τ_y el esfuerzo de fluencia.

Cp %	Parámetro	
6	$\eta\ [Pa \cdot s]$	6.4
	$\tau_y\ [Pa]$	0.2
8	$\eta\ [Pa \cdot s]$	12
	$\tau_y\ [Pa]$	1.4
10	$\eta\ [Pa \cdot s]$	15.0
	$\tau_y\ [Pa]$	10.5

La concentración de la mezcla agua-bentonita y por ende su viscosidad, dependerá de la escala escogida para el modelo.

6.3. Modelo Físico 0: Canal de Generación del Aluvión

Previo a la definición de la escala del modelo físico, se realizó una instalación experimental denominada "Modelo 0"para establecer las condiciones experimentales necesarias para reproducir un aluvión completamente desarrollado, es decir, que los sólidos más grandes viajen en el frente del aluvión, y los más finos hacia la cola de éste (ver Figura 39).

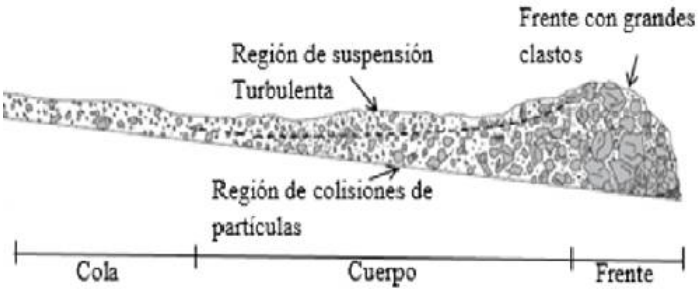


Figura 39: Forma típica de un aluvión.

Luego de varios ensayos experimentales (ver Anexo F), se logró la configuración experimental final para el canal de generación del aluvión que consiste en un canal rectangular de 40 cm de ancho,

pendiente de 30° y 8 m de largo. La mezcla detrítica se encuentra almacenada en el estanque de mezcla y es liberada tras la apertura rápida de una compuerta. La velocidad del flujo a la entrada de los decantadores debe ser comparable con aquella estimada en el aluvión de 1993 (∼8 m/s). Para ello, la compuerta que libera el flujo sólo se abre 15 cm logrando una descarga paulatina de la mezcla detrítica sobre el canal. Además, se incrustaron piedras asociadas al d90 de la curva granulométrica en el fondo y paredes del canal con el fin de incrementar las colisiones entre las partículas y disminuir la velocidad del frente. Las Figuras 41 y 40 muestran un esquema conceptual y una imagen real del canal de generación diseñado en el modelo 0 respectivamente.

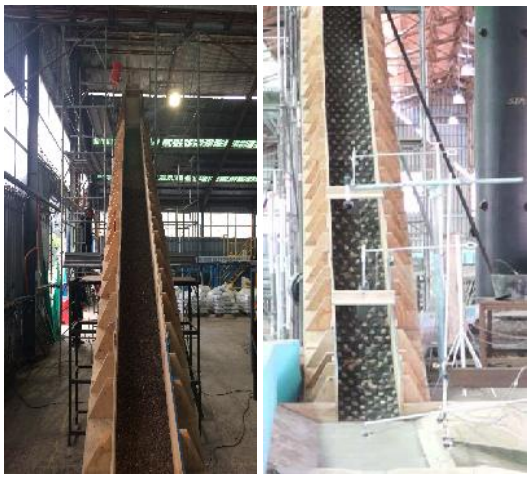


Figura 40: Modelo 0: canal de generación del aluvión.

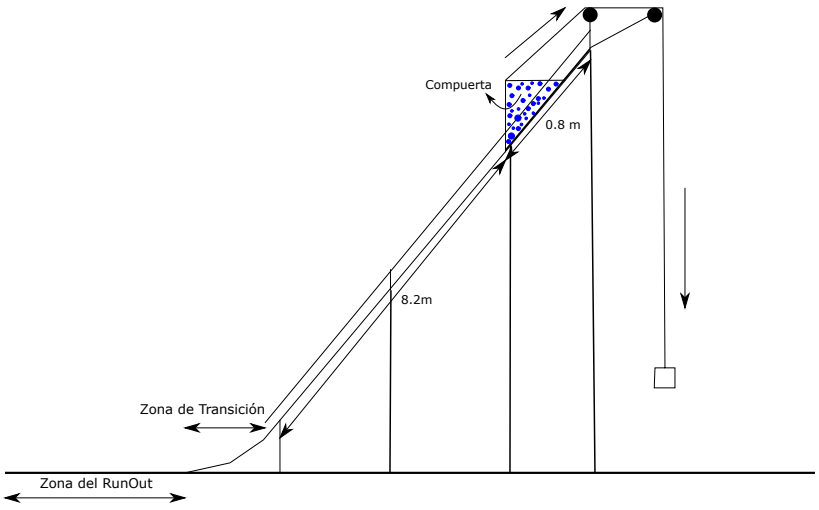


Figura 41: Modelo 0: Esquema canal de generación del aluvión.

6.4. Escalamiento modelo físico

Como se ha mencionado, se debe reproducir en modelo físico un flujo detrítico en régimen inercial dominado por las colisiones entre las partículas por sobre los esfuerzos viscosos y friccionales, es

decir, $Ba > 450$, $Sa > 0.1$ y $H/dp < 10$.
Dado que en modelo físico se utilizará como fluido intersticial un fluido tipo Bingham, el número de Bagnold se escribe como:

$$N_{Bag} = \frac{\rho_s \lambda^{1/2} d_s^2 \left(\frac{\partial u}{\partial y}\right)^2}{\tau_y + \eta \frac{\partial u}{\partial y}} \tag{24}$$

donde la viscosidad en la ecuación 12 fue reemplazada por la viscosidad aparente μ_a definida como $\mu_a = \tau/\dot{\gamma}$, mientras que la tasa de deformación angular puede ser estimada como $\partial u/\partial y \sim U/H$ con U la velocidad media del flujo y H la altura de escurrimiento.

En primer lugar, y tal como aparece en las bases del estudio, el modelo físico a diseñar debe estar entre una escala 1:40 a 1:80. La Tabla 20 muestra los números adimensionales de Bagnold para distintas escalas y para las distintas viscosidades estudiadas. De esta tabla se desprende que tanto para las mezclas agua-bentonita a concentraciones peso peso (C_p) al 6 % y 8 % el flujo de detritos se encuentra en régimen inercial solo para las escalas 1:40 y 1:50. En cambio para $C_p = 10\,\%$, este se encuentra en régimen de transición para éstos casos. Es importante mencionar que el número de Bagnold se estimó considerando el d90 de los sedimentos ya que en el canal de generación del aluvión (ver Figura 40) se dispuso de partículas de tamaños del orden de 3 a 4 cm comparables con el d90 de la curva granulométrica a escala que permiten aumentar la rugosidad del cauce y diminuir la velocidad del frente aluvional. Por lo tanto, es de esperar que las colisiones entre las partículas y la transferencia de momentum ligada a ésta este dominada por este tamaño de partículas.

Tabla 20: N° de Bagnold para distintas escalas considerando los fluidos tipo Bingham.

Escala	d90	Bagnold			
		Prototipo	Cp 6 %	Cp 8 %	Cp 10 %
Prototipo	1.782	533096	-	-	-
1:40	0.045	-	3726	817	304
1:50	0.036	-	2384	523	195
1:60	0.030	-	1656	363	135
1:70	0.025	-	1217	267	99
1:80	0.022	-	931	204	76

Una pregunta que surge del análisis anterior es, por qué no disminuir la viscosidad del fluido agua-bentonita de tal manera que el aluvión escalado se encuentre en el régimen inercial a escalas más pequeñas?. La respuesta a esta pregunta tiene relación con la factibilidad de generar el frente aluvional.

De todas las experiencias realizadas que buscaban generar un frente aluvional desarrollado, se encontró que:

- La condición ideal sería tener suspendidas todas las partículas (arenas y gravas) en el estanque para mantener la mezcla homogénea previo a la apertura de la compuerta.
- Para descargar el volumen de detritos de una manera más controlada y poder disminuir la velocidad del frente, la apertura de la compuerta es de solo 15 cm y no completa.

- El punto anterior tiene una consecuencia. Con la apertura parcial de la compuerta (15 cm), si las arenas no se mantienen suspendidas, una porción importante del material detrítico se queda depositado en el estanque y no fluye a través del canal.
- Para que las arenas se mantengan suspendidas previo a la apertura parcial de la compuerta, la mezcla agua-bentonita debe ser preparada a concentraciones peso peso iguales o superiores al 7 %.

Por lo tanto, no es posible desarrollar el modelo físico a una escala inferior a 1:50 pues no se podría mantener las arenas suspendidas y generar un aluvión en el régimen inercial.

Por otro lado, es importante que la escala permita reproducir las velocidad del flujo aluvional estimada en el Quebrada de Macul a la entrada de la piscina 1 de tal manera que el impacto del flujo contra las estructura de desvió a diseñar sea comparable con el prototipo. Como se ha indicado anteriormente, se modificó la rugosidad del cauce incrustando piedras entre 3 a 4 cm de diámetro tanto en el fondo como paredes del canal de tal manera que permitieran disminuir la velocidad del frente aluvional. La velocidad máxima alcanzada por el segundo frente del aluvión de 1993 en la Quebrada de Macul fue de 8.3 m/s. Es decir, a escala 1:40 y 1:50 la velocidad sería de 1.3 y 1.2 m/s respectivamente.

Tanto en la escala 1:40 y 1:50 se logra el régimen inercial del flujo para mezclas agua-benonita a concentraciones Cp=7 % y Cp=8 %. Las velocidades, también son muy similares y, por lo tanto, dado el espacio físico disponible en el laboratorio del Instituto Nacional de Hidráulica para la construcción del modelo físico, se prioriza su construcción a una escala 1:50.

Sólo queda confirmar que se cumpla la condición de $Sa > 0.1$ y $H/dp < 10$, tal como se muestra en la tabla 21, donde se consideró el d90 como diámetro representativo de los sedimentos y una altura de escurrimiento H∼10 cm observada en los diversos experimentos realizados en el modelo 0.

Tabla 21: Números de Bagnold Ba, Savage Sa y Altura relativa H/dp para el flujo de detritos a escala 1:50.

N°	Prototipo	Cp 6 %	Cp 8 %	Cp 10 %
Ba	533096	2384	523	195
Sa	4.51	1.01	1.01	1.01
H/dp	1.68	2.81	2.81	2.81

6.4.1. Escalamiento de la Curva Granulométrica

Considerando que la escala geométrica es 1:50, la curva granulométrica a representar en modelo físico 1:50 es la indicada en la Figura 42. En la misma figura, se presenta la curva granulométrica a escla 1:80 que será utilizada en un modelo físico a escala 1:80 denominado “Maqueta” el cual es construido previo al modelo físico escala 1:50 para probar distintas alternativas de obras de desvío aluvional. El objetivo y características principales de la maqueta se indican en el siguiente capítulo del estudio.

Por último, es importante destacar, que aquellos sedimentos que al ser escalados caen en el rango de finos $d_s < 74\mu m$, no podrán ser modelados. Esto ocurre para las partículas de diámetro 3.7 mm

y 5.9 mm en prototipo para las escalas 1:50 y 1:80 respectivamente.

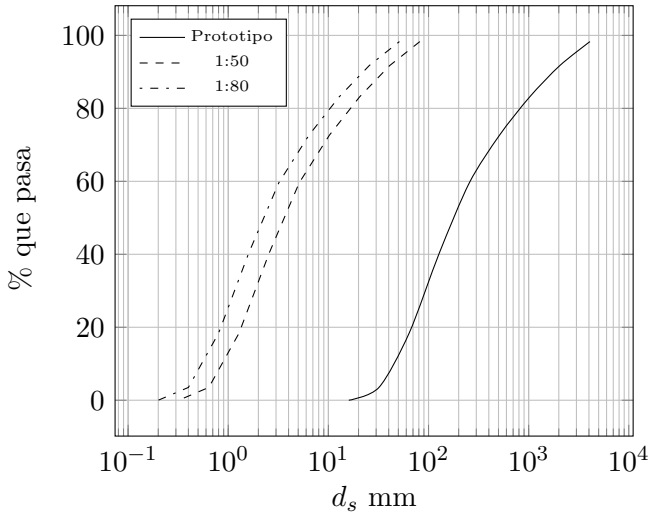


Figura 42: Curvas granulométricas escaladas.

7. Maqueta Conceptual: Definición de Obra de Desvío

A conocimiento de los autores de este estudio, no se encontraron en la literatura obras de control aluvional capaces de desviar un porcentaje predeterminado del flujo detrítico. Debido a esto, se decidió diseñar y construir una maqueta conceptual que permita evaluar distintas obras de desvío aluvional (Alternativas) para así determinar la obra de desvío que cumpla con el objetivo de desviar un 80 % del flujo hacia la Hondonada, la cual será construida en el modelo físico a escala 1:50 (ver sección 6.4).

La escala escogida para la maqueta conceptual es 1:80, aunque si bien no estaremos en todos los ensayos en el régimen esperado (Ba>450), sí nos dará una idea de la obra a diseñar y construir en el modelo 1:50. De esta manera, al ser un modelo más pequeño, nos permite realizar varios ensayos experimentales y estudiar el comportamiento hidrodinámico de varias alternativas en un menor tiempo de ejecución.

La diferencia principal entre la maqueta (1:80) y el modelo físico (1:50), consiste en que la maqueta solo considera las piscinas 1 y 2 con sus dimensiones, pendientes y taludes principales, mientras que el modelo físico considera todo el sistema de control aluvional desde el decantador n°1 hasta el decantador n°5 incluyendo la hondonada y la topografía en detalle.

Se estudian 4 alternativas de obras de desvío aluvional, las cuales se describen a continuación.

7.1. Descripción Alternativas

La alternativa n°1 consiste en utilizar las presas o "check dams" que ya están construidas en la actualidad y construir el vertedero lateral diseñado (ver Anexo G) en la ribera sur del decantador n°1, tal como se muestra en la Figura 43A.

La alternativa n°2 consiste en mantener el vertedero de la Alternativa n°1 y reemplazar la presa del decantador n°1 por una presa de apertura vertical en dirección diagonal de 45° tal como se muestra en la Figura 43B. Si bien Mizuyama et al. (1995) sugiere utilizar una separación entre los elementos entre 1.5-2d_{95}, en el caso de la Quebrada de Macul el d_{95} es cercano a los 3 metros que son rocas de gran envergadura y no necesariamente serán movilizadas por eventos menores. Por tal motivo, se ha decidido utilizar el $d_{90} = 1.78$ metros. Contemplando lo anterior se define una separación entre pilares de 2 d_{90}, obteniendo una eficiencia de retención del 73 %, según la ecuación 3.

La alternativa n°3 es una presa de apertura vertical curva tangente al talud norte del decantador n°1 y tangente al vertedero, buscando así disminuir el impacto del aluvión en los pilares y aumentar el flujo hacia la hondonada. Además considerando que las rocas de 1 metro de diámetro son potencialmente destructivas, se diseña el nuevo espaciamiento entre pilares con 1.5 veces el diámetro de dichas rocas quedando un espacio entre pilares en prototipo de 1.5 metros. En la Figura 43C se muestra la configuración de la alternativa 3.

La alternativa n°4 reemplaza los pilares por un muro curvo de 0.2 metros escala modelo, dejando un arreglo de pilares en el eje central del decantador n°1. Se consideraron 4 pilares con un espaciamiento

de 1.5 veces el diámetro de rocas de 1 metro. En la Figura 43D se muestra la configuración. Mayor detalle del diseño de dicha alternativa se encuentra en el Anexo G.

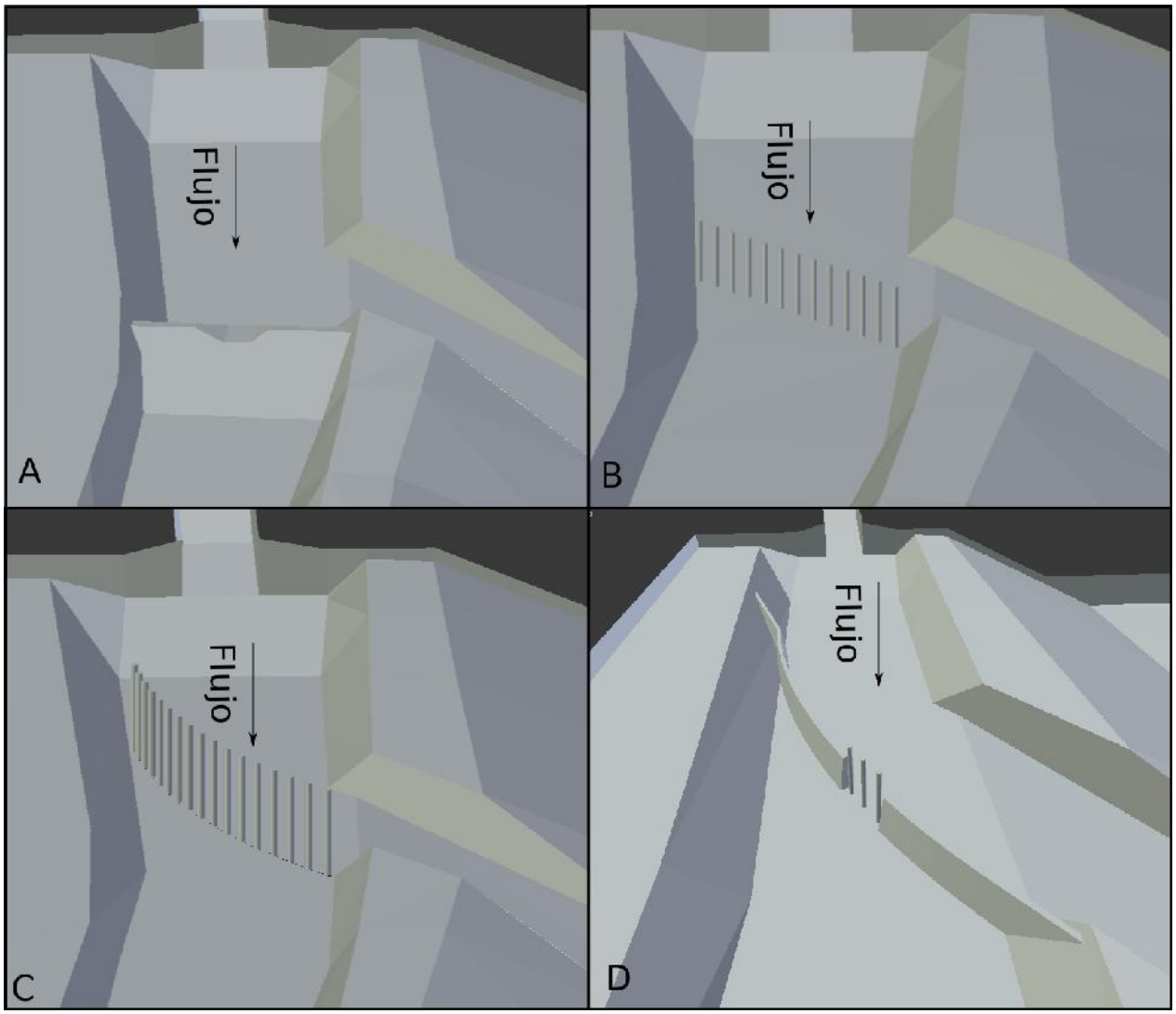


Figura 43: Esquema de Alternativas 1, 2, 3 y 4.

7.2. Resultados y Análisis

A continuación se muestran los resultados de los ensayos realizados en el modelo a escala reducida 1:80, de las 4 alternativas antes mencionadas para desviar el flujo hacia la Hondonada. Más información acerca de la construcción, metodología y material audiovisual de los ensayos puede ser consultada en el Anexo G y Digital.

La Tabla 22 muestra los resultados obtenidos para cada uno de los ensayos realizados, considerando viscosidades aparentes (μ_a) del fluido intersticial de 87,4 y 98.6 veces la viscosidad del agua. La concentración volumétrica de sólidos (ϕ_s) se mantuvo constante en todos los ensayos e igual al 38 %,

tal como se estimó para el aluvión de 1993. Las velocidades del frente aluvional fueron estimadas utilizando la técnica de PIV justo a la salida del canal de generación. La eficiencia E_f de cada una de las obras de desvío ensayadas se define como,

$$E_f = \frac{MH}{(M2 + M3 + MH)} \cdot 100 \tag{25}$$

donde $M2, M3$ y MH son la masa de material retenido en el decantador N°2, 3, y Hondonada respectivamente. La masa retenida en el decantador n°1, no es considerada puesto que esta potencialmente habría sido desviada si es que el aluvión no se hubiese detenido. Recordemos, que debido a efectos de escala propios del escalamiento de flujos de detritos, estos no son capaces de mantenerse fluidizados por largas distancias en modelos físicos a escala reducida tal como ocurre en la naturaleza (ver Figura 6).

Tabla 22: Eficiencia de la obra de desvío según Alternativs. M1, 2, 3 y H, corresponden a la masa de material depositado en el decantador N°1, 2, 3 y Hondonada respectivamente. % GVD hace referencia al porcentaje de gruesas mayores a 1 m en prototipo (2 cm en modelo) desviadas hacia la hondonada.

Alternativa	Cp [%]	U [m/s]	M1 [KG]	M2 [KG]	M3 [KG]	MH [KG]	% GVD	E_f
1	10	-	27.39	63.19	51.54	16.87	17	13 %
1	10	-	29.96	51.22	88.11	7.99	6	5 %
1	8	-	38.3	50	55	19	25	15 %
1	8	2.11	44.8	52.5	56	16	18	13 %
1	8	1.79	52.81	57.71	37.14	13.24	17	12 %
2	8	1.24	30.5	83	18.3	28	56	22 %
2	10	1.75	31.4	94	20	31	52	21 %
2	7	3.14	34.8	85.95	18.8	20.75	48	17 %
3	8	2.1	22.54	78.11	7.6	61.13	84	42 %
4	8	3.5	33.741	16.395	0	113.874	97	87 %
4	7	2.43	46.615	14.14	0	82.44	93	85 %

Los resultados muestran una mejora considerable en el desvío del flujo para la Alternativa 4 en comparación con las Alternativas 1, 2 y 3. Es más, el porcentaje de material desviado está por sobre el 80 %, indicando que pese a la simplificación del cálculo de la presa de apertura vertical utilizando ecuaciones para el vertedero (ver Anexo G), el diseño entregó resultados aceptables.

Otro resultado importante es que casi todas las piedras de magnitud superiores a 1 m en prototipo, consideradas con un alto poder destructivo, fueron desviadas. Estas piedras, fueron pintadas en verde durante los ensayos.

La Figura 44 muestra una imagen del funcionamiento de las obras de desvío para cada una de las alternativas estudiadas. Es claro ver en estas imágenes un buen desarrollo del frente aluvional, con las partículas más gruesas, pintadas de color verde, ubicadas en el frente de éste.

En todos los ensayos realizados, a excepción de la Alternativa n°1, no hubo bloqueo de la presa de apertura vertical tipo “Slit Dams”, debido a que el flujo desviado hacia la hondonada remueve las

piedras que son retenidas por la presa, dejando pasar gran parte de la cola del aluvión (material más fino) hacia los decantadores. Éste problema se resuelve en gran medida con la Alternativa n°4, en que solo la parte central de la obra de desvío presenta una apertura que permite el paso del flujo hacia los decantadores.

Por lo tanto, la Alternativa n◦4 se usará como obra de desvío a construir en el modelo físico escala 1:50. Para acercarse más al objetivo del 80 % flujo desviado y suponiendo que cada apertura de la presa vierte el mismo caudal, se debiese agregar un quinto pilar para así tener una apertura extra y acercarse al 80 %.



Figura 44: Esquema de Alternativas 1, 2, 3 y 4.

8. Ensayo de Pulso Aluvional y Diagnóstico de Alternativa Seleccionada en Modelo Físico Escala 1:50

Una vez seleccionada la alternativa 4 vista en la sección 7, se lleva a un modelo físico a escala reducida 1:50, donde se ensaya su funcionamiento a diferentes viscosidades aparente (μ_a) del fluido intersticial y concentraciones volumétricas de sólidos (ϕ_s). A continuación se muestra la instalación experimental, los resultados de los ensayos y su respectivo diagnostico.

8.1. Instalación Experimental

La instalación experimental (ver Figura 45 y 46), está formada por el sistema de preparación del material detrítico, un estanque de mezcla, una compuerta de apertura rápida, un canal de generación, decantadores n°1, 2, 3, 4 y 5, obra de desvío, Hondonada, estanque receptor y sistemas de medición. Cada una de estas partes se detallan a continuación aunque mayor detalle puede revisarse en los planos 4359 - 1 a 5:



Figura 45: Vista frontal instalación experimental. Posee un ancho máximo de 6.8 m y un largo de 20 m sin considerar el canal de generación.

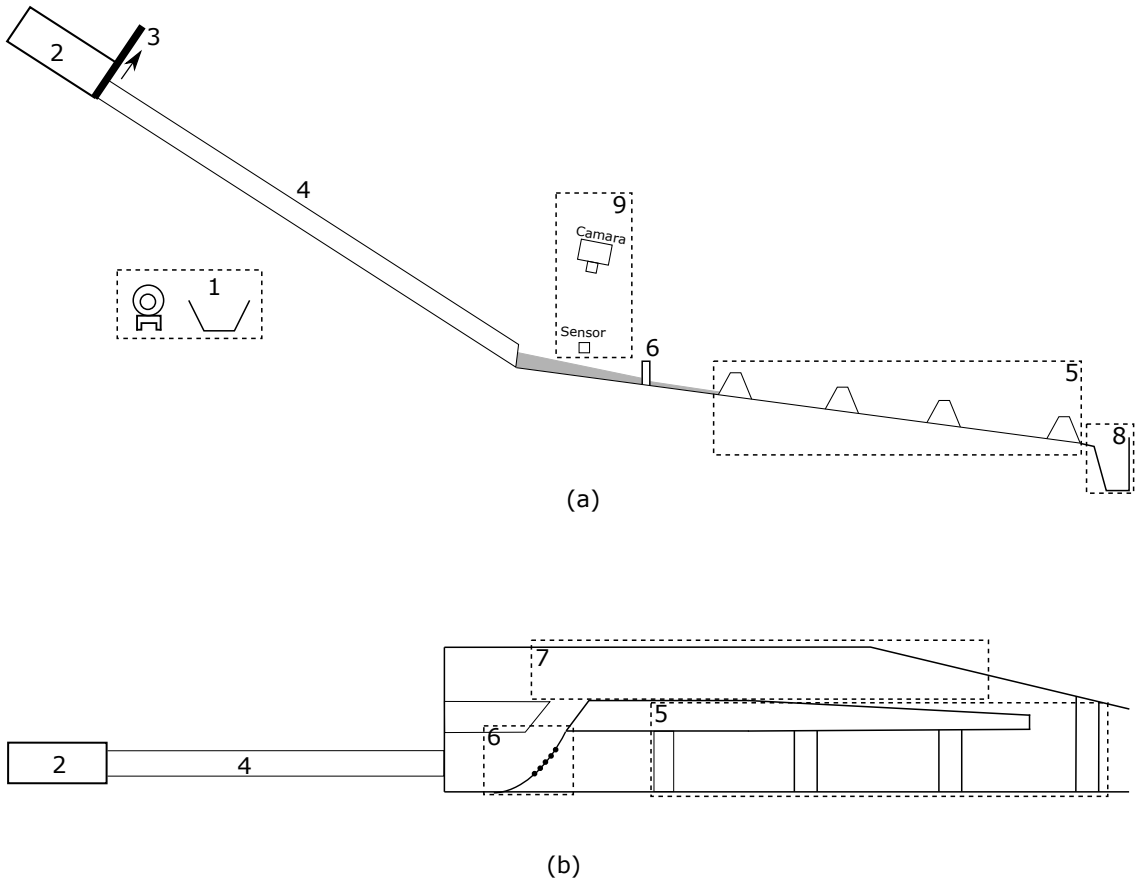


Figura 46: Figura esquemática de la instalación experimental del modelo físico escala 1:50. (a) Vista lateral. (b) Vista en Planta. (1): Sistema de preparación del material detrítico. (2): Estanque de mezcla. (3): Compuerta de apertura rápida. (4): Canal de generación. (5): Decantadores n°1, 2, 3, 4 y 5. (6): Obra de desvío. (7): Hondonada. (8): estanque receptor. (9): Sistemas de medición.

8.1.1. Metodología Ensayos Modelo Físico 1:50

La metodología utilizada en cada ensayo de medición es la siguiente:

- Preparación de la mezcla agua bentonita a la concentración peso/peso deseada. Esta mezcla se realiza dentro de un estanque plástico de 1000 litros por una bomba centrifuga sumergible que recircula el agua dentro del estanque. El proceso de mezclado se facilita al pasar el agua con la bentonita por los álaves o aspas de la bomba y finaliza cuando los grumos se han eliminado por completo. Dicha mezcla se prepara 1 día antes del respectivo ensayo, producto que la bentonita sufre una maduración, aumentando su viscosidad. Es importante indicar que los ensayos reológicos del fluido intersticial fueron realizados al día siguiente de realizada la mezcla.
- Preparación del sedimentos considerando la curva granulométrica encontrada en terreno a escala 1:50.

- Se pesa y almacena en baldes la mezcla agua bentonita. Cabe destacar que el volumen total de mezcla sólidos-líquido es constante e igual a 0.4 m^3, variando entre ensayos la concentración volumétrica de sedimentos.
- Para tener una mezcla lo más homogénea posible, se mezcla en una betonera el fluido intersticial agua-bentonita con los sedimentos menores a 2 mm (rango de arenas).
- La mezcla del fluido con las arenas realizada en la betonera, es izada através de un sistema de poleas, en baldes de 20 litros al estanque de mezcla.
- Posteriormente, son izadas y vertidas las gravas (ds>2 mm) en el estanque de mezcla. Esto para que las gravas que tienen una gran capacidad de sedimentar, estén retenidas en el estanque de mezcla el menor tiempo posible.
- En simultáneo con la subida de los sedimentos al estanque de mezcla, se instalan los instrumentos de medición: cámaras y sensores ultrasónicos.
- Una vez que todo el material se encuentra en el estanque de mezcla, los instrumentos empiezan a grabar.
- Se libera un peso de 50 kilos, que tracciona la compuerta y la abre instantáneamente 15 cm. Esta altura se fija para que la salida del flujo sea más controlada y no se libere todo de golpe, disminuyendo así la velocidad del frente.
- Una vez que el flujo se detiene, se toman fotografías del depósito final al material que quedó en el decantandor n°1, al que fue desviado a la hondonada y al que pasó a través de la obra de desvío, con el objetivo de caracterizar de forma visual la granulometría por sector.
- Retiro por separado del material depositado en la Hondonada, decantador n°1, y lo que pasa más allá de la obra de desvío. Este material es lavado para retirar la bentonita, puesto a secar y posteriormente pesado, para así poder determinar el porcentaje de material desviado y retenido.
- Análisis granulométrico del material depositado en cada una de las zonas mencionadas anteriormente.
- Análisis de los datos obtenido por los sensores ultrasónicos y cámaras.

8.1.2. Conjunto de Ensayos

Se realiza un conjunto de ensayos variando la concentración en peso de bentonita ($C_p = 7,8$ y $10\,\%$) con viscosidades aparentes en modelo del orden de 25, 40 y 200 cp respectivamente y tres concentraciónes volumétrica de sólidos ($C_v = 38,\ 45$ y $50\,\%$), manteniendo constante el volumen descargado y la curva granulométrica.

Más detalle de la construcción del modelo físico, sistemas de medición, puesta en marcha y ensayos se pueden ver en los Anexos H, I y Digital.

Tabla 23: Matriz de ensayos. La viscosidad aparente depende de $\partial U/\partial z \sim U/H$ por lo que es estimada considerando $U \sim 4\ m/s$ y $H \sim 0.1m$ según lo medido en los ensayos.

N Ensayo	$C_p[\%]$	$C_v[\%]$	$\mu_a[cp]$
1	7	38	25
2	8	38	40
3	10	38	225
4	7	45	25
5	8	45	40
6	10	45	225
7	7	50	25
8	8	50	40
9	10	50	225

8.2. Análisis de Resultados

En la Tabla 24, se detallan los resultados mas relevantes de cada ensayo. Mayor detalle de cada ensayo, asi como el cálculo de la velocidades y curva granulométrica utilizada puede ser consultado en el Anexo I. La velocidades máximas y medias son tomadas en el punto indicado en la Figura 47.

Tabla 24: Eficiencia de la obra de desvío para diferentes viscosidades y concentraciones volumétricas. M1, M2 y H, corresponden a la masa de material depositado en el decantador N°1, 2 y Hondonada respectivamente.

Ensayo	**Cp %**	**Cv %**	U_{media} **[m/s]**	U_{max} **[m/s]**	**M1 [Kg]**	**M2[Kg]**	**H[Kg]**	**Ef**
Cp7Cv38	7	38	2.12	4.86	42.7	38.7	264.9	87.3 %
Cp7Cv45	7	45	1.95	4.45	-	-	150.5	-
Cp7Cv50	7	50	1.55	3.93	-	-	333.3	-
Cp8Cv38	8	38	2.69	4.78	59	40.4	255.7	86.4 %
Cp8Cv45	8	45	2.29	4.46	80.8	41.3	314.4	88.4 %
Cp8Cv50	8	50	1.95	4.56	121.2	17.2	397.5	95.9 %
Cp10Cv38	10	38	1.69	3.58	59.87	41.96	263.2	86.3 %
Cp10Cv45	10	45	2.45	4.8	82.2	34.5	323.6	90.4 %
Cp10Cv50	10	50	2.32	4.42	135.05	10.5	338.5	97.0 %

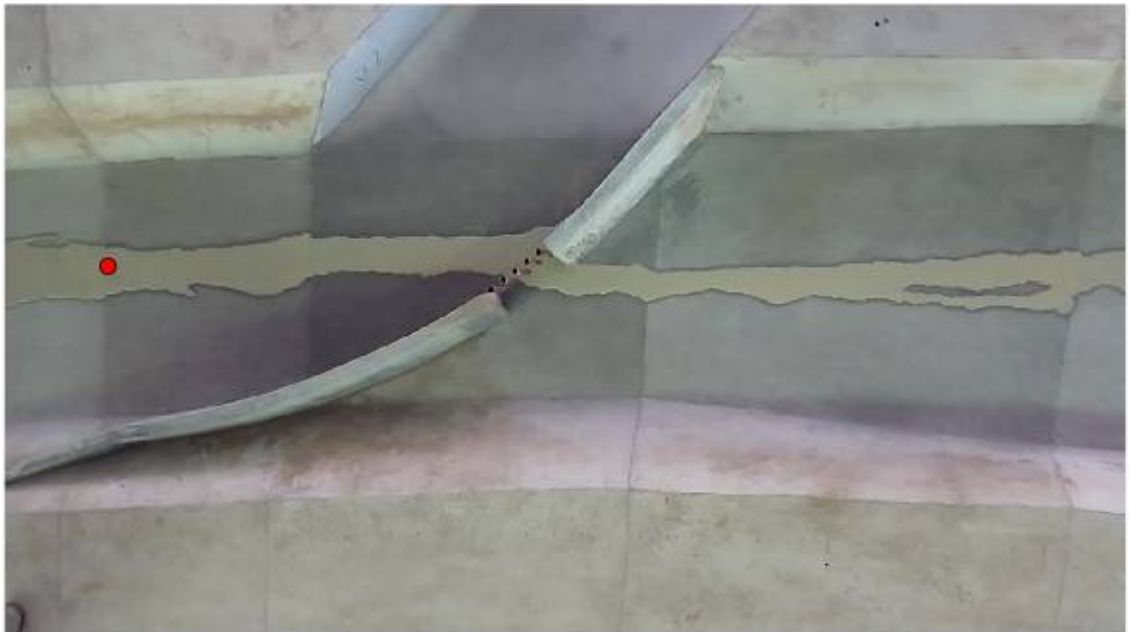
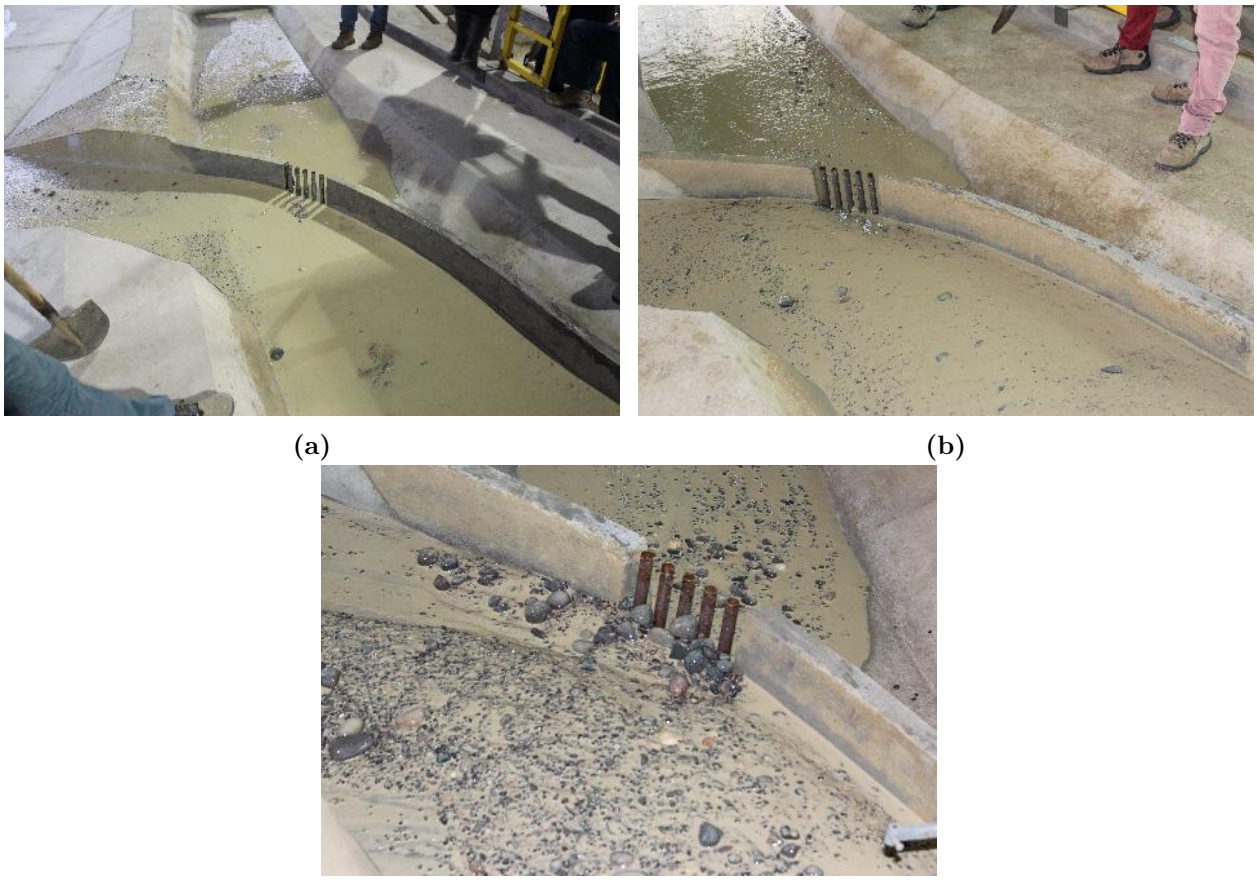


Figura 47: Punto de extracción de velocidad máxima y media.

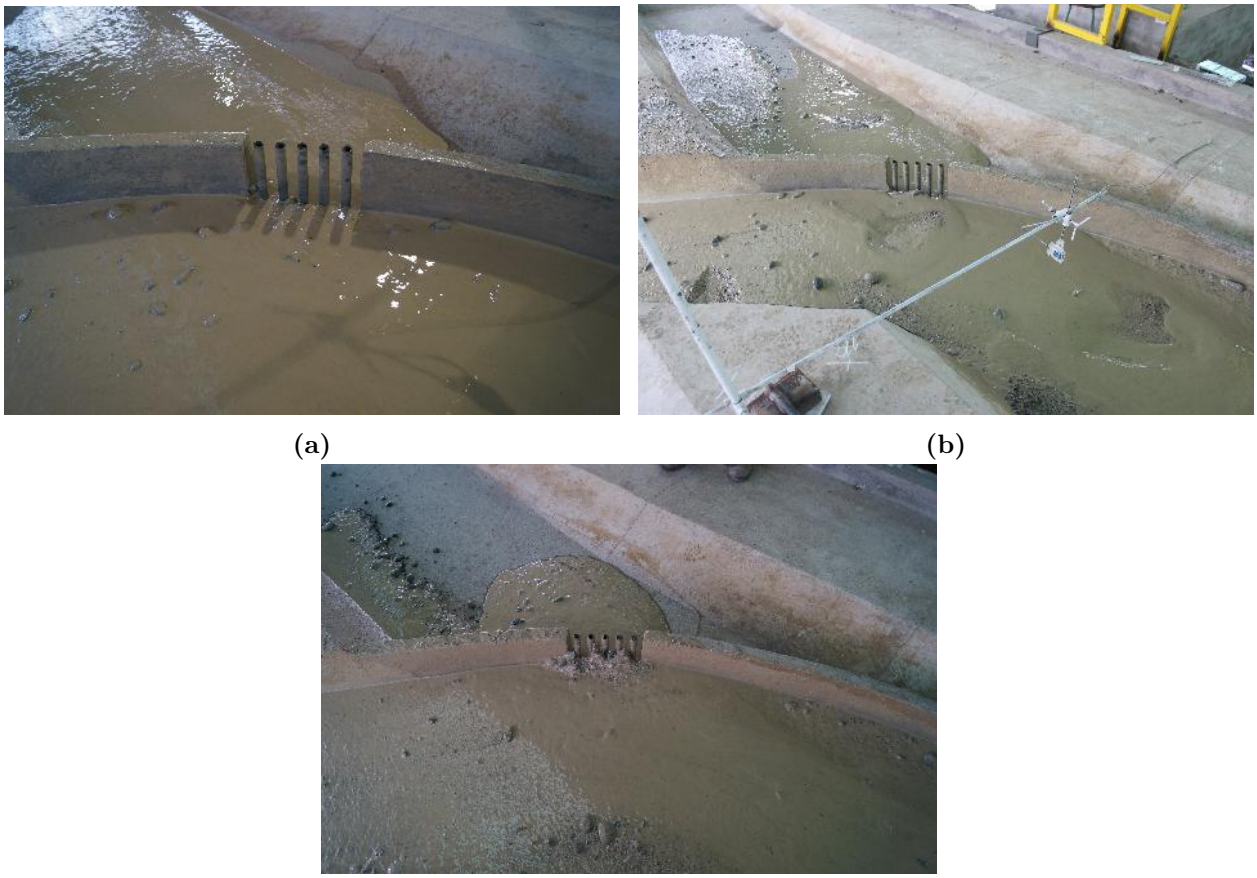
En la Tabla 24, no es claro concluir que la variación en la viscosidad del fluido intersticial (variación de Cp) tenga un efecto significativo en la eficiencia de la obra. En cambio, la variación en la concentracion volumétrica de sólidos sí tiene un efecto en la eficiencia de la obra. A mayor concentración volumétrica de sólidos, mayor es el material desviado hacia la Hondonada. Este efecto se puede apreciar en las Figuras 48, 49 y 50, donde se observan ciertos clastos bloqueando la obra de desvío permeable a medida que aumenta la concentración volumétrica de sólidos (ϕ_s).



(a) **(b)**

(c)

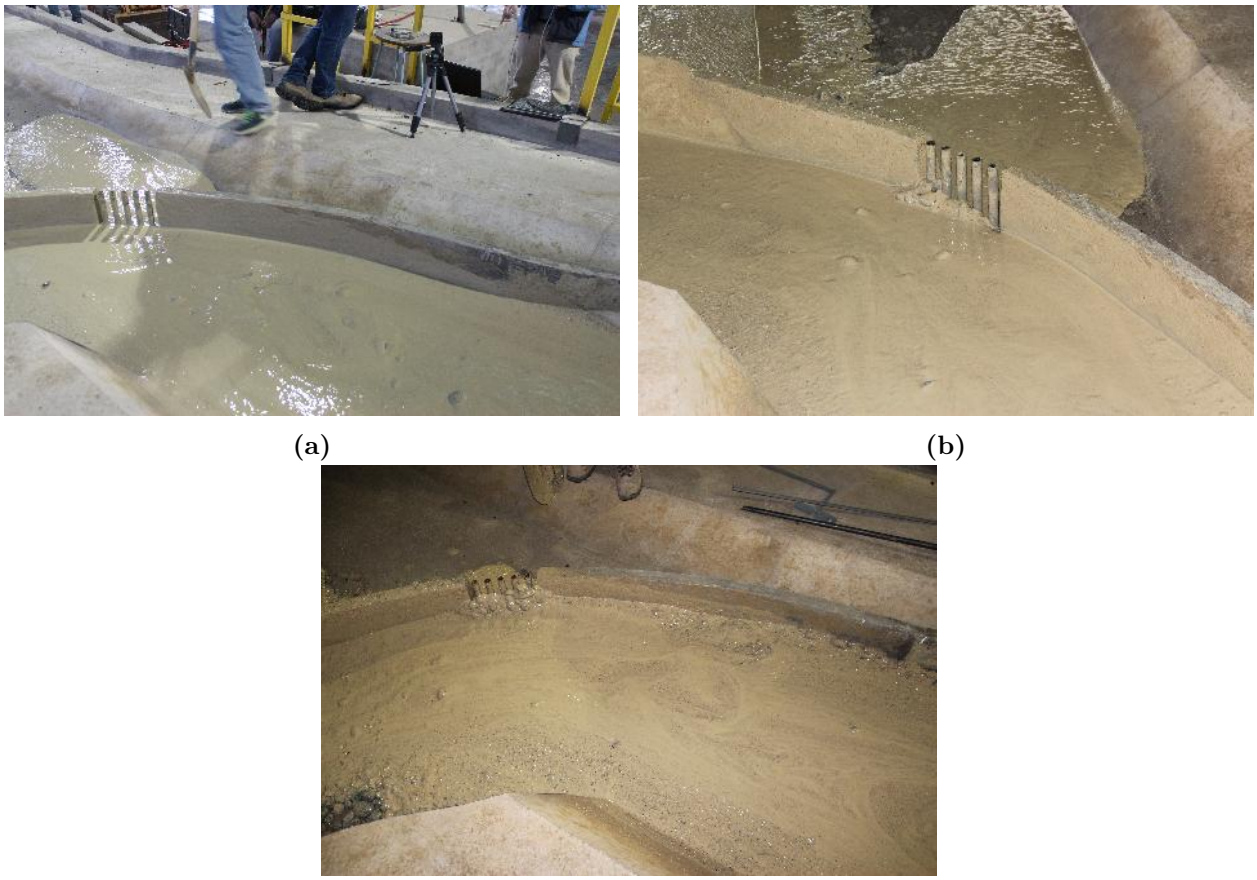
Figura 48: Bloqueo parcial de la obra de desvío vista desde la cara frontal. Ensayos correspondientes a la concentración agua-bentonita C_p al 7 % p/p. (a) Concentración volumétrica del 38 %, (b) Concentración volumétrica del 45 % y (c) Concentración volumétrica del 50 %.



(a) **(b)**

(c)

Figura 49: Bloqueo parcial de la obra de desvío vista desde la cara frontal. Ensayos correspondientes a la concentración agua-bentonita C_p al 8 % p/p. (a) Concentración volumétrica del 38 %, (b) Concentración volumétrica del 45 % y (c) Concentración volumétrica del 50 %.



(a) **(b)**

(c)

Figura 50: Bloqueo parcial de la obra de desvío vista desde la cara frontal. Ensayos correspondientes a la concentración agua-bentonita C_p al 10 % p/p. (a) Concentración volumétrica del 38 %, (b) Concentración volumétrica del 45 % y (c) Concentración volumétrica del 50 %.

Un aspecto relevante que se detecta en los ensayos, fue la cantidad de material depositado en el decantandor n°1. A modo de ejemplo, la Figura 51 muestra el deposito en el decantandor n°1 para $\phi_s = 45\,\%$ y $\phi_s = 50\,\%$. La inquietud que surge es: ¿si ocurriese un segundo pulso aluvional, considerando el material ya depositado aguas arriba de la obra de desvío, podría quedar inoperativa la obra desvío producto de un ecceso de acumulación de sedimentos?

Para resolver la inquietud anterior, se realizan dos ensayos extras que contemplan la liberación de dos pulsos aluviones seguidos a diferentes tiempos uno del otro. Entre ambos pulsos, se bombea un caudal líquido de agua con bentonita asociado al caudal de 80 m^3/s del aluvión de 1993.



(a) **(b)**

Figura 51: Material depositado al final del ensayo en el decantador 1.(a) Concentración Bentonita al 8 % y $\phi_s = 0.45$. (b) Concentración Bentonita al 8 % y $\phi_s = 0.50$.

8.2.1. Ensayos doble pulso

Los dos ensayos son realizados con una concentración de bentonita del 8 % p/p y $\phi_s = 45\,\%$. En el primero de ellos, se producen dos pulsos casi simultáneos con una diferenica en la llegada del frente a la obra de desvío del orden de $\Delta t \sim 3$ seg. En el segundo ensayo, se realizan dos pulsos separados por un $\Delta t \sim 12$ seg. Cabe destacar que en ambos ensayos se alimenta constantemente con un caudal de bentonita al 8 % p/p mediante una bomba. El caudal corresponde a 80 m^3/s en prototipo, el cual es asociado al aluvión de Mayo de 1993.

Para desarrollar los dos pulsos en el modelo físico a escala 1:50, se habilitó una segunda compuerta en la zona del estanque de carga (ver Figura 46), separando el estanque en dos compartimientos independientes cada uno de 0.4 m^3. Además se instaló una bomba sumergible en un estanque de mezcla localizado a 2 metros de la descarga. La mezcla fue tal que garantizará un caudal constante por aproximadamente 20 segundos (tiempo que dura el ensayo).

A continuación se muestra la Tabla 25 con la efectividad de la obra y los pesos finales en cada sector. Por otra parte, en las Figuras 52, 53, 54 y 55 se presenta un secuencia de cada ensayo, sus velocidades en la entrada y el estado en que queda el decantador n°1.

Tabla 25: Eficiencia de la obra de desvío para el caso de dos pulsos.

Ensayo	**Cp**	**Cv**	U_{media} **m/s**	U_{max} **m/s**	**M1**	**M2**	**H**	**Ef**
Cp8Cv45 Simultaneo	8	45	2.42	4.66	90.1	107.65	731.63	87.2 %
Cp8Cv45 Separado Δt	8	45	2.34	5.75	46.7	125.1	738.31	85.5 %

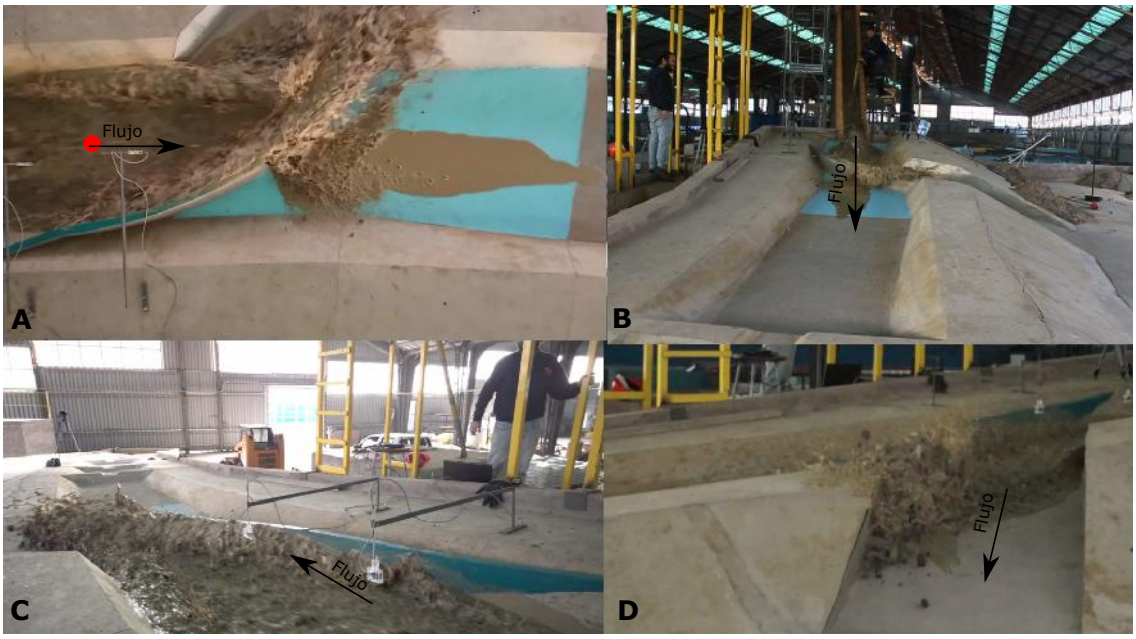


Figura 52: Secuencia ensayo pulso casi simultáneo. (a) Vista desde Arriba, el punto rojo señala donde se extrajo la velocidad de la Figura 54. (b) Vista desde aguas abajo. (c) Vista desde la obra de desvío. (d) Vista desde el vertedero lateral.

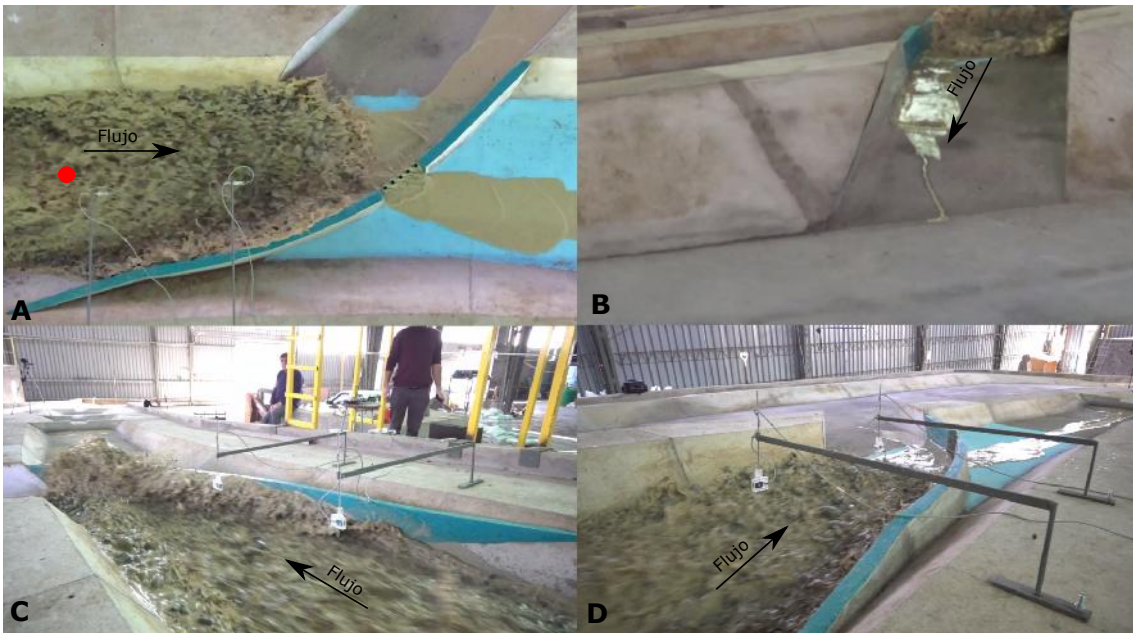
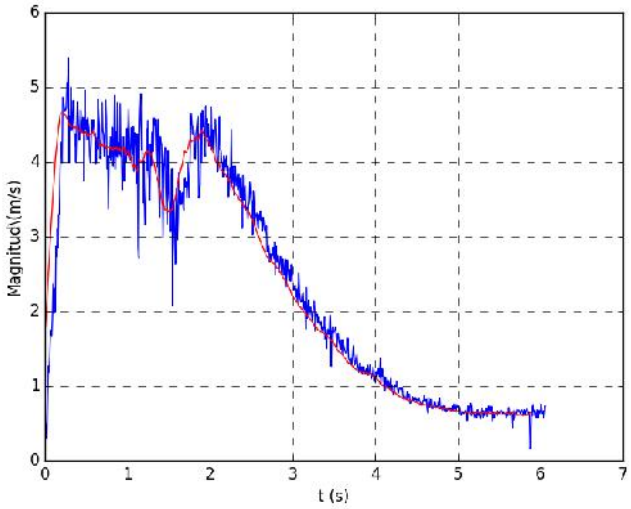
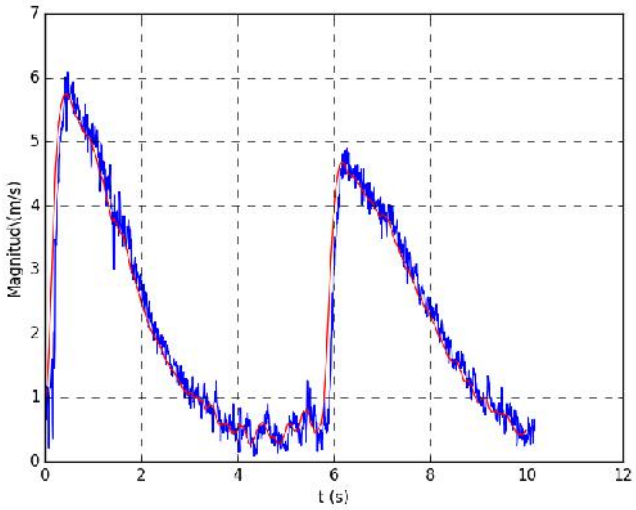


Figura 53: Secuencia ensayo pulsos separados por un Δt. (a) Vista desde Arriba, el punto rojo señala donde se extrajo la velocidad de la Figura 54. (b) Vista desde el vertedero. (c) Vista desde la obra de desvío. (d) Vista aguas arriba del vertedero lateral.



(a)



(b)

Figura 54: Magnitud de la Velocidad en la entrada del decantador 1 (punto rojo en Figuras 52 y 53). (a) Ensayo pulso casi simultáneo. (b) Ensayo separado Δt. La línea roja representa la media movil.



(a) (b)

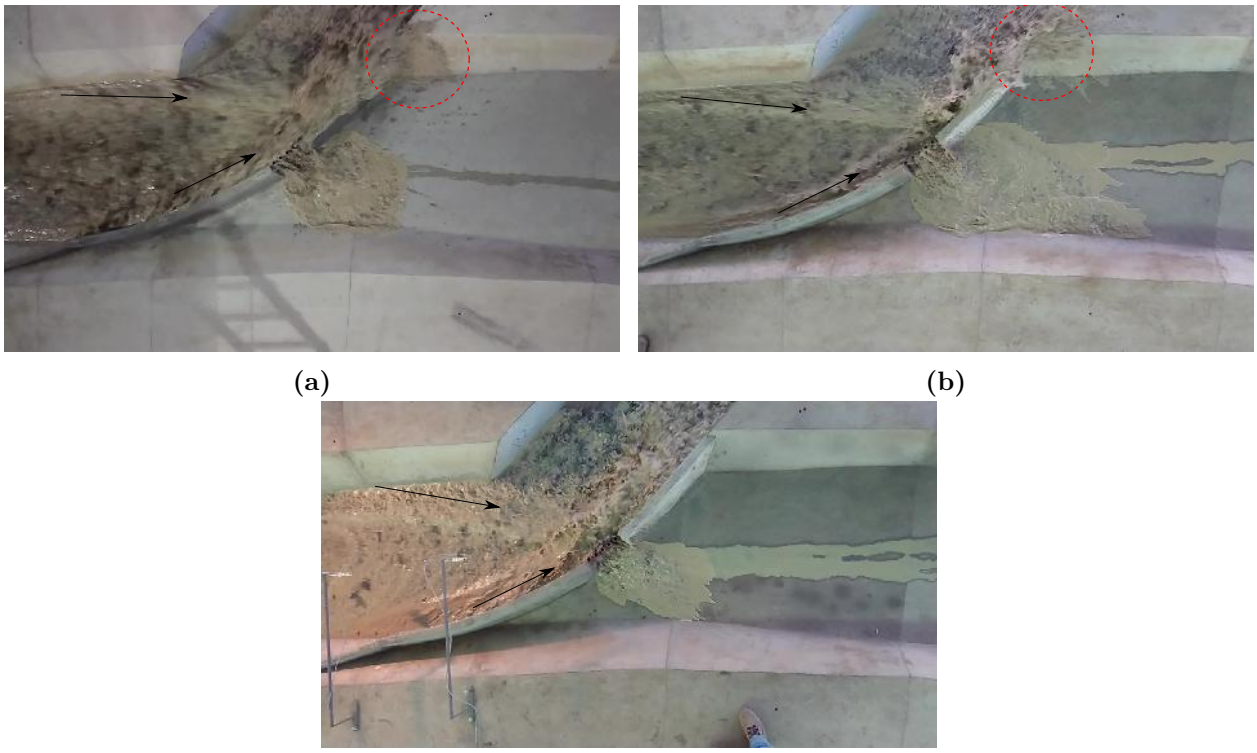
Figura 55: Estado Final del decantador 1. (a) Ensayo pulso simultáneo. (b) Ensayo separado Δt.La línea roja respresenta el contorno de material depositado que podría eventualmente disminuir el porcentaje de mateiral que pasa hacia de los decantadores.

Como se observa en la Figura 55, no se encuentra material sedimentado en el centro del decantandor n°1. Esto muestra que tanto el segundo pulso como el caudal de agua-bentonita tiene el suficiente potencial de arrastre para transportar los sedimentos hacia el vertedero o decantador n°2. También se observa que en los costados del decantador se forma un depósito que bloquea los pilares, lo que podría disminuir el porcentaje de flujo que pasa hacia los decantadores.

8.3. Diagnóstico

Tanto en los ensayos de uno y dos pulsos aluvionales, se observó un desborde significativo en la zona donde empalma el muro de desvío con el talud de la ribera sur de los decantadores (talud izquierdo en las imágenes, vista desde aguas arriba). En las Figuras 56, 57 y 58 se puede apreciar con círculo rojo la zona donde se produce el desborde. Dicho desborde se produce por los siguientes efectos:

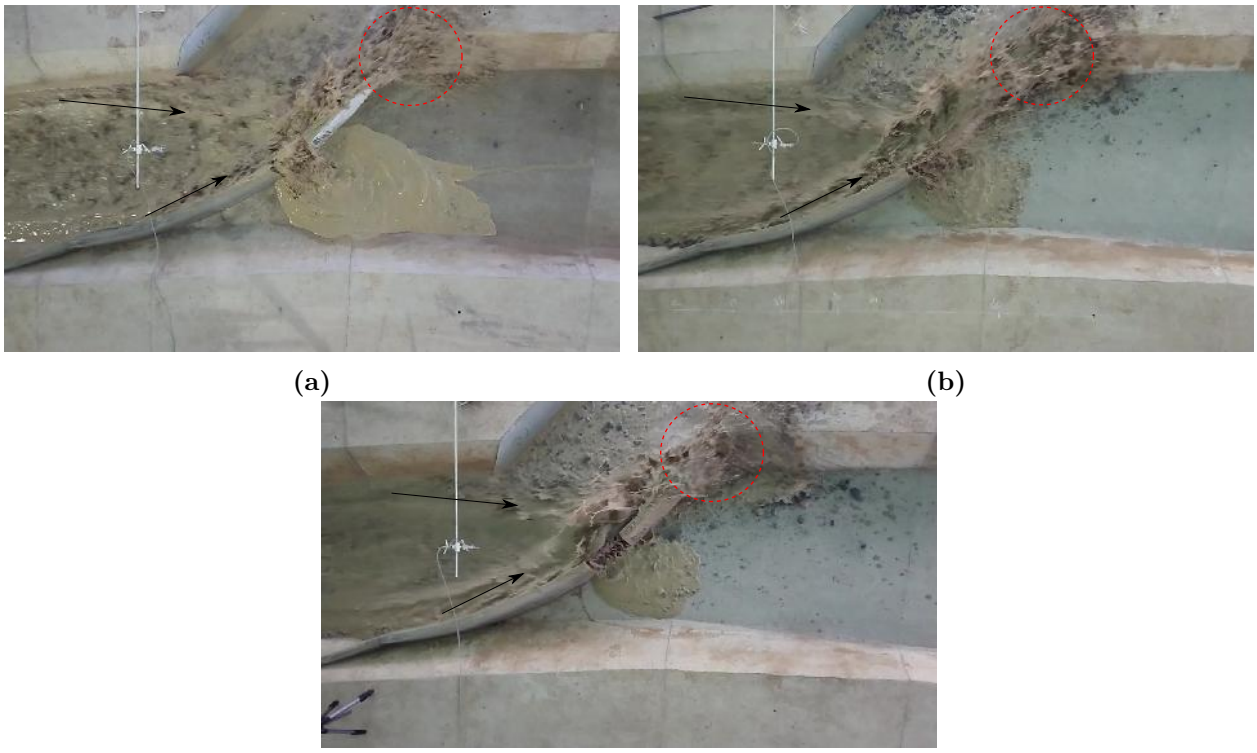
- En primer lugar, existe un peraltamiento del flujo producto de la curvatura de la obra de desvío.
- En segundo lugar, el talud sur del decantador n°1 contiene el flujo y genera una onda que impacta directo con la barrera. En las figuras 56a a 58c se aprecia como el flujo que viaja por la ribera sur (ribera izquierda en las figuras), aún no siente que ha sido desviado por la obra de desvío impactando de frente sobre ella.
- Finalmente, un tercer aspecto que puede ayudar a esta sobre-elevación es el angonstamiento que sufre el flujo. El flujo entra al decantador n°1 en un ancho de aproximadamente 50 metros, pero, dado que el talud sur se mantiene recto mientras que el norte es curvo (obra de desvío), se produce una contracción de la sección transversal del orden de un 20 % en la zona más desfavorable (ver Figura 59).



(a) **(b)**

(c)

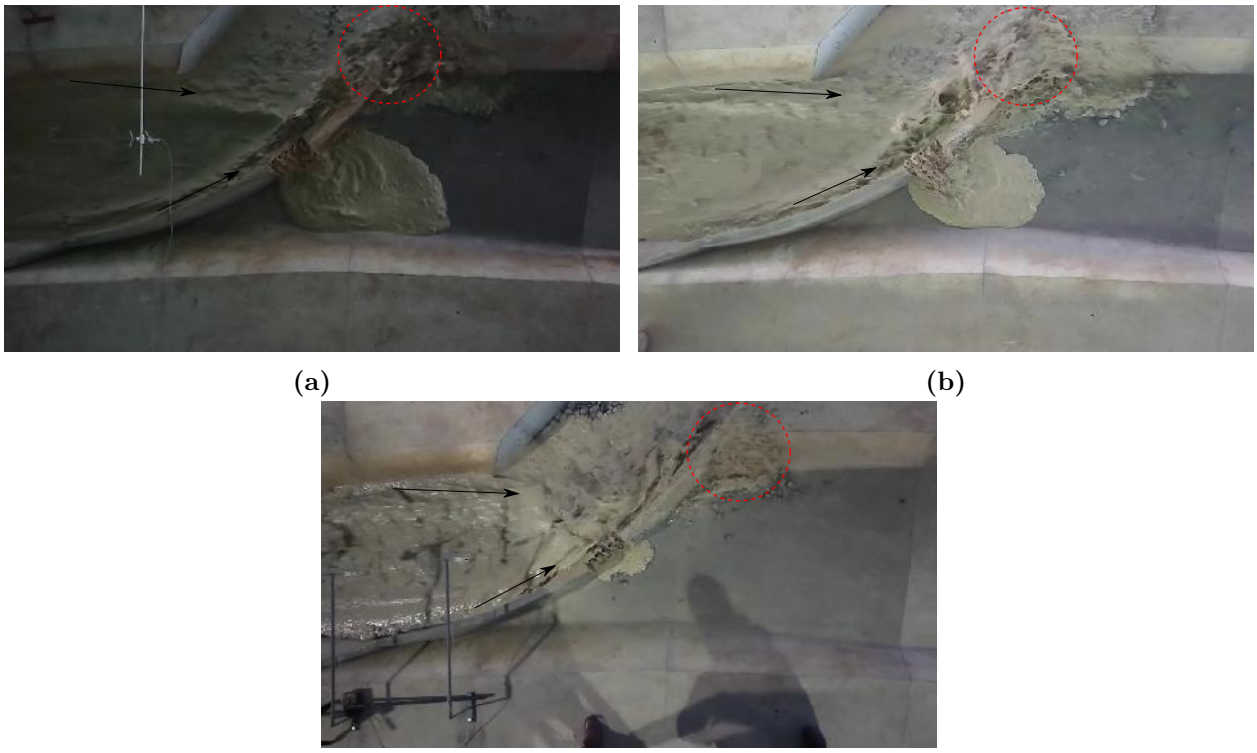
Figura 56: Desborde en el vértice entre la obra de desvío y el inicio del vertedero. Ensayos correspondientes a la concentración con bentonita al 7 % (a) Concentración volumétrica del 38 %, (b) Concentración volumétrica del 45 % y (c) Concentración volumétrica del 50 %



(a) **(b)**

(c)

Figura 57: Desborde en el vértice entre la obra de desvío y el inicio del vertedero. Ensayos correspondientes a la concentración con bentonita al 8 % (a) Concentración volumétrica del 38 %, (b) Concentración volumétrica del 45 % y (c) Concentración volumétrica del 50 %



(a) **(b)**

(c)

Figura 58: Desborde en el vértice entre la obra de desvío y el inicio del vertedero. Ensayos correspondientes a la concentración con bentonita al 10 % (a) Concentración volumétrica del 38 %, (b) Concentración volumétrica del 45 % y (c) Concentración volumétrica del 50 %

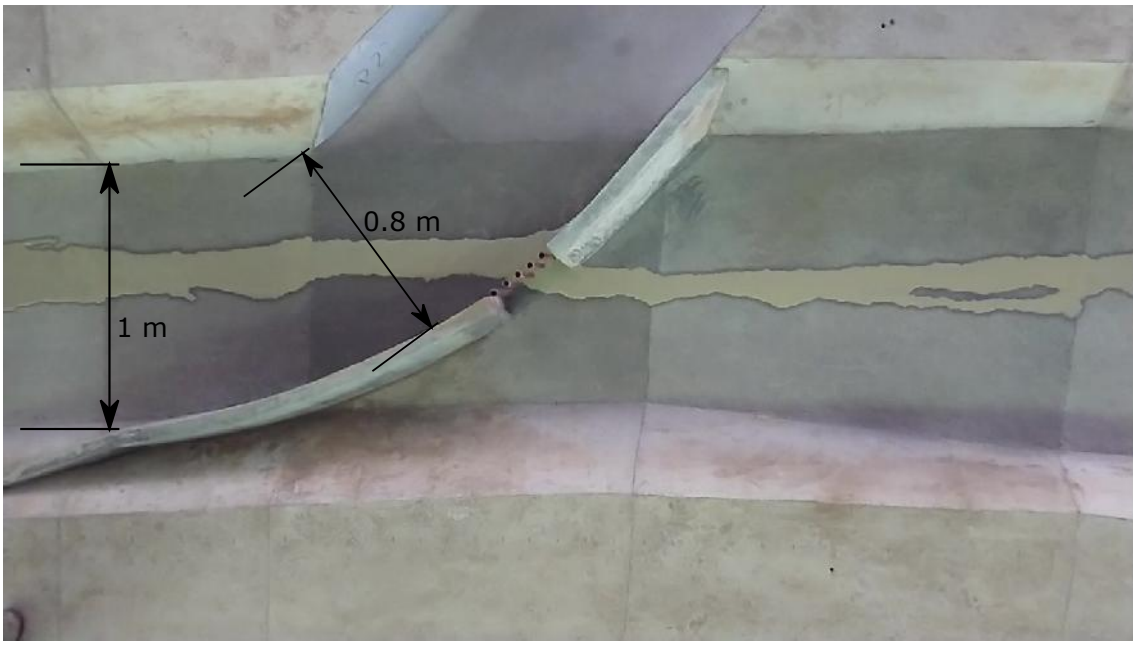


Figura 59: Medidas del ancho del decantador 1 (medidas corresponden a escala modelo físico).

Para poder disminuir el desborde antes señalado se plantean las siguientes tres soluciones (en el capitulo 9 se menciona como se implementan):

- Abrir el lado izquierdo (sur en prototipo) y dejar que el flujo se desarrolle libremente hacia la hondonada. De esta manera, no se generaría la honda que impacta sobre la obra de desvío y también no disminuye el ancho de la sección. Esto permitirá dar una idea del largo que debiese tener el vertedero.
- Bajar la altura de los pilares con respecto al muro, con el objetivo de dejar un vertedero y marcar una dirección preferente del flujo en caso de que el decantador n°1 se llene.
- Aumentar la cantidad de pilares a lo largo del muro de desvío, con el objetivo de favorecer la disipación de energía y con esto bajar las velocidades en la zona del desborde.

9. Ensayo y Diagnóstico en Modificaciones del Modelo Físico Escala 1:50

Se realizaron 3 ensayos con diferentes modificaciones para ver el funcionamiento de la obra. A partir de las soluciones planteadas en la sección 8.3 se prueba la efectividad de combinarlas para obtener el mejor funcionamiento de la obra de desvío.

9.1. Modificación 1, Apertura Ribera Sur

Se realiza un ensayo con una mezcla detrítica a una concentración volumétrica de sólidos (C_v) de un 45 % v/v en que el fluido intersticial, mezcla agua-bentonita, es elaborada al 8 % p/p. Por lo tanto, se comparan los resultados con su símil, el ensayo Cp8Cv45 de la sección 8. La modificación contempla abrir por completo el lado izquierdo (sur en prototipo) y rebajar los pilares de tal forma que estos actúen como vertedero hacia el decantador n°2. Para el diseño de la cota umbral del vertedero, se consideró la misma cota que tiene el actual vertedero que separa al decantador n°1 con el n°2. El termino actual de la frase anterior, se refiere al sistema de decantadores construidos en 1993 y que se mantienen hasta el día de hoy. Por lo tanto, se rebajaron los pilares de 20 cm a 15.6 cm (escala modelo físico).

En la Figura 60, se puede apreciar como desaparece la onda originada por el talud de la ribera sur dejando que el flujo aluvional se desarrolle completamente hacia la hondonada, reduciendo en parte el desborde al final de la obra. Por otra parte, se observa que la zona con pilares de la obra actua como presa de apertura vertical.



Figura 60: Ensayos correspondiente a al Modificación 1. En rojo se señala el desborde y las flechas indican el flujo hacia la Hondonada y al decantador 2.



(a) (b)

Figura 61: Estados Finales de los ensayo correspondiente a la modificación 1 y su homólogo previo a la modificación (Sección 8). (a) Ensayo Cp8Cv45, en rojo el material depositado en el decantador n°2 por el desborde y en azul las partículas mas gruesas (ver sección 8), (b) Ensayo Modificación 1, en rojo el material depositado en el decantador 2 por el desborde.

En la Figura 61 se observan las diferencias con el ensayo homólogo sin la modificación. Respecto al desborde producido al final de la obra, la eliminación del talud sur del decantador n°1 eliminó la onda que impactaba con la estructura, lo que se manifiesta en una clara disminución del volumen que desborda y en la cantidad de gruesos en el decantador n°2. Sin embargo, si bien se redujo el desborde, aún está presente. Además, la eficiencia en el material desviado hacia la Hondonada es de un 93.1 % (ver tabla 26). Por lo tanto, se decide realizar una segunda modificación en que:

- Se aumentará la zona con pilares para acercarnos al objetivo de desviar un 80 % hacia la hondonada.
- El aumento de pilares, aumentará la colisión del flujo con éstos, incrementando las perdidas de energía, disminuyendo la sobre-elevación o peralte en la curva y reduciendo el desborde al final de la obra.

9.2. Modificación 2 y 3, variación del número de pilares

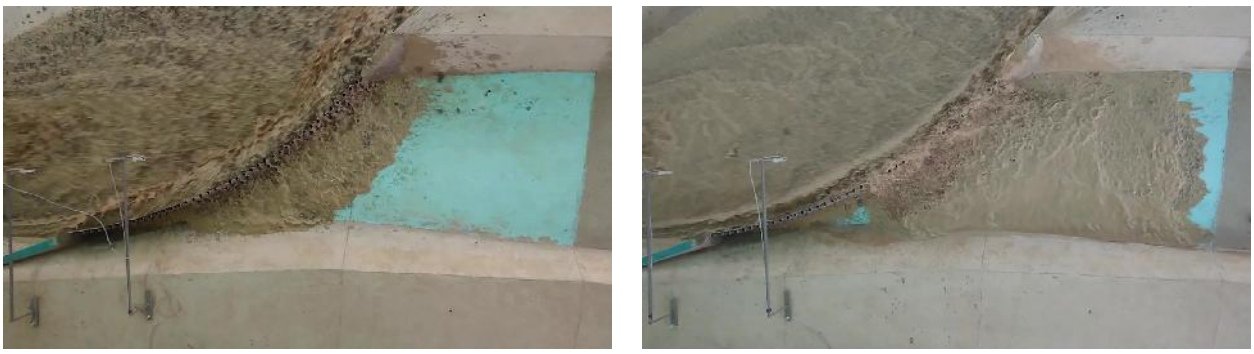
Dado lo anterior, la modificación 2 consta de:

- Se mantiene la apertura total de la ribera izquierda.
- Se mantienen la misma curvatura de la obra de desvío. Los primeros 1.66 m en modelo (83 m en prototipo) es una presa o muro impermeable, mientras que los siguientes 1.77 m en modelo (88.5 m en prototipo) hasta el empalme con el vertedero corresponden a una presa de apertura vertical formada por pilares. La separación entre los pilares es de 1.5 veces las rocas de 1m en prototipo (3 cm en modelo). De esta manera se busca incrementar la cantidad de material que pasa hacia los decantadores versus la modificación 1, aumentar las perdidas de energía en la obra de desvío para disminuir la sobre-elevación del flujo y el desborde al final de la obra.

- La altura del muro impermeable como la de los pilares es de 0.2 m en modelo (10 m en prototipo), a excepción de los 5 pilares centrales (en el eje de los decantadores) que son rebajados a 0.156 m en modelo (7.8 m en prototipo) con el fin de generar un vertedero y una dirección preferente del flujo en caso de que la obra se vea superada.

La modificación 3 es similar a la modificación 2, salvo que:

- los primeros 1.99 m en modelo (99.5 m en prototipo) corresponden a un muro impermebale y los siguientes 1.43 m en modelo (71.5 m en prototipo) hasta el empalme con el vertedero es una presa de apertura vertical formada por pilares separados 1.5 veces las rocas de 1 m en prototipo (3 cm en modelo).



(a) **(b)**

Figura 62: Ensayos correspondiente a las Modificaciones 2 y 3 (a) Ensayo Cp8Cv38 modificación 2, (b) Ensayo Cp8Cv38 modificacion 3.

En la Figura 62 se observa como disminuye el desborde en comparación al ensayo homólogo Cp8Cv38 sin modificaciones (ver Figura 63).



Figura 63: Ensayos correspondiente a Cp8Cv38 sin modificaciones.

9.3. Modificación 4

Durante la puesta en marcha de los ensayos solo con Bentonita (Sección 11), se observa que gran parte del flujo (al no contener material sólido) pasa a través de los pilares hacia los decantadores

y una fracción menor es desviada hacia la Hondonada. Esto genera desbordes en la zona de los decantadores. El efecto anterior es desfavorable en caso de que ocurriese una crecida líquida o un flujo aluvional de granulometría más fina. Se ha reportado en la literatura la existencia de flujos aluvionales de varios pulsos en que algunos pulsos arrastran material grueso y otros arrastran solo material fino, dentro del mismo evento aluvional.

Por el motivo anterior, se decide construir una nueva modificación a la obra de desvío que considera incorporar a la modificación 2 un muro impermeable de 2.25 m de altura (prototipo) en la base de los pilares, con una apertura central de 7.1 m (3 espaciamientos entre pilares). El muro impermeable de 2.25 m es semejante a 2·D84 = 2.2 m, pero, se establece como 2.25 m equivalentes a 4.5 cm en modelo por facilidades constructivas. La Figura 64 muestra la configuración final de la obra ensayada en laboratorio.



Figura 64: Modificación 4. a) Obra de desvío con dimensiones en prototipo. b) Obra de desvío en ensayo con concentración en peso de mezcla agua bentonita al 8 % y 38 % en volúmen de sólidos.



Figura 65: Ensayos correspondiente al Cp8Cv38 modificación 4

9.4. Resumen Modificaciones

La Figura 66, muestra un resumen de las modificaciones anteriormente descritas. Para simplificar la imagen, solo se muestran las dimensiones modificadas de manera correlativa, es decir, entre la modificación 1 y 2, 2 y 3, 3 y 4.

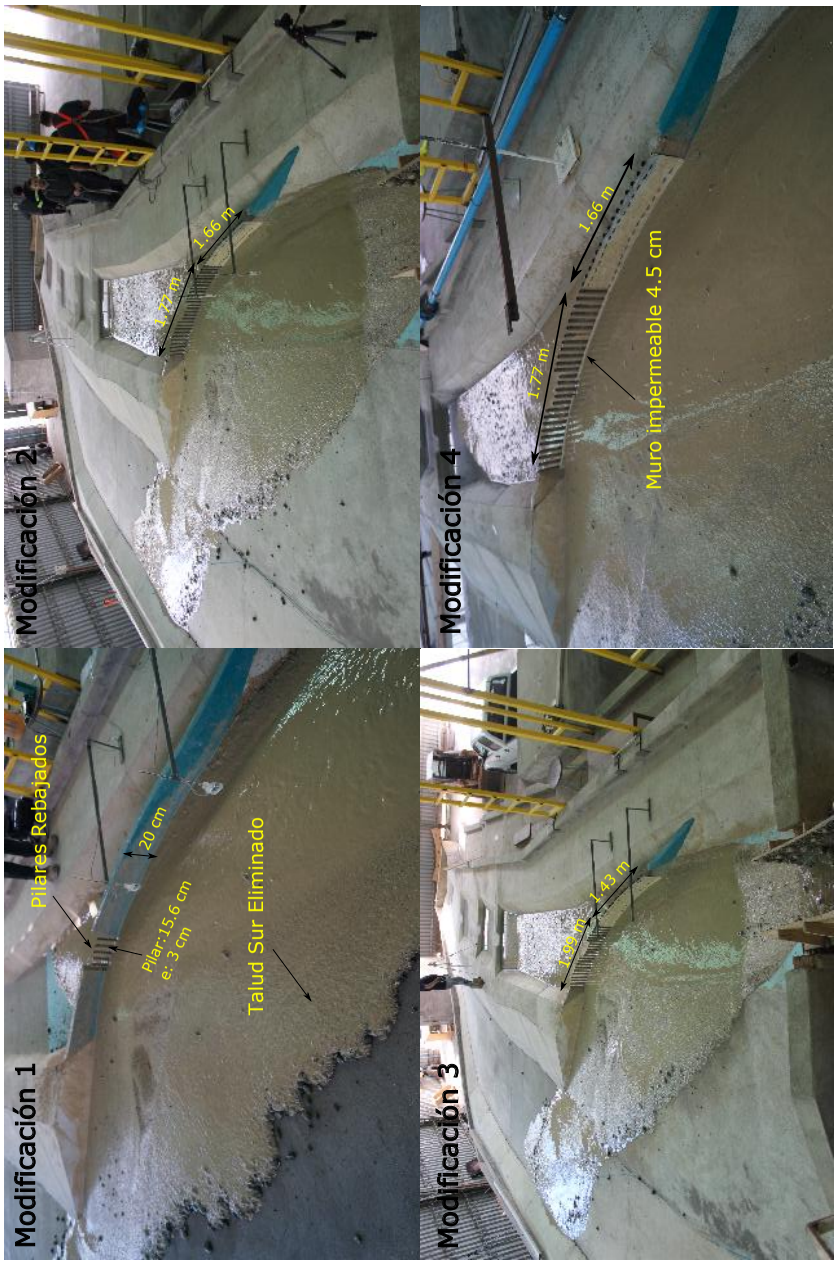


Figura 66: Resumen de las modificaciones 1, 2, 3 y 4 realizadas.

9.5. Análisis de Resultados

En la Tabla 26 se logra ver la eficiencia en el desvío de las obras modificadas en comparación a su homólogo de la sección 8, que no tenía modificaciones. La eficiencia de las modificación 2 y 3 bajó con respecto al ensayo sin modificaciones, pero se logra eliminar casi por completo el desborde, aún cuando los ensayos con las modificaciones lograron velocidades mayores del frente aluvional justo antes impactar sobre la obra de desvío (U_{media}, U_{max}, Tabla 26).

Tabla 26: Eficiencia de la obra de desvío para los ensayos con las modificaciones.

Ensayo	U_{media} $[m/s]$	U_{max} $[m/s]$	**M1** $[Kg]$	**M2** $[Kg]$	**H** $[Kg]$	**Ef**
Cp8Cv45 Mod 1	3.2	4.99	68.75	26.3	353.3	93.1 %
Cp8Cv38 Mod 2	3.5	5.234	26.15	86.5	259.35	75.0 %
Cp8Cv38 Mod 3	3.48	5.146	31.58	77.1	230.57	75.0 %
Cp8Cv38 Mod 4	3.22	5.26	54.5	38.8	297.25	88.5 %
Cp8Cv38 sin Mod	2.69	4.78	59	40.4	255.7	86.4 %

En general, la velocidad a la salida del vertedero tiende a disminuir con las modificaciones en comparación con aquellos ensayos sin modificaciones. Para ver este efecto se grafica en la Figura 68 las velocidades a la salida del vertedero y en la Tabla 27 se detallan las valores de las velocidades medias y máximas extraidas del punto indicado en la Figura 47.

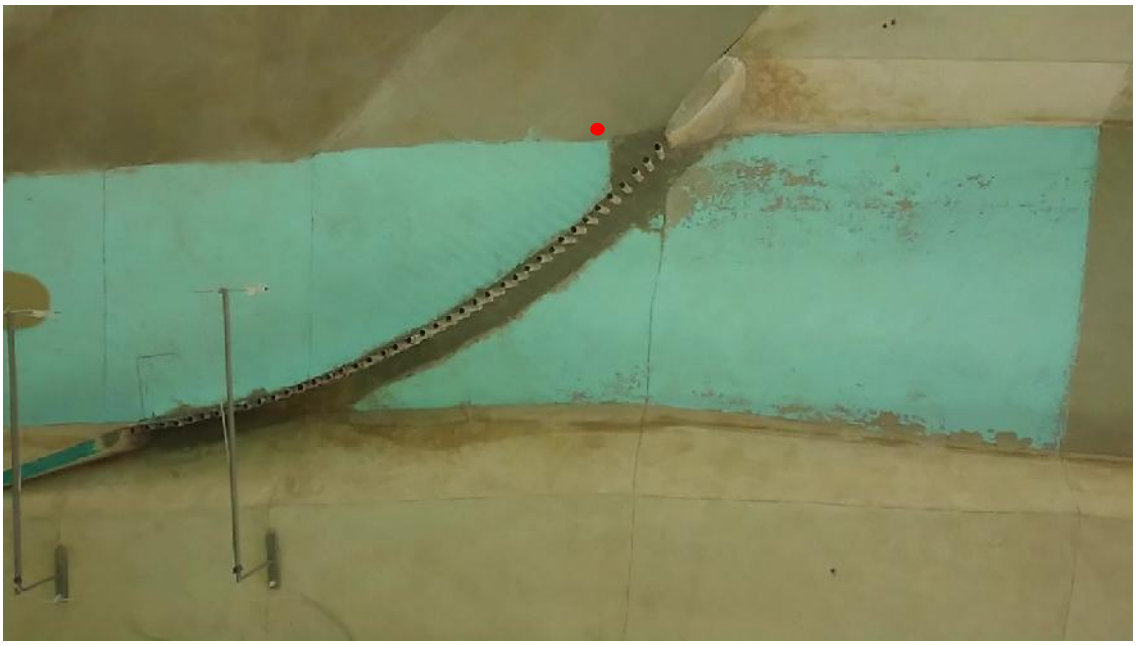


Figura 67: El punto rojo corresponde al punto de extracción de la velocidad mostrada en la Figura 68.

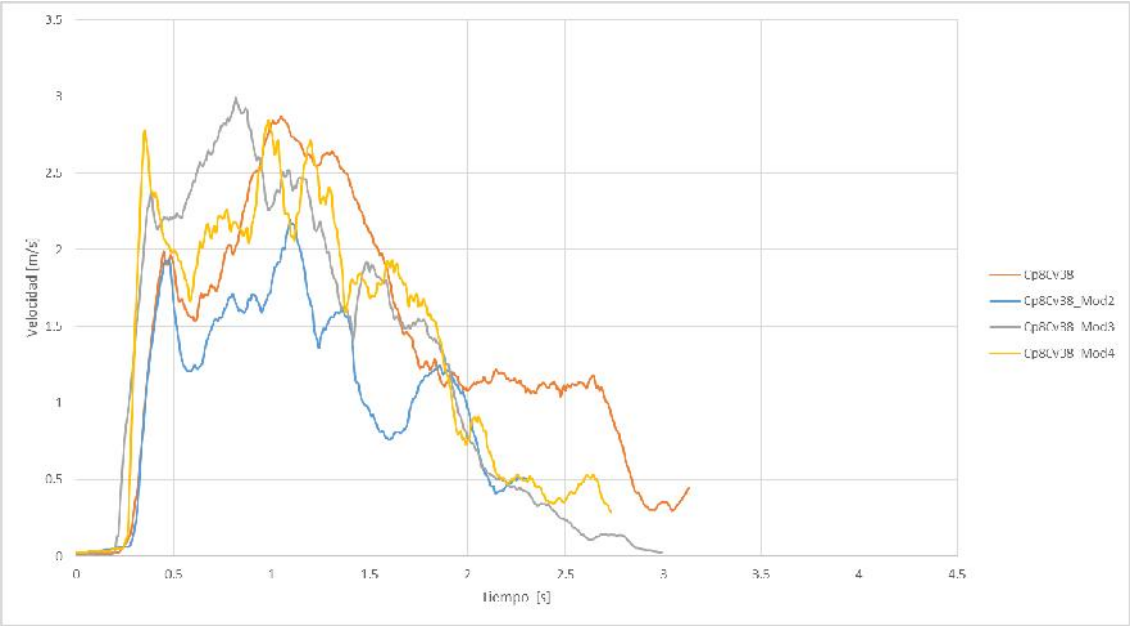


Figura 68: Velocidades de los ensayos Cp8Cv38 sin modificación y con la modificaciones 2, 3 y 4.

Tabla 27: Valores de las velocidades promedio y máxima de la Figura 68.

Ensayo	Vpromedio	Vmax
Cp8Cv38	1.584	2.869
Cp8Cv38 Mod2	1.093	2.198
Cp8Cv38 Mod3	1.610	2.991
Cp8Cv38 Mod4	1.565	2.846

9.6. Obra de Desvío Escogida

Finalmente, y considerando los datos de la Tabla 26, se adopta la modificación n°4 como obra de desvío aluvional. Esta obra mostró una eficiencia del 88 % en el desvío del flujo aluvional, y como se verá en la sección 11, un buen funcionamiento del sistema completo. La Figura 69, muestra una imagen digitalizada con sus dimensiones principales en prototipo.

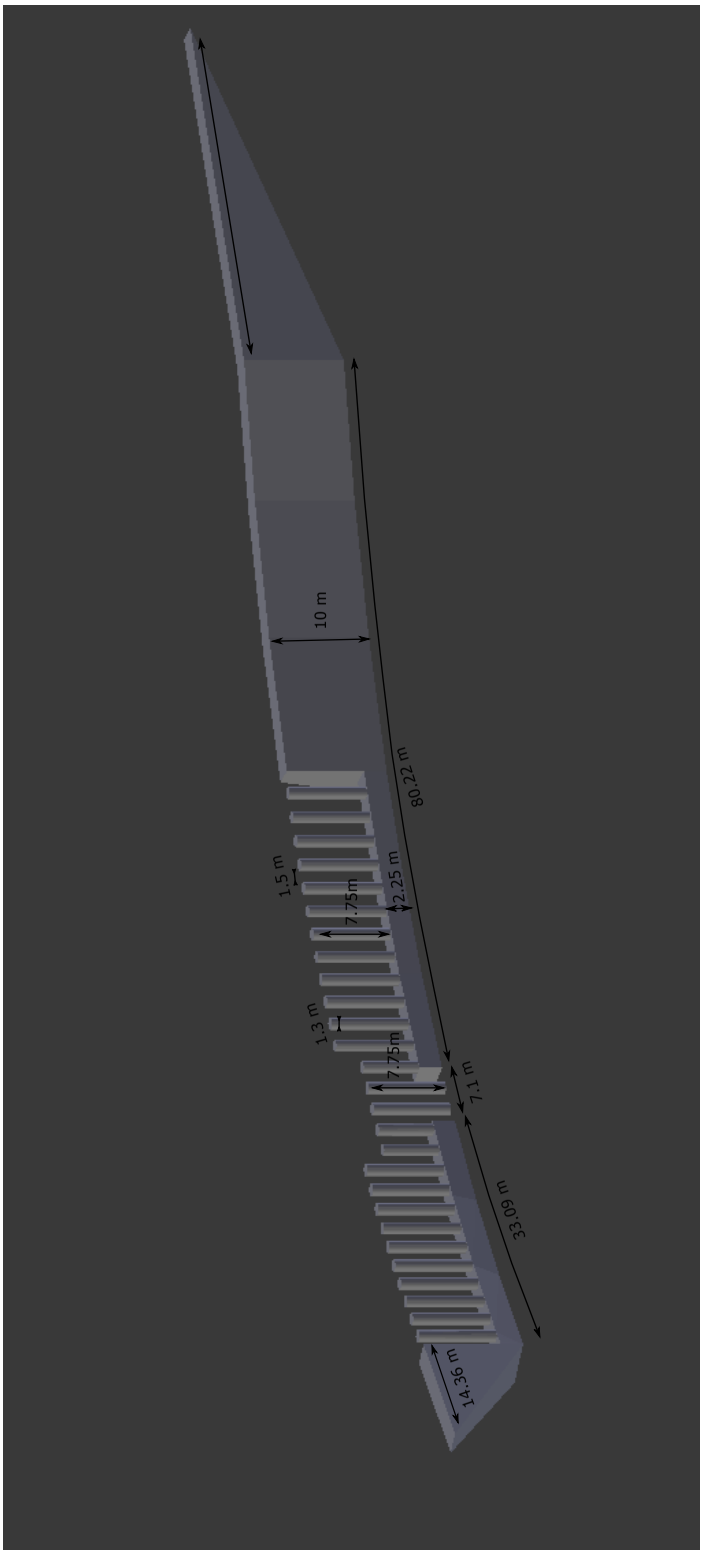


Figura 69: Obra de desvío aluvional final con sus dimensiones en prototipo.

10. Estudio de Presa de Abertura Vertical en Hondonada

La hondonada por si sola no retiene sedimentos a menos que cuenta con una presa que permita embalsar material hacia aguas arriba. En el proyecto original previo a la presente consultoría, se proponía una presa de apertura vertical ("slit dam") formado por un arreglo de 3 lineas paralelas de pilares separadas cada 5 m entre ellas (prototipo). Los pilares estaban intercaldos y separados 5 m del otro en prototipo. Esta presa de apertura vertical se muetsra en la Figura 70.

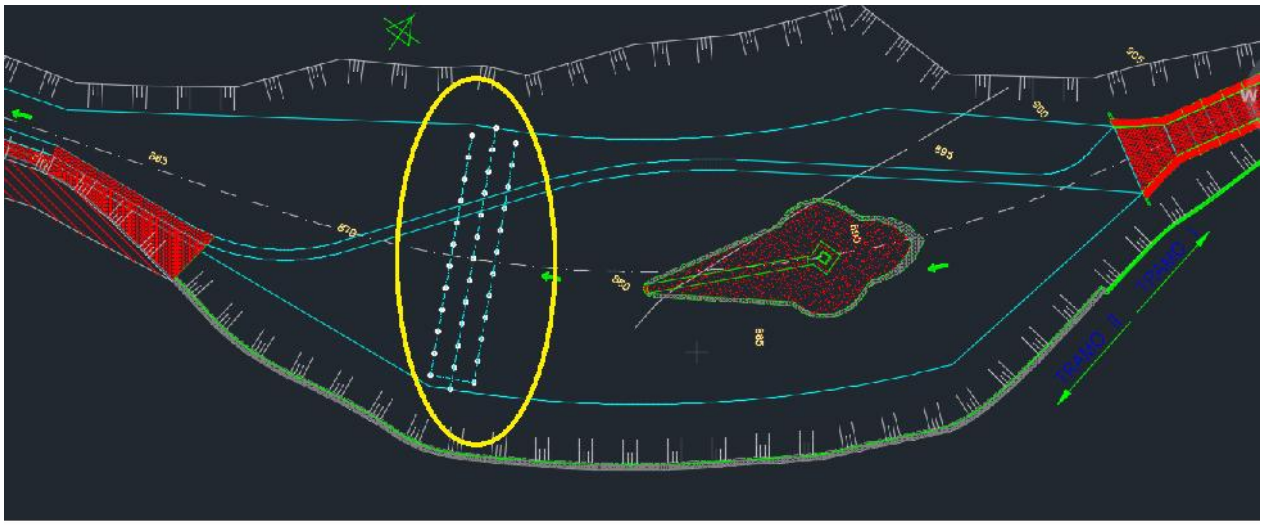


Figura 70: Sistema de Pilares (encerrados en amarillo) diseñados por Prisma en la Hondonada en el proyecto original.

Según Montserrat(2005) y sus referencias, para presas tipo "slit dams" o de apertura vertical, si el tamaño de la apertura es menor a 1.5 veces el diámetro máximo de los sedimentos, todo el sedimento es atrapado por la estructura y no será removido por flujos posteriores al flujo detrítico. En cambio, si la apertura es mayor a 2 veces el diámetro máximo de los sedimentos, la mayoría de los granos son atrapados en un principio, pero son removidos de la presa por el flujo de agua posterior al flujo aluvional.

Dado lo anterior, se propne a la IF tomar estos antecedentes y reducir el espaciamiento de los pilares en la Hondonada a 1.5 veces el diámetro de las partículas de 1 m, esto porque al igual que en la obra de desvío, estas partículas son consideradas altamente destructivas y es necesario retenerlas. Como complemtento a lo anterior, se realiza un modelo físico de la hondonada para evaluar el comportamiento de una "slit dam" con el espaciamiento indicado, considerando la curva granulométrica del material desviado hacia la hondonada en los ensayos experimentales en el modelo físico 1:50.

La Figura 71 muestra las curvas granulométricas del material desviado hacia la hondonada en todos los ensayos realizados. De estas curvas se escogieron 2, la más fina y la más gruesa que fueron ensayadas en el modelo físico (vert Tabla 28).

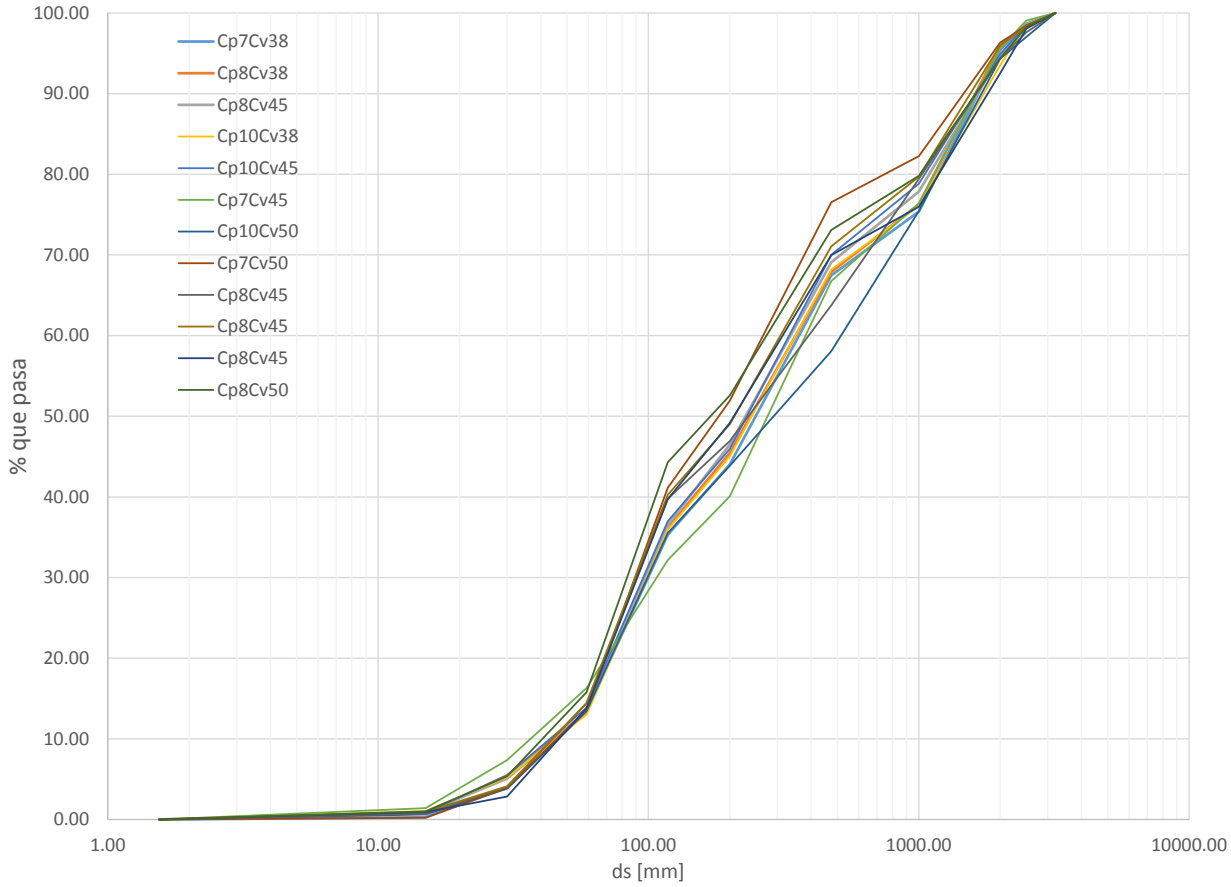


Figura 71: Curvas granulometrias en prototipo del material desviado hacia la hondonada de 12 ensayos realizados en el modelo escala 1:50.

Tabla 28: Curva granulométrica más gruesa y más fina rn prototipo del material desviado hacia la Hondonada de todos los ensayos realizados en el modelo físico escala 1:50.

	% que pasa	
Tamiz [mm]	Gruesa	Fina
3200	100.00	100.00
2500	97.02	98.41
2000	94.33	96.33
1000	75.45	82.25
475	58.08	76.54
200	43.85	51.94
118	35.51	41.12
59	13.42	13.63
30	3.82	3.94
15	0.64	0.23
1.55	0.00	0.00

10.1. Modelo Físico "Slit Dam"Hondonada

EL modelo físico, se realiza sobre la instalación experimental de la maqueta. Su único fín, no es reproducir el comportamiento del flujo sobre la hondonada, sino, verificar que con la curva granulométrica del material desviado hacia la hondonada, la presa de apertura vertical se bloquee con los sedimentos.

El modelo físico construido, es una extensión del canal de generación con una pendiente del 4 % (pendiente de la Hondonada), sobre el cual se construye la presa de apertura vertical (ver Figura 72) la cual tiene una separación de 1.5 veces las partículas de diámetro 1 m a una escala de 1:50. Es decir, en modelo la sepración entre pilares es de 3 cm. Es importante mencionar, que la presa modelada es solo un tramo de la presa en prototipo, pues se considera que su comportamiento será igual en toda su extensión.

Para este modelo físico, se reutilizó las instalaciones de la maqueta, por lo que el volumen descargado fue de 0.2 m^3. No se midió la velocidad, pues la única finalidad del modelo era verificar si la obra tipo Slit Dam se bloqueaba o no considerando la curva granulométrica de los sedimentos desviados hacia la Hondonada.



Figura 72: Modelo físico escala 1:50 presa de apertura vertical o "Slit Dam" en la Hondonada.

10.2. Resultados Obtenidos

La Tabla 29 muestra la eficiencia de la presa de apertura vertical para los dos ensayos realizados considerando un volumen descargado de 0.2 m^3, a una concentración volumétrica del 45 %, fluido intersticial agua bentonita a una concentración C_p del 38 % y las curvas granulométricas de la tabla 28. En ella se puede ver que la eficiencia esta entorno al 80 % de retención.

Tabla 29: Eficiencia en retención de sedimentos de la persa de apertura vertical en la Hondonada.

Ensayos Hondonada	Masa Retenida [Kg]	Masa Pasante [Kg]	% Retenido
Curva fina	128.85	44.85	74 %
Curva Gruesa	150.85	34.2	82 %

Las Figuras 73 y 74 muestran el estado final de ambos ensayos realizados. Más imágenes y videos del ensayo pueden ser visualizados en el anexo digital.



Figura 73: Estado final del ensayo para curva granulométrica más fina.



Figura 74: Estado final del ensayo para curva granulométrica más gruesa.

Después de ver los resultados preliminares de la presa de apertura vertical y considerando que el

objetivo final de la hondonada es retener el material desviado, es muy difícil garantizar que se produzca un bloqueo a lo largo ($\sim$ 120 metros) de la presa vertical. Es por ello que se llego a la conclusión que la obra que necesita la hondonada es un presa tipo "Check Dam".

11. Evaluación del Funcionamiento del Sistema Completo (Obra de Desvío, Decantadores y Hondonada) con Fluido Equivalente en Modelo Físico a Escala 1:50

En los ensayos anteriores, donde se ensaya un pulso aluvional, el flujo no logra avanzar hasta el final de la Hondonada ni tampoco hacia los decantadores 3, 4 y 5. Con el fin de poder evaluar el sistema de obras por completo incluyendo la obra de desvío, se modifica la metodología para generar del aluvión.

Esta nueva metodología propone recircular una fluido no-newtoniano sin considerar la parte sólida. Para reemplazar de alguna forma los esfuerzos generados por la fase sólida (esfuerzos producto del roce y colisiones de las partículas), se realiza una mezcla de agua y bentonita, obteniendo un fluido tipo Bingham, donde el esfuerzo de fluencia y la viscosidad modelan los esfuerzos de la fase sólida. La mezcla agua-bentonita será a una concentración al 8 % p/p la cual, según los antecedentes de la Quebrada de Macul $U = 8.3\ m/s$ y $H = 3\ m$ en prototipo y luego de escalar a modelo 1:50 , entrega una viscosidad aparente de $\mu_a \sim 96\ cp$. Esta viscosidad está dentro del rango típico de aluviones según Iverson (1997) (ver Tabla 14).

En la Figura 75 se muestra un esquema de la instalación experimental. En azul se destaca la tubería que recircula el fluido donde se señala la bomba(B), flujómetro (F) y válvula (X), en rojo la obra de desvío y en verde la obra que simula la presa de apertura vertical bloqueada al 100 % en la Hondonada. A un costado de la bomba se instala un estanque de 5.4 m^3 para realizar la mezcla.

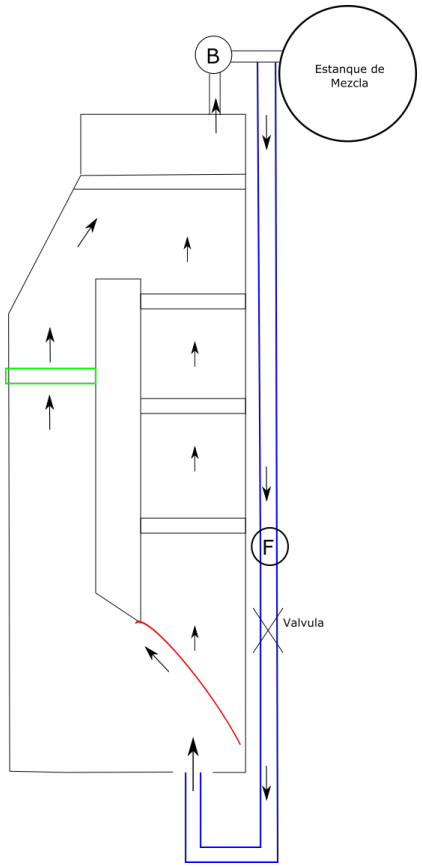


Figura 75: Esquema instalación experimental, sistema de recirculación. Las flechas indican el sentido del flujo.

Los caudales en prototipo elegidos en consenso con la Inspección Fiscal, fueron 80 m^3/s correspondiente al Aluvión de Mayo de 1993 (ver sección 2.1.1), 121 m^3/s, asociado a 100 años periodo de retorno (ver Tabla 8), y 382 que corresponde al caudal líquido máximo probable de 237 m^3/s (ver Tabla 7) incorporando un 38 % en volumen de sólidos. Cabe mencionar que el caudal máximo, también es cercano al caudal simulado por el estudio de GeoTest 2018.

11.1. Puesta en Marcha

Para ver el funcionamiento de la nueva metodología, caudal máximo a recircular y el comportamiento del sistema completo de obras aluvionales, se realiza una puesta en marcha con una mezcla de agua y bentonita.

En la Figura 76 se aprecia el sistema funcionando a un caudal aproximado en prototipo de 80 m^3/s. Se puede ver como la obra de desvío no logra desviar el 80 % cuando se tiene un flujo aluvional sin partículas gruesas debido a que este pasa fácilmente a través del sistema de pilares.
Un aluvión se puede presentar en pulsos de distitntas caracterísiticas, tales como un primer pulso con un alto contenido sólidos gruesos, seguido por otros pulsos con mayor o menor cantidad de gruesos o simplemente un flujo exclusivo de material fino, y así todas las combinaciones posibles.

Sabiendo esto, se puede dar el caso que el pulso inicial no bloquee la obra debido a su escasez de sólidos mayores a 1 metro de diámetro. En la Figura 77 se observa el problema detectado en la puesta en marcha.

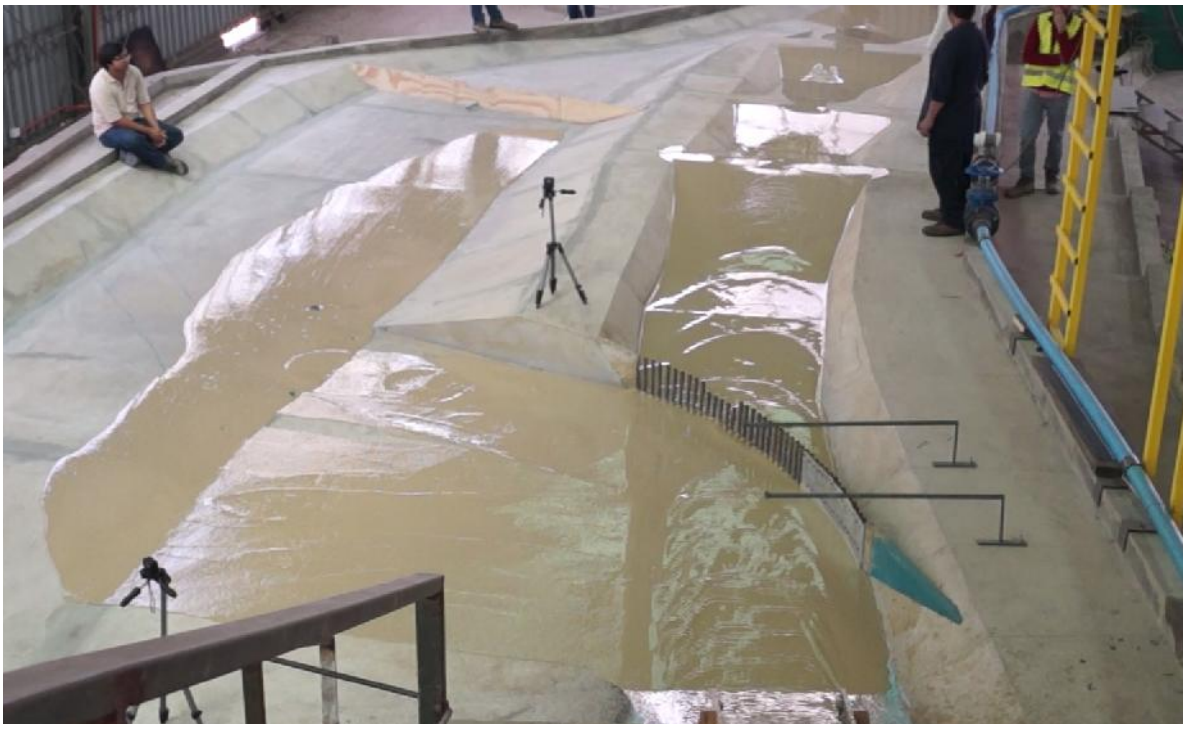


Figura 76: Puesta en Marcha. Vista desde arriba.



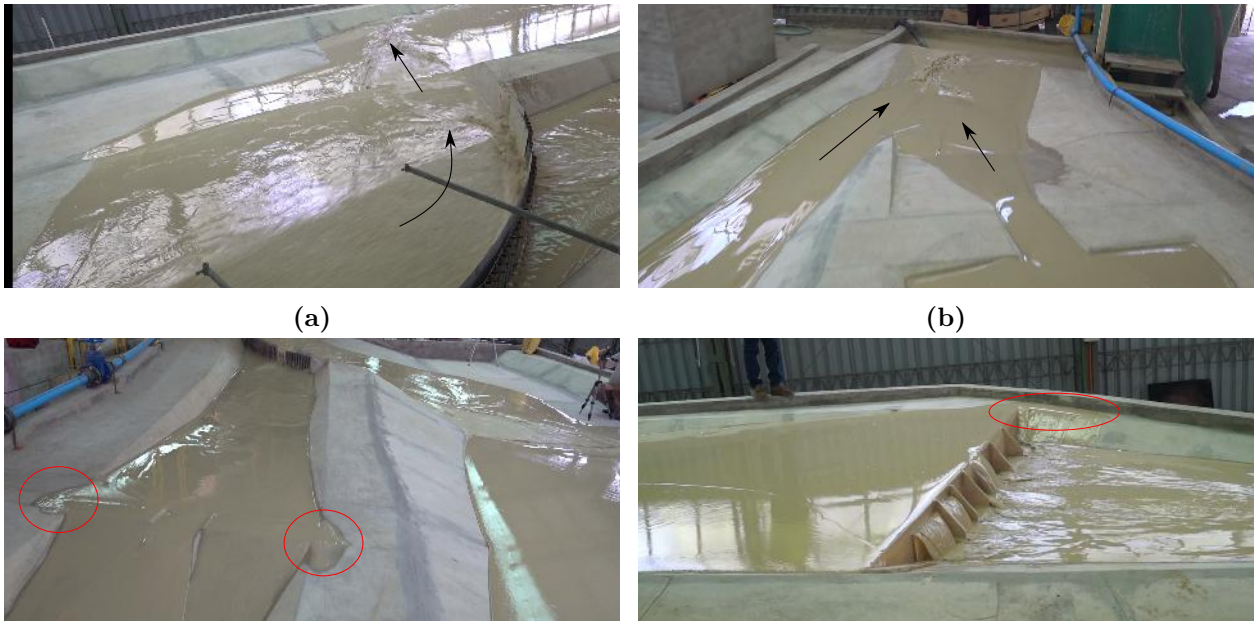
(a) **(b)**

Figura 77: Puesta en Marcha. Acercamiento obra de desvío, en rojo zona por donde pasa el flujo.

Producto de lo descrito se opta por tapar (durante la puesta en marcha) parte de la obra de desvió, para observar el funcionamiento de todo el sistema, como lo muestra la Figura 78. Por otra parte se observó los lugares críticos donde se producen desbordes para caudales detríticos mayores al periodo de retorno de 100 años y se ven velocidades altas en las zonas de la obra y hondonada. En la Figura 79 se observan los lugares descritos.



Figura 78: Puesta en Marcha. Vista desde arriba.



(a) **(b)**

(c) **(d)**

Figura 79: Zonas críticas observados en la puesta en marcha. (a) Velocidades altas en la zona de la obra de desvío y salida del vertedero a la Hondonada. (b) Confluencia en el Decantador 5 de los flujos que vienen desde la Hondonada y Decantador 4. (c) Desborde en el Decantador 2. (d) Desborde en la ribera Sur en la obra de retención, ubicada en la Hondonada.

Para solucionar el problema planteado en la Figura 77, se opta por modificar la obra de desvío y agregar un muro a lo largo de toda la obra de 2.25 metros de alto en prototipo ($\sim 2{\cdot}84$) sobre el cual van hincados los pilares, salvo en la mitad de la obra donde se dejan dos pilares (3 espaciamientos)

hincados directamente al suelo (sin muro) para el paso de los caudales bajos. Más detalle de la obra se aprecia en la sección 9, Modificación 4. Los problemas señalados en la Figura 79 son propios del diseño, y se abordaran en las secciones 11.2 y 11.3.

En la sección 10 se probó el mejoramiento de los pilares verticales en la Hondonada propuestos por Prisma. Para simular el bloqueo completo del sistema de pilares se implementó en el modelo físico 1:50, una obra impermeable estilo "Check Dam". En la puesta en marcha se observó el correcto funcionamiento de la obra, decidiendo en conjunto con la Inspección Fiscal, eliminar los pilares e implementar una "Check Dam" similar a los construidos en los decantadores en caso de que ocurriese un flujo aluvional con poco contenido de material grueso. En la Figura 80 se muestra un bosquejo de la obra. Esta obra se propone como mejoramiento al sistema completo y se estudiará su funcionamiento a diferentes caudales, pero no está dentro de los alcances y objetivos del estudio diseñar la obra.

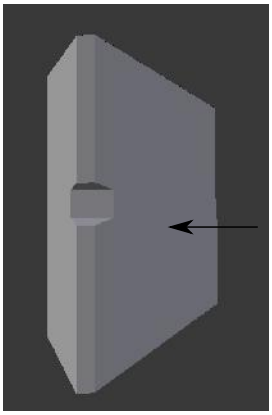


Figura 80: Bosquejo de la Check Dam propuesta a diseñar en la Hondonada.

Se instalan cámaras, sensores ultrasónicos, reglas y limnímetros para documentar las alturas y velocidades en los lugares críticos señalados en la Figura 79. En la Figura 81 se muestra un esquema de la disposición de la instrumentación. Además para evitar el desborde observado en la Figura 79d se baja la altura de coronamiento de la barrera en la Hondonada para dejar una revancha de 1.5 metros en prototipo.

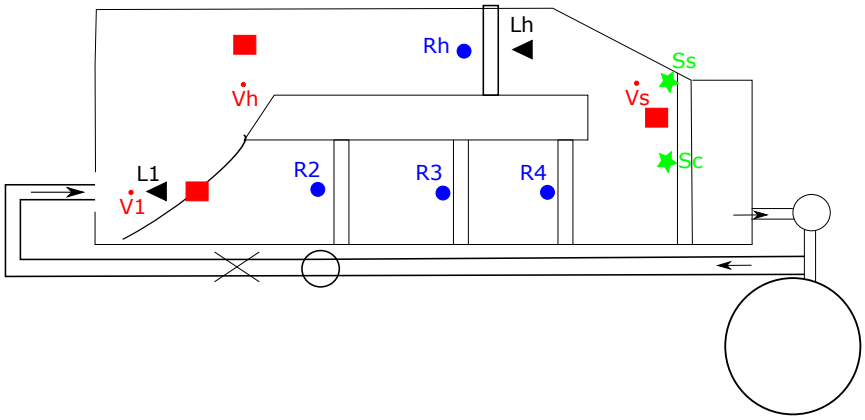


Figura 81: Esquema instrumentación. Los cuadrados rojos representan las cámaras, los triángulos negros los limnímetros, los círculos azules las reglas y las estrellas verdes los sensores ultrasónicos.

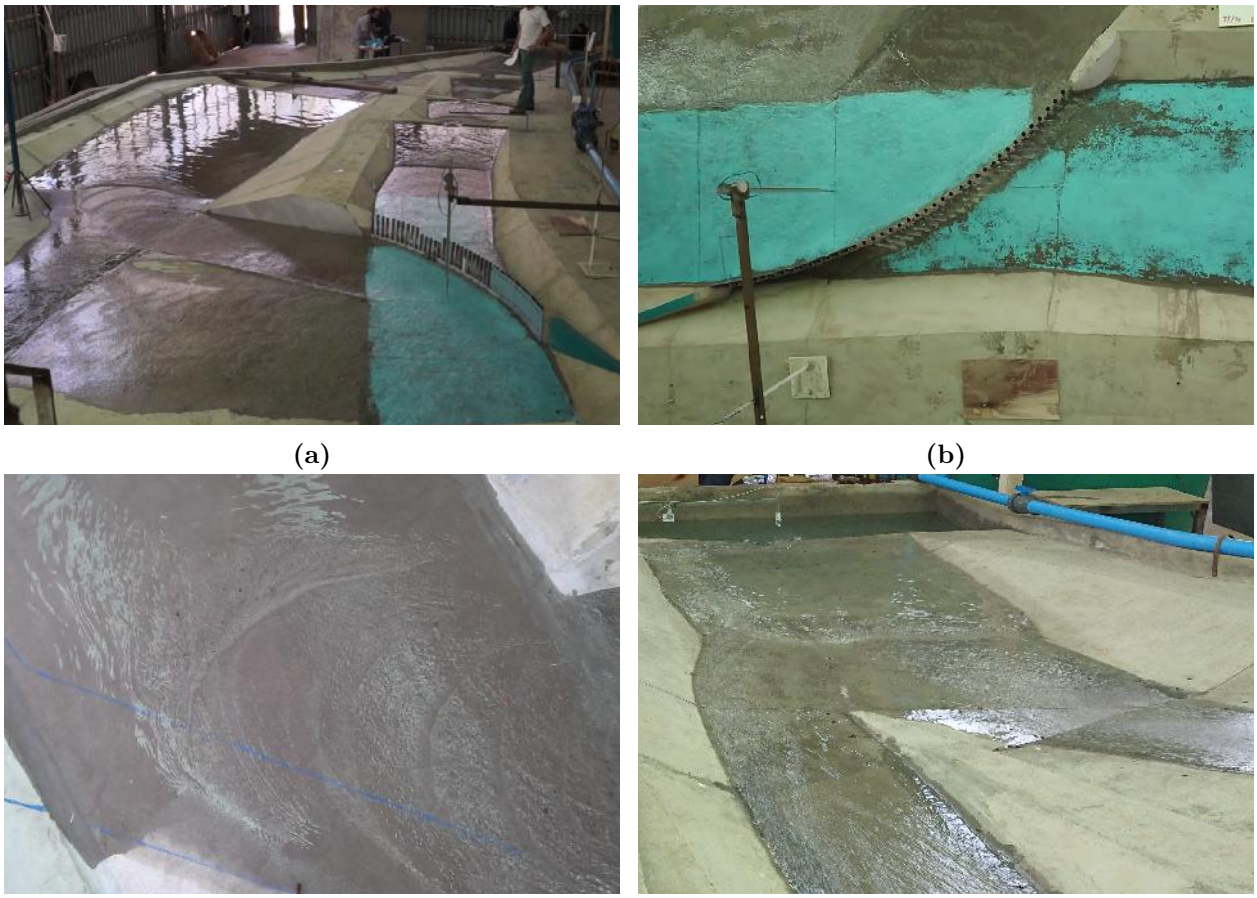
En la Figura 82 se muestra la posiciones de las imágenes mostradas en las Figuras 83, 84, 85, 86, 87 y 88.



Figura 82: Vista General de los ensayos, en rojo las ubicaciones de las imágenes mostradas en las Figuras 83, 84, 85, 86, 87 y 88.

11.2. Ensayos Crecidas Líquidas (sólo agua)

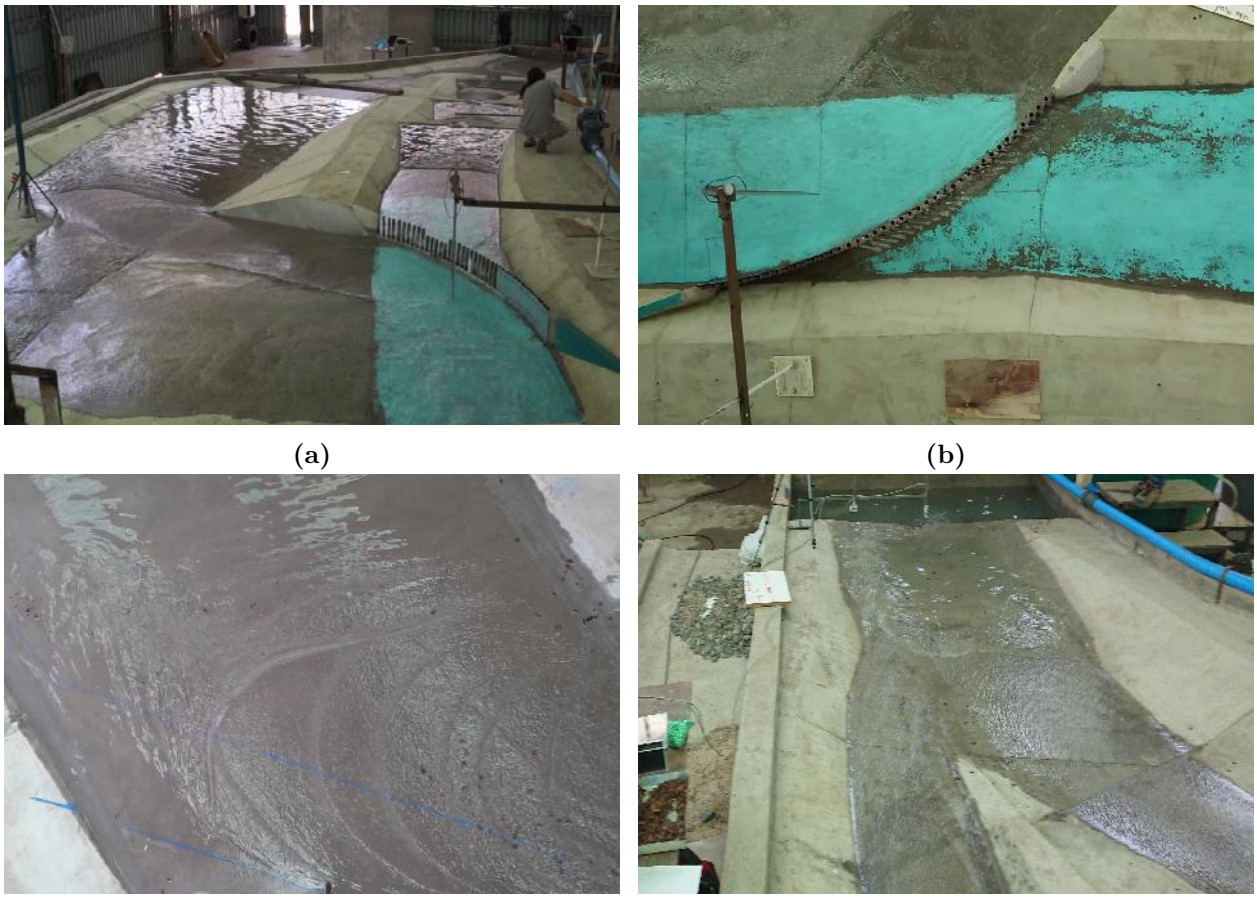
A continuación se muestran los ensayos para una crecida líquida de agua, para los caudales del aluvión de Mayo del 93 (80 m^3/s), de 100 años periodo de retorno (121 m^3/s) y el caudal máximo (382 m^3/s).



(a) (b)

(c) (d)

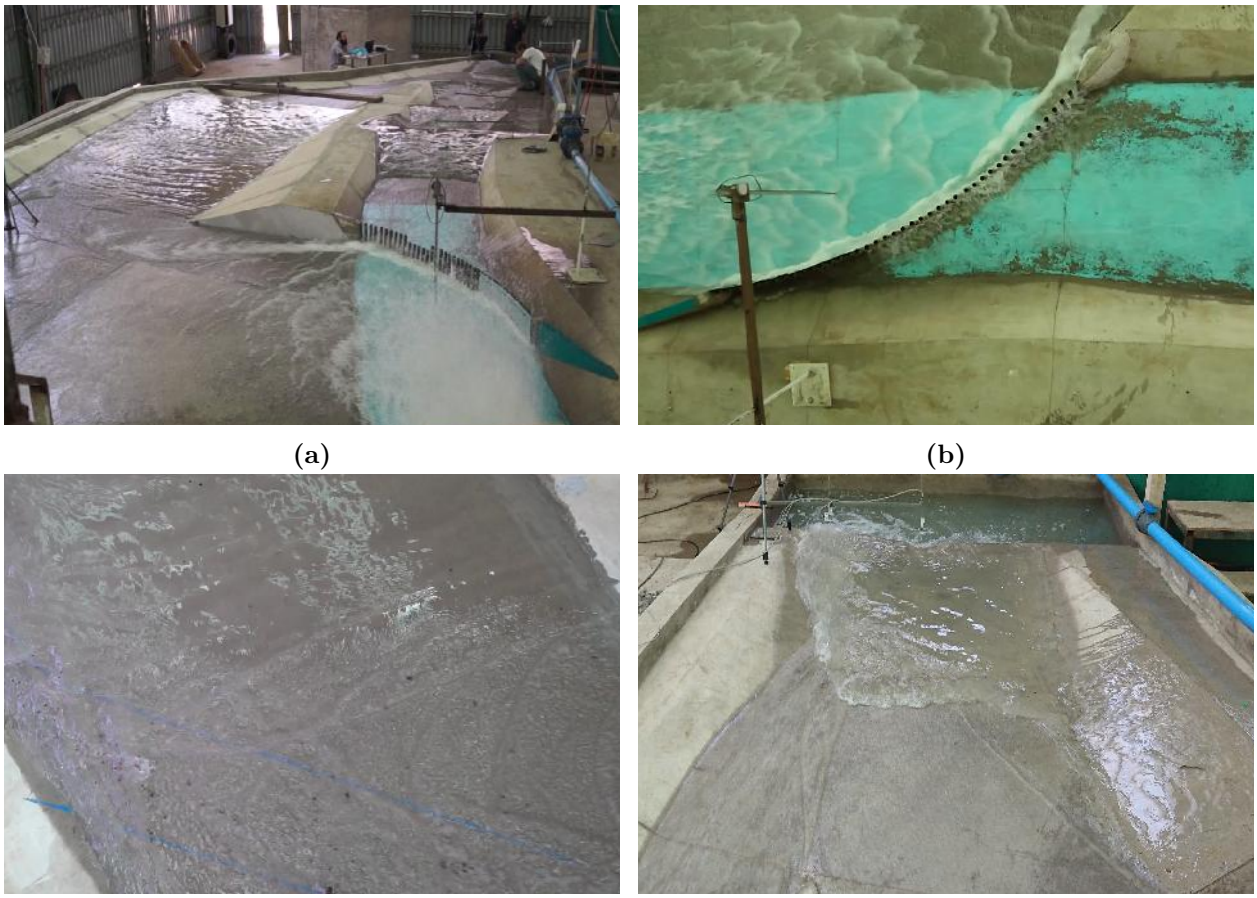
Figura 83: Ensayo con agua correspondiente al caudal del aluvión de Mayo del 1993. (a) Vista General. (b) Vista de la Obra desde arriba. (c) Vista de la llegada del flujo a la Hondonada desde arriba. (d) Vista de la llegada de los flujos al Decantador 5.



(a) (b)

(c) (d)

Figura 84: Ensayo con agua correspondiente al caudal de 100 años de periodo de retorno. (a) Vista General. (b) Vista de la Obra desde arriba. (c) Vista de la llegada del flujo a la Hondonada desde arriba. (d) Vista de la llegada de los flujos al Decantador 5.



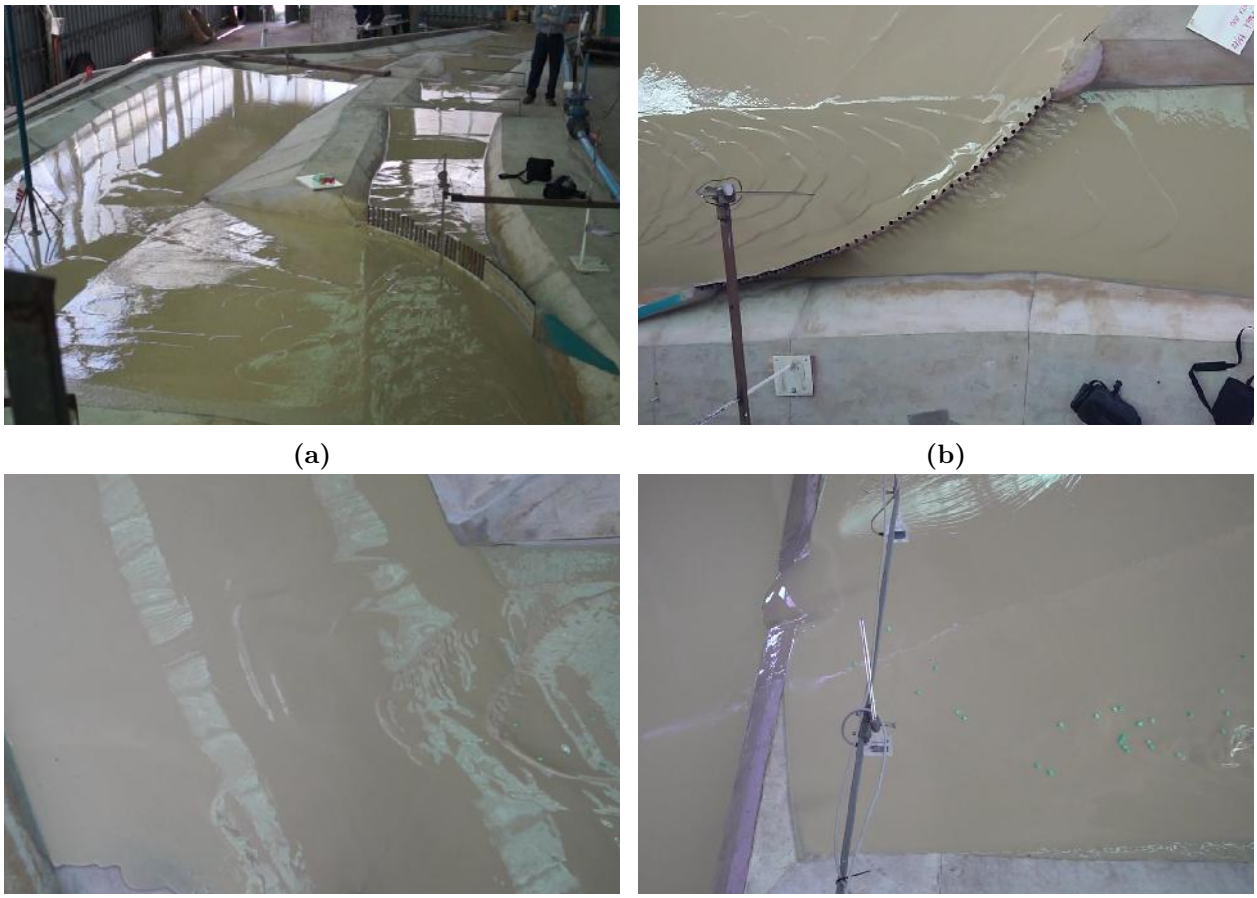
(a) **(b)**

(c) **(d)**

Figura 85: Ensayo con agua correspondiente al caudal máximo probable. (a) Vista General, . (b) Vista de la Obra desde arriba. (c) Vista de la llegada del flujo a la Hondonada desde arriba. (d) Vista de la llegada de los flujos al Decantador 5.

11.3. Ensayos Crecidas Detríticas (Fluido Equivalente Agua-Bentonita)

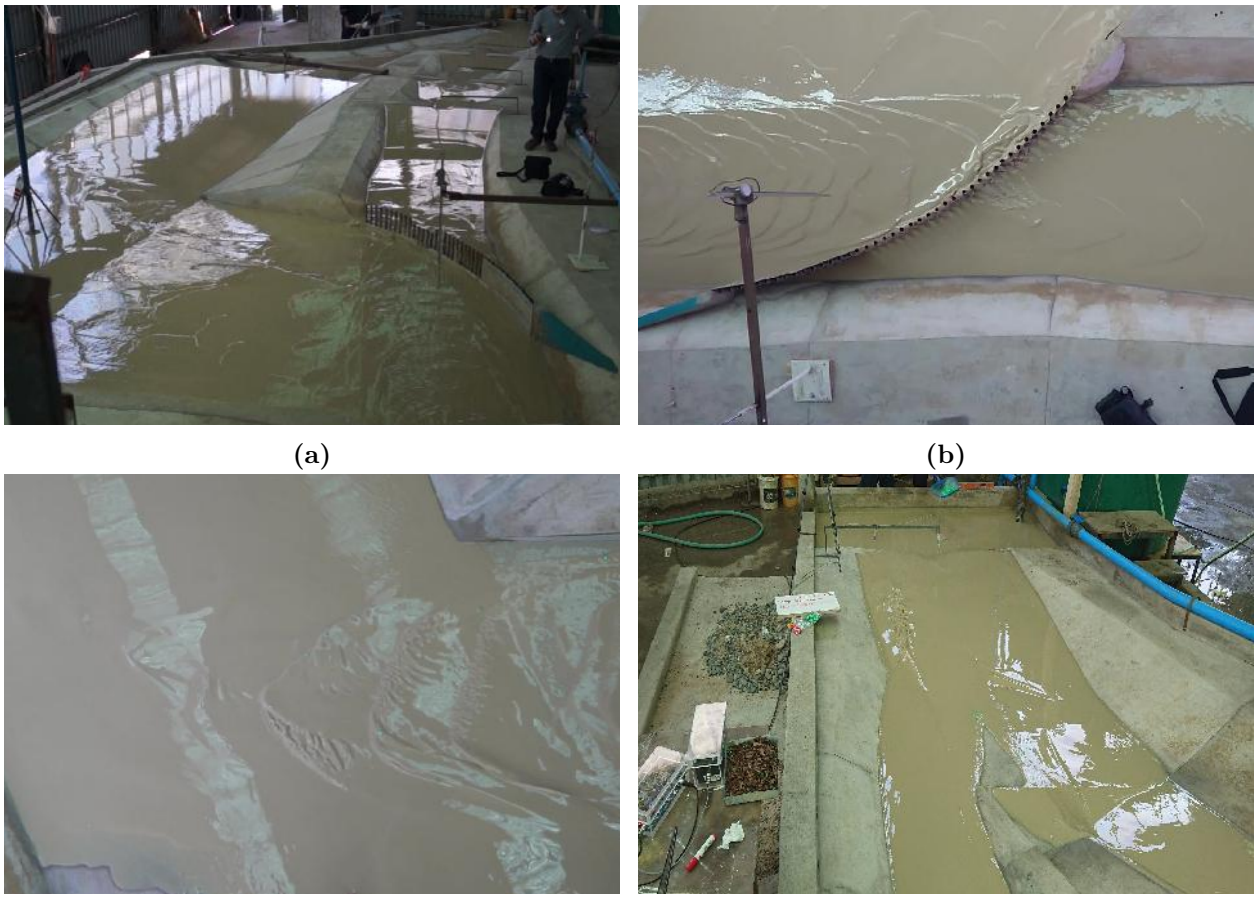
A continuación se muestran los ensayos para una crecida detrítica aluvional de una mezcla de bentonita al 8 % p/p, para los caudales del aluvión de Mayo del 93 (80 m^3/s), de 100 años periodo de retorno (121 m^3/s) y el caudal máximo (382 m^3/s). La viscosidad aparente del fluido analizado,



(a) **(b)**

(c) **(d)**

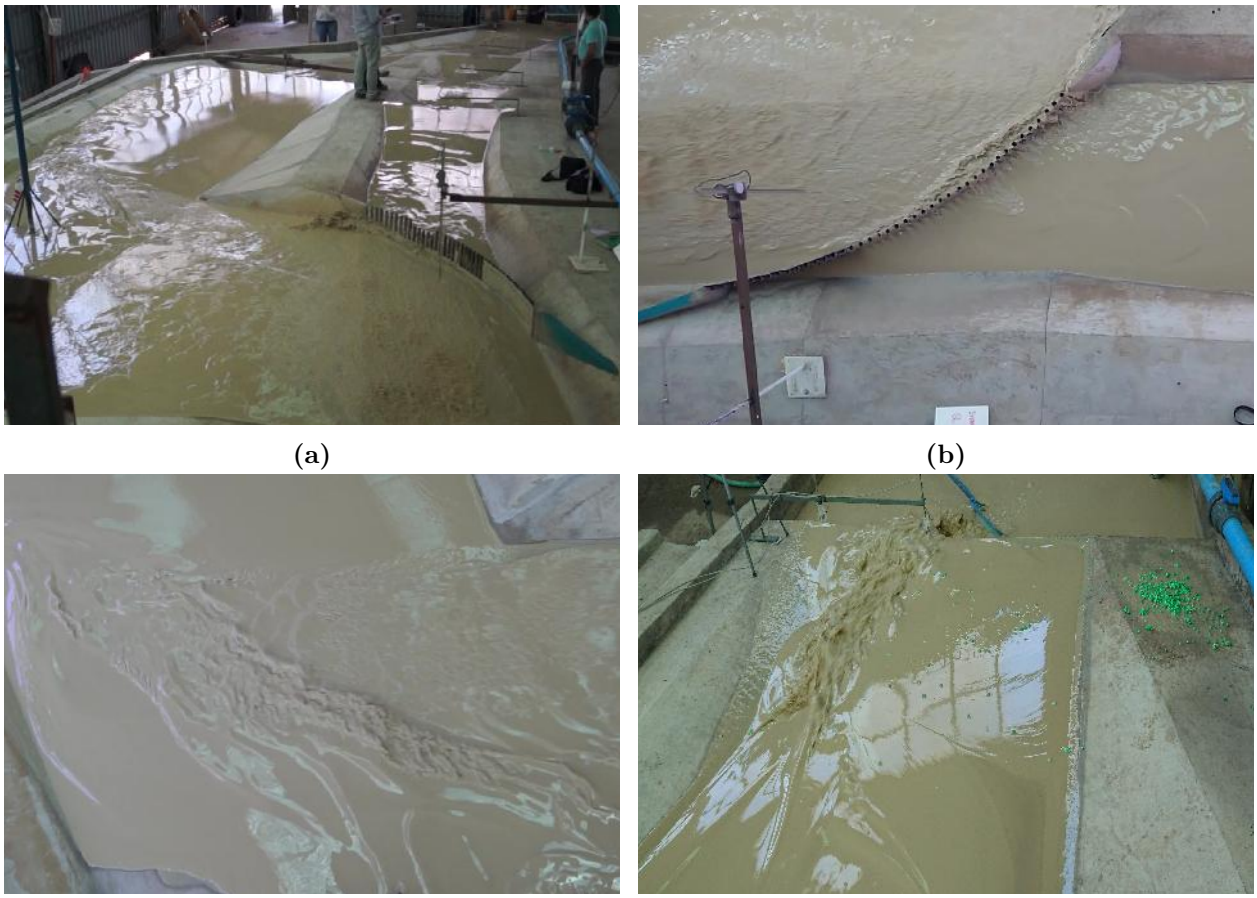
Figura 86: Ensayo con bentonita correspondiente al caudal del aluvión de Mayo del 1993. (a) Vista General. (b) Vista de la Obra desde arriba. (c) Vista de la llegada del flujo a la Hondonada desde arriba. (d) Vista de la llegada de los flujos al Decantador 5.



(a) (b)

(c) (d)

Figura 87: Ensayo con bentonita correspondiente al caudal de 100 años de periodo de retorno. (a) Vista General, (b) Vista de la Obra desde arriba. (c) Vista de la llegada del flujo a la Hondonada desde arriba. (d) Vista de la llegada de los flujos al Decantador 5.



(a) **(b)**

(c) **(d)**

Figura 88: Ensayo con bentonita correspondiente al caudal máximo probable. (a) Vista General, . (b) Vista de la Obra desde arriba. (c) Vista de la llegada del flujo a la Hondonada desde arriba. (d) Vista de la llegada de los flujos al Decantador 5.

11.4. Resultados

Las Figuras 89 y 90, muestran una comparación en los sectores más críticos del sistema de control aluvional en la Quebrada de Macul. Estos son, en la presa del Decantador n°2, presa de la Hondonada y presa del decantador n°5 donde confluye el flujo proveniente por los Decantadores y por la Hondonada.

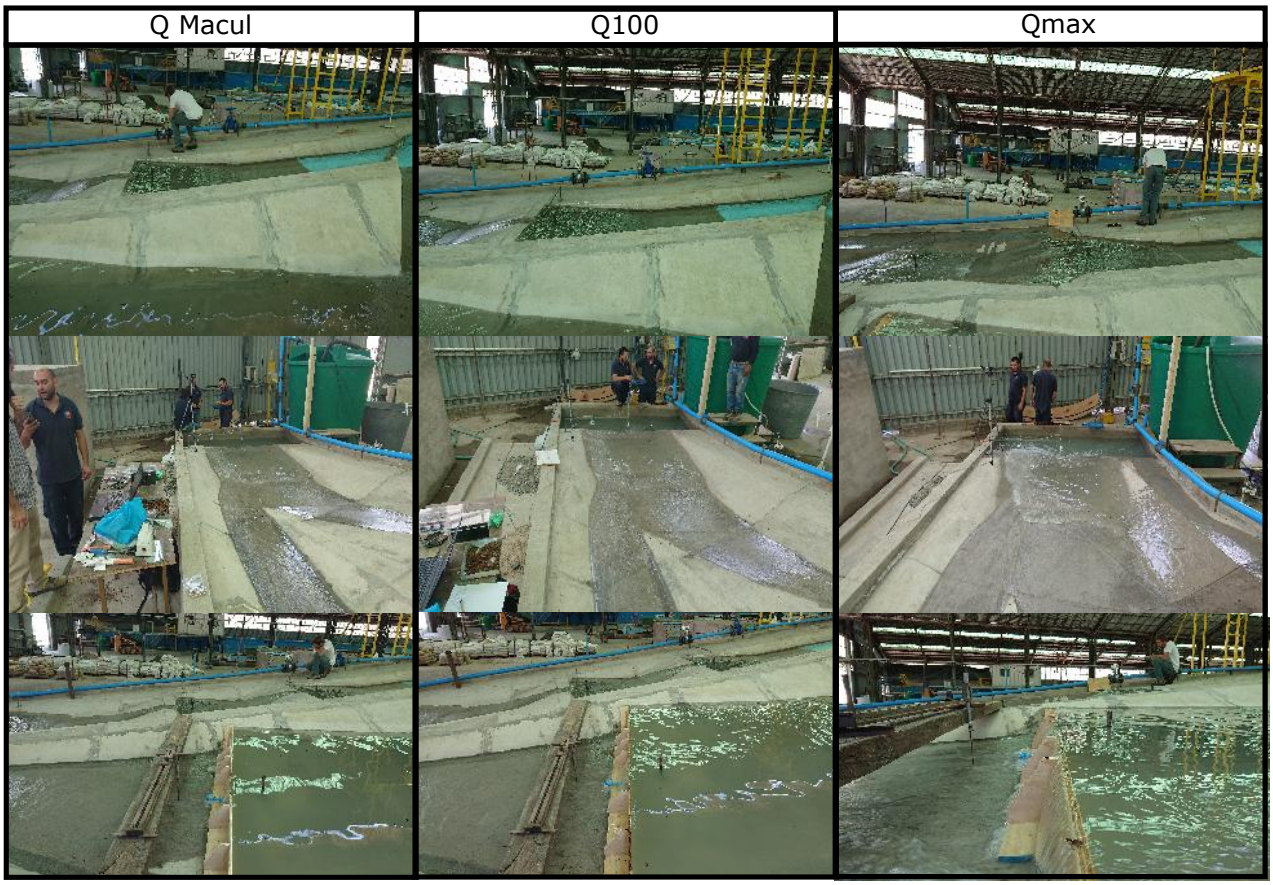


Figura 89: Comparación en zonas críticas del sistema de obras de control aluvional para el ensayo realizado con agua y los caudales Qmacul, Q100 y Qmax. En sentido descendente, las imagenes muestran la presa del Decantador 1, 5 y Hondonada.



Figura 90: Comparación en zonas críticas del sistema de obras de control aluvional para el ensayo realizado con Bentonita y los caudales Qmacul, Q100 y Qmax. En sentido descendente, las imagenes muestran la presa del Decantador 2, 5 y Hondonada.

Estas figuras muestran que tanto para el ensayo realizado con agua y aquel con Bentonita, con caudal Qmacul el sistema funciona sin problemas. Para Q100, el sistema funciona al límite, es decir, no hay desbordes pero la superficie libre del escurrimiento está al ras con el coronamiento de la presa del Decantador n°2, n°3, n°5 y presa de la Hondonada. En cambio para Qmax, hay desbordes en los Decantadores n°2, n°3, n°5, mientras que en la Hondonada, la presa está funcionando como vertedero en toda su extensión (no sólo en la parte central) y al límite con el coronamiento de la ribera sur.

Lo anterior, se resume en la siguiente tabla:

Tabla 30: Desbordes en el sistema para el caudal del aluvión del 93 en la quebrada de macul (Q macul), caudal de 100 años de periodo de retorno (Q100) y el caudal asociado a la crecida máxima probable (Qmax).

Desbordes con Bentonita					
Posición	D2	D3	D4	D5	H
Qm	No	No	No	No	No
Q100	Límite	No	No	No	Límite
Qmax	Si	Si	No	Si	No (max)

Las velocidades (Tablas 31 y 32) se obtuvieron con la metodología de PIV para los ensayos con bentonita, igual que los ensayos de la sección 8. En el caso de los ensayos con agua, la transparencia

del agua no permite la detección de patrones del flujo obteniendose resultados erroneos con la técnica de PIV. Por tal motivo, para los ensayos con agua la velocidad se estimo siguiendo visualmente las partículas usadas como trazadores (cáscaras de nueces) durante el análisis digital de las imágenes. Las velocidades calculadas, para el caudal de 100 años de periodo de retorno, se parecen tanto para el caso solo agua y solo bentonita a las predichas por GEOTEST 2018 (11 m/s en prototipo).
Para el caso de las alturas medidas con regla y limnímetro , estas se obtuvieron puntualmente una vez estabilizado el caudal. Las alturas medidas por los sensores se muestra el promedio de una serie de tiempo. Las alturas se muestran en el plano XXXX, donde se aprecia el volumen de retención del sistema completo.

Tabla 31: Exp. Agua: Velocidades promedio en el tiempo en prototipo (m/s). La ubicación de los puntos de medición se pueden ver en la Figura 81

	Posición	Q macul	Q 100	Q max
Entrada	V1	9.58	9.58	-
Entrada H	Vh	6.11	8.11	-
Entrada D5	Vs	3.51	4.55	-

Tabla 32: Exp. Bentonita: Velocidades promedio en el tiempo en prototipo (m/s). La ubicación de los puntos de medición se pueden ver en la Figura 81

Posición	Q macul	Q 100	Q max
V1	8.35	10.96	28.21
Vh	2.14	3.53	13.69
Vs	2.23	3.25	4.36

Tabla 33: Exp. Agua: Alturas en prototipo (m), para ver la ubicación de los puntos ver la Figura 81

Posición	L1	R2	R3	R4	Rh	Lh	Ss	Sc
Qm	0.35	6.00	4.70	3.95	8.95	0.275	7.99	7.60
Q100	0.45	6.35	4.80	4.05	9.55	0.40	8.30	7.82
Qmax	0.78	7.25	6.15	5.45	9.90	0.35	9.15	7.64

Tabla 34: Exp. Bentonita: Alturas en prototipo (m), para ver la ubicación de los puntos ver la Figura 81

Posición	L1	R2	R3	R4	Rh	Lh	Ss	Sc
Qm	0.50	6.30	5.15	4.4	9.20	0.45	7.54	7.67
Q100	0.53	6.55	5.35	4.55	9.75	0.55	8.01	8.04
Qmax	0.55	7.15	5.95	5.00	10.5	0.70	8.04	7.18

Seleccionando las alturas máximas para cada decantador y hondonada independiente de si el ensayo fuera de crecida líquida o mezcla con bentonita, se obtienen los volúmenes útiles de operación de todo el sistema para cada caudal ensayado. En la Tabla 35 se muestran las valores de los volúmenes en m^3, cabe recordar que para el caso de Q100 y Qmax la hondonada y los decantadores están vertiendo por los respectivos vertederos.

Por otro lado, DPWH de Japón (2010), establece que la pendiente superficial del material retenido en un decantador es 1/2 de la pendiente del terreno. Teniendo esto en consideración, el volúmen útil de los decantadores estudiados y Hondonada medido desde la base del vertedero se muestran en la Tabla 36.

Tabla 35: Volúmenes útiles en m^3 según las alturas medidas

Caudales	Decantador 2	Decantador 3	Decantador 4	Hondonada	Total
Qm	15704	15600	14316	159266	204886
Q100	17060	16530	15124	178836	227550
Qmax	21195	20422	20441	207349	269407

Tabla 36: Volúmenes en m^3, según indicaciones de DPWH de Japon (2010).

	$i = 0\,\%$	$i = 1/2 i_{terreno}$
Hondonada	93241.8	188544.01
D2	9122	18777
D3	5223	8485
D4	6276	11182
D5	8996	19554
Total	122860	246544

Si bien el volumen total para Qmax mostrado en la Tabla 35 es mayor que los volúmenes de la Tabla 36, esto se debe a que los vertederos de los decantadores y hondonada están funcionando aumentando el volumen contenido durante la crecida o aluvión, pero cuando el caudal cese, el volumen total depositado será el señalado en la Tabla 36. Por lo mismo se considera que el sistema completo es capaz de retrasar un volumen total aproximado de $\approx$ 146.000 y 22.000 m^3 para un pendiente superficial del material de $0\,\%$ y $1/2 i_{terreno}$ respectivamente.

Dado los resultados de desbordes mostrados en la Tabla 30, se observa que para un caudal de 100 años el sistema esta al limite en dos zonas, decantador 2 y hondonada. Por lo mismo se recomienda elevar la revancha 1 metro en ambas riberas del decantador 2. Además se observa un leve desborde para el caudal máximo en la ribera sur de la Hondonada, también se recomienda elevar la revancha en el sector de la ribera sur de la "Check Dam"que se construya en al hondonada. Finalmente en el decantador 5 existe un alto nivel de turbulencia en la zona de la confluencia de los flujos que vienen del decantador 4 y hondonada, por lo mismo se recomienda elevar 1 metro la revancha en al ribera sur.

12. Análisis de Velocidades

A lo largo del presente estudio, se han reportado velocidades máximas y medias para los ensayos con flujo detrítico. Estas velocidades registradas son superiores a $\sim$ 1 m/s, que corresponde a la velocidad de 8.3 m/s a escala 1:50 estimada en la Quebrada de Macul para el frente de mayor magnitud.
Las velocidades máximas calculadas con la técnica de PIV en los ensayos de pulso aluvional estan en general alrededor de 4.5 m/s en modelo, lo que en prototipo corresponden a velocidades alrededor de los 30 m/s. Claramente la velocidad en modelo está sobrestimada a pesar de los intentos por reducir su velocidad incrustando piedras en el fondo del canal de generación. Otra opción era modificar la pendiente del canal de generación, pero tras lo experimentado en "modelo 0", esta configuración experimental (incluyendo la pendiente del canal) permitió obtener un flujo aluvional completamente desarrollado.
Si bien la sobre estimación de la velocidad puede parecer un problema, la obra de desvío diseñada cumple con el objetivo de desviar $\sim$80 % del flujo hacia la hondonada y se hicieron las modificaciones necesarias para que incluso a estas velocidades, disminuyeran los desbordes observados en modelo. Además, dada esta sobre estimación de la velocidad, se realizó un análisis del peralte en la curva de la obra de desvío.

12.1. Peralte en Curva Obra de Desvío

La velocidades máximas en modelo del frente aluvional obtenida en el ensayo de la solución final (modificación 4) es de 5.26 m/s respectivamente. Siguiendo la lógica, la altura que alcanza el flujo en la curva de la obra de desvío también estaría sobrestimada.
Según Takahashi (2014), las formulaciones de Knapp (1951, ecuación 26) y Lenau (1979, ecuación 27) permiten estimar la altura del flujo aluvional en curvas. Estas formulacioens se describen a continuación:

$$h_g = \frac{U^2}{g}\sin^2(\beta_1 + \frac{\theta_c}{2}) \tag{26}$$

donde U es la velocidad de aproximación del frente; β_1 es el angulo de la cresta de la onda originada por la curva y θ_c es el angulo correspondiente a posición en la curva (x=0, θ_1=0°). Se define $\sin(\beta_1) = 1/Fr_1$ donde Fr_1 corresponde al Froude a la entrada de la curva.

$$h = h_{no} + E \tag{27}$$

$$E = \frac{Uh_{no}^2}{2\sqrt{gh_{no}}r_{co}}\sum_{k=0}^{\infty}[\delta\{x' - \sqrt{F_1^2 - 1}(kB' + \frac{1}{2} - y')\} - \delta\{x' - \sqrt{F_1^2 - 1}(kB' + \frac{1}{2} + y')\}] \tag{28}$$

donde h_{no} corresponde a la altura normal a la entrada de la curva; $x' = r_{cc}\theta_c/h_{no}$; $y' = (r_{cc} - r_{ro})/h_{no}$; $B' = B/h_{no}$ y $\delta(x')$ es una función que cuando $x' < 0$, $\delta(x') = 0$ y cuando $x' > 0$, $\delta(x') = x'$.

Para obtener la altura del flujo en la curva desde el modelo físico, se implementa un código en python para analizar imágenes. Este procesamiento de imágenes entrega la altura en la curva para todos los tiempos. En la Figura 91 se puede apreciar una imagen con el resultado del código.

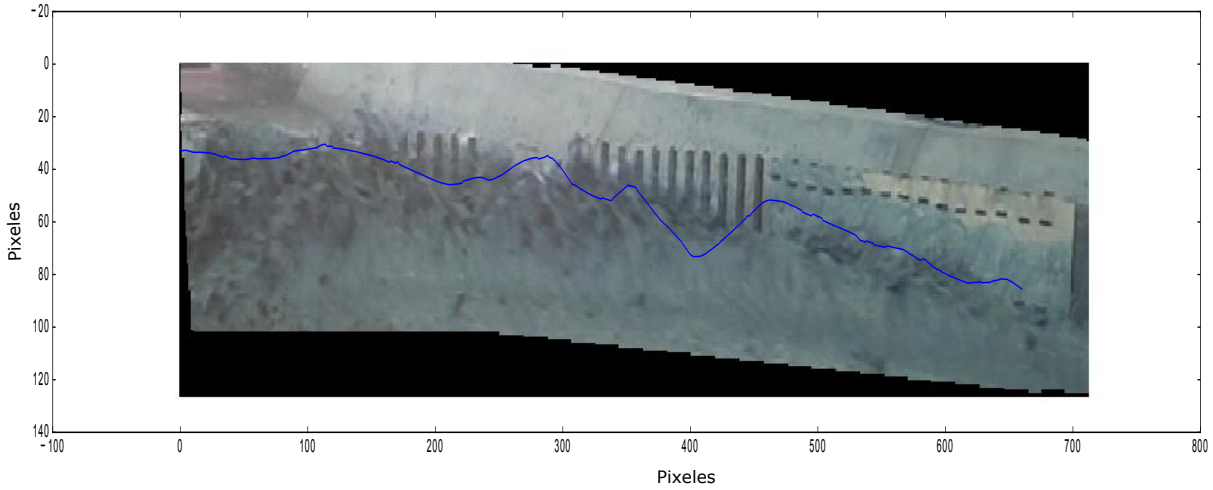


Figura 91: Código en python donde se detecta la altura en la curva.

En la Figura 92 se compran los resultados obtenidos en la modelación física y las ecuaciones 26 y 27 para el caso del ensayo correspondiente a la modificación 4. Cabe destacar que para la formulación de Knapp y Leanu se usaron la velocidad máxima del frente. Para la modelación física se obtuvieron las alturas en dos instantes de tiempo que corresponde a las máximas alturas detectadas (t=3.5 y t=3.64 segundos).

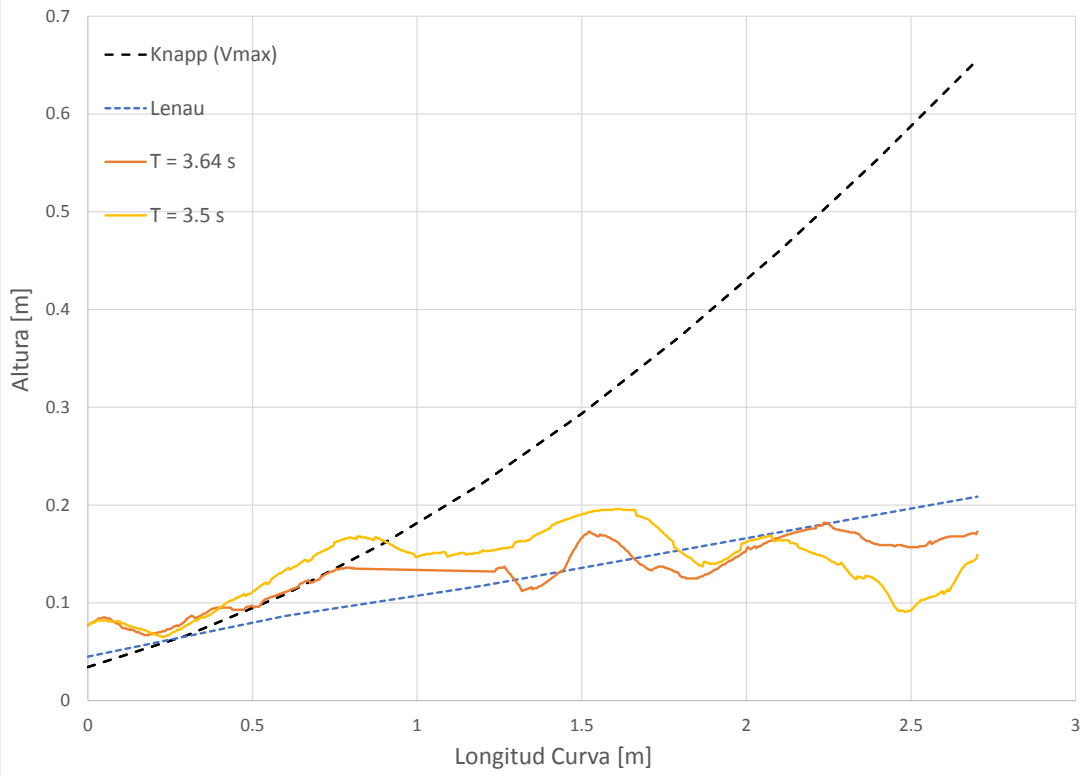


Figura 92: Comparación altura Modelo Físico y ecuaciones 26 y 27.

En la Figura se observa que la altura máxima alcanzada por el flujo, es bien representada por la ecuación de Knapp (1951) hasta justo antes que empiece la zona de pilares (0.9 m aprox en modelo). A partir de ahí, la altura del flujo en los ensayos se mantiene más bien a una altura "constante", y se asemeja a la altura estimada por la ecuación de Lenau (1979) al final de la obra de desvío.
Ahora bien, si se considera como velocidad máxima en prototipo del frente 11 m/s obtenida en la simulación numérica de GeoTest (2018), se obtine una altura del flujo en la curva justo antes que empiecen los pilares de 5 metros según la fórmula de Knapp (1951). Y al final de la obra, según la fórmula de Lenau, la altura sería de 6 m. Teniendo en cuenta esta aproximación, asegura que la obra diseñada está por el lado de la seguridad.

12.2. Zona Apertura Vertedero

Observando las velocidades correspondientes a los ensayos de pulso aluvional y de crecidas de detritos, se puede elegir el tamaño optimo de la apertura del vertedero. En las Figuras 93 y 94 se observa la distancia, para la cual es flujo comienza a desviarse hacia la hondonada.

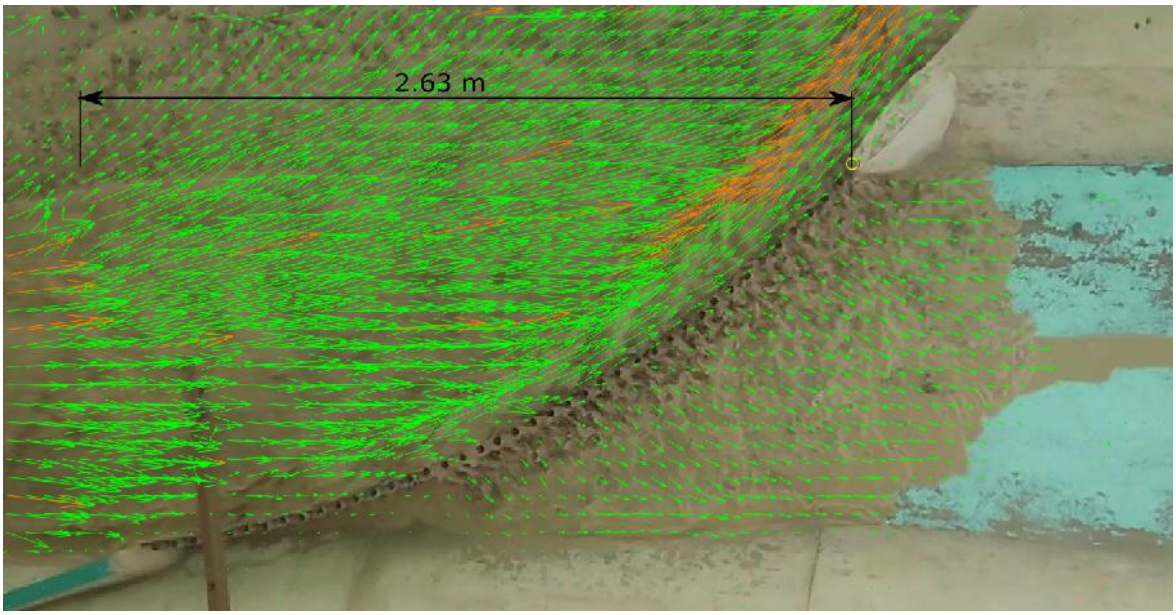


Figura 93: Ancho en modelo del vertedero según ensayo de pulso descrito en la sección 9.3.

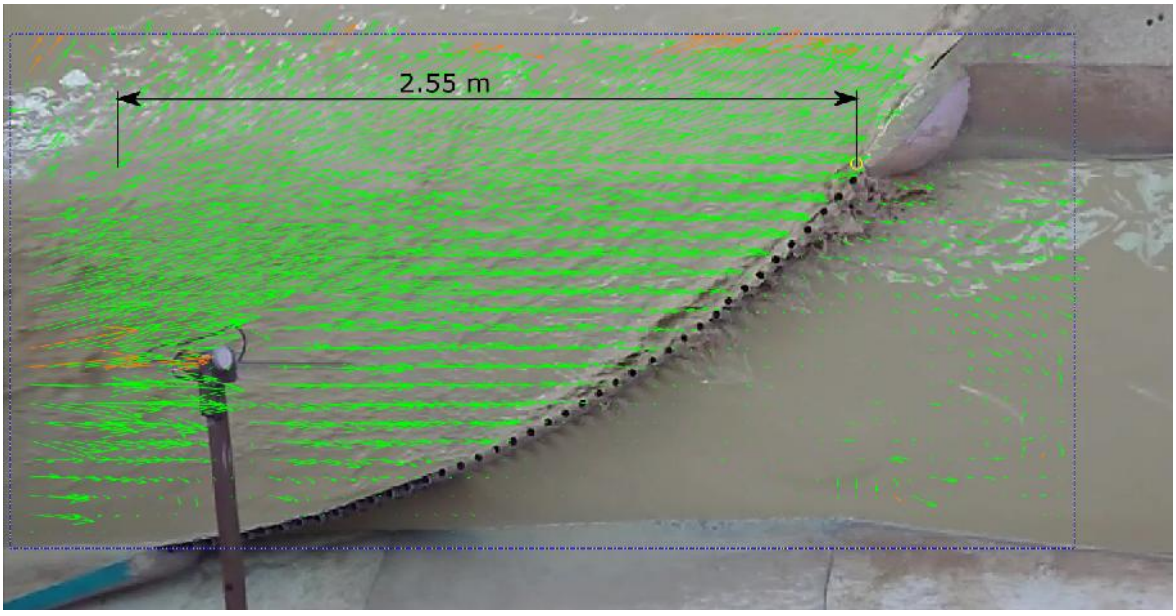


Figura 94: Ancho en modelo del vertedero según ensayo de crecida de barro descrito en la sección 11.3.

Las distancia elegida en prototipo en base a los ensayos mostrados en la Figuras 93 y 94 es de 132 metros de largo. Mayor detalle ver el Planos 4373-1/14 y 4373-2/14 .

13. Dimensionamiento de Obras

Las dimensiones finales (ancho, longitud, pendientes, largo pilares, etc) de la obra de desvío, vertedero y hondonada, se encuentran en los planos 4373-1/14, 4373-2/14, 4373-3/14.
La parámetros de diseño para la zona de la Obra de Desvío se muestran en la Tabla 37, para mayor detalle de la elección de dichos parámetros ver el Anexo J.

Tabla 37: Parámetros de diseño. H altura del flujo, U velocidad del flujo, $Qmax$ caudal máximo probable de detritos.

Parámetros de Diseño Enrocados zona obra	
H (m)	4.5
U (m/s)	10
$Qmax$ (m^3/s)	382

Las velocidades y caudales de diseño para los enrocados tanto para el fondo como para los taludes en la zona del vertedero y hondonada corresponden a las velocidades máximas para el caso del caudal de Q100 años, de las Tablas 31 y 32. Además se consideraron dos caudales unitarios q = 10.19 m^2/s y q = 2.44 m^2/s, los detalles en el Anexo J.

Las propiedades para todos los enrocados calculados son las siguientes:

Tabla 38: Propiedades del Enrocado.*El Ángulo de reposo modificado se explicara en la sección 13.1.1 y en el Anexo J.

Parámetro	Unidad	Valor
Densidad (ρ_e)	kg/m^3	2650
Ángulo de Reposo (ϕ)	^{o}	42
Ángulo de Reposo modificado(ϕ_m)*	^{o}	70
Porosidad (n_p)	-	0.45
Coeficiente de Uniformidad (Cu)	-	1.95

Considerando un el angulo de reposo ϕ (Tabla 38) los diámetro d_s de los enrocados de talud tanto de la zona de la obra como de la hondonada, alcanzan va lores de 4.73 metros. Teniendo en cuenta que obtener estos enrocados no son factibles, se modifico el angulo de reposo de 42° a 70° (ϕ_m). El valor se obtiene considerando colocación manual del enrocado (se deben considerar enrocados de aristas vivas, favoreciendo la trabazón entre enrocados) sumado además el consolidado de hormigón. Con estas simplificación y usando la formula de California Division of Highways los valores promedio son de 1.58 m de diámetro, equivalente a rocas de 5355 kg. Nuevamente se tienen enrocados que no son factibles de obtener, por lo mismo se opta por realizar el consolidad de hormigón a toda la primera capa de enrocado (1D de penetración del hormigón) y que el hormigón resista solicitudes de un impacto de roca del aluvión (ver Sección 13.4).

Las tamaños y pesos de los enrocados deben seguir con la clasificación mostrados en las tablas 39 y 40.

Tabla 39: Mínimos y máximos tamaños de rocas para enrocados (HEC-23, Lagasse et al 2009)

Clasificación	Tamaño (m)	d_{15}		d_{50}		d_{85}		d_{100}
		Min	Max	Min	Max	Min	Max	Max
I	0.15	0.094	0.132	0.145	0.175	0.198	0.234	0.305
II	0.25	0.140	0.198	0.216	0.267	0.292	0.356	0.457
III	0.3	0.185	0.267	0.292	0.356	0.394	0.470	0.610
IV	0.4	0.234	0.330	0.368	0.445	0.495	0.584	0.762
V	0.5	0.279	0.394	0.432	0.521	0.597	0.699	0.914
VI	0.55	0.330	0.470	0.508	0.610	0.699	0.826	1.067
VII	0.65	0.368	0.533	0.584	0.699	0.787	0.940	1.219
VIII	0.8	0.470	0.660	0.724	0.876	0.991	1.168	1.524
IX	1	0.559	0.800	0.864	1.054	1.194	1.410	1.829
X	1.1	0.648	0.927	1.016	1.232	1.384	1.638	2.134

Tabla 40: Mínimos y máximos pesos de rocas para enrocados (HEC-23, Lagasse et al 2009)

Clasificación	Peso (Kg)	W_{15}		W_{50}		W_{85}		W_{100}
		Min	Max	Min	Max	Min	Max	Max
I	9 kg	2	5	7	12	18	29	64
II	32 kg	6	18	23	43	56	101	215
III	80 kg	14	43	56	101	137	234	510
IV	150 kg	29	81	113	198	274	449	997
V	1/4 ton	49	137	181	318	479	768	1722
VI	3/8 ton	81	234	295	510	768	1267	2735
VII	1/2 ton	113	342	449	768	1100	1870	4082
VIII	1 ton	234	649	854	1516	2190	3593	7973
IX	2 ton	393	1154	1451	2638	2832	6310	13777
X	3 ton	612	1795	2362	4211	5975	9905	21878

13.1. Obra de Desvío

La obra de desvío diseñada y ensayada en laboratorio, tiene una configuración especial y fuera de lo común en lo que a obras de control aluvional se refiere. Esta considera una obra curva formada por una combinación de muros y pilares la cual dividiremos en 3 partes:

- El primer tramo es un muro impermeable de 10 m de altura.
- El segundo tramo, es una combinación de un muro vertical de 2.25 m de altura sobre el cual sobresalen pilares de 8 m de altura.
- La zona central está formada por pilares hincados directamente en la fundación (No existe el muro de 2.25 m de altura).
- El último tramo, es identico al segundo, hasta su inserción con el vertedero en dirección a la hondonada.

La apertura y cantidad de pilares fue determinada mediante los ensayos descritos en las secciones 7, 9 y 11. La alternativa seleccionada se encuentra descrita en la Figura 69.

En el Anexo J se detallan las socavaciones en torno a la estructura (socavación local en los pilares centrales, por curvatura a lo largo de la curva y socavación general). Producto de la gran socavación calculada ($\approx$ 17 metros), y considerando también su gran incertidumbre debido a que todas estas formulaciones fueran realizadas para agua clara y lechos de arena, se analiza la opción de revestir el fondo, aguas arriba y aguas abajo del muro.

13.1.1. Revestimiento y Enrocados

En el Anexo J se encuentra el detalle de los cálculos y formulaciones ocupadas. En la Tabla 41 se muestran el diámetro de los enrocados del fondo y talud. El detalle de la zona revestida y sus transiciones en los Planos 4373-3/14, 11/14, 12/14 y 13/14.

Tabla 41: d_s y Peso enrocados fondo zona obra.

Zona	Clasificación	Peso [Kg]	d_s aprox [m]
Talud Sur	IX	2356	1.2
Talud Norte	IX	2356	1.2
Fondo	VIII	1880	1.11

En la Tabla 42 se muestra la socavación al pie y termino del enrocado de fondo mas la socavación general. El detalle de la zona y forma de las fundaciones en los Planos 4373-11/14, 12/14 y 13/14.

Tabla 42: d_s Socavación enrocado fondo, zona obra.

Socavación	Valor [m]
General	2.3
Umbral	3.44
Total x FS=1.3	7.46

13.2. Zona Vertedero

En el Anexo J se encuentra el detalle de los cálculos y formulaciones ocupadas. A continuación se muestran el diámetro de los enrocados del fondo.El detalle de la zona revestida y sus transiciones en los Planos 4373-4/14, 5/14, 6/14 y 7/14.

Tabla 43: d_s y Peso enrocados fondo zona vertedero.

Zona	Clasificación	Peso [Kg]	d_s aprox [m]
Fondo	VIII	1897.64	1.11

En la Tabla 44 se muestra la socavación solo al termino del enrocado de fondo del vertedero. El detalle de la zona y forma de las fundaciones en los Planos 4373-4/14, 5/14, 6/14 y 7/14.

Tabla 44: d_s Socavación enrocado fondo, zona vertedero.

Socavación	Valor [m]
Umbral	3.7
Total x FS=1.3	4.81

13.3. Zona Hondonada

En el Anexo J se encuentra el detalle de los cálculos y formulaciones ocupadas. A continuación se muestran el diámetro de los enrocados del talud sur de la hondonada. El detalle de la zona revestida y sus transiciones en los Planos 4373-8/14, 9/14 y 10/14.

Tabla 45: d_s Enrocados fondo zona Hondonada.

Zona	Clasificación [m]	Peso [Kg] [m]	d_s [m]
Talud Sur	IX	2356	1.2

13.4. Fuerza de Impacto sobre Obra de Desvío

A continuación se verá un resumen del calculo para la fuerza de impacto sobre la estructura. El detalle de la revisión bibliográfica, coeficientes, consideraciones, formulaciones y metodos usados se ve en el Anexo J.

Teniendo en cuenta que la mayoría de los estudios encontrados en la literatura indican que los mejores resultados se obtienen con el modelo hidrodinámico, la Tabla 46, muestra el esfuerzo de impacto en función del coeficiente C_d considerando un flujo a 10 m/s con una densidad de la mezcla de 1900 kg/m^3 equivalente a un flujo aluvional con una concentración volumétrica del 60 %.

Tabla 46: Esfuerzo de impacto sobre estructura según modelo hidrodinámico en función de el coeficiente C_d.

C_u	0.5	1	2	3	5	7	11	18
τ (MPa)	0.095	0.19	0.38	0.57	0.95	1.33	2.09	3.42

Teniendo en cuenta lo anterior y considerando por ejemplo que en Suiza y Hong Kong recomiendan para el diseño un valor entre 2 y 3 para el coeficiente C_d, que según el análisis físico el esfuerzo podría tender a 1 MPa, y que según la Tabla J-6 1 MPa correspondería a un coeficiente $C_d \sim 5.5$, se recomienda diseñar para 1MPa pero, que la estructura resista sin colapsar esfuerzos de 3MPa dado que estudios muestran que estos pueden ser alcanzados en algunos casos puntuales ($C_d \sim 18$).

El modelo hidrodinámico considera la densidad de la mezcla, por lo que tiene sentido distribuir la carga en el área formada por el ancho del pilar y una altura de 2 m similar a un D90 o 2·D84. Como la obra podría eventualmente ir acumulando sedimentos y venir un siguiente pulso aluvional y así sucesivamente, este esfuerzo debe ser soportado en cualquier punto del pilar, en su base, en el centro, en su extremo superior, etc.

14. Conclusiones

En primer lugar, se logra el objetivo de desviar cerca del ∼80 % del flujo aluvional hacia la hondonada y que el ∼20 % restante fluya a través de los decantadores.

Se ensayaron distintas alternativas de obras de desvío, siendo la obra de desvío tipo presa de apertura vertical con curvatura, la que entregó los mejores resultados. Una de las conclusiones más importante sobre este tipo de obras, es que cuando son construidas para desviar un flujo detrítico, estas pierden su capacidad de retención para la cual fueron diseñadas. Si bien las partículas se traban en las aperturas de la obra, el mismo flujo desviado las remueve. Esto tiene un beneficio, ya que la obra no se acolmata y sigue operativa para la mayoría de los casos estudiados. Esto ultimo fue también verificado con los ensayos de doble pulso realizados.

Existe una gran escasez a nivel nacional en la toma de datos sobre eventos aluvionales pasados, lo que hace difícil la correcta modelación de estos. En particular, en la Quebrada de Macul, solo habían indicios de que la concentración del aluvión de 1993 era de un 38 % en volumen y que el volumen de sólidos arrastrados fue de 840.000 m^3. Pero no se tenían muestras de sedimentos para conocer, por ejemplo, la reología del fluido intersticial, o las características granulométricas del aluvión, etc.

Dada la gran incertidumbre en estos antecedentes, se realizaron ensayos para distintas concentraciones volumétricas de sólidos y reologías del fluido intersticial. Los ensayos realizados no son concluyentes para decir que la viscosidad del fluido afecta el funcionamiento de la obra, en cambio, sí la concentración volumétrica de sólidos. A mayor concentración volumétrica de sólidos, mayor es el porcentaje de material desviado hacia la hondonada.

La estimación de socavación en la obra de desvío debió ser realizada con fórmulas empíricas estudiadas en flujos de agua clara y lechos de arena. Esto debido a que a conocimiento de los autores de este estudio, no se encontraron referencias en la literatura de fórmulas empíricas para estimar la socavación sobre estructuras ante flujos detríticos. Por dicho motivo, se consideró un factor de seguridad de 1.3 en la socavaciones totales en la zona de la obra y vertedero. En ambas obras se considera la socavación producto de la transición entre lecho fijo y móvil, además de la socavación general. Estas estimación dan como resultado 7.46 y 4.81, para la zona de la obra y final del vertedero lateral respectivamente.

Las dimensiones de los enrocados diseñados para la protección de las obras, fueron calculados con ecuaciones que consideran flujos de agua clara y no flujos detríticos. Debido a las altas velocidades presente en el modelo, el dimensionamiento de rocas, lleva a obtener valores en torno a los 4 metros de longitud y pesos de 85.000 toneladas por lo que es difícil de llevar a cabo en la construcción. Producto de estos valores, se modifico el angulo de reposo de 42° a 70° (ϕ_m). El valor se obtiene considerando colocación manual del enrocado (se deben considerar enrocados de aristas vivas, favoreciendo la trabazón entre enrocados) sumado además el consolidado de hormigón. Con estas simplificación y usando la formula de California Division of Highways los valores promedio son de 1.58 m de diámetro, equivalente a rocas de 5355 kg. Debido a estos valores se opta por elegir enrocados con cierta clasificación de diámetro y pesos (Tablas 39 y 40)
En el caso del cálculo de la fuerza de impacto sobre la estructura, se realizó una basta revisión

bibliográfica demostrando la alta dispersión en el coeficiente C_u del modelo hidrodinámico. Considerando el análisis físico realizado y el modelo hidrodinámico, se concluye que la estructura debería diseñarse para un esfuerzo de 1 MPa y soportar sin colapsar un esfuerzo de 3 MPa, para así y en base a lo encontrado en la literatura, estar por el lado de la seguridad.

Fue positivo para el estudio la realización de el Modelo "0"para diseñar el canal de generación del aluvión y dar cuenta de los efectos de escala que existen en la modelación física de los flujos de detritos. De la misma manera, fue positiva la realización de un modelo físico a escala menor (1:80) denominado "Maqueta Conceptual"que permitiera probar distintas alternativas de obras de desvío. Esto redujo tiempo y costos económicos para el proyecto debido a su menor envergadura.

La modelación física de flujos aluvionales, a diferencia de la mayoría de los modelos numéricos, permite evaluar tanto la fase líquida y sólida del fluido. Sin embargo, los efectos de escala en modelos físicos a escala reducida son importantes y hay que estudiarlos para comprender las limitancias del modelo. Los efectos de escala más problemáticos son el de la imposibilidad de mantener al flujo detrítico fluidizado por largas distancias (como ocurre en la realidad) debido a la rápida difusión de la presión de poros en el modelo, o la incapacidad de representar adecuadamente la viscosidad del fluido intersticial y la curva granulométrica completa. Se recomienda en este tipo de proyectos la modelación híbrida, es decir, física y numérica. De esta forma, con la modelación física se pueden evaluar la interacción de los sólidos con las estructuras a diseñar, mientras que con el modelo numérico se pueden evaluar las zonas del terreno afectadas por el aluvión.

Se recomienda evaluar la capacidad de retención de la hondonada. Tal como está diseñada hoy, la hondonada tiene una capacidad de retención nula, con la propuesta de una presa impermeable ensayada en laboratorio del INH manteniendo la pendiente actual, se logra una capacidad de retención de $\sim$ 188.544 m^3 considerando una pendiente de la superficie del depósito igual a 1/2 de la pendiente de terreno. Incorporando la capacidad de retención de $\sim$70.000 m^3 que tienen los decantadores, no es posible retener por ejemplo todo el volumen sólido del aluvión de 1993. Tan solo manteniendo la pendiente de la hondonada desde su inicio al 4 %, se puede lograr un volumen total en la Hondonada de $\sim$452.996 m^3 (con $1/2_i terreno$). Sin embargo, se debe comprobar si esto es factible hidráulicamente, pues, el hecho de profundizar la Hondonada y extender sus taludes a la nueva cota de fondo, deja muy angosta la zona de empalme entre la hondonada y el decantador n°5.
En los ensayos donde se verificó el funcionamiento del sistema completo, se observó un buen funcionamiento para el caudal asociado al aluvión de la Quebrada de Macul, mientras que para el caudal asociado al periodo de retorno 100 años, el sistema funcionó al límite tanto decantadores como hondonada. Sin embargo para el caudal máximo probable se observaron desbordes en los decantadores 2, 3 y 5, mientras que el decantador 4 funcionó a máxima capacidad y la hondonada si bien no hubo desbordes, la presa funciono como vertedero en todo su largo. Se recomienda elevar un muro a lo largo de los decantadores de 2 metros. Además, se observo en las Figuras 85d y 88d que la confluencia de flujos desde el decantador 4 y Hondonada produce un flujo preferencial por el costado sur del decantador 5 generando desbordes. Finalmente, se recomienda modelar numéricamente el sistema completo Hondonada y decantadores con la obra de desvío diseñada y evaluar su funcionamiento aguas abajo del decantador n°5 y el cauce en la zona urbana.

La obra esta dimensionada para que soporte un evento extremo como el aluvión de 1993, después de suceder dicho aluvión se debe realizar una mantención en toda la obra, para que vuelva a las dimensiones obtenidas en este estudio.

Modelos físicos de aluviones son escasos a nivel nacional y mundial. Este es el primer modelo físico a escala reducida realizado por el Ministerio de Obras Públicas (MOP), por lo que el conocimiento adquirido para esta institución es sumamente beneficioso. Además, hoy el Instituto Nacional de Hidráulica (INH) cuenta con el canal de generación de flujo aluvional más grande del país y que puede ser utilizado en más estudios de éste tipo.

Se recomienda al MOP, continuar con este tipo de estudios en el país para diseñar obras de control aluvional más seguras para la población.

Instituto Nacional de Hidráulica
Ministerio de Obras Públicas
Gobierno de Chile

ANEXOS





DIRECCIÓN OBRAS HIDRÁULICAS
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS

ANEXO A:

Estudio Geológico

Peñaflor, Región Metropolitana

Noviembre 2018

A. Estudio Geológico

La geología de la zona se muestra en la figura A-1. Esta ha sido extraída de Martínez (2009) y se presenta a continuación. Es importante mencionar que mayor detalle puede ser consultado en el estudio citado.

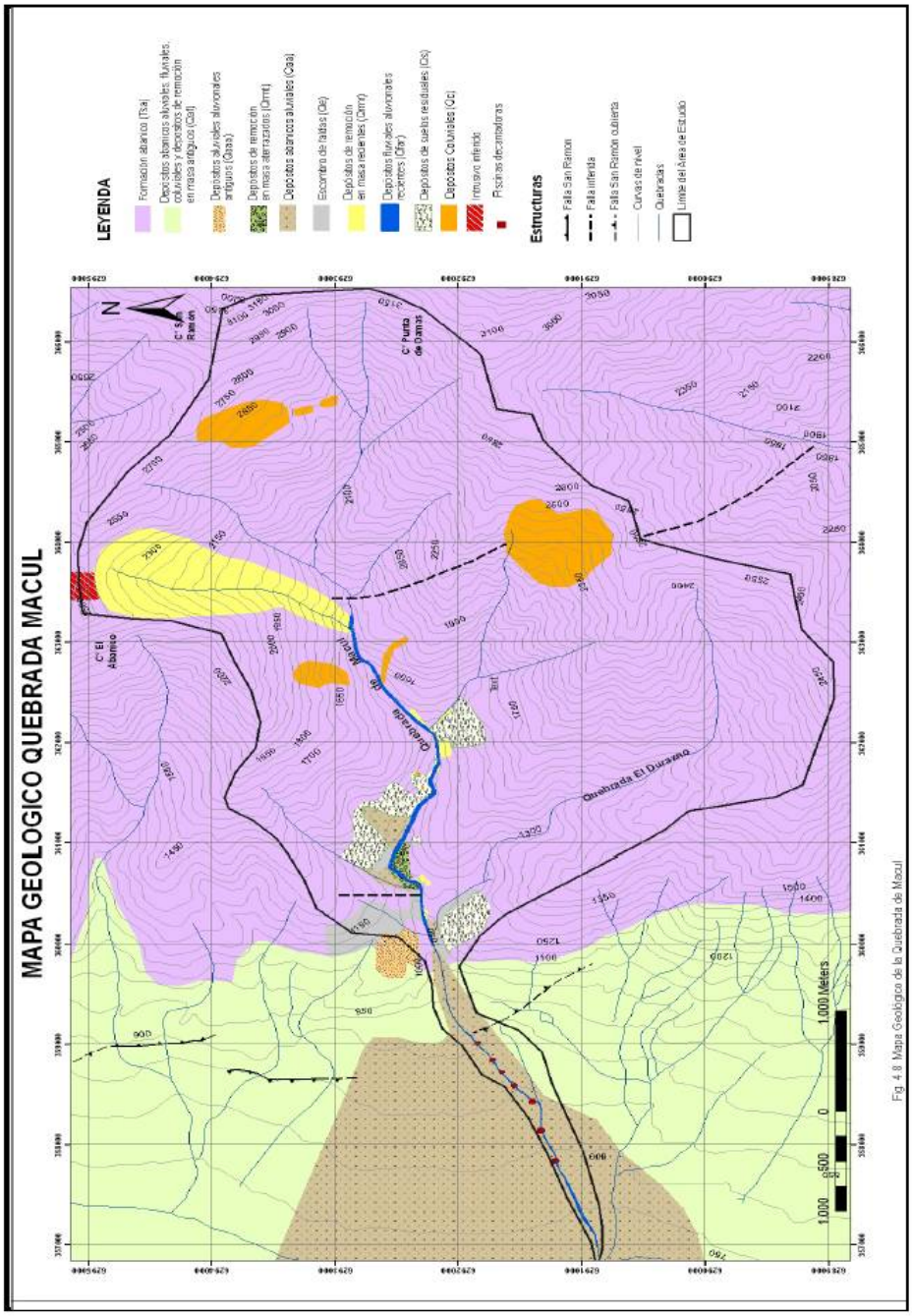


Fig 4.8 Mapa Geológico de la Quebrada de Macul

Figura A-1: Mapa geológico Quebrada de Macul

A.1. Unidades de Roca

Formación abanico (Tsa): La formación Abanico aflora en toda la zona de estudio. Se encuentra compuesta por lavas, brechas volcánicas y tobas, con intercalaciones sedimentarias que incluyen

utitas y arsenicas de gran fino. En la zona norte central del área de estudio la formación Abanico es intruída por un filón inferido de composición basáltica que presenta una orientación general N-S. En general, la roca se presenta fracturada y meteorizada. Esta unidad presenta zonas con cubierta de suelos no mayores a 1 m de espesor.

Cuerpos Intrusivos (Tf): Se asoma levemente en la parte norte de la zona de estudio un intrusivo inferido de composición basáltica que afecta a la formación Abanico. Este intrusivo es de orientación N-S, de grano fino y color negro, con pequeños crsitales de plagioclasa en su matriz. Hay además una serie de intrusivos de menor tamaño, que abarcan desde composiciones graníticas a dioríticas, que afectan a la secuencia de la formación Abanico. Estos intrusivos menores en general se encuentran medianamente alterados y bastante fracturados generando bloques de roca que al caer se acumulan en las laderas de la quebrada.

A.2. Unidades de Suelo

Depósitos aluviales, fluviales y de remoción de masa antiguos (Qaf): Estos depósitos, son intercalaciones de depósitos aluviales, fluviales y de remoción en masa. Son depósitos que se encuentran bastante estables, presentando taludes subverticales en cortes de 2 a 3 metros de altura generados por caminos. La potencia de éstos depósitos llega a superar los 20 m. Granulométricamente son depósitos gravo-arenosos con algunos bloques que llegan a medir 1 metro de diámetro, presentando como matriz un material arenoso fino de color pardo, con una cantidad menor a un 2 % de suelo limoso. El material está compuesto por partículas en general subredondeadas, de composición volcánica proveniente de las rocas que conforman la formación Abanico. Su presencia en la zona se manifiesta en la parte poniente, bajo los 1100 m.s.n.m.

Depósitos Abanicos Aluviales (Qaa):Son depósitos aluviales de granulometría gruesa, gravo-arenosa con matriz limo-arcillosa, que se encuentran rellenando el pie de las quebradas. Topográficamente generaun un relieve suave y de poca pendiente. Estos depósitos de encuentran a los pies de las quebradas.

Depósitos aluviales aluvionales antiguos (Qaaa): Son depósitos que corresponden a material de origen aluvial y aluvional, de más de 20 m de espesor de detritos (bloques, gravas y arena), que rellenan los cauces actuales. Son producto de intercalaciones de flujos de detritos y de flujos de agua de diversa energía. Se encuentran formando colinas. Estos son depósitos bastante compactos y estables que forman superficies de poco desnivel topográfico.

Depósitos de remoción en masa aterrazados (Qrmt): Esta unidad se define como depósitos de granulometría media, con bloques en una matriz limo-arcillosa, de espesor mayor a 20 m compactos y estables. Corresponden a antiguos eventos de remoción en masa. Forman un nivel aterrazado extenso en el tramo donde la quebrada principal cambia abruptamente su orientación E-W a NW-SE.

Escombros de falda (Qe):Depósitos de espesor superior a 1 m, Compuestos de arena, grava y bloques inmersos en una matriz limo-arenosa que se encuentra en las laderas de los cerros. Son depósitos gravitacionales, de compacidad media y se encuentran distribuidos en las laderas de los cerros. Se

encuentran bloques anulosos de hasta 2m de diámetro y grava fina, en una matriz limo-arenosa de color pardo oscuro que presenta humedad natural del terreno. Estos depósitos se encuentran bajo los 1200 m.s.n.m., en ambos lados de la Quebrada de Macul, lados norte y sur.

Depósitos coluviales (Qc): Acumulaciones e bloques, grava y arena sin o con escasa matriz. Se encuentran en zonas de alta pendiente en laderas de cerros, en la zona, principalmente en la parta alta de la quebrada. Generalmente se encuentran con un espesor mayor a 1m. Son depósitos de baja compacidad que se concentran en el centro del depósito, al pie de afloramientos rocosos. Son depósitos en equilibrio inestable. Litológicamente, corresponden a lavas, lavas brechosas y brechas pertenecientes a la formación abanico.

Depósitos de remoción en masa recientes (Qrmr): Depósitos de bloques y lavas en matriz arenosa ligeramente arcillosa, abarcado las laderas y el eje de la quebrada. Corresponden a depósitos de baja compacidad, susceptibles a ser removilizados, que muestran evidencias de reptación.

Depósitos fluviales y aluvionales recientes (Qfar): Depósitos de detritos (bloques, gravas y arenas) en matriz arcillosa que rellenana los cauces actuales. Producto de intercalaciones de flujos de detritos y flujos de agua de diversa energía. Se encuentran levées y represas en el cauce.

Depósitos de suelos residuales (qs): Depósitos con un espesor superior a 1 m. Compuesto de bloques en matriz limo-arenosa. Cubre zonas extensas en la parte baja y media de la quebrada.

Instituto Nacional de Hidráulica
Ministerio de Obras Públicas
Gobierno de Chile

Dirección de Obras Hidráulicas
Ministerio de Obras Públicas
Gobierno de Chile

DIRECCIÓN OBRAS HIDRÁULICAS
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS

ANEXO B:

Levantamiento Topográfico

Peñaflor, Región Metropolitana

Noviembre 2018

B. Levantamiento Topográfico

En esta capitulo se contempla la descripción de los trabajos de terreno, entre los que se encuentran levantamientos topográficos realizados con Estación Total y equipos GNSS. Además, la realización del levantamiento aerofotogramétrico con equipo drone.

La campaña de terreno es ejecutada entre el 24 de octubre y el 4 de noviembre de 2016. Para cuantificar la información levantada, se utiliza el Sistema Internacional de Unidades (SI).

Geográficamente, la información está referida al dátum WGS-84 y corresponde a un sistema topográfico plano, cuya información es entregada por el mandante por medio de monografías (se adjunta en el Anexo 1).

A continuación se describe la metodología , desarrollo y procesamiento de la información levantada para obtener la topografía del lugar de estudio. En el Anexo 1 se tiene el informe completo del Area de Operaciones del INH.

B.1. Metodología

B.1.1. Vinculación

Para realizar la vinculación, en terreno se identifican vértices entregados por el mandante los cuales fueron facilitados por medio de monografías.

Se realizan mediciones GNSS-RTK de todos los vértices entregados, apartir de dichas mediciones, se realiza el escalado y rotación de las mediciones si fuera necesario.

La georreferenciación de las mediciones se realiza a partir del Vértice “HON3”, y para las mediciones altimétricas se realizan comparaciones de los valores entregados y los obtenidos con las mediciones GNSS por medio del modelo geoidal global EGM08, lo que corresponde a las alturas ortométricas.



Figura B-1: Distribución de Vértices.

B.1.2. Levantamiento Topográfico

Se realiza medición de perfiles topográficos en el cauce de la Quebrada de Macul, en una longitud de aproximadamente 500 metros aguas arriba de los decantadores. Se estima la medición de alrededor de 33 perfiles los cuales están distanciados cada 15 metros y longitudes entre los 40 y 90 metros aproximadamente.

Con los perfiles topográficos deben quedar graficadas las curvas y las singularidades existentes en el cauce.

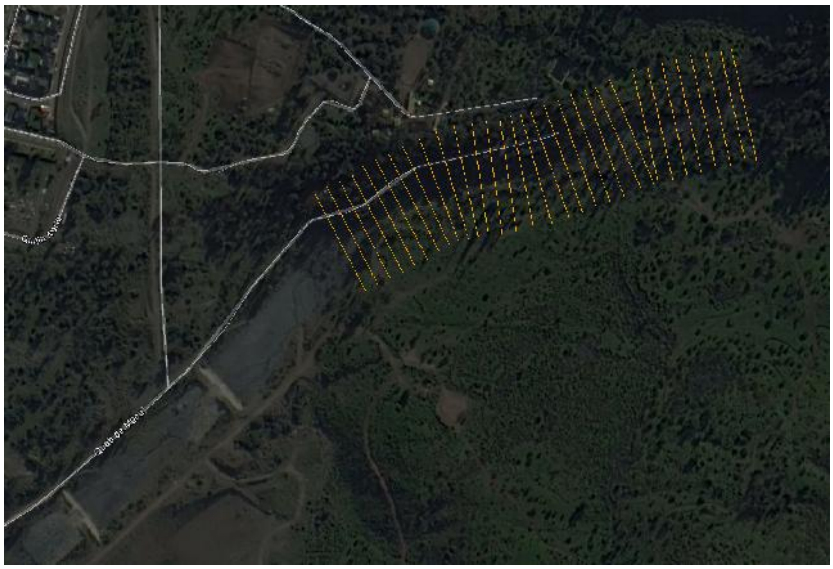


Figura B-2: Distribución tentativa de perfiles.

B.1.3. Levantamiento Aerofotogramétrico

El trabajo consiste en la realización de un vuelo fotogramétrico Digital en la zona de interés, sector de piscinas decantadoras de Quebrada de Macul. La información obtenida permitirá tener información actualizada del sector.

La altura de vuelo seleccionada es de 120, lo que lleva a tener un tamaño de píxel de 4 centímetros aproximadamente.

Los puntos de apoyo terrestre que se utilizan para el ajuste del levantamiento son referenciados a partir de los vértices geodésicos entregados por el mandante.

B.1.4. Planificación de Vuelos

Los parámetros que se deben definir en la planificación de los vuelos son: la altura de vuelo y el traslape de fotografías. Estos parámetros tienen directa relación con el área que se necesita cubrir

y el tamaño del píxel a obtener con las fotografías.

La altura de vuelo se debe definir en atención a los diferentes obstáculos naturales o artificiales que se encuentren en terreno, como por ejemplo cerros o torres de alta tensión.

Se deben tener en cuenta además, factores propios del equipo, como por ejemplo la autonomía de vuelo del UAV, que en este caso corresponde a aproximadamente 50 minutos (tiempo de duración de la batería).

B.1.5. Materialización y Medición de Puntos de Control Terrestre

La orientación absoluta de los levantamientos es realizada mediante Puntos de control terrestre, los que fueron medidos mediante GNSS en Tiempo Real.

Los puntos de apoyo terrestre son materializados mediante triángulos rectángulos de tela de lados de hipotenusa de 2 metros. Estos triángulos son definidos en gabinete y materializados en terreno, momentos antes de realizar el vuelo.



(a) **(b)**

Figura B-3: Ejemplo de puntos de control terrestre.

B.2. Desarrollo

B.2.1. Vinculación

Debido a que en la fase de recopilación de la información no fue posible determinar claramente los parámetros con los cuales fue creado o calculado el Plano Topográfico Local , en una primera instancia se realiza una medición con equipos satelitales bajo la metodología GNSS-RTK. Para ello se ocupa como base el vértice “HON3” y se realizan mediciones a cada uno de los vértices entregados por el mandante. Dichas mediciones se realizan utilizando como referencia el dátum WGS-84 y la proyección UTM huso 19. Obviamente, se encontrarían diferencias en las distancias entre vértices por sistemas de proyección distintos (planas vs UTM), siendo la mayor de éstas 13 centímetros.

Debido a estas diferencias, se realiza gráficamente (CAD) un ajuste en la escala de lo medido a lo entregado, es decir, lo medido en UTM huso 19 se transforma a las coordenadas planas entregadas por el mandante, de esta forma la diferencia de 13 centímetros se reduce a aproximadamente 1 centímetro. Esto permite trabajar en el mismo sistema utilizado por el mandante, y es compatible con trabajos futuros que se deseen realizar a partir de los vértices entregados.



Figura B-4: Preparación de Equipos GNSS-RTK para mediciones.

B.2.2. Levantamientos Topográficos

Los perfiles topográficos son medidos por las metodologías GNSS-RTK y Estación Total. En total son 33 los perfiles medidos con un distanciamiento de 15 metros entre ellos y con una longitud entre 40 y 90 metros.

Dentro de las posibilidades, se utilizaría en la totalidad del levantamiento la metodología GNSS-RTK, porque el rendimiento con esta metodología es mayor que la Estación Total. Sin embargo, al ser una medición con equipos satelitales, tiene como restricción el tener un horizonte despejado, es decir, que no existan elementos que generen interferencias a la señal satelital (árboles, edificios, etc.).

Al ser una zona con una significativa vegetación, entre ellos árboles de gran envergadura, no fue posible realizar la totalidad de la medición con GNSS-RTK, especialmente en la ribera norte de la Quebrada de Macul. Por este motivo, en dicho sector se realiza la recopilación de información a través de Estación Total, de esta forma, se evita perder constantemente señal satelital y de esta manera limitar el tiempo que conlleva la reinicialización de la señal GNSS.

B.2.2.1 Levantamiento Aerofotogramétrico con UAS

Se planifica 1 vuelos a 120 metros de altura y con un traslape de 80 %. Este vuelo se logra cubrir el área deseada.



Figura B-5: Sector Vuelo UAS.

B.2.3. Materialización y Medición de Puntos de Control Terrestres

La orientación absoluta de los levantamientos es realizada mediante los Puntos de control terrestre, los que son medidos mediante GNSS en Tiempo Real.

Los puntos de apoyo terrestre son materializados mediante triángulos de tela de lados de 2 metros. Deben estar materializados y medidos antes de realizar los vuelos (Figura B-6).



Figura B-6: Materialización de puntos de control terrestre.

Las coordenadas y cotas de dichos punto de apoyo fueron asignadas desde los vértices entregados por el mandante.

Teóricamente, para cada vuelo, se utilizan como mínimo 5 puntos de control, distribuidos como se muestra en la Figura B-7.

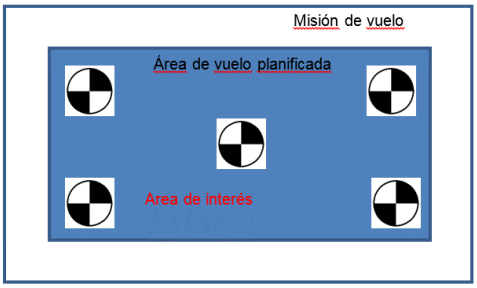


Figura B-7: Distribución Teórica de Puntos de Control.



Figura B-8: Medición de punto de control terrestre con GNSS RTK.

Para esta ocasión se materializan 31 puntos de control, debido a las diferentes alturas existentes debido a las piscinas de decantación construidas en el sector, de esta forma se asegura la buena calidad de la información.



Figura B-9: Puntos de control vuelos Confluencia.

B.2.4. Vuelos

Previo a la ejecución de cada vuelo es necesario realizar un check list para verificar el correcto funcionamiento de cada uno de los componentes del sistema.

Una vez realizado el chequeo se está en condiciones de comenzar el vuelo.



Figura B-10: Equipo listo para el vuelo

Una vez finalizado el vuelo se deben descargar las fotografías desde la cámara y el archivo de misión, que contiene toda la información levantada durante el vuelo.

Tabla B-1: Detalles de Vuelos Realizados

N^o de Vuelo	Cantidad de Fotos	Altura de Vuelo	Traslape de Fotos	Tamaño Pixel
1	660	120	80 %	4 cm

B.3. Levantamiento Topográfico

En cuanto a los levantamientos topográficos, no es mucho el post-proceso de información que se debe realizar.

Principalmente, debido a que la metodología GNSS-RTK entrega los datos ya calculados, El único proceso que se realiza a esta información, es escalar y rotar respecto a los vértices entregados por el mandante.

Por otra parte, la información levantada con Estación Total no necesita tratamiento, ya que, las medidas obtenidas por este equipo son planas, por lo que no es necesario trasladar de UTM a planas, solo se debe tener la precaución , de iniciar el levantamiento desde vértices ya ajustados a planos.

La totalidad de puntos levantados en los perfiles alcanza los 397 puntos, de los cuales 322 son por medio de GNSS-RTK y 75 por medio de Estación Total.

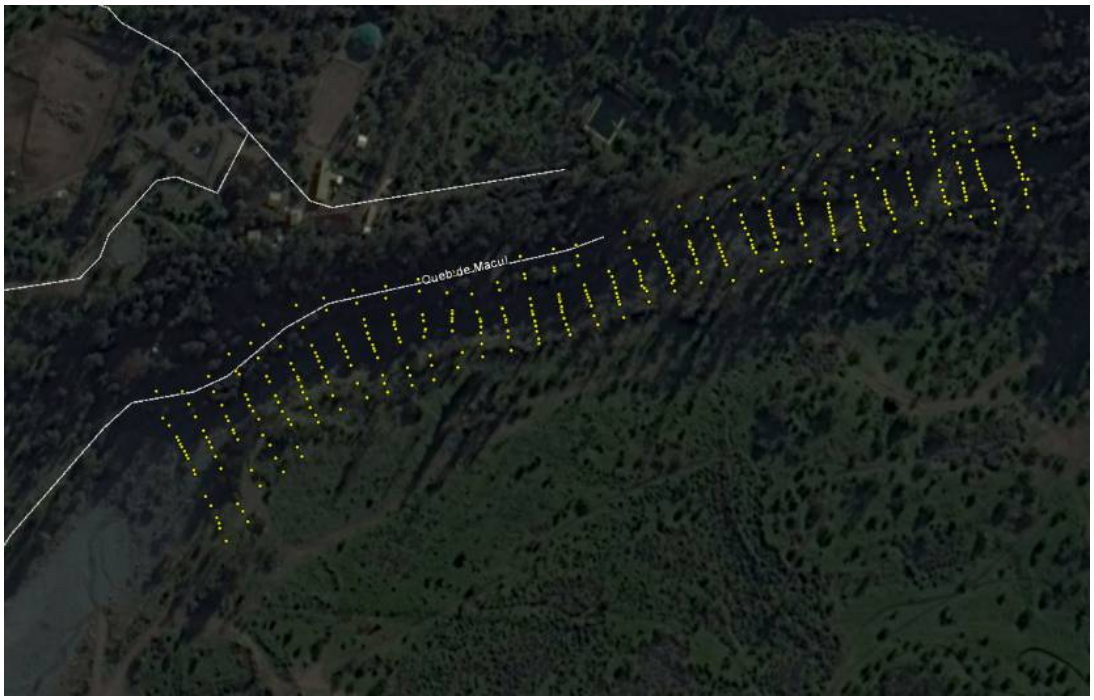


Figura B-11: Levantamiento topográfico Quebrada de Macul.

B.4. Vuelos Aerofotogrametricos

Una vez recopilada la información del vuelo se debe realizar su postprocesamiento en el módulo Fotogramétrico del Software Trimble Business Center.

Para esto se debe crear un proyecto con el sistema de coordenadas correspondiente a la zona de levantamiento e importar el archivo de vuelo y las coordenadas de los puntos de control terrestre.

En la Figura B-12 se puede observar la totalidad de las líneas de vuelo realizadas para el área de Quebrada de Macul.

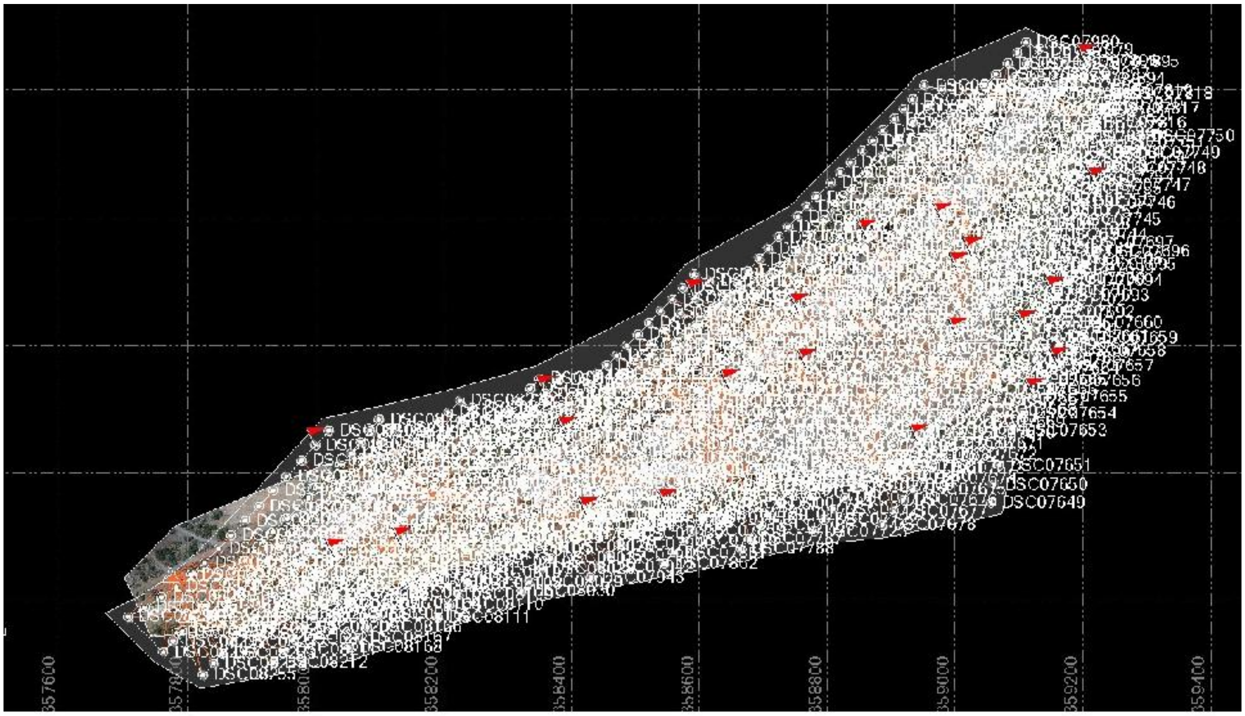


Figura B-12: Vuelo Quebrada de Macul.

Como se puede apreciar en Figura B-12, la importación de datos de vuelo muestra la ubicación de todas las líneas de vuelo, así como la ubicación de cada fotografía tomada a través de las mismas.

Al hacer un acercamiento de cada punto en donde se tomaron fotografías se puede apreciar que se muestra el nombre identificador de la fotografía y una vista miniatura de la imagen obtenida Figura B-13.

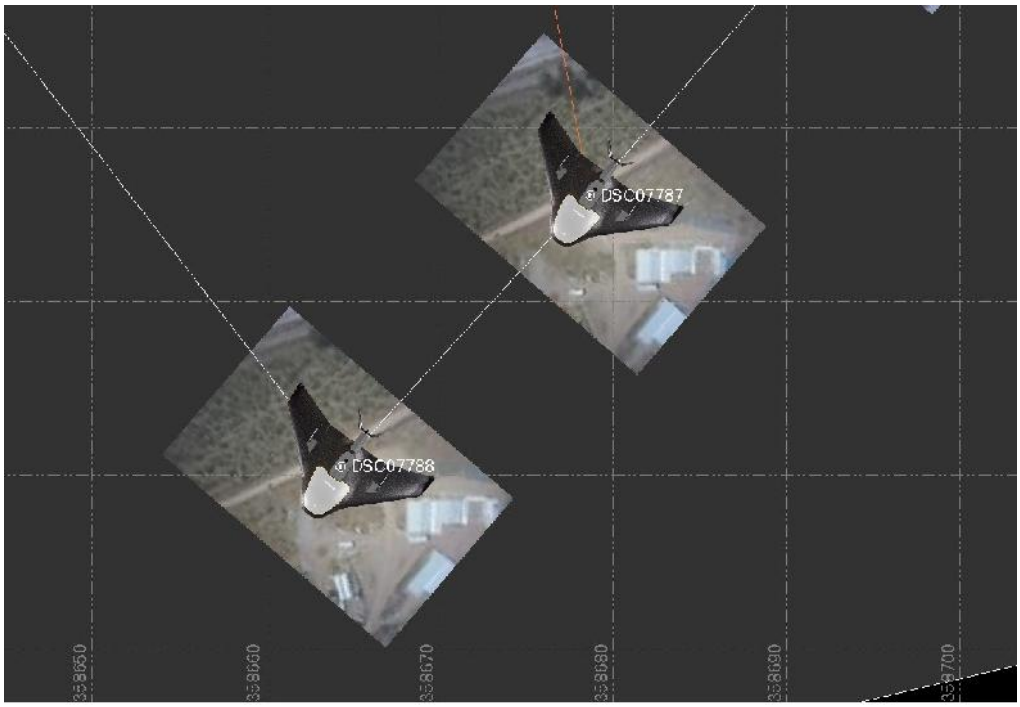


Figura B-13: Información de fotos de vuelo.

Antes de utilizar los datos importados de levantamiento aéreo para crear un ortomosaico, un modelo de superficie digital basado en ráster (DSM) o una nube de puntos, debe ajustar las estaciones de fotografía aérea. Para esto existen dos tipos de ajuste:

- **Ajuste mediante puntos de paso :** Un punto de paso es un punto de una imagen fotográfica que representa la misma ubicación en una imagen adyacente. Cuando se realiza un ajuste con puntos de paso, Trimble Business Center identifica automáticamente los puntos de paso de las imágenes fotográficas y las hace coincidir de modo tal que las estaciones de fotografía aérea queden orientadas correctamente entre sí. Además, crea una referencia con el terreno según las posiciones GNSS autónomas que se registraron cuando se capturaron las imágenes. Este es el ajuste mínimo que se requiere antes de crear entregas de levantamiento aéreo.
- **Ajuste mediante puntos de control terrestre :**Un punto de control terrestre (GCP) es una ubicación de coordenada levantada con un alto nivel de precisión para una característica física que se puede identificar en el terreno y que se usa para georreferenciar imágenes. (Para este proyecto se usaron objetivos fácilmente identificables para señalar los puntos de control terrestre.) Este ajuste permite realizar observaciones de fotogrametría a los puntos de control terrestre para ofrecer una referencia más precisa de las estaciones de fotografía aérea, en comparación con las que se obtendrían si se usara solo el ajuste con puntos de paso.

A continuación se muestran los dos resultados que se obtuvieron de los vuelos.

B.5. Entregables de Levantamiento Aéreo

B.5.1. Nube de Puntos

Es un conjunto de vértices en un sistema de coordenadas tridimensional, generalmente definido por las coordenadas X, Y y Z, ideado para representar la superficie externa de un objeto.

Las nubes de puntos generadas a partir de cada levantamiento son tratadas mediante filtros con la finalidad de eliminar puntos correspondientes a vegetación y agua.

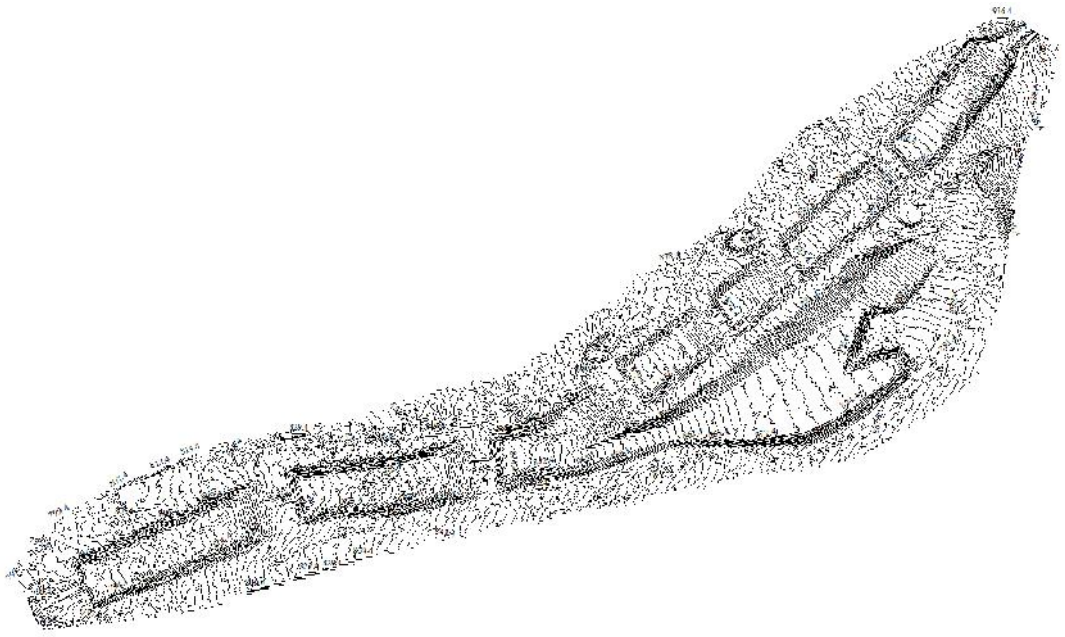


Figura B-14: Curvas de nivel obtenidas a partir de la de nube de puntos.

B.5.2. OrtoMosaico

Un ortomosaico es una foto compuesta por múltiples ortofotos georreferenciadas que han sido corregidas para reducir la distorsión de la lente y el relieve topográfico.Se puede usar para medir distancias realmente planas, ya que es una representación ortográfica (sin perspectiva) de la superficie de la Tierra.



Figura B-15: Ortomosaico Quebrada de Macul.

B.6. Sistema UAS

Los sistemas aéreos no tripulados UAS (por sus siglas en inglés: Unmanned Aerial Systems) son hoy en día una herramienta revolucionaria en el ámbito de la topografía y cartografía, poniendo a su disposición técnicas que hasta hace unos años eran de muy difícil adquisición, desarrolladas exclusivamente por los grandes especialistas en fotogrametría, o bien su costo era demasiado elevado para poner en práctica en ciertos trabajos.

B.7. Trimble UX5

B.7.1. Funcionamiento General

El UAS Trimble UX5 está compuesto básicamente por el avión con motor eléctrico y por la estación de control terrestre, los cuales se comunican mediante un enlace radial, y luego de una planificación de vuelo el avión realiza el levantamiento fotogramétrico de forma automática, con total seguridad. Luego es posible procesar las imágenes y obtener productos de alta calidad.

B.7.2. Cámara Digital para Imágenes de Alta Calidad

El Trimble UX5 usa las últimas novedades del mercado de las cámaras digitales, lo que garantiza una calidad de imagen óptima con la máxima precisión fotogramétrica. A diferencia de una cámara compacta tradicional, la cámara del UX5 tiene un sensor de imagen de gran tamaño que captura imágenes en color muy nítidas, incluso en zonas poco iluminadas o con nubosidad.

Trimble ha seleccionado la cámara Sony NEX-5R debido a su sensor APS-C de gran tamaño y a su resolución de 16.1 MP. La superficie del sensor es de 365.04 mm^2; este mayor tamaño del sensor implica que el tamaño de cada píxel individual también es superior al de muchas otras cámaras utilizadas en UAS. Este tamaño de píxel, líder en su clase, es importante ya que permite un fuerte aumento de la sensibilidad a la luz, rango dinámico y relación señal-ruido, lo que reduce drásticamente el ruido incluso en valores altos del ISO. Esto permite al usuario utilizar una velocidad de obturación fija y una ISO ajustada automáticamente que oscila entre 100 y 3200, produciendo imágenes nítidas y de alto contraste, con un brillo constante, incluso en condiciones de luz adversas y cambiantes, así como en zonas de sombra. Esto elimina la necesidad de los usuarios de ajustar el brillo y variar manualmente la velocidad de obturación y el ISO a un valor fijo durante el vuelo. El tamaño del sensor, y por el ende el tamaño de cada píxel individual, son importantísimos para poder obtener imágenes de alta calidad. Por lo tanto, si se comparan 2 cámaras compactas de 16.1 MP, una resulta ser muy superior a la otra debido al tamaño del sensor y de los píxeles. El tamaño de los píxeles de la cámara Sony NEX-5R se aproxima al tamaño de los píxeles de las cámaras de formato medio y grande utilizadas en levantamientos aéreos convencionales, con la misma calidad de imagen como resultado.

Desde un punto de vista fotogramétrico, la mayor ventaja de la cámara usada en el Trimble UX5, en comparación con las cámaras compactas usadas en otros UAS, es el lente exterior. Un lente externo fijo ofrece una geometría interna más estable, que resulta en una calibración de la cámara más fiable que la de un objetivo retráctil. Para el UX5, ha sido elegido un lente exterior Voigtländer de 15 mm de longitud focal fija, con enfoque mecánico y anillo de apertura. Para aumentar aún más la estabilidad de la geometría interna, un adaptador personalizado ha sido diseñado por Trimble para reemplazar la cámara estándar y montajes del lente, que permiten movimientos de rotación del punto principal, por un adaptador montado con un tornillo de dos partes. Además, el lente está equipado con un tornillo de un colimador durante la producción, garantizando no sólo imágenes nítidas a cualquier altura de vuelo sobre el terreno dentro del rango recomendado (75 — 750 m), sino también una longitud focal más estable a lo largo de todos los proyectos. La mejora de la estabilidad de la cámara se traduce directamente en una mayor precisión de los productos finales.

La cámara Sony NEX-5R viene con una Tarjeta SD de 16 GB, la cual permite almacenar hasta 2.400 fotografías a la más alta resolución, lo que significa que esta tarjeta puede almacenar la información de 6 vuelos de 400 fotografías cada uno. Los formatos de grabación y descarga de las fotografías pueden ser JPEG o RAW.

B.7.3. Especificaciones de Funcionamiento

- Avión tipo: Ala fija
- Peso: 2.5 kg
- Superficie alar: 34 dm2
- Dimensiones: 100 x 65 x 10.5 cm
- Material: Marco de carbono y cuerpo de polipropileno expandido

- Propulsión: Motor eléctrico sin escobillas de 700 W
- Batería: Polímero de Litio 14.8 V – 6000 mAh
- Cámara: Sony NEX-5R de 16.1 MP y sensor APS-C de 365.04 mm^2
- Controlador: Robusta Trimble Tablet PC
- Autonomía: 50 minutos
- Recorrido por vuelo: 60 Km
- Velocidad crucero: 80 km/h
- Altitud de vuelo sobre el terreno: 75 – 750 m
- Altitud geográfica máxima: 5.000 m.s.n.m.
- Límite climático: Viento de 65 km/h y lluvia ligera
- Resolución (tamaño píxel): 2.4 – 24 cm
- Traslape fotografías: 70 – 90 %
- Alcance de control: 5 Km
- Tipo de despegue: Catapulta de lanzamiento
- Tipo de aterrizaje: Con el vientre
- Espacio para aterrizar: 50 x 30 m

B.7.4. Puntos de Control Terrestre

Al igual que cualquier levantamiento aerofotogramétrico convencional, el realizado por el Trimble UX5 necesita de apoyo terrestre, a través de puntos de control georreferenciados. Básicamente se necesitan instalar 5 puntos por vuelo, uno en cada esquina del polígono, más otro en el centro. Estos puntos deben materializarse en terreno con marcas que sean visibles después en las fotografías, y levantados topográficamente mediante instrumentos GNSS en RTK. Estos puntos de control permitirán ajustar el levantamiento y georreferenciarlo al sistema de coordenadas que se necesite.

B.7.5. Software de Procesamiento

El módulo de fotogrametría del software Trimble Business Center (TBC) permite obtener resultados de alta calidad a partir de la información obtenida con los vuelos del Trimble UX5. Basándose en la avanzada tecnología del software Inpho, que tiene más de 30 años de experiencia en procesamiento fotogramétrico, TBC ha incorporado este módulo de fotogrametría con flujos de trabajo optimizados, y que genera excelentes resultados sin la necesidad de que el usuario tenga experiencia o conocimientos especializados en fotogrametría.

El módulo de fotogrametría de TBC se integra perfectamente con los otros módulos topográficos (estándar y avanzado) del software TBC, haciendo posible procesar proyectos cartográficos completos con imágenes aéreas, imágenes de instrumentos que utilicen tecnología Trimble VISION, GNSS y observaciones de estación total y escáner láser.

El proceso de triangulación aérea ajusta las estaciones fotogramétricas, localizando automáticamente los puntos de unión coincidentes de las imágenes superpuestas para corregir sus orientaciones y posiciones relativas. Los puntos de control terrestre pueden registrarse fácilmente a través de un archivo de coordenadas para corregir la posición absoluta y la escala de las estaciones.

B.8. Sistema GNSS

El Sistema Global de Navegación por Satélite – GNSS, permite determinar y transportar coordenadas de puntos materializados sobre la superficie terrestre, referidas a la superficie analítica que representa la Tierra, el elipsoide del sistema geodésico mundial WGS-84.

Con observación de la fase portadora, se puede determinar vectores relativos ($\triangle X$, $\triangle Y$, $\triangle Z$) con precisión planimétrica en latitud y longitud (ϕ, λ) o norte y este (N, E) del orden de ± (0.005m + 1 a 2ppm) (partes por millón de la longitud del vector), es decir 1 a 2 mm/km; por ejemplo, las coordenadas Norte y Este transportadas a una distancia de 1000 m, tendrán una precisión relativa de 6 a 7 mm, lo que corresponde a una precisión relativa horizontal entre 1/166000 y 1/142000. Por otra parte la precisión altimétrica (h), respecto al elipsoide, es algo menos precisa que la planimétrica, alcanzando el orden de ± (0.010m + 3 a 4ppm). Estas precisiones se alcanzan empleando los procedimientos y bajo las condiciones citadas en los Aspectos Normativos de las Secciones 2.304.7 y 2.312.9 del Manual de Carreteras, Versión 2001.

B.8.1. GNSS Tiempo Real (RTK)

En la solución en tiempo-real usando la fase portadora (RTK), el receptor base se instala en una estación de coordenadas fijas y envía vía radio las observaciones al receptor móvil, donde se realiza el procesamiento de la solución por "doble frecuencia". Es importante indicar, que el software de procesamiento de datos de la colectora de información, debe tener ingresado el modelo geoidal a utilizar, en este caso el EGM08, lo que permite obtener la referenciación altimétrica adecuada para este orden de precisión. De no ser así, el usuario deberá cargarlo antes de iniciar el proceso de medición.
En RTK no existe un protocolo de comunicación patrón para los fabricantes de receptores GNSS, de modo que cada uno de ellos usa un formato particular, por lo tanto generalmente no hay compatibilidad entre receptores de diferentes marcas. Con esta metodología se pueden obtener precisiones cercanas al rango de los 1 a 5 cm.

Para el levantamiento mediante metodologías GNSS deberán tenerse presente las siguientes recomendaciones adicionales:

- En terrenos de topografía difícil o vegetación densa y alta, las determinaciones pueden quedar distorsionadas por efectos de obstrucción e interferencia.

- En trazados sinuosos en planta y/o alzado, los intervalos de grabación de dato y su relación con la velocidad de recorrido deben estudiarse de modo de contar con una densidad de puntos adecuada.

B.8.2. Equipos GNSS

Imagen

Los equipos GNSS Trimble R6-2 permiten el rastreo simultáneo de distintas constelaciones de satélites, entre las que se encuentran GPS y GLONASS.

La topografía se realiza utilizando equipos GNSS doble frecuencia Trimble R6-2 aplicando la metodología Cinemático en Tiempo Real (RTK), el cual nos entrega los siguientes rendimientos:

- Horizontal: 8 mm + 1 ppm RMS
- Vertical: 15 mm + 1 ppm RMS

Para ello, el equipo se acompaña de una antena que emite señal de radio desde el equipo base con las correcciones al equipo móvil. La limitante de este procedimiento es la distancia entre equipo base y móvil.





DIRECCIÓN OBRAS HIDRÁULICAS
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS

ANEXO C:

Granulometrías

Peñaflor, Región Metropolitana

Noviembre 2018

C. Granulometrías

Se desarrollaron 2 tipos de muestro para obtener la granulometría en la zona de estudio. En primer lugar se realizaron tres (3) calicatas o pozos de exploración, la profundidad alcanzada es variable debido al afloramiento de agua, la profundidad máxima fue de 1,0 m, los estratos de suelo fueron cada 0,2m y con un máximo de 0,5m. Estas calicatas permiten describir principalmente la fracción más fina de los sedimentos. Por otro lado, se utilizó el método de Coleman (1954) para describir la granulometría superficial en la zona debido a la presencia de grandes bloques que son difíciles de muestrear y tamizar por el método tradicional.

C.0.1. Calicatas

En el Anexo 2 se adjuntan los certificados de granulometría y el informe de sedimentos elaborados por la División de Operación del INH. A continuación se detalla la metodología y los resultados mas importantes de las calicatas.
La metodología ocupada consiste en marcar la superficie del suelo en un cuadrado de 1m x 1m, se escaba y se deposita el material sobre un polietileno, esta operación se repite separando estratos de 0,5m, se tamiza y pesa en terreno cada estrato en su fracción gruesa hasta los 30mm como tamiz inferior, el material que pasa por el tamiz inferior se pesa y se toma una muestra representativa la cual es analizada en el laboratorio de sedimentos del INH, en Peñaflor.



Figura C-1: Calicatas en terreno.

C.0.1.1 Distribución de Calicatas

Se escavaron tres (3) calicatas que e muestran en la Tabla C-1

Tabla C-1: Ubicación de las Calicatas.

Ítem	Fecha Calicata	Zona UTM	Este (m)	Norte (m)	Profundidad alcanzada (m)
C-1	15-nov-16	19	339675	6292140	0.7
C-2	16-nov-16	19	359346	6292065	0.53
C-3	17-nov-16	19	359233	6292051	1

En la Figura C-2 muestra la distribución espacial de los pozos granulometricos en la zona de estudio.



Figura C-2: Distribución de Calicatas.

C.0.1.2 Distribución de Sedimentos

Las calicatas fueron denominadas según lo que se señala en la Tabla C-2

Tabla C-2: Detalle de la denominación de las calicatas

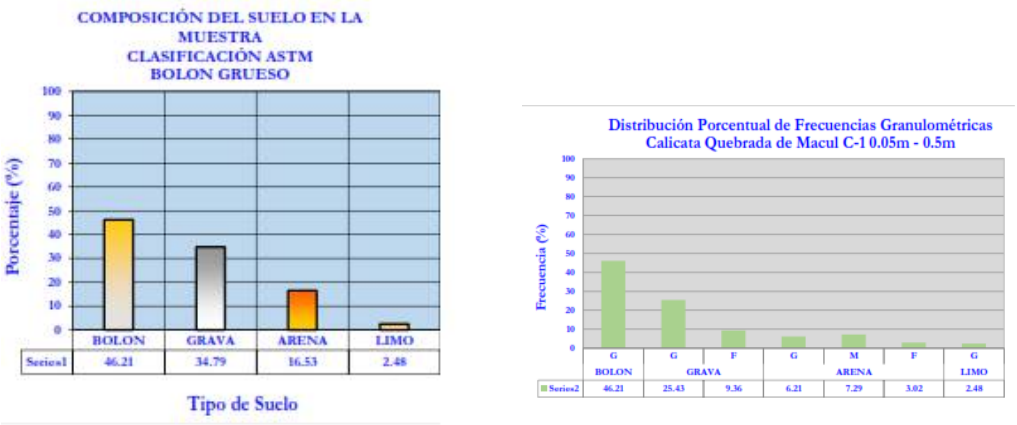
Denominación Calicatas	Detalle
C1 0.0-0.05	Calicata N1, primer estrato entre 0 y 0.05 metros
C1 0.05-0.5	Calicata N1, segundo estrato entre 0.05 y 0.5 metros
C1 0.5-1.0	Calicata N1, tercer estrato entre 0.5 y 1 metros
C2 0.0-0.05	Calicata N2, primer estrato entre 0 y 0.05 metros
C2 0.05-0.2	Calicata N2, segundo estrato entre 0.05 y 0.2 metros
C2 0.2-0.4	Calicata N2, tercer estrato entre 0.2 y 0.4 metros
C2 0.4-0.6	Calicata N2, cuarto estrato entre 0.4 y 0.6 metros
C3 0.05-0.2	Calicata N3, primer estrato entre 0.05 y 0.2 metros
C3 0.2-0.4	Calicata N3, segundo estrato entre 0.2 y 0.4 metros
C3 0.4-0.7	Calicata N3, tercer estrato entre 0.4 y 0.7 metros
C3 0.7-0.9	Calicata N3, cuarto estrato entre 0.7 y 0.9 metros
C3 0.9-1.0	Calicata N3, quinto estrato entre 0.9 y 1.0 metros

En las siguientes Figuras se observa el análisis efectuado para obtener los resultados por estrato de sus respectivas calicatas.



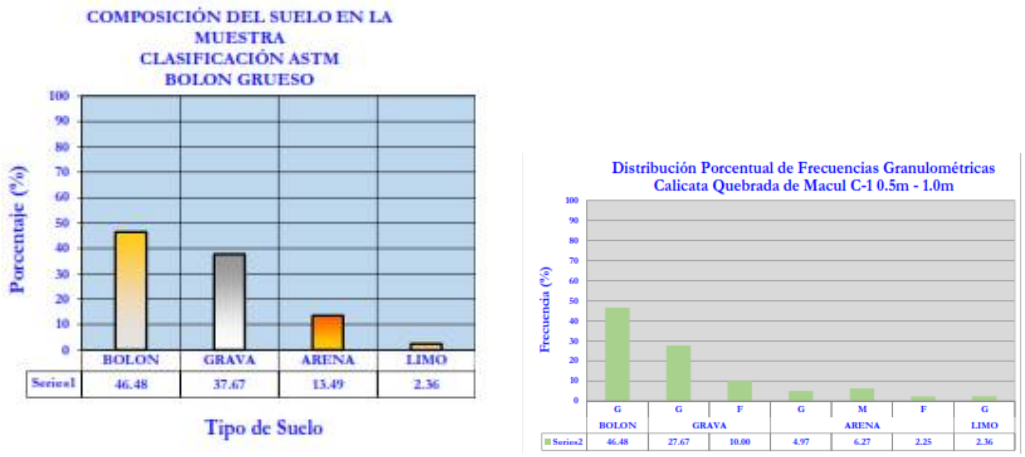
(a) (b)

Figura C-3: Calicata C1 0.0-0.05. (a) Gráfico Sedimento clasificado como Grava Gruesa, con un 7.89 % de Bolón, 88.41 % de grava, 3.14 % de arena y 0.56 % de Limo. (b) Gráficos Distribución Frecuencias Muestra Nº C-1- 0-0.05 m (Fuente, Elaboración Propia)



(a) (b)

Figura C-4: Calicata C1 0.005-0.5. (a) Gráfico Sedimento clasificado como Bolón Grueso, con un 46.21 % de Bolón, 34.79 % de grava, 16.53 % de arena y 2.48 % de Limo. (b) Gráficos Distribución Frecuencias Muestra Nº C-1- 0.05-0.5 m (Fuente, Elaboración Propia)



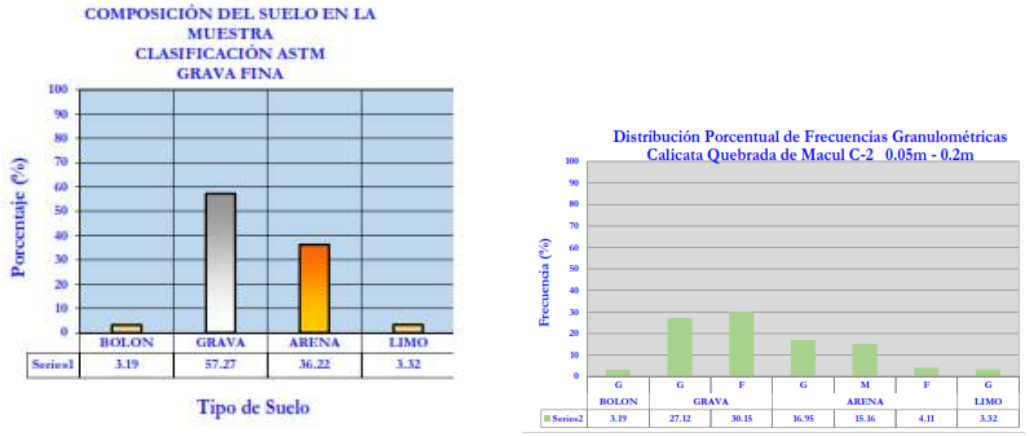
(a) (b)

Figura C-5: Calicata C1 0.5-1.0. (a) Gráfico Sedimento clasificado como Bolón Grueso, con un 46,48 % de Bolón, 37,67 % de grava, 13,49 % de arena y 2,36 % de Limo. (b) Gráficos Distribución Frecuencias Muestra Nº C-1- 0.5-1.0 m (Fuente, Elaboración Propia)



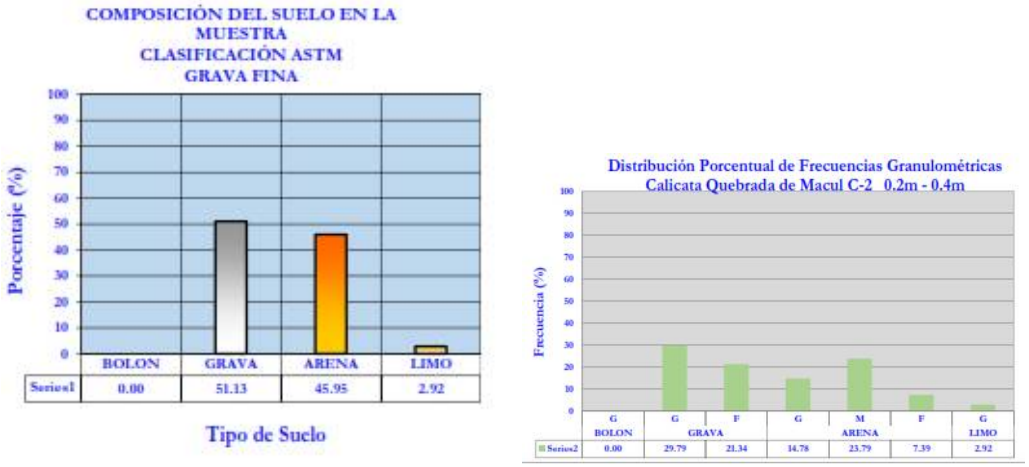
(a) (b)

Figura C-6: Calicata C2 0.0-0.05. (a) Gráfico Sedimento clasificado como Grava Fina, con un 69,68 % de grava 28,69 % de arena y 1,63 % de Limo. (b) Gráficos Distribución Frecuencias Muestra Nº C2 0.0-0.05 m (Fuente, Elaboración Propia)



(a) (b)

Figura C-7: Calicata C2 0.05-0.2. (a) Gráfico Sedimento clasificado como como Grava Fina, con un 3,19 % de Bolón, 57,27 % de grava, 36,22 % de arena y 3,32 % de Limo. (b) Gráficos Distribución Frecuencias Muestra Nº C2 0.05-0.2 m (Fuente, Elaboración Propia)

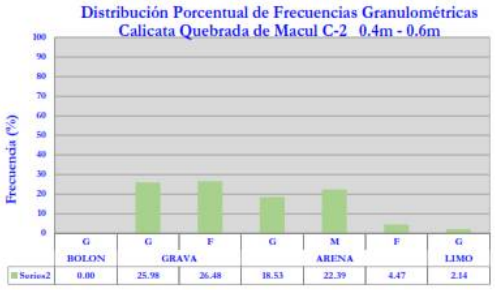


(a) (b)

Figura C-8: Calicata C2 0.2-0.4. (a) Gráfico Sedimento clasificado como Grava Fina, con un 51,13 % de grava, 45,95 % de arena y 2,92 % de Limo. (b) Gráficos Distribución Frecuencias Muestra Nº C2 0.2-0.4 m (Fuente, Elaboración Propia)



(a)



(b)

Figura C-9: Calicata C2 0.4-0.6. (a) Gráfico Sedimento clasificado como Grava Fina, con un 52,46 % de grava, 45,39 % de arena y 2,14 % de Limo. (b) Gráficos Distribución Frecuencias Muestra N° C2 0.4-0.6 m (Fuente, Elaboración Propia)

C.0.1.3 Diámetros Equivalentes

En la Tabla C-3 se observan los diámetros equivalentes para todas las muestras ensayadas.

Tabla C-3: Resultados Diámetros Equivalentes

Calicata	Muestra	D95	D90	D84	D65	D50	D16	D5
1	M-Q. Macul C-1-0-0.05	114.68	103.94	94.11	68.69	48.47	21.74	8.57
	M-Q. Macul C-1-0.05-0.5	764.56	570.89	402.09	130.23	92.88	3.38	0.38
	M-Q. Macul C-1-0.5-1.0	211.52	174.76	138.99	115.46	91.83	5.75	0.46
2	M-Q. Macul C-2-0.0-0.05	7.57	56.97	46.59	24.61	14.08	1.99	0.49
	M-Q. Macul C-2-0.05-0.2	76.43	50.19	35.05	16.43	8.79	1.17	0.29
	M-Q. Macul C-2-0.2-0.4	54.74	43.12	32.38	14.82	5.97	0.74	0.28
	M-Q. Macul C-2-0.4-0.6	50.94	39.55	29.19	13.21	6.27	0.91	0.36
2	M-Q. Macul C-3-0.0-0.05	101.99	96.63	90.58	73.80	62.01	33.81	27.79
	M-Q. Macul C-3-0.05-0.2	682.18	454.54	279.24	129.71	89.07	14.41	1.17
	M-Q. Macul C-3-0.2-0.4	231.96	210.19	186.74	128.39	95.80	5.47	0.54
	M-Q. Macul C-3-0.4-0.7	216.03	182.30	148.71	89.35	51.00	2.48	0.39
	M-Q. Macul C-3-0.7-0.9	127.28	122.93	117.90	80.88	32.38	1.26	0.28
	M-Q. Macul C-3-0.9-1.0	179.15	127.33	114.39	79.92	52.61	1.45	0.24

C.0.2. Granulometría Superficial

El método de Coleman (1954) consiste en un muestreo granulométrico superficial aleatorio de la zona de estudio. El procedimiento consiste en primer lugar por definir una trayectoria para recorrer a pie capaz de abarcar la mayor área posible de tal manera que ésta sea lo más representativa posible. Posteriormente, se recorre caminando esta trayectoria y cada un cierto número de pasos previamente definido, el caminante se debe agachar y sin mirar debe tocar una piedra con su dedo

indice y recogerla, siempre y cuando su tamaño lo permita. Es importante, no mirar para que el muestreo sea completamente aleatorio. Una vez escogido el sedimento, se debe medir sus dimensiones principales (largo y ancho mayor). En caso de que el sedimento a muestrear sea muy grande y el siguiente conteo caiga sobre la misma roca, esta se debe contabilizar nuevamente. En caso de la trayectoria definida pase por rocas muy grandes sobre las cuales no se pueda subir, ésta se debe estimar visualmente y retomarse en un punto lo más cercano posible al conteo según la trayectoria original. En caso de que el conteo caiga sobre una roca enterrada, se debe escavar de tal manera que, en lo posible, se pueda medir en forma correcta sus dimensiones. No se debe contar basuras, ni material orgánico, así como tampoco zonas en que aflore basamento rocoso ya que éste no forma parte de los sedimentos arrastrados por el cauce. Idealmente, se debe contar con 2 personas de tal manera que una camine, recoja y mida el sedimento y otra que vaya registrando los datos.

Para que el muestreo sea válido deberá contener al menos 100 conteos, por lo que se deberá definir en forma adecuada su trayectoria y el número de pasos entre cada conteo. La medición de diámetro de la partícula debe ser realizada sobre el .ejeintermedio"de la misma, es decir, sobre el eje normal al plano formado por el eje mayor (eje sobre el cual se encuentra la dimensión más grande de la partícula) y el eje menor (eje sobre el cual se encuentra la dimensión más pequeña de la partícula). Para éste estudio, se definieron trayectorias transversales a la dirección principal del cauce espaciadas cada 3 metros aproximadamente en 5 áreas distintas de la zona de interés. Éstas trayectorias fueron recorridas por 3 grupos de dos personas, las cuales tomaban una muestra de sedimento cada 1 paso. Es importante notar, que 3 de estas zonas están ubicadas en el lugar donde se realizaron las calicatas en profundidad de tal manera de complementar la granulomotría superficial (gruesa) con la granulometría obtenida en las calicatas (finos).

Por último, con los datos obtenidos en terreno se debe realizar una tabla que contenga dos columnas: rango de diámetros y número de partículas que caen dentro de ese rango. Los diámetros máximos y mínimos de cada rango o clase están graduados según la metodología "half-phi"que define para el diámetro máximo incrementos logarítmicos con base $\sqrt{2}$. A partir de esta tabla se construirá un gráfico de frecuencia porcentual acumulada según el diámetro, la cual será semejante a una curva granulométrica tradicional. La tabla no podrá contener diámetros inferiores a ~ 5 mm debido a la dificultad de medir partículas inferiores a éste valor.

La curva granulométrica obtenida utilizando el método de Coleman, se muestra a continuación en que la figura C-10 muestra la curva granulométrica en cada una de las 5 zonas muestreadas y la figura C-11 muestra la curva granulométrica superficial final uniendo la granulometría de todas las zonas anteriores. Además, en la tabla C-4 se muestran los diámetros característicos de la curva granulométrica superficial final.

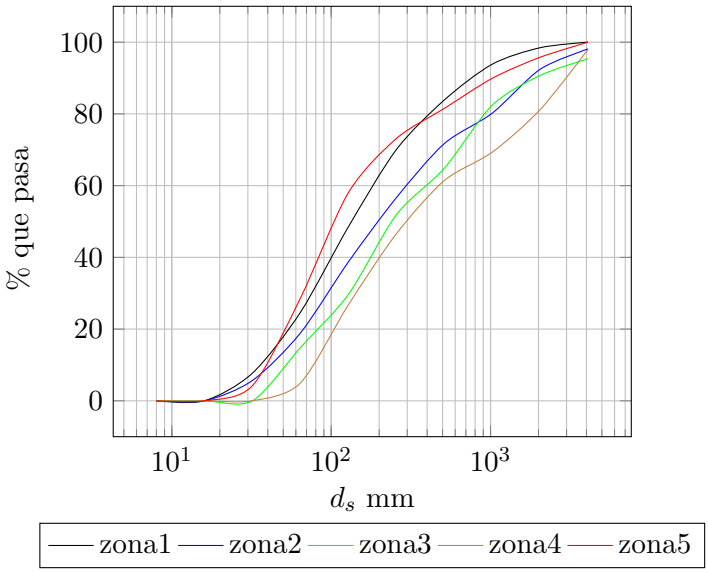


Figura C-10: Curvas granulométricas muestreo superficial en zonas 1 a 5.

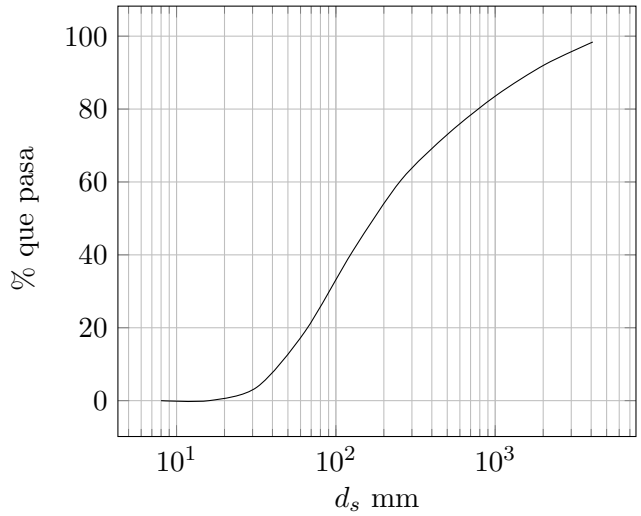


Figura C-11: Curvas granulométricas muestreo superficial final.

Tabla C-4: Diámetros caracterísiticos granulometría superficial en milímetros.

D5	D16	D50	D65	D84	D90	D95
25.10	44.97	134.52	217.98	517.48	784.35	1217.79





DIRECCIÓN OBRAS HIDRÁULICAS
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS

ANEXO D:

Salida a Terreno para Determinación de Limos y Arcillas

Peñaflor, Región Metropolitana

Noviembre 2018

D. Salida a Terreno para Determinación de Limos y Arcillas

El día de 17 de enero de 2017, se realizó la campaña a terreno para determinar el porcentaje de limos y arcillas presentes en los depósitos de deslizamientos y vestigios de depósitos aluvionales ocurridos anteriormente en la Quebrada de Macul.
Se tomaron las siguientes muestras de sedimentos para posteriormente ser analizadas en el laboratorio de sedimentos del INH:

- Se tomaron muestras a dos deslizamientos en las laderas de la quebrada que llegaron hasta la caja del río (figura D-1).
- Muestra en las laderas de la Quebrada en una zona donde se observaron deslizamientos (figura D-2).
- Se tomo una muestra de sedimentos en una barra formada en el lecho del cauce donde se observaron grandes bolones que fueron arrastrados por algún aluvión en el pasado. Esta barra se ubica justo en una curva pronunciada de la quebrada por lo que da a pensar que es una barra formada en la parte interna de la curva. Si bien el río pasa actualmente por la parte interna de la curva, puede ser que haya ido erosionando esta barra en el tiempo hasta su condición actual. Las muestras fueron tomadas en las paredes laterales de la barra tal como se muestra en la figura siguiente (figura D-3).



Figura D-1: Deslizamientos 1 y 2



Figura D-2: Muestra en la ladera donde se visualizaron vestigios de deslizamientos.



Figura D-3: Muestras de sedimentos en la barra formada en el cauce por algún evento aluvional en el pasado. Con linea amarilla se encuentra demarcada la barra.

D.1. Curva granulométrica terreno

Las muestras de sedimentos obtenidas en las laderas y vestigios de flujos de detritos ocurridos en la quebrada, son tomadas de la matriz del flujo de detritos, es decir, de las partículas más finas donde están soportadas las partículas mas ruesas y grandes bloques. El análisis granulométrico realizado en el laboratorio de sedimentos del INH arrojó la curva granulométrica indicada en la figura D-4. La figura D-5 muestra que solo un 0.83 % corresponde a material fino (limo). Es decir, el porcentaje de material fino en la quebrada es escaso e inferior al 0.83 % si incluimos en la muestra las partículas gruesas que fueron excluidas.

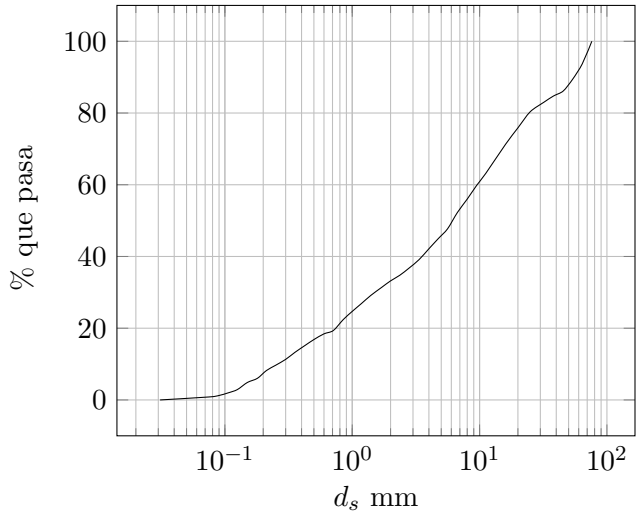


Figura D-4: Curva granulométrica obtenida de la barra presente en el cauce donde se evidenciaron vestigios de aluviones anteriores. Los sedimentos analizados solo corresponden a la matriz, es decir a las partículas más finas y no a los grandes bloques.

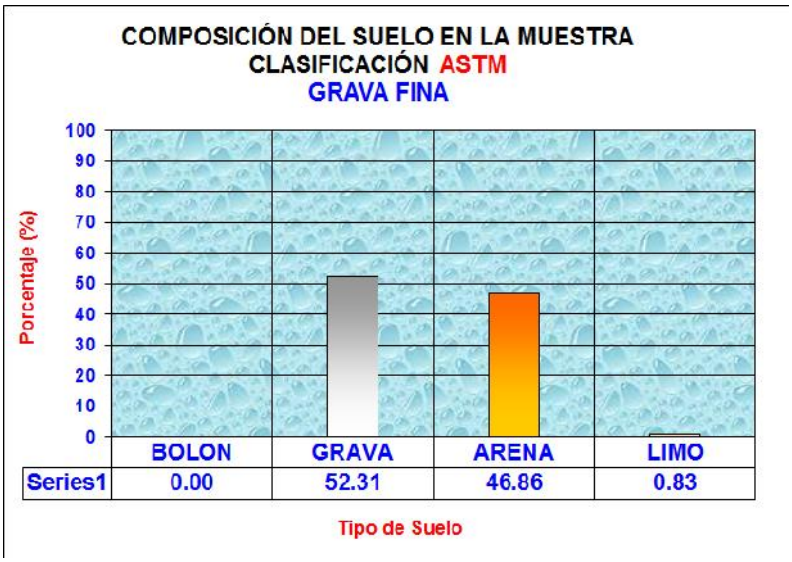


Figura D-5: Muestras de sedimentos en la barra formada en el cauce por algún evento aluvional en el pasado. Con linea amarilla se encuentra demarcada la barra.





DIRECCIÓN OBRAS HIDRÁULICAS
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS

ANEXO E:

Reología del fluido intersticial

Peñaflor, Región Metropolitana

Noviembre 2018

E. Reología del fluido intersticial

Para las partículas inferiores a 0.074 mm, se considera que se mezclan con el agua formando un fluido ambiente equivalente con sus propias características reológicas. Para determinar la reología del fluido en el prototipo, se realizaron ensayos en el reómetro AntonPaar modelo RheolabQC (figura E-1) perteneciente al departamento de Ingeniería Civil, facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile. Una de las limitantes de éste reómetro es que no puede medir viscosidades inferiores a 6cp.
Los ensayos realizados con el % de fino presentes en las muestras analizadas, no eran capaces de producir fluidos (agua+finos) con viscosidades superiores a 6cp, por lo tanto, no fue posible obtener su ley constitutiva con el reómetro de la Universidad de Chile.



Figura E-1: Rheometro AntonPaar RheolabQC del departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile.

Por otro lado, utilizando la ecuación de Krieger y Dougherty (1959):

$$\mu_m/\mu_0 = (1 - \frac{\phi}{\phi_*})^(- 2.5\phi_*) \tag{E-1}$$

donde mu_m y μ_0 corresponden a la viscosidad de la mezcla y del fluido respectivamente, se tiene que para una concentración de finos $\phi = 1\,\%$, la viscosidad del fluido intersticial es de 1.03 cp, indicando que el efecto de los finos sobre la viscosidad del fluido es despreciable.
Obrien (1988), realizó un estudio de la reología de depósitos de flujos de barro naturales ocurridos en las Rocallosas ("*Rocky Mounatins*") en el estado de Colorado, EE.UU cercano a las localidades de Glenwood Spring y Aspen. La matriz de los flujos de barro evaluados estaba compuesta exclusivamente por limos y arcillas a concentraciones volumétricas de $0.10 < \phi < 0.45$ las cuales fueron ensayadas en un viscosímetro de rotación. Los autores propusieron que la reológia de estos flujos de barro es del tipo Bingham, es decir,

$$\tau = \tau_y + \eta \frac{\partial u}{\partial y} \tag{E-2}$$

Según Obrien (1988) y sus referencias, se ha encontrado que el esfuerzo de fluencia τ_y y la viscosidad de Bingham η incrementa exponencialmente con la concentración volumétrica de sólidos ϕ, proponiendo las relaciones indicadas en las ecuaciones E-3 y E-4 donde los coeficientes $\alpha_1, \alpha_2, \beta_1$ y β_2 fueron estimados empíricamente mediante regresión de los datos experimentales de las muestras de flujos de barro naturales. Los valores tomados por estos coeficientes, se muestran en la figura E-2.

$$\eta = \alpha_1 e^{\beta_1 \phi} \tag{E-3}$$

$$\tau_y = \alpha_2 e^{\beta_2 \phi} \tag{E-4}$$

Source (1)	$\tau_y = \alpha_2 e^{\beta_2 C_v}$		$\eta = \alpha_1 e^{\beta_1 C_v}$	
	α_2 (dynes/cm^2) (2)	β_2 (3)	α_1 (poises) (4)	β_1 (5)
(a) Relationships Found in Field				
Aspen pit 1	1.81×10^{-1}	25.7	3.60×10^{-2}	22.1
Aspen pit 4	2.72	10.4	5.38×10^{-2}	14.5
Aspen natural soil	1.52×10^{-1}	18.7	1.36×10^{-3}	28.4
Aspen mine fill	4.73×10^{-2}	21.1	1.28×10^{-1}	12.0
Aspen natural soil source	3.83×10^{-2}	19.6	4.95×10^{-4}	27.1
Aspen mine fill source	2.91×10^{-1}	14.3	2.01×10^{-4}	33.1
Glenwood 1	3.45×10^{-2}	20.1	2.83×10^{-3}	23.0
Glenwood 2	7.65×10^{-2}	16.9	6.48×10^{-1}	6.2
Glenwood 3	7.07×10^{-4}	29.8	6.32×10^{-3}	19.9
Glenwood 4	1.72×10^{-3}	29.5	6.02×10^{-4}	33.1
(b) Relationships Found in Literature				
Iida (1938)	—	—	3.73×10^{-5}	36.6
Dai et al. (1980)	2.60	17.48	7.5×10^{-3}	14.39
Kang and Zhang (1980)	1.75	7.82	4.05×10^{-2}	8.29
Qian et al. (1980)	1.36×10^{-3}	21.2	—	—
	$\sim 5.0 \times 10^{-2}$	~15.48	—	—
Chien and Ma (1958)	5.88×10^{-2}	19.1–32.7	—	—
Fei (1981)	1.66×10^{-1}	25.6	—	—
	$\sim 4.7 \times 10^{-3}$	~22.2	—	—

Figura E-2: Coeficientes $\alpha_1, \alpha_2, \beta_1$ y β_2 estimados por Obrien (1988) para muestras de flujos de barro naturales en las Rocallosas cercano a las localidades de Aspen y Glenwood Spring, Colorado, EEUU (a) y para otras relaciones encontrada en la literatura (b).

Tomando en consideración una concentración de finos del 1 % y utilizando la formulación de Obrien (1988) se tienen los siguientes resultados para la reología del fluido intersticial:

Tabla E-1: Reología del fluido intersticial según Obrien (1988) considerando una concentración de finos del 1 %.

Fórmula	$\tau_y(Pa)$	$\eta(cp)$
Aspen pit 1	2.34E-04	4.490
Aspen pit 4	3.02E-03	6.219
Aspen Natural soil	1.83E-04	1.807
Aspen mine fill	5.84E-05	14.432
Aspen Nnatural soil source	4.66E-05	0.065
Aspen mine fill source	3.35E-04	0.028
Gelnwood 1	4.22E-05	0.356
Gelnwood 2	9.06E-05	68.945
Gelnwood 3	9.52E-07	0.771
Gelnwood 4	2.31E-06	0.084
Iifa (1938)	-	0.005
Dai et al. (1980)	3.10E-03	0.866
Kang and Zhang (1980)	1.89E-03	4.400
Qian et al. (1980)	1.68E-06 - 5.84E-05	-
Chien Ma (1958)	7.12E-05 - 8.15E-05	-
Fei (1981)	2.14E-04 - 5.87E-06	-

La tabla anterior muestra que según Obrien (1988), el esfuerzo de fluencia considerando la escasa concentración de finos presente en la quebrada es prácticamente despreciable, mientras que la viscosidad de Bingham podría tomar valores del orden de $\sim 5(cp)$ en algunos casos, en otros esta es inferior a $1(cp)$ lo cual no es físicamente posible pues ésta es la viscosidad del agua y en otros casos puede alcanzar valores muy superiores a la del agua $\sim 68(cp)$, sin embargo, en los ensayos reológicos realizados en la Universidad de Chile no fue posible producir un fluido de viscosidad mayor a 6 cp. La alta variabilidad en los valores observados se puede deber a que Obrien (1988) realizó ajustes empíricos para cada suelo en particular considerando además concentraciones mínimas de finos del 10 %. Esto podría explicar por un lado valores de viscosidad inferiores a $1(cp)$ considerando una concentración de finos del 1 % y una alta variabilidad en la viscosidad dado que los suelos utilizados son distintos. No obstante, es posible inferir que en la mayoría de los casos, la concentración de 1 % de finos genera efectos despreciables sobre la viscosidad del agua.
Finalmente, y considerando los distintos análisis realizados, se puede suponer que el fluido intersticial posee una viscosidad similar a la del agua.





DIRECCIÓN OBRAS HIDRÁULICAS
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS

ANEXO F:

Modelo 0: Canal de Generación Flujo Aluvional

Peñaflor, Región Metropolitana

Noviembre 2018

F. Modelo 0: Canal de Generación Flujo Aluvional

EL modelo 0 tiene como objetivo diseñar un canal y las condiciones experimentales necesarias para generar un aluvión completamente desarrollado que será descargado al inicio del decantador n°1. Un aluvión completamente desarrollado significa que los sólidos más grandes viajen en el frente del aluvión, y los más finos hacia la cola de éste (ver Figura F-1).

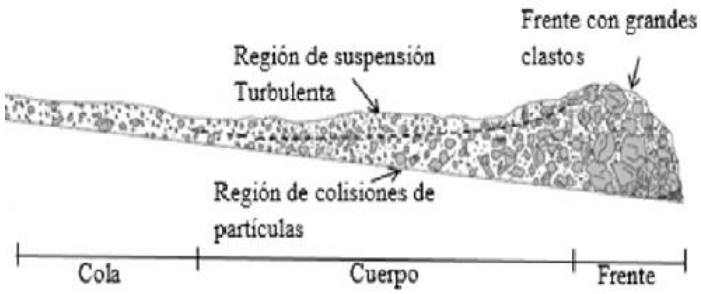


Figura F-1: Forma típica de un aluvión.

En la sección .Antecedentes del Estudio", se indicó que el caudal máximo (liquido + sólido) del aluvión se estimo en 80 m^3/s y que la concentración volumétrica de sólidos estimada fue de un 38 %. A partir de estos antecedentes se determino que el caudal solido fue de 30.4 m^3/s. Considerando una densidad de los sedimentos de 2650 Kg/m^3, se tiene que el gasto solido estimado para el aluvión del 93 es de 80.6 ton/s. Considerando la escala 1:50 da un gasto líquido de 4.5 lt/s y un gasto sólido de 4.6 Kg/s.

En total se realizaron 30 ensayos experimentales, para lograr la configuración final del canal de generación del aluvión. En todos estos ensayos, la curva granulométrica fue aquella encontrada en terreno escalada a 1:50. Durante todo éste proceso, el Modelo 0 fue modificado en 4 versiones que se describen a continuación:

- **Modelo "0"V1 :** Consiste un canal de sección rectangular de 40 cm de ancho, 30 cm de alto, largo de 3 metros y una pendiente del 9 %. Posee un estanque de 3 m de largo, 1 m de ancho y 1 m de alto donde se realiza la mezcla agua-bentonita (fluido intersticial). Posee una compuerta que regula la salida del fluido intersticial y una cinta transportadora que vierte los sedimentos sobre el canal (ver figura F-2-a y F-3-a).
- **Modelo "0"V2 :** Consiste un canal de sección rectangular de 40 cm de ancho, 30 cm de alto, con una pendiente de 15 % durante 2 m de canal, luego posee una pendiente intermedia de 10 % durante 1 m y finaliza con una tramo final de 3 m y una pendiente de 9 %(ver figuras F-2-b y F-3-b).
- **Modelo "0"V3 :** Consiste un canal de sección rectangular de 40 cm de ancho, 30 cm de alto, largo de 4 metros y pendiente del 60 %. Posee una compuerta abatible para liberar la mezcla sólidos-líquido. A diferencia de los Modelos 0 V1 y V2, en éste caso tanto los sólidos como el fluido intersticial se encuentran en el mismo compartimeinto(ver figura F-2-c y F-3-c).

- **Modelo "0"V4 :** Consiste un canal de sección rectangular de 40 cm de ancho, 30 cm de alto, largo de 8.2 metros y pendiente del 60 %. Posee un estanque donde se encuentra la mezcla sólidos-líquido y una compuerta de apertura rapida accionada por la caida de un cuerpo de masa considerable(ver figura F-2-d y F-3-d).

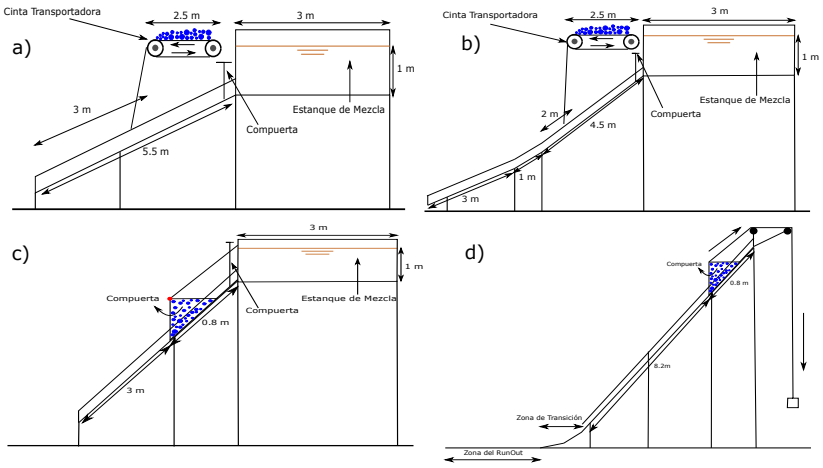


Figura F-2: Esquemas instalación experimental Modelo 0. a) Modelo 0 V1. b) Modelo 0 V2. c) Modelo 0 V3. d) Modelo 0 V4.



Figura F-3: Instalación experimental Modelo 0. a) Modelo 0 V1. b) Modelo 0 V2. c) Modelo 0 V3. d) Modelo 0 V4.

F.1. Historia de los Modelo 0 V1 a V4

La primera versión del Modelo 0, fue diseñado para poder alimentar por separado la fracción sólida y líquida del aluvión y considerando la pendiente del 9 % que tiene la Quebrada de Macul antes de llegar a los decantadores. Sin embargo, la tasa de ingreso del material sólido (4.6 Kg/s) era muy alta como para que la fase líquida fluidizara las partículas y escurrieran a lo largo del canal, generandose rápidamente una acumulación de sedimetos en la zona de descarga de la cinta transportadora.
Para poder solucionar el problema anterior, en la versión 2 del modelo 0 se aumenta la pediente del canal para favorecer el transporte de los sólidos, sin embargo, el resultado no es satisfactrorio. En un principio la fase líquida arrastra a la fase sólida la cual queda en su gran mayoría depositada en el cambio de pendiente. Ya avanzado el ensayo (algunos segundos), se comienza a acumular sedimentos en la descarga de la cinta transportadora sobre el canal.
Los nuevos ensayos realizados en el Modelo "0"V2, arrojaron como resultado principal lo sensible que es flujo aluvional al cambio de pendiente, debido a que el mayor deposito se produce en la zona de transición entre la pendiente de 20 % y 9 %. Por lo que es necesario aumentar la pendiente y probar solo con una pendiente alta.

Para solucionar lo anteiror, se decide por un lado ensayar sólo con una pendiente alta sin transiciones y por otro, cambiar el sistema de ingreso de sedimentos por un estanque ubicado al inicio del canal donde se mezclaran tanto la fase líquida como sólida al 38 % en volumen.
Según una breve revisión bibliográfica, en el trabajo de Haas et al. 2015 se observo que la instalación experimental consta de 2.0 metros de largo efectivo, 0.5 metros para el estanque de mezcla y una pendiente variable que va desde los 22-34°. En la Figura F-4 se muestra una foto de la instalación del canal y un esquema.

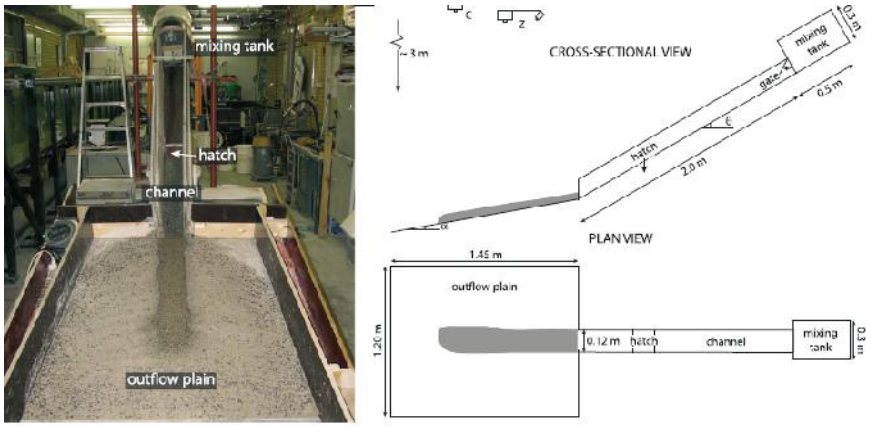


Figura F-4: Instalación experimental Haas et al. 2015.

En el trabajo realizado por Iverson 2010 se compararon diversos experimentos físicos realizados en el canal de la USGS. Este canal consta 90 metros de largo efectivo, 4.7 metros para el estanque de mezcla y una pendiente fija de 30°. En la Figura F-5 se detalla la instalación del canal de la USGS.

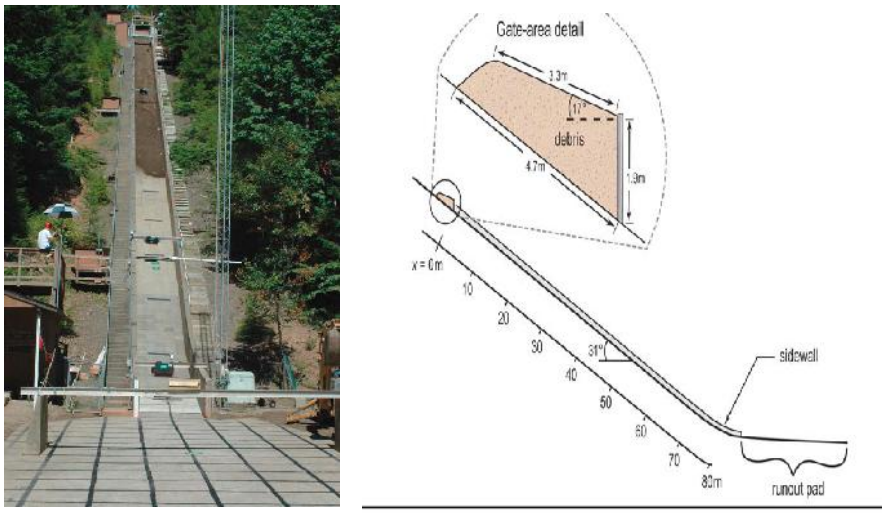


Figura F-5: Instalación experimental Iverson 2010.

Dado estos antecedentes, se decide por una pendiente del canal del 60 % (angulo de 30 ^{o}) y un sistema de descarga del material sólido-líquido tipo pulso aluvional tras la apertura rápida de una compuerta. Sin embargo, este Modelo 0 V3, poseía solo 4 m de largo y el aluvión si bien fluía, no era capaz de desarrollarse y que los sedimentos más gruesos viajaran en el frente del aluvión. Es por esto, que en la versión 4 del Modelo 0, se extiende el canal a 8 m de largo con una pendiente del 60 %. De esta manera, los ensayos lograron mostrar un flujo completamente desarrollado. Sólo queda regular la velocidad del frente para que fuese similar a las del aluvión del 93. Esto se logró con una apertura parcial de la comupera de solo 15 cm, e incrustando partículas asociadas al d90 en el fondo del canal.
Mayores antecedentes y el análisis de cada uno de los ensayos realizados pueden ser consultados en el informe Etapa2-A de la presente consultoría.





DIRECCIÓN OBRAS HIDRÁULICAS
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS

ANEXO G:

Diseño y Instalación Experimental de la Maqueta Conceptual

Peñaflor, Región Metropolitana

Noviembre 2018

G. Diseño y Instalación Experimental de la Maqueta Conceptual

En el siguiente Anexo se detalla el diseño del vertedero lateral como el de las Alternativas 2 y 4. También se muestran la Instalación experimental de la Maqueta Conceptual

G.1. Diseño Vertedero lateral

G.1.1. Características generales del diseño de un vertedero lateral

En la literatura, no se encontraron consideraciones para el diseño de vertederos laterales con flujos de detritos. Por tal motivo, se diseñará el vertedero lateral con las formulaciones establecidas para aguas claras y se evaluará su funcionamiento en los ensayos a realizarse en la maqueta y sus distintas alternativas.

El umbral del vertedero se dispone por lo general paralelo al fondo del canal y considerando la misma pendiente i del canal. Además, se diseña para regímenes subcríticos y se debe tener en cuenta dos fenómenos que ocurren en el escurrimiento durante el vertimiento de la lámina líquida sobre el vertedero. Estos fenómenos son:

- Un despegue de la lamina liquida en la pared lateral al inicio del vertedero.
- Choque de la masa de agua que vierte sobre la pared lateral al termino del vertedero.

Ambos efectos se traducen en una longitud efectiva del vertedero inferior a la geométrica. Según F. Javier Dominguez esta reducción se traduce en:

- Si $L_v < 5h \Longrightarrow L_{efectivo} = L - 0.2h$
- Si $L_v > 5h \Longrightarrow$ Efecto despreciable

donde L es el largo del vertedero y h la altura media sobre el umbral del vertedero. Suponiendo que el eje hidráulico en el canal a lo largo del vertedero varía linealmente, el caudal vertido (Q_v) se puede expresar de la siguiente forma:

$$Q_v = \frac{2}{5}\frac{(1-K^{5/2})}{1-K} C_Q L_v \sqrt{2g} h_{v_2}^{3/2} \tag{G-1}$$

donde $K = h_{v1}/h_{v2}$ es la relación de las cargas sobre el umbral del vertedero, donde h_{v1} es la carga sobre el vertedero a la entrada de éste y h_{v2} es la carga sobre el vertedero a la salida de éste. C_q es el coeficiente de gasto, L_v es el largo del vertedero. Finalmente, para ilustrar lo anterior se presenta la Figura **??**.

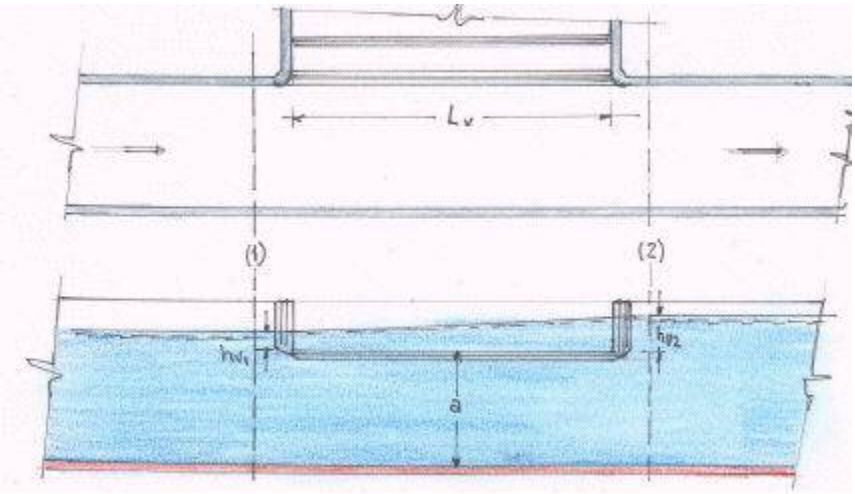


Figura G-1: Esquema conceptual vertedero lateral.

Por otra parte, el coeficiente de gasto se ajusta según la formulación empírica realizada por Balmaceda y Gonzalez (1930), determinada por :

- Vertedero de pared delgada:

$$C_q = 0.345 + \frac{0.000685}{h_{v_2}^2\sqrt{L_v}} \tag{G-2}$$

- Vertedero de pared intermedia y gruesa con arista de entrada redondeada:

$$C_q = 0.324 + \frac{0.000387}{h_{v_2}^2\sqrt{L_v}} \tag{G-3}$$

G.1.2. Diseño Vertedero

El caudal de diseño para el vertedero es de 237 m^3/s que representa el caudal máximo probable en la Quebrada de Macul según Vargas (1999) (ver informe Etapa 1). Al igual que en el estudio de Prisma 2002, se considera que para el diseño del vertedero lateral el caudal que se desvía hacia la Hondonada sea del 80 % del caudal de diseño. La ecuación G-1, asume que el flujo escurre con altura normal, sin embargo, el escurrimiento del flujo de detritos en la piscina de decantación es un proceso transiente y no puede asumirse altura normal de escurrimiento. Lo anterior, implica que no es posible conocer a priori la altura de carga sobre el vertedero h_{v2}.

Suponiendo un cierto K y un cierto largo efectivo L_v del vertedero, se puede obtener h_{v2} de la ecuación G-1. La figura siguiente muestra una serie de curvas donde se gráfica la altura h_{v2} en función del largo útil de vertedero (L_v) y de la relación de cargas (K).

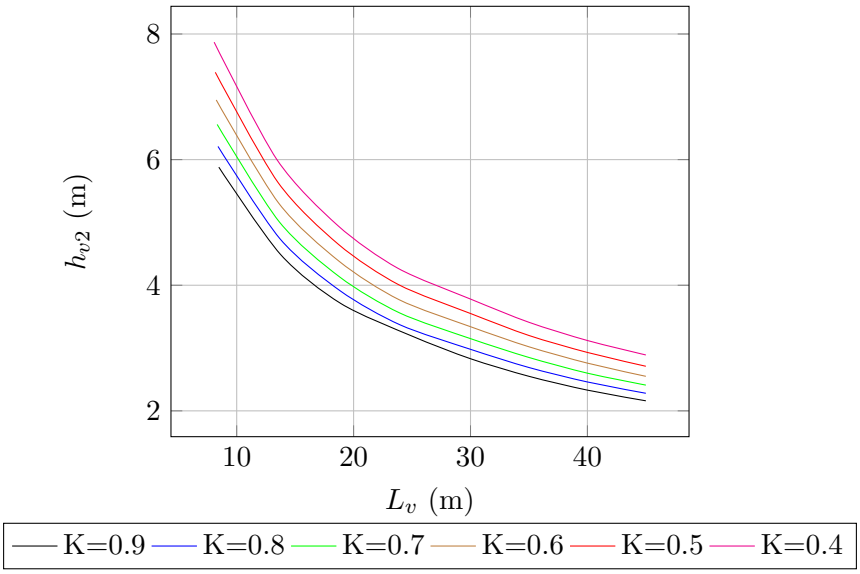


Figura G-2: Curvas Altura de Carga en función del Largo del Vertedero y el Parámetro K.

Un vertedero como el de la figura G-3, implicaría desviar al flujo de detritos de su cauce natural en una curva de 90° (ver figura G-3). Sin embargo, estos tipos de flujos traen una gran inercia y es difícil desviarlos de su cauce natural. Por lo tanto, se ha dispuesto que el canal evacuador del vertedero hacia la Hondonada tenga un angulo de 45° respecto al eje medio de las piscinas tal como se muestra en la figura G-4.

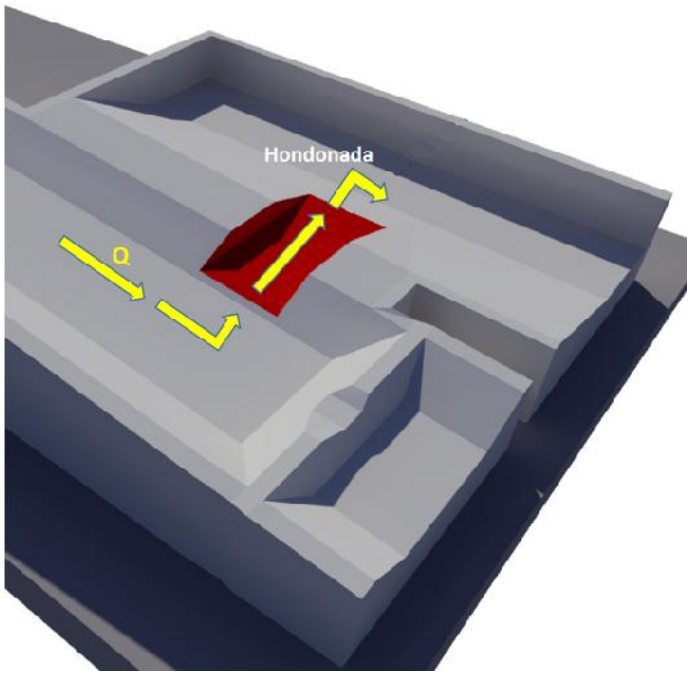


Figura G-3: Bosquejo alternativa 1 de las obras en la Quebrada de Macul

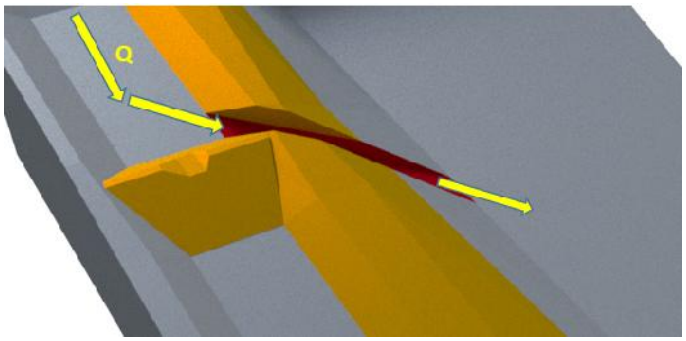


Figura G-4: Bosquejo alternativa 1 de las obras en la Quebrada de Macul

G.2. Diseño Alternativas propuestas

A continuación se detallan el diseño de las alternativas 2 y 4, esto debido a que la alternativa no tiene diseño producto que es la condición actual y la alternativa 3 es una derivada de la alternativa 2.

G.2.1. Alternativa 2

La tabla G-1 muestra la eficiencia de la presa de apertura vertical (ecuación 2) en función del espaciamiento entre los elementos (ecuación 1). Es importante notar que si bien Mizuyama et al. (1995) sugiere utilizar una separación entre los elementos entre $1.5 - 2d_{95}$, en el caso de la quebrada de Macul $d_{95} \sim 3m$ que son rocas de gran envergadura y no necesariamente serán movilizadas por eventos menores. Por tal motivo, se ha decidido utilizar el $d_{90} = 1.78m$.

Si bien deberá ser corroborada experimentalmente, a priori se define una separación entre los elementos de la presa de apertura vertical de $2 \cdot d_{90}$ con lo cual se obtiene una eficiencia en la retención $P = 73\,\%$.

Tabla G-1: Valores de Reducción del caudal (P) en función de la separación mínima de los elementos de la presa vertical (L_{min})

Q_{sp0} (m^3/s)	Q_{sp} (m^3/s)	$Lmin/d_{90}$	L_{min} (m)	d_{90} (m)	C (%)	P
237.00	50.01	1.5	2.67	1.78	0.38	0.79
237.00	53.40	1.6	2.85	1.78	0.38	0.77
237.00	56.44	1.7	3.03	1.78	0.38	0.76
237.00	59.22	1.8	3.21	1.78	0.38	0.75
237.00	61.78	1.9	3.39	1.78	0.38	0.74
237.00	64.16	2.0	3.56	1.78	0.38	0.73

G.2.2. Alternativa 4

A conocimiento de los autores de éste estudio, no se encontró antecedentes de obras similares en la literatura. Por lo tanto, la definición de la longitud y apertura de la presa vertical se basa en

cálculos hidráulicos considerando que la obra fuese un vertedero de pared gruesa. A partir de Mery (2007), para un vertedero lateral, el caudal vertido Q_v se calcula como:

$$Q_v = \frac{2}{5}\frac{(1-K^{2/5})}{1-K} C_q L_v \sqrt{2g} h^{3/2} \tag{G-4}$$

donde $K = h_{v1}/h_{v2}$, C_q es el coeficiente de gasto de un vertedero, que para este caso, toma el valor de 0.27 considerado como vertedero de pared gruesa de arista viva. L_v es el largo del vertedero considerado en este caso como el largo efectivo de la presa de apertura vertical, es decir, solo se considera el espaciamiento entre los pilares. h_{v1} es la altura aguas abajo del vertedero y h_{v2} la altura aguas arriba del vertedero. Estas alturas se obtuvieron de la altura alcanzada por el flujo en los pilares para la Alternativa 3 mediante un análisis de imágenes a partir de los videos registrados.

El caudal medio estimado para el volumen de 0.2 m^3 descargado en cada ensayo es de 0.04 m^3/s. La estimación se realiza considerando que el volumen descargado toma un tiempo t^* de 5 segundos desde que llega al decantador n°1 hasta su detención, es decir,

$$Q_m = \frac{V_t}{t^*} = 0.04\ [m^3/s] \tag{G-5}$$

La Tabla G-2, indica el caudal vertido Q_v por la presa de apertura vertical utilizando la ecuación G-4. En dicha tabla, L es el largo de la presa y L_v el largo efectivo, es decir, la suma de los espaciamientos entre pilares. La separación entre pilares es la misma que en la Alternativa 3, 1.5 veces el diámetro de 1 m en prototipo, ya que éste diámetro de partículas se considera altamente destructivo y es recomendable desviarlo hacia la hondonada. L_v es utilizado en la ecuación G-4 como si fuera el largo de un vertedero. K se asume constante e igual a 0.89 según las alturas máximas y mínimas obtenidas del análisis de imágenes. Así, se evalúa el caudal vertido a lo largo del tiempo ya que la altura del flujo en la presa de apertura vertical es máxima cuando impacta el frente aluvional y mínima cuando éste se detiene. Finalmente, promediando el caudal vertido en el tiempo y comparandolo con el caudal medio Q_m (G-5) se tiene que el porcentaje de caudal que pasa hacia la hondonada es de un 18 %, es decir, cercano al 20 % que se pretende dejar pasar hacia el segundo decantador.

Tabla G-2: Dimensiones presa de apertura vertical ubicada en el centro de la Obra de desvío aluvional Alternativa 4 y caudal vertido a través de la presa.

	t0	t1	t2	t3	t4	t5	Promedio
L [m]	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19
N° Pilas	4	4	4	4	4	4	4
D pilas [m]	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025
L_v [m]	0.094	0.094	0.094	0.094	0.094	0.094	0.094
h_{v1} [m]	0.25	0.22	0.18	0.13	0.09	0.04	0.15
h_{v2} [m]	0.28	0.25	0.2	0.15	0.1	0.05	0.17
C_q	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27
K	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89
g [m/s^2]	9.8	9.8	9.8	9.8	9.8	9.8	9.8
Q_v[m^3/s]	0.015	0.013	0.009	0.006	0.003	0.001	0.007
Q_m [m^3/s]	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040	0.040
% desviado	38 %	32 %	23 %	15 %	8 %	3 %	18 %

Considerando el diseño indicado en la tabla anterior, la figura G-5 y tabla G-3 muestran las dimensiones en detalle de la Alternativa 4. $a = 1.19cm$ es la apertura entre pilares, $L_v = 0.094$ el largo efectivo del vertedero, $R = 3.56m$ el radio de curvatura, h es la altura de la obra de desvío la cual se diseñó lo suficientemente alta para que no vertiera flujo sobre ella, $Q = Q1 + Q2$ son esquemáticos para indicar el sentido del flujo.

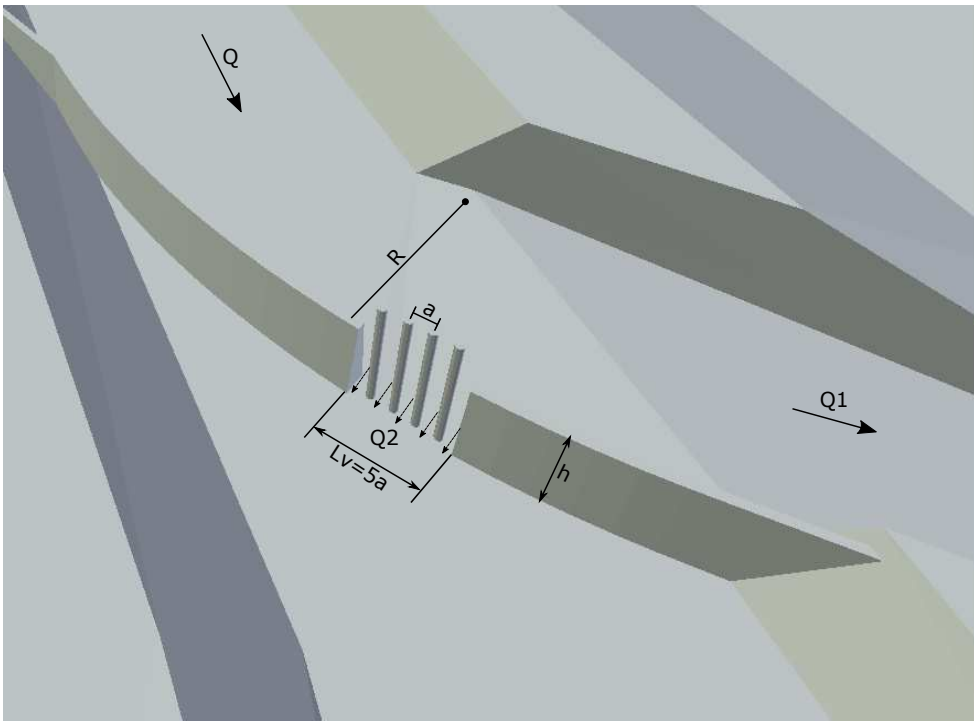


Figura G-5: Dimensiones Alternativa 4 en detalle.

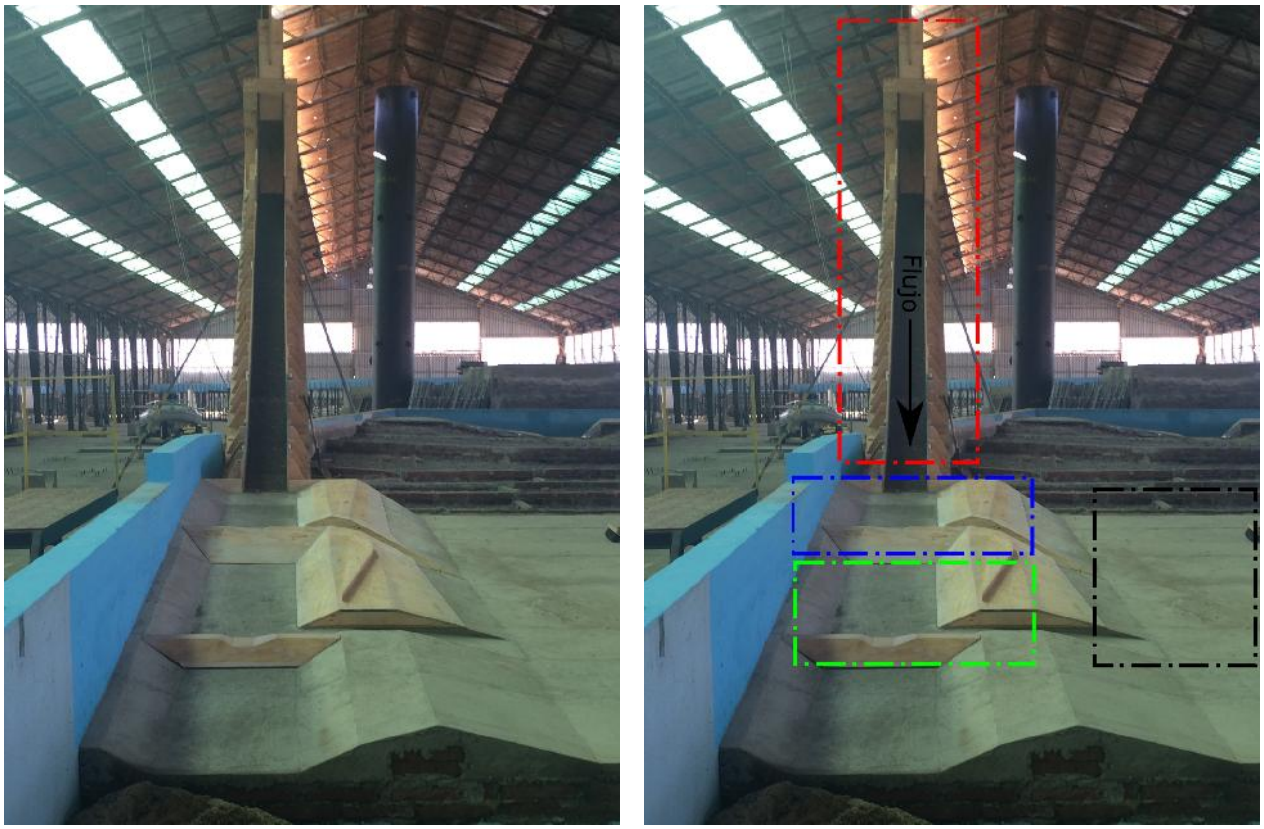
Tabla G-3: Diemnsiones principales en modelo y prototipo para la Alternativa 4

Parámetro	Modelo	Prototipo
a [m]	0.012	0.595
L_v [m]	0.094	4.700
R [m]	3.560	178.000
h [m]	0.205	10.250

G.3. Instalación Experimental

G.3.1. Montaje Experimental

El montaje experimental completo se muestra en la Figura I-7. Para explicar y detallar el montaje, éste se separó en 4 partes, la primera zona de generación del aluvión que corresponde al canal ubicado aguas arriba, la segunda es la zona donde se construyen las obras de desvío (Piscina 1), la tercera es la zona que recibe el material que no se logró desviar (Piscina 2) y la última zona corresponde a la hondonada que es donde se recibe el material desviado.



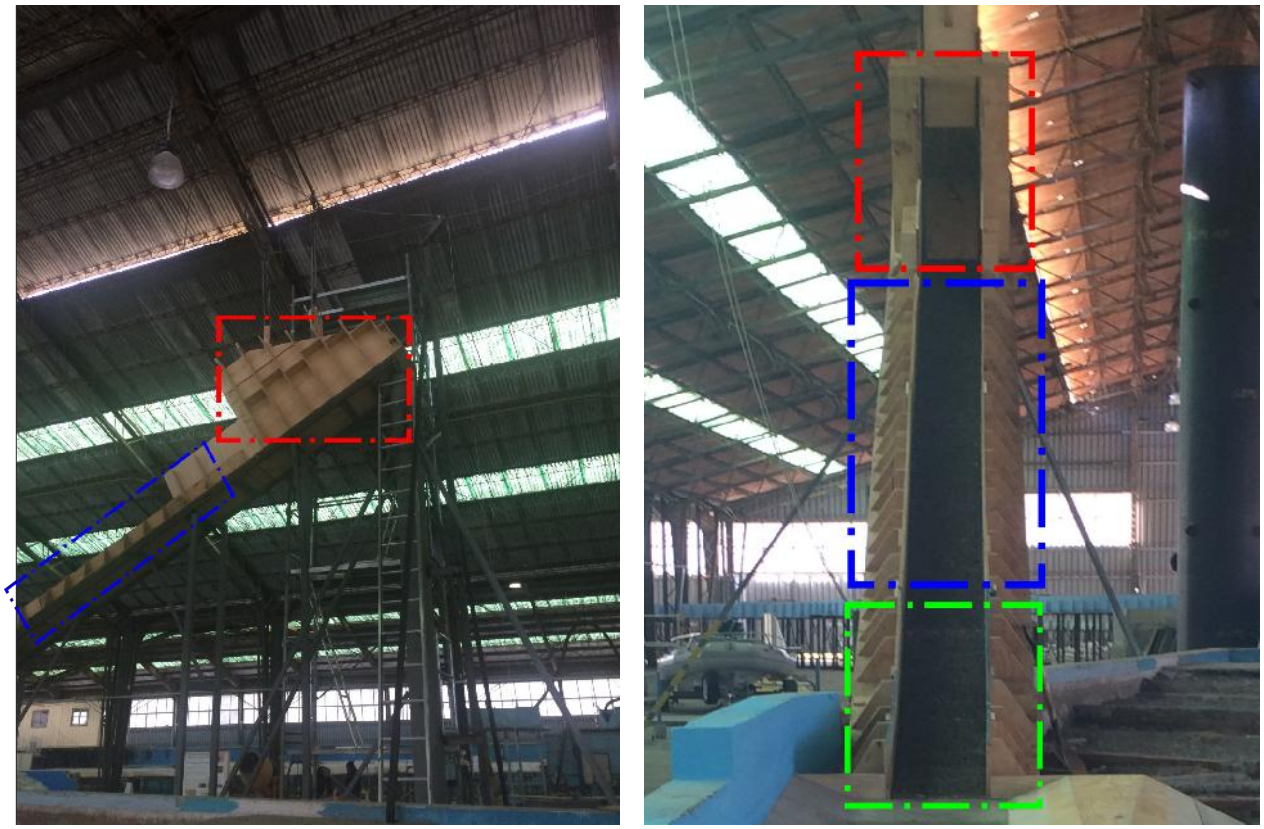
(a) (b)

Figura G-6: (a) Vista frontal instalación experimental (b) En rojo zona superior donde se genera el aluvión, en azul zona donde se construyen las obras de desvío (piscina 1),en verde zona de retención del material no desviado (piscina 2) y negro zona de retención del material desviado (hondonada).

A continuación se detallan las zonas del montaje experimental:

- **Zona generación aluvión**

  La instalación experimental dispone de un estanque en la parte superior donde se carga el material que será liberado de forma instantánea mediante dos compuertas que se abren mediante un sistema de poleas (polipasto) y un peso que genera la tracción. Como se explica más adelante, el volumen de material podrá ser liberado ya sea mediante un único pulso, para lo cual se acciona sólo una de las compuertas, o mediante dos pulsos para lo cual se utilizan ambas compuertas. Una vez liberado el volumen, éste escurre por un canal con pendiente 30° y un largo de 7 metros, llegando a una zona de transición de 1.2 metros, donde la pendiente baja de 30° a 4°. En la Figura G-7 se puede apreciar lo detallado.



(a) (b)

Figura G-7: Instalación Experimental, zona superior (generación aluvión). (a) Vista lateral, en rojo estanque de carga y en azul canal. (b) Vista frontal, en rojo estanque de carga y compuerta, en azul canal y en verde zona de transición.

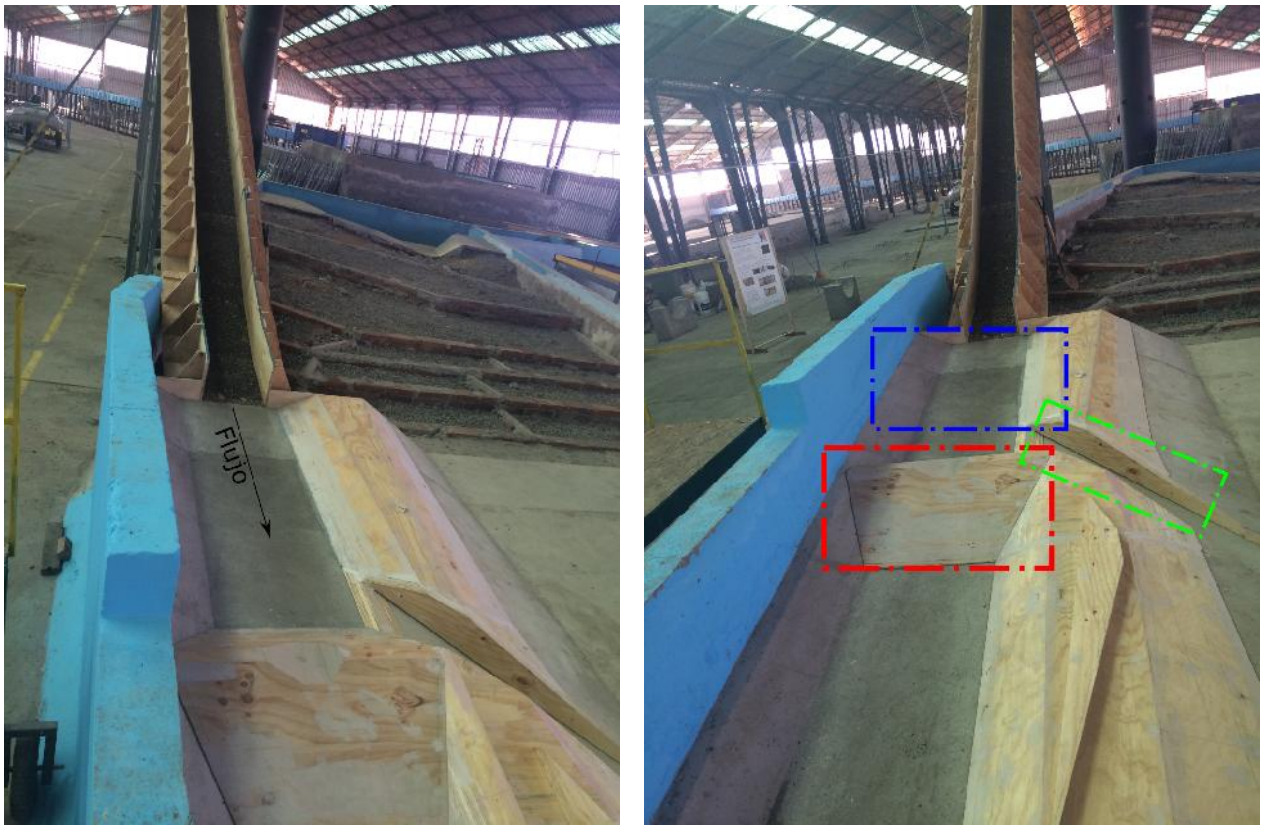
- **Zona obras de desvío**

  Aguas abajo de la zona de transición, viene la zona donde se construyó las maqueta de las primeras dos piscinas de decantación y su respectiva obra de desvío hacia la hondonada (Alternativas).

  La primera piscina tiene una pendiente longitudinal de 4° con un largo de 1.94 m y ancho de 0.63 m en su base, la sección transversal es constante de forma trapecial con un talud de 1:2 (V:H) en ambas riberas. El material de construcción de la ribera derecha (visto desde aguas arriba) y el lecho de la piscina son de hormigón, mientras que el material de construcción de la ribera izquierda es de madera para tener mayor libertad constructiva al momento de realizar modificaciones a las obras de desvío.

  En la ribera izquierda, se construye un vertedero lateral de ancho variable. La zona de la piscina 1 termina con dos posibles alternativas, la primera es un muro transversal con vertedero, construido de madera, y la segunda es una presa de control aluvional de apertura vertical

construida en metal. En la Figura G-8 se detalla la instalación.



(a) (b)

Figura G-8: Instalación Experimental, zona piscina 1 (zona desvío aluvional). (a) Vista desde ribera derecha, (b) Vista ribera derecha, en rojo zona donde se ubica la presa de retención existente actualmente en la quebrada la cual se mantiene o presa de apertura vertical según la alternativa a estudiar, en azul piscina 1 y en verde zona del vertedero lateral.

- **Zona retención material no desviado**

  Aguas abajo de la piscina 1, está la piscina 2 con una pendiente longitudinal de 5.2° con un largo de 1.81 m y un ancho de 0.56 m en su base, la sección es trapecial con un talud en la ribera derecha de 1:2 (V:H) y en la ribera izquierda de 1:2.1 (V:H). Los materiales de construcción son los mismos que en la piscina 1. La zona de la piscina 2 se mantiene tal cual se encuentra actualmente en la quebrada. En la Figura G-9 se detalla la instalación.

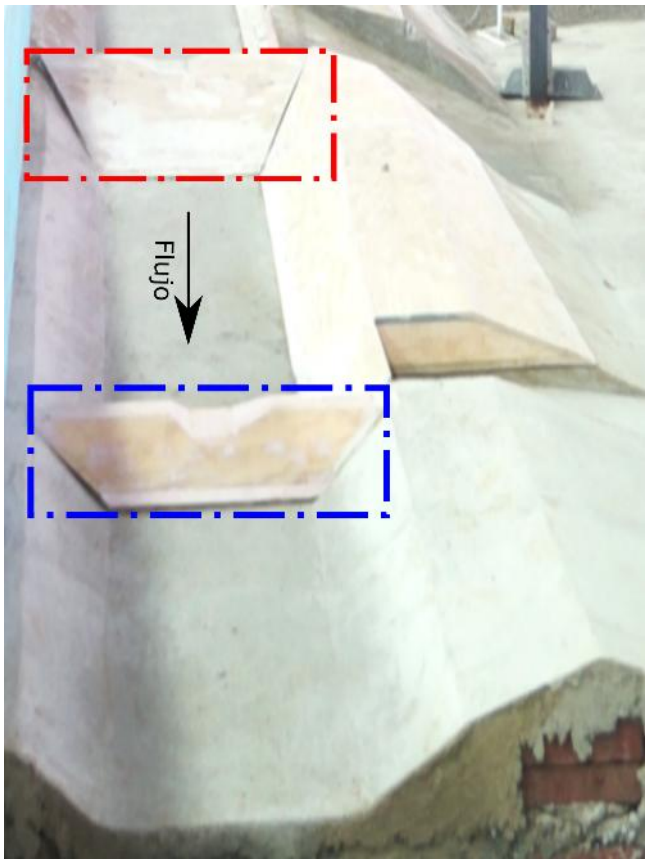


Figura G-9: Instalación Experimental, vista frontal piscina 2 (zona retención material no desviado), en rojo zona donde termina la piscina 1 y en azul donde se ubica la presa de retención presente actualmente en la quebrada.

- **Zona retención material desviado**

  Una vez desviado el flujo por el vertedero lateral, el flujo es recibido por la hondonada que tiene una pendiente longitudinal de 2.4 ° un largo aproximado de 4 m y ancho variable. El talud de la ribera norte de la hondonada (colinda con la ribera izquierda de las piscinas) es de 1:2.5 (V:H). El material de construcción utilizado es hormigón. En la Figura G-10 se detalla la zona de la hondonada.

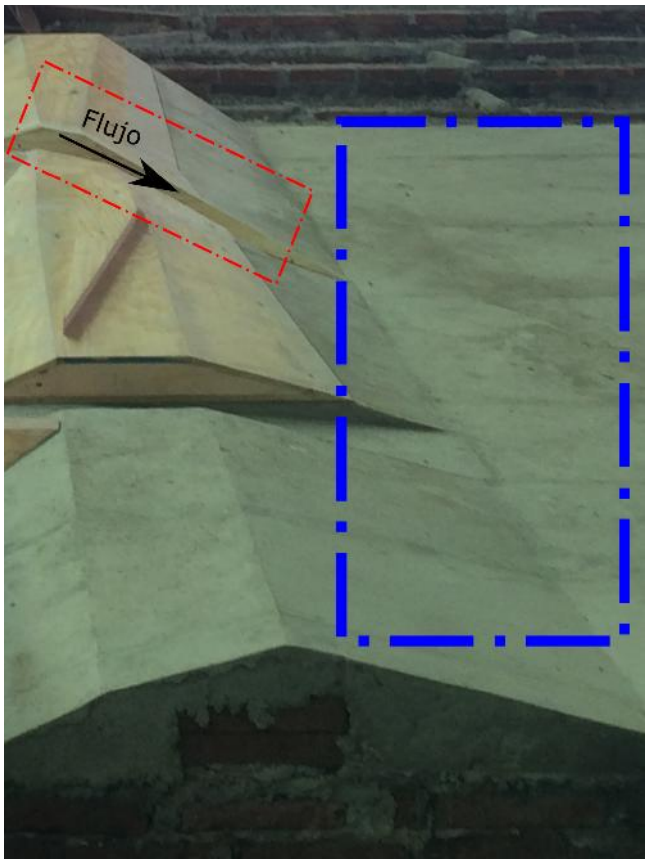


Figura G-10: Instalación Experimental, vista frontal hondonada (zona retención material desviado). En rojo, vertedero lateral que permite desviar el flujo hacia la hondonada indicada en azul.

G.3.2. Instrumentación

Para medir las distintas variables de interés, se utilizarán cámaras fotográficas para realizar videos y tomar fotografías, sensores ultrasónicos de nivel que permiten medir la altura del flujo en distintios puntos de interés y smartphones que permiten grabar el flujo en cámara lenta.

La disposición de cada uno de los dispositivos mencionados, se muestran en la siguiente figura:

G.3.2.1 Camáras fotográficas

Las cámaras fotográficas utilizadas son

- Canon ESO Rebel T3i.
- Sony Reflex α 57.
- GoPro Hero 4.
- iphone 6 (cámara lenta). Su uso comenzó a partir del ensayo n°9.

G.3.2.2 Sensores ultrasónicos

Se utilizan sensores ultrasónicos Microsonic ZWS-15/CI/QS junto al concentrador de señal Sound-Pipe, con salida analógica de 4-20 mA. Estos sensores emiten una señal ultrasónica para medir la distancia existente entre el sensor y una superficie cualquiera donde rebota la señal, en éste caso, la superficie libre del flujo. El rango de medición de los sensores se encuentra entre 20 y 150 mm. La salida analógica de 4-20 mA emitida por el sensor es transformada a señal digital mediante un sistema de adquisición de datos realizado internamente en el INH utilizando la plataforma arduino. La figura I-11 muestra el sensor ultrásonico utilizado.

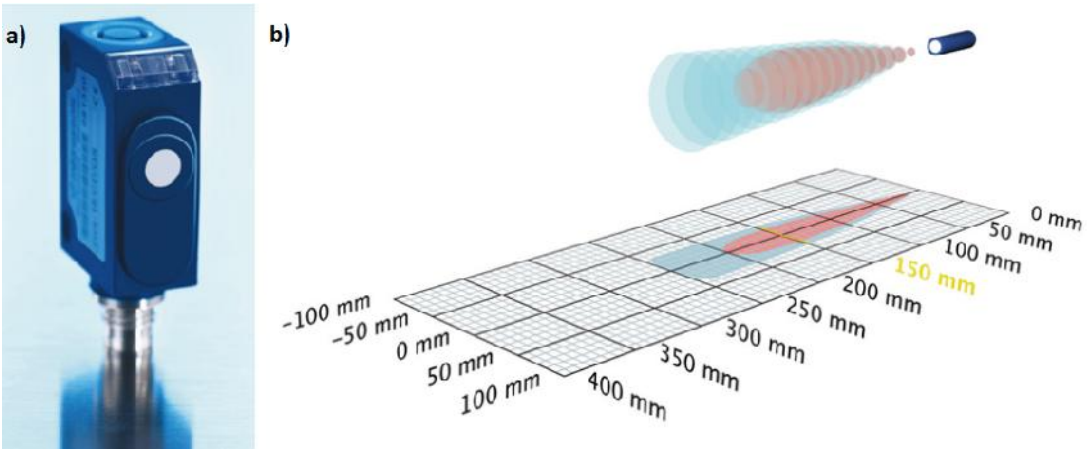


Figura G-11: a) Sensor ultrasónico. b) Señal ultrasónica emitida por el sensor.

G.3.3. Técnicas de Medición de Velocidad

G.3.3.1 Velocidad por PIV

Cuando una fotografía digital monocromática es capturada se guarda una matriz con la intensidad registrada para cada pixel de la imagen, la matriz de intensidad tiene un tamaño de $[axb]$ pixel igual al tamaño de la fotografía. Las fotografías digitales a color capturan tres matrices de intensidad de color.

El proceso del método consiste en comparar dos imágenes digitales capturadas en instantes de tiempo diferentes es decir separadas por un Δt. Comprando las imágenes tomadas en el t_1 y en t_2 se miden los desplazamientos y se calculan las velocidades entre ellas.

Para los ensayos realizados en el presente informe se grabo en dos lugares diferentes para obtener su velocidad. En la Figura I-12 se detalla la ubicación de las cámaras en el canal. En Azul la GoPro que graba a 250 fps y en rojo el Iphone 5s que graba a 120 fps.

Las ventajas de esta metodología es que se puede obtener la variación temporal de la velocidad en cualquier punto del escurrimiento superficial y con ello ver la dinámica del flujo y poder en su defecto calcular esfuerzos. Su desventaja es la implementación y postProceso de las fotos.

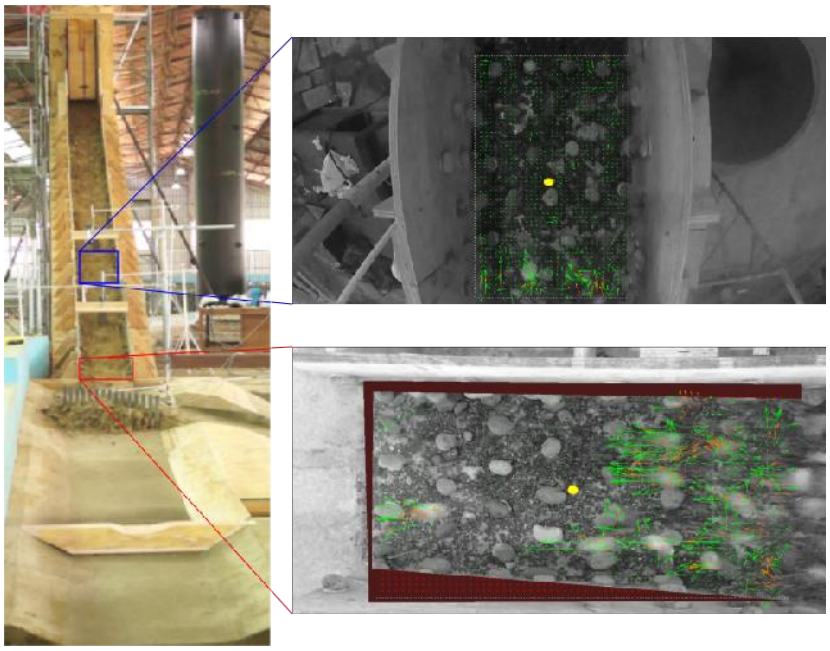


Figura G-12: Ubicación de las cámaras en el Canal. En circulo amarillo se destaca el punto donde se extrajeron las velocidades de los vídeos

G.4. Metodología

A continuación se detalla la metodología utilizadas en los ensayos y para medir la velocidad de la superficie libre (sensores ultrasonido y fotografía).

G.4.1. Metodología Ensayos

La metodología utilizada en cada ensayo de medición es la siguiente:

- Preparación de la mezcla agua bentonita a la concentración peso/peso deseada. Esta mezcla se realiza dentro de un estanque plástico de 1000 litros por una bomba centrifuga sumergible que recircula el agua dentro del estanque. El proceso de mezclado se facilita al pasar el agua con la bentonita por los álaves o aspas de la bomba y finaliza cuando los grumos se han eliminado por completo.
- Preparación de 200 kilos de sedimentos considerando la curva granulométrica encontrada en terreno a escala 1:80.
- Instalación de los instrumentos de medición, cámaras y sensores ultrasónicos.
- Carga de la mezcla agua bentonita en el estanque de carga. Posteriormente se agrega la arena y se mezcla para que ésta quede suspendida para finalmente agregar las gravas (las cuales por su tamaña no es posible mantener suspendidas).

- Se libera un peso de 50 kilos, que tracciona la compuerta y la abre instantáneamente 15 cm. Esta altura se fija para que la salida del flujo sea más controlada y no se libere todo de golpe, disminuyendo así la velocidad del frente.
- Retiro por separado del material depositado en la Hondonada piscina 1, piscina 2 y lo que pasa más allá de la piscina 2. Este material es lavado para retirar la bentonita, puesto a secar y posteriormente pesado, para así poder determinar el porcentaje de material desviado y retenido por cada una de las piscinas.
- Análisis granulométrico del material depositado en cada una de las zonas mencionadas anteriormente.
- Análisis de los datos obtenido por los sensores ultrasónicos.

Instituto Nacional de Hidráulica
Ministerio de Obras Públicas
Gobierno de Chile

Dirección de Obras Hidráulicas
Ministerio de Obras Públicas
Gobierno de Chile

DIRECCIÓN OBRAS HIDRÁULICAS
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS

ANEXO H:

Construcción Modelo Físico escala 1 a 50

Peñaflor, Región Metropolitana

Noviembre 2018

H. Construcción Modelo Físico escala 1 a 50

El siguiente Anexo presenta los aspectos relevantes de la construcción del modelo físico a escala reducida 1 a 50, en base al plano de detalle adjunto en Anexo Planos, donde se indican las partidas de obra gruesa, canal aluvional, estructura metálica de soporte. Asimismo, se indica de manera esquemática la materialidad y cubicación de la obra, por partida.

H.1. Proyecto de Construcción del modelo a escala reducida

En el proyecto de construcción del modelo físico a escala reducida 1 a 50, se considera como información base, el levantamiento topográfico realizado por el INH. Además, en la actualidad, la hondonada solo cubre hasta la piscina de retención n°2, por lo tanto, el plano final de construcción del modelo, considera la ampliación de la hondonada hacia aguas arriba de tal manera que incluya la piscina de decantación n°1, lugar donde serán instaladas las obras de desvío del flujo aluvional. Por otro lado, se incluye una modificación de la topografía actual, en la zona entre las piscinas 1 y 2, eliminando la presa de retención que las divide, y reemplazándola por una presa de apertura vertical junto a un vertedero lateral que permitirán en conjunto desviar el flujo detrítico hacia la hondonada.

Estas consideraciones se presentan esquemáticamente en la figura H-1. Complementariamente el listado de materiales se adjunta en la tabla H-1. En dicha figura se marca en color celeste el canal aluvional construido en madera, los muros exteriores de ladrillo en color verde, muros interiores de construcción del modelo en amarillo, topografía de las piscinas decantadoras y hondonada a escala 1 a 50 en color café, y por último las vías de acceso y circulación del modelo.

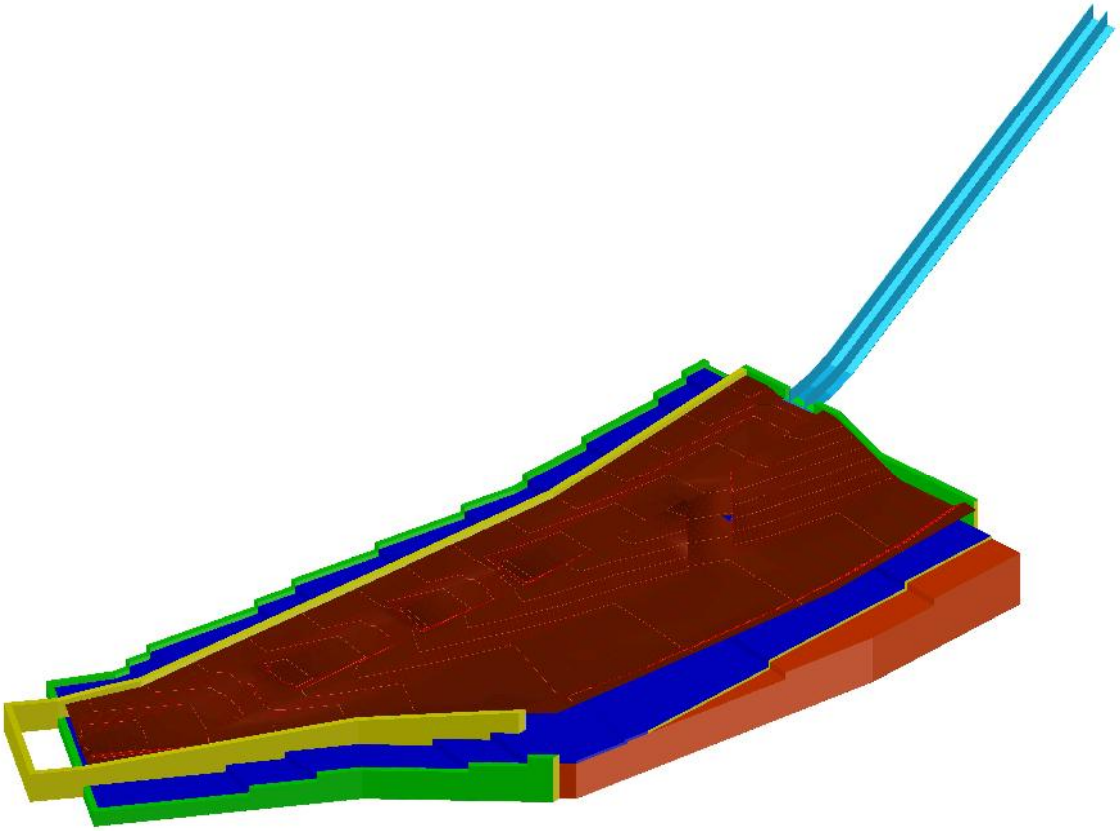


Figura H-1: Vista general de los materiales incluidos en modelo físico.

Tabla H-1: Listado de principales materiales utilizados en la construcción del modelo

Materiales de construcción	Cantidad
Terciado estructural 18 MM x 1.2 x 2.4 MT (unidad)	**4**
Terciado estructural 15 MM x 1.22 x 2.44 MT (unidad)	**20**
Perfil tubular cuadrado 100 X 100 X 3.0 MM (unidad)	**4**
Perfil tubular cuadrado 75 X 75 X 3.0 MM (unidad)	**13**
Perfil rectangular cerrado 50 X 30 X 2.0 MM (unidad)	**18**
Ladrillo Fiscal (unidad)	**6,000**
Arena Lepanto (metros cúbicos)	**10**
Saco de cemento de 25 kilogramos(unidad)	**400**

H.2. Informe de Avance de la Construcción

H.2.1. Obra gruesa

En la fase de construcción de la obra gruesa del modelo físico de la Quebrada Macul, en escala 1 a 50, se realizan una serie de actividades que son: construcción de dados para nivelación; trazado del proyecto en zona de emplazamiento; construcción de muros en ladrillo; construcción de pilares; acondicionamiento mediante limpieza y tamizado del material de relleno del modelo; construcción de

terrazas mediante radier de hormigón (ver Figura H-2a); corte y emplazamiento de perfiles metálicos que definen la superficie topográfica del modelo físico (ver Figura H-2b); relleno con material (ver Figura H-2c) y construcción de proyecto utilizando hormigón (ver Figura H-2d). Una secuencia constructiva se puede observar en las Figuras H-3 y H-4.



(a) Losa zona hondonada.



(b) Instalación perfiles.



(c) relleno con material.

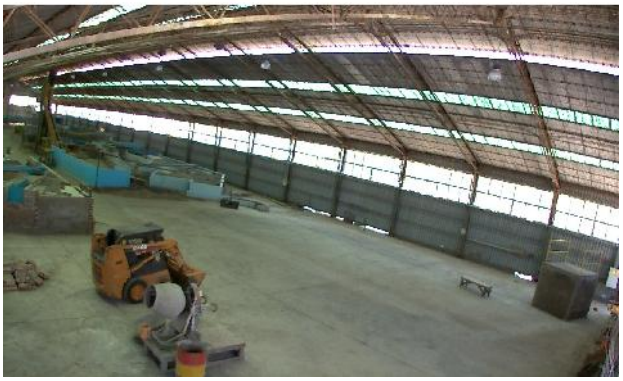


(d) Enchapado hormigón.

Figura H-2: Detalle de algunas características de la construcción de la obra gruesa.



(a) Replanteo del proyecto de construcción.



(b) Acondicionamiento de la zona de proyecto.



(c) inicio construcción muros en ladrillo.



(d) Construcción muro y relleno de pilares.



(e) Construcción muro y relleno de pilares.



(f) Relleno de la obra con material grueso.

Figura H-3: Secuencia fotográfica de construcción de la obra gruesa del modelo físico.



(a) Termino relleno material grueso.



(b) Comienzo confección terrazas.



(c) Construcción terrazas.



(d) Inicio Construcción muro interiores y termino de terrazas.



(e) Termino loza sector hondonada y instalación perfiles.



(f) Relleno de perfiles y termino de la obra gruesa.

Figura H-4: Secuencia fotográfica de construcción de la obra gruesa del modelo físico.

H.2.2. Canal Aluvional y Estructura Metálica

En el proyecto de construcción del modelo físico a escala reducida 1 a 50, se considera reproducir el flujo aluvional con un canal idéntico al desarrollado en la Etapa 2A y 2B del presente estudio. El canal tiene pendiente de 30° de inclinación, con un largo aproximado de 8 metros, ancho basal

de 0.4 metros, y contiene rocas adosadas al fondo y paredes laterales, las cuales tienen un diámetro característico cercano a 2.5 centímetros. La estructura metálica que soporta el canal aluvional esta compuesta de perfiles metálicos de 100 x 100 mm, 75 x 75 mm, y 30 x 50 mm, de espesores entre 2 y 4 mm. En la figura H-5d se aprecia el canal aluvional construido.



(a) Instalación estructura, vista lateral.



(b) Instalación estructura, vista desde abajo.



(c) Construcción estanque superior.



(d) Construcción canal aluvional.

Figura H-5: Detalle de algunas características de la construcción del canal aluvional.





DIRECCIÓN OBRAS HIDRÁULICAS
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS

ANEXO I:

Instalación, Metodología y Ensayos Modelo Físico escala 1:50

Peñaflor, Región Metropolitana

Noviembre 2018

I. Instalación, Metodología y Ensayos Modelo Físico escala 1:50

I.1. Instalación Experimental

La instalación experimental (ver figura I-1 y I-2), está formada por el sistema de preparación del material detrítico, un estanque de mezcla, una compuerta de apertura rápida, un canal de generación, decantadores n°1, 2, 3, 4 y 5, obra de desvío, Hondonada, estanque receptor y sistemas de medición. Cada una de estas partes se detallan a continuación:



Figura I-1: Vista frontal instalación experimental.

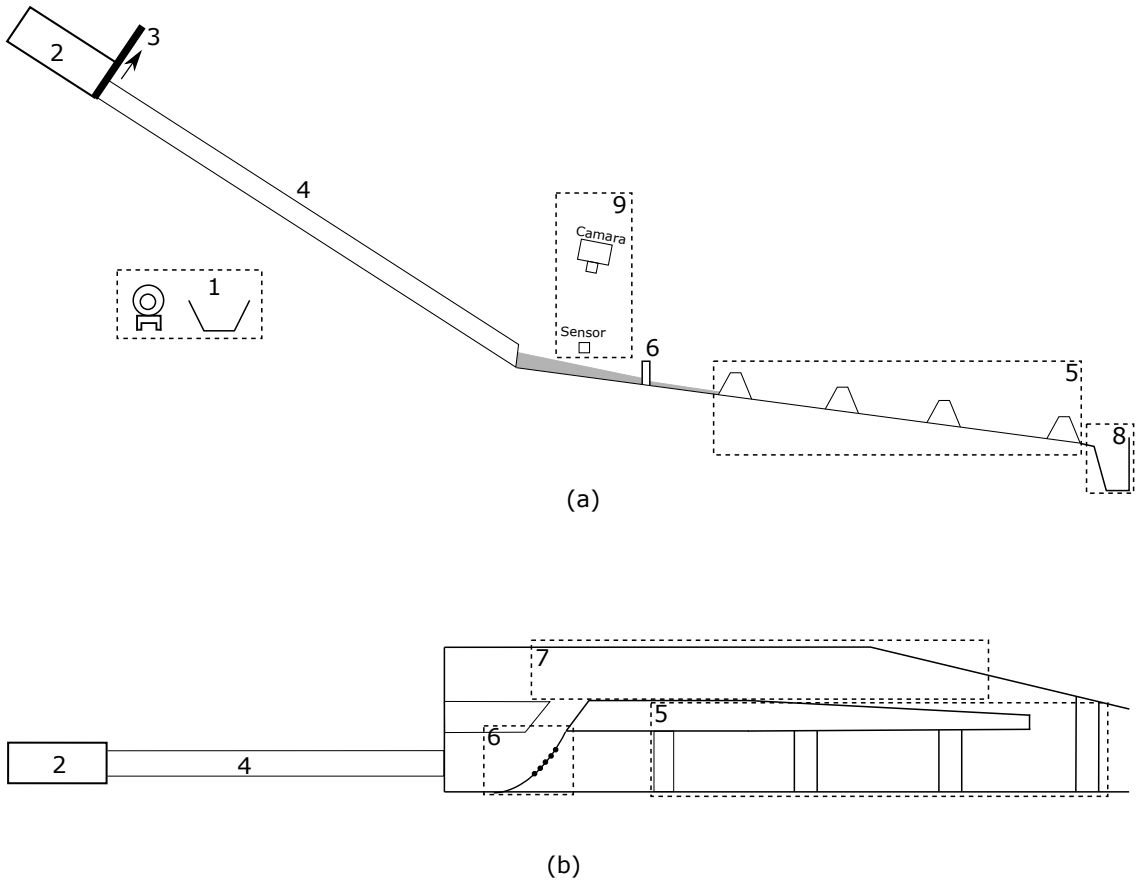


Figura I-2: (a)Vista lateral. (b) Vista en Planta. (1): Sistema de preparación del material detrítico. (2): Estanque de mezcla. (3): Compuerta de apertura rápida. (4): Canal de generación. (5): Decantadores n°1, 2, 3, 4 y 5. (6): Obra de desvío. (7): Hondonada. (8): estanque receptor. (9): Sistemas de medición.

I.1.1. Sistema de preparación del material detrítico

Este sistema está formado por un estanque de 1000 litros donde es preparado el fluido intersticial del flujo detrítico (agua - bentonita a la concentración en peso deseada, C_p =7, 8 y 10 %), una bomba sumergible que permite mezcla el agua con la bentonita y una betonera donde se mezcla el fluido intersticial con los sedimentos (gravas y arenas) generando así la mezcla detrítica o aluvional (ver figura I-3). Finalmente, se cuenta con un sistema de izaje para transportar esta mezcla a $\sim 8m$ de altura y verterla en el estanque de mezcla.



(a) (b)

Figura I-3: Sistema de preparación del material detrítico. (a) Estanque de 1000 lt y bomba de recirculación para mezcla de agua-bentonita. (b) betonera para mezcla de gravas y arenas con el fluido intersticial creado en el estanque de la figura (a).

I.1.2. Estanque de mezcla

El estanque de mezcla (ver figura I-4)es un estanque de madera con fondo inclinado en 30° y 40 cm de ancho capaz de almacenar hasta 0.8 m^3 de material. Al final del estanque de mezcla, se encuentra una compuerta de apertura rápida. La apertura de la compuerta es de solo 15 cm para controlar la velocidad del pulso aluvional.

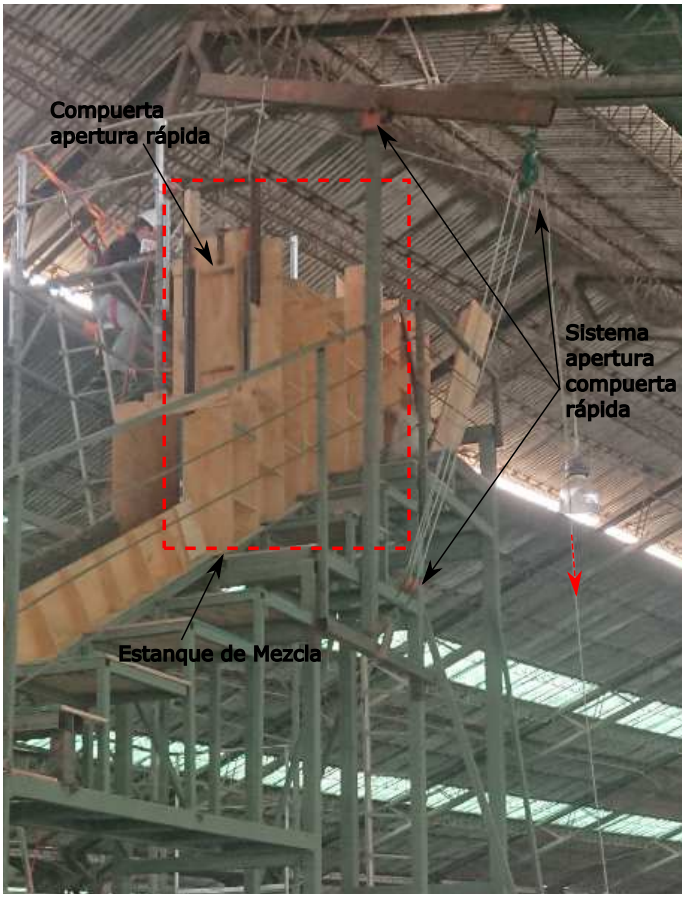


Figura I-4: Estanque de mezcla, compuerta y sistema apertura de compuerta rápida.

I.1.3. Canal de generación

El canal de generación (ver figura I-5) es donde se desarrolla el pulso aluvional liberado desde el estanque de mezcla. Posee un largo total de 8.2 m con una pendiente de $30^c irc$ en sus primeros 7 m y una transición de 30° a 4° en los ultimos 1.2 m. Posee un ancho 40 cm y paredes laterales de 40 cm. Tanto su pendiente como el largo del canal fueron definidas en etapas anteriores y son aquellas que permiten un flujo aluvional desarrollado, es decir, que los clastos de mayor tamaño se ubiquen en el frente del aluvión mientras que las sedimentos de menor tamaño formen el cuerpo y cola del aluvión. Por otro lado, el ancho del canal de 40 cm, corresponde a los 20 m de ancho promedio que tiene el cauce de la quebrada de Macul en prototipo en los primeros 500 m aguas arriba del decantador n$^c irc$1. Por último, tanto el fondo como las paredes del canal tiene incrustadas partículas de diámetro asociadas al d90 de la curva granulométrica con el fin de disminuir la velocidad del flujo.



Figura I-5: Canal de generación flujo aluvional

I.1.4. Decantadores n°1, 2, 3, 4, 5 y Hondonada

El sistema Decantadores y Hondonada (ver figura I-6) forman parte del sistema de control aluvional de la Quebrada de Macul y en modelo son construidos en hormigón a escala reducida 1:50. Es importante destacar que si bien son 7 decantadores los construidos actualmente en la Quebrada, solo se representa en modelo hasta el decantador n°5. Los decantadores n°2, 3, 4, 5, 6 y 7 tienen como objetivo retener el material sólido no desviado por la obra de desvío, mientras que la Hondonada tiene como función retener el material sólido desviado. El talud de la ribera norte de la hondonada, colinda con la ribera sur de los decantadores, y posee una pendiente de 1:2.5 (V:H). Entre el decantador n°1 y 2 se encuentra ubicada la obra de desvío.



Figura I-6: Decantadores 1, 2, 3, 4, 5 y Hondonada

I.1.5. Obra de desvío

La obra de desvío construida en la instalación experimental escala reducida 1:50 es la Alternativa 4 ensayada en la maqueta escala 1:80. En los ensayos realizados en la maqueta para ésta Alternativa, se logró desviar entre un 85 y 87 % del flujo, por lo tanto, para acercarse al 80 % del material desviado se decide incrementar de 5 a 6 espaciamientos en la zona de la presa de apertura vertical (ver Capitulo 2). Esta obra de desvío es construida en el actual decantador n°1, y sus dimensiones principales son indicadas en la siguiente figura y tabla I-1. Es importante indicar, que la altura de la obra de desvío fue definida en 20 cm. Esto es 7,8 cm bajo el coronamiento de la ribera norte del decantador 1 y 3,3 cm bajo el coronamiento de la ribera sur del decantador 1 donde empalma con el vertedero lateral. De esta manera, si la obra se ve sobrepasada, existe una revancha de alrededor de 4 m en prototipo para que el flujo no desborde hacia las casas ubicadas al norte de los decantadores. Este es un supuesto que deberá ser corroborado durante los ensayos.

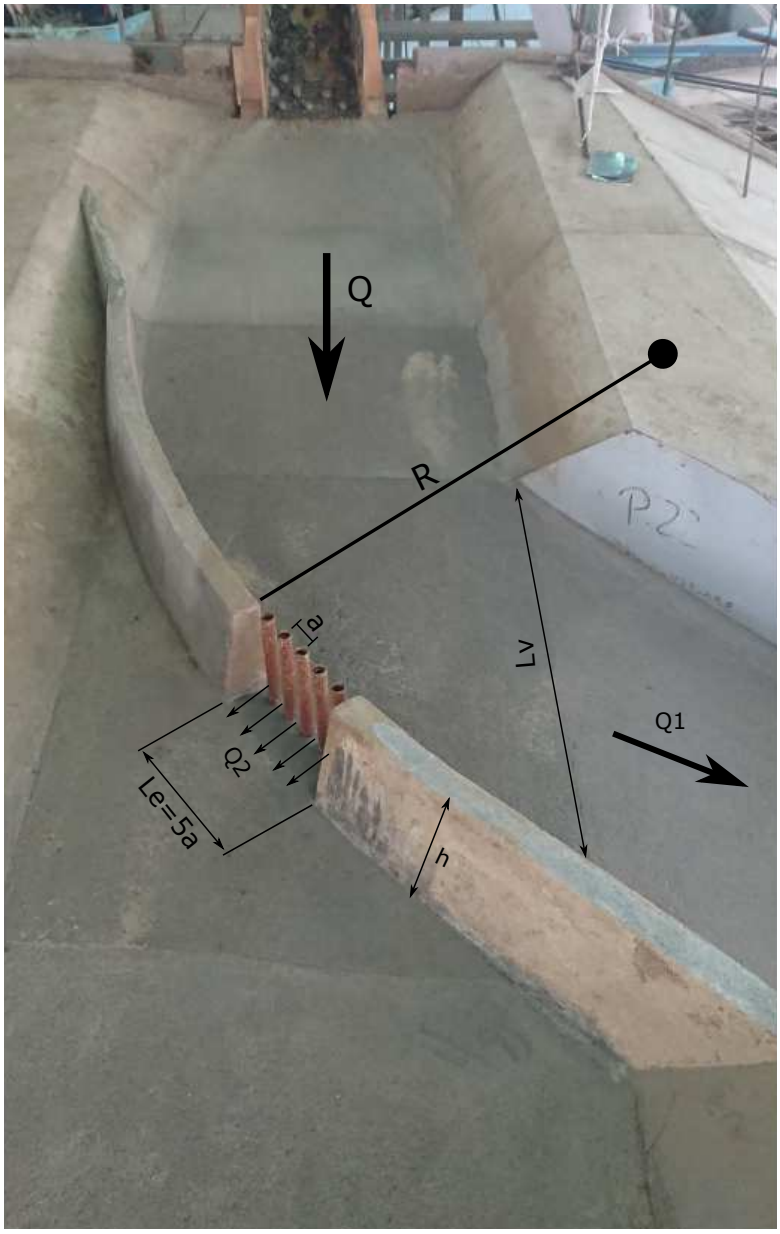


Figura I-7: (a) Vista frontal instalación experimental.

Tabla I-1: Dimensiones principales obra de desvío. L es la longitud total de la presa de apertura vertical, a la apertura entre pilares, L_e el largo efectivo de apertura de la presa, h la altura de la obra de desvío, ϕ el diámetro de los pilares, L_v el largo del vertedero lateral y R el radio de curvatura, $Q = Q1 + Q2$ es simplemente esquemático para indicar el sentido del flujo.

L [m]	0,31
N° Pilares	5
ϕ [m]	0,254
a [m]	0,03
L_e [m]	0,18
h [m]	0,2
L_v [m]	1,30
R [m]	5.7

I.1.6. Estanque receptor

Aguas abajo del decantador n°5, se ubica un estanque de hormigón (I-8) que sirve para recibir el material aluvional descargado y el agua utilizada duranta la limpieza de la instalación experimental posterior a cada ensayo. Este estanque tiene dimensiones de 1x3x0.5 m (BxLxH).



Figura I-8: Estanque receptor.

I.1.7. Sistema de Medición

Para medir las distintas variables de interés, se utilizarán cámaras fotográficas y smartphones para realizar fotografías y vídeos hasta 120 frame por segundo (fps). También se instala un sensores ultrasónico de nivel que permiten medir la altura del flujo en un puntos de interés.

La disposición de cada uno de los dispositivos mencionados, se muestran en la siguiente figura:

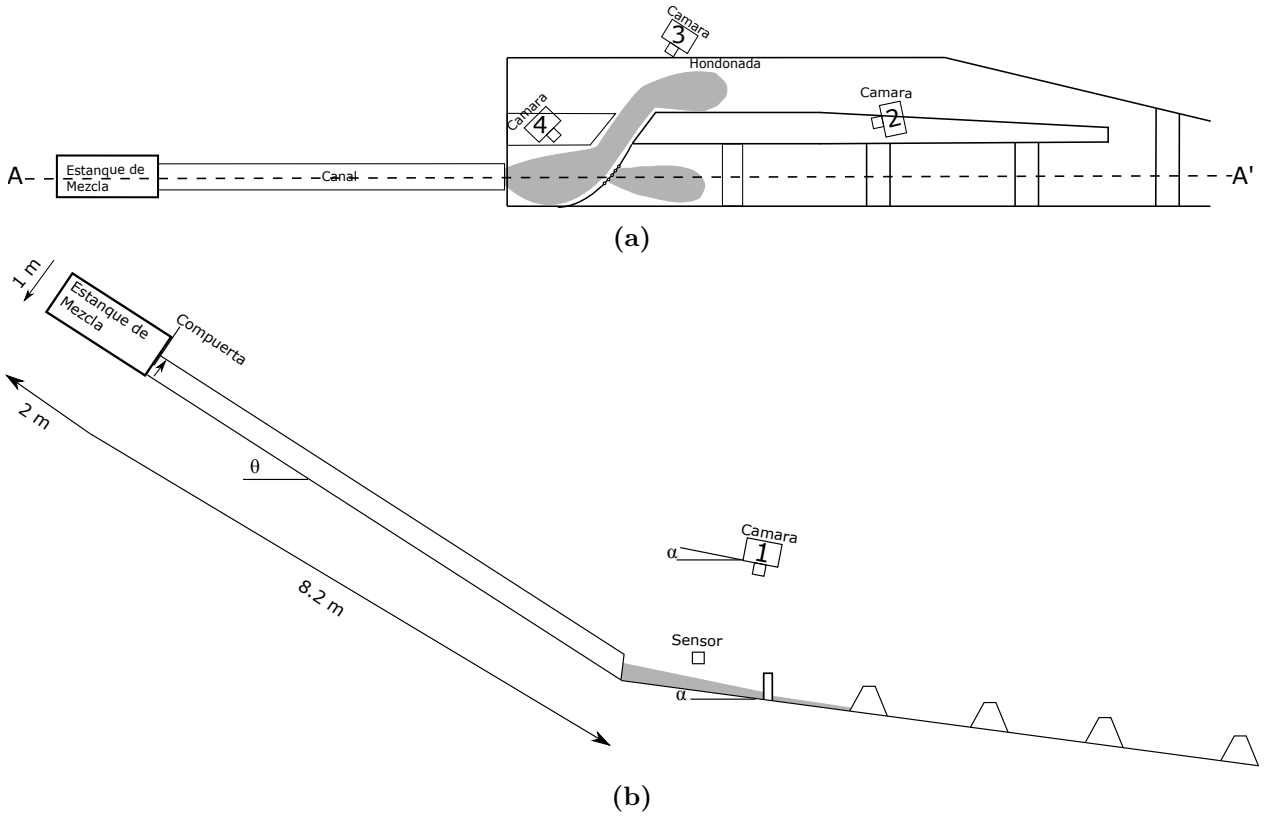


Figura I-9: Ubicación de las cámaras y sensor. (a) Vista en planta. (b) Corte longitudinal AA.

I.1.7.1 Camáras fotográficas

Las cámaras fotográficas mostradas y ubicadas según la Figura I-9 son las siguientes:

- **Cámara 1:** smartphone Sony Xperia XZ1 (120 fps, Figura I-10d).
- **Cámara 2:** Canon ESO Rebel T3i (30 fps, Figura I-10a).
- **Cámara 3:** Sony Reflex α 57 (30 fps, Figura I-10b).
- **Cámara 4:** Sony RX0 (120 fps, Figura I-10c).



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura I-10: Cámaras utilizadas en los ensayos (a) Canon ESO Rebel T3i , (b)Sony Reflex α 57, (c) Sony RX0, (d) Sony Xperia XZ1.

I.1.7.2 Sensores ultrasónicos

Se utilizan sensores ultrasónicos Microsonic ZWS-15/CI/QS junto al concentrador de señal Sound-Pipe, con salida analógica de 4-20 mA. Estos sensores emiten una señal ultrasónica para medir la distancia existente entre el sensor y una superficie cualquiera donde rebota la señal, en éste caso, la superficie libre del flujo. El rango de medición de los sensores se encuentra entre 20 y 150 mm. La salida analógica de 4-20 mA emitida por el sensor es transformada a señal digital mediante un sistema de adquisición de datos realizado internamente en el INH utilizando la plataforma arduino. La figura I-11 muestra el sensor ultrásonico utilizado.

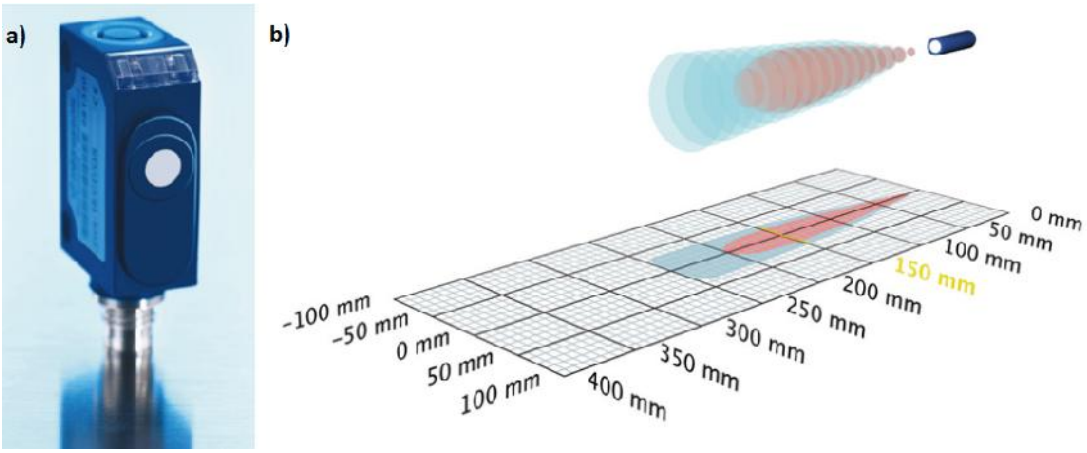


Figura I-11: a) Sensor ultrasónico. b) Señal ultrasónica emitida por el sensor.

I.1.8. Técnicas de Medición de Velocidad

Cuando una fotografía digital monocromática es capturada se guarda una matriz con la intensidad registrada para cada pixel de la imagen, la matriz de intensidad tiene un tamaño de $[axb]$ pixel igual al tamaño de la fotografía. Las fotografías digitales a color capturan tres matrices de intensidad de color.

El proceso del método consiste en comparar dos imágenes digitales capturadas en instantes de tiempo diferentes es decir separadas por un Δt. Comprando las imágenes tomadas en el t_1 y en t_2 se miden los desplazamientos y se calculan las velocidades entre ellas.

Para los ensayos realizados en el presente informe se grabo en la entrada al decantador 1 a 3 metros de altura con respecto piso del decantador 1. En la Figura I-12 se detalla la ubicación de la cámara.

Las ventajas de esta metodología es que se puede obtener la variación temporal de la velocidad en cualquier punto del escurrimiento superficial y con ello ver la dinámica del flujo y poder en su defecto calcular esfuerzos. Su desventaja es la implementación y postProceso de las fotos.



(a) (b)

Figura I-12: Ubicación de las cámaras en el Canal. En circulo negro se destaca el punto donde se extrae las velocidades de los vídeos.

I.2. Puesta en Marcha

Para realizar la puesta en marcha, y producto que la finalidad principal de esta etapa es detectar posibles fallas y filtraciones se opto por ocupar sedimento ya usado en los ensayos previos de las maquetas y realizar la mezcla con agua. La mezcla de sedimentos con agua ayuda a detectar fácilmente las posibles filtraciones en el modelo. El volumen total que se cargo en el estanque fue de 0.6 m^3.

El material se cargo sin problemas, pero se detecto que el sellado de la compuerta fallo, provocando que el agua escurra por el canal, antes de abrir la compuerta, como se señala en la Figura I-13 .



Figura I-13: Vista desde arriba antes de levantar la compuerta. Se observa la presencia de agua en los decantadores, producto de la filtración en el sellado de la compuerta.

Una vez cargado todo el material se levanta la compuerta y este sale sin ningún problema, logrando avanzar por los decantadores y parte de la hondonada. En la Figura I-14se observar algunos desbordes en los decantadores 2 y 3. Por otra parte en la Figura I-15 se ve el deposito final en el decantador 1 y el material que es desviado a la hondonada. En el Anexo digital se encuentra el video tomado desde arriba de la puesta en marcha.

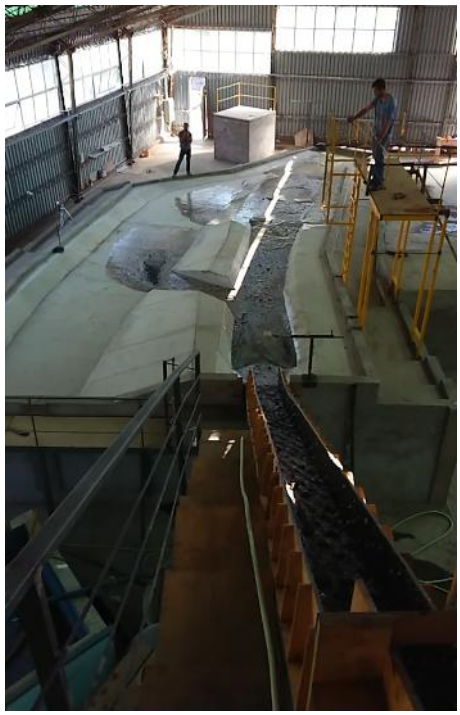


Figura I-14: Vista desde arriba después de levantar la compuerta.



(a) **(b)**

Figura I-15: Estado final de la puesta en marcha. (a) Vista al decantador 1. (b) Vista al desvío a la hondonada.

Al terminar el ensayo de la puesta en marcha se verificó que todo funcionará correctamente, encontrando una falla en el sistema para izaje la compuerta. El brazo que realiza el movimiento de izaje se doblo en el punto donde pivotea. Este fallo se debió a que brazo estaba soldado justo en ese punto. En la Figura I-16 se muestra el sector donde fallo el brazo. Para los próximos ensayos se reemplaza dicho brazo por un fierro solido y sin soldaduras.



Figura I-16: Fallo en el sistema de izaje. En circulo rojo se señala el sector donde el brazo fallo.

I.3. Verificación y Validez Volumen Descargado

Del modelo 0 descrito en la Etapa 2A del estudio, se concluye que no es posible desarrollar el frente aluvional generando un caudal constante, sino que, debe hacerse mediante la descarga de un volumen predefinido que es liberado con la apertura rápida de una compuerta. Por lo tanto, es necesario definir el volumen descargado en el modelo físico escala 1:50 tal que la velocidad del flujo a la entrada del decantador 1 sea del orden de 15 a 30 km/hr escaladas. Para ello, se debe ensayar la descarga de distintos volúmenes para ajustar la velocidad del flujo a la entrada del decantador 1 y el verificar que el alcance del aluvión sea capaz de llegar a la obra de desvío.

El modelo físico a escala geométrica 1:50 es 1.6 veces más grande que la maqueta escala geométrica 1:80. Lo anterior indica que el volumen descargado a escala 1:80, debe ser 4.1 veces mayor en escala 1:50 para que sean comparables.

Los ensayos realizados correspondientes a la maqueta 1:80 fueron realizados con una volumen de mezcla sólidos-líquido de 0.2 m^3. Esto indica que, en modelo físico escala 1:50, debe ensayarse un flujo detrítico de 0.8 m^3. Este valor se debe corroborar con un ensayo y verificar su velocidad y alcance del aluvión, por lo cual su magnitud quedará definida por aquel volumen que representa de mejor manera las velocidades y alcance del run-out aguas arriba de la obra de desvío.

La importancia de verificar el volumen descargado de mezcla sólidos-líquido, permitirá no solo sólo evaluar la fuerza de impacto, sino, la capacidad de la obra de desviar los clastos de mayores tamaños y más destructivos.

La descarga de un volumen de $\approx$ 0.4-0.8 m^3, si bien genera las condiciones para evaluar la obra de desvío, no permite evaluar el funcionamiento completo del sistema de decantadores y hondonada ya que el volumen descargado es muy pequeño en comparación con aquel estimado en el aluvión de 1993 ($\approx$7 m^3 a escala 1:50). Una solución a éste problema se plantea a continuación en la Etapa 5.

A continuación se detallan los ensayos de descarga,con sus respectivos inconvenientes y resultados. Cabe destacar que los ensayos de volumen descargado se realizan sin la obra de desvío.

I.3.1. Ensayo Volumen 0.6 m^3

Se comienza con un volumen de descarga de 0.6 m^3. Se decide partir con una mezcla de sedimentos y bentonita. Al momento de subir la mezcla y llevar cerca del 80 % del material cargado, la compuerta cedió liberando la mezcla a gran velocidad. Al liberarse el material de forma repentina, no existen filmaciones del ensayo y solo es posible mostrar imágenes del estado final. En la Figura I-17 se observa el antes y el después. Mientras que en la Figura I-18 se muestran imágenes de acercamiento del estado final.



(a) (b)

Figura I-17: (a) Estado Inicial. (b) Estado Final ensayo con un volumen total de 0.6 m^3.



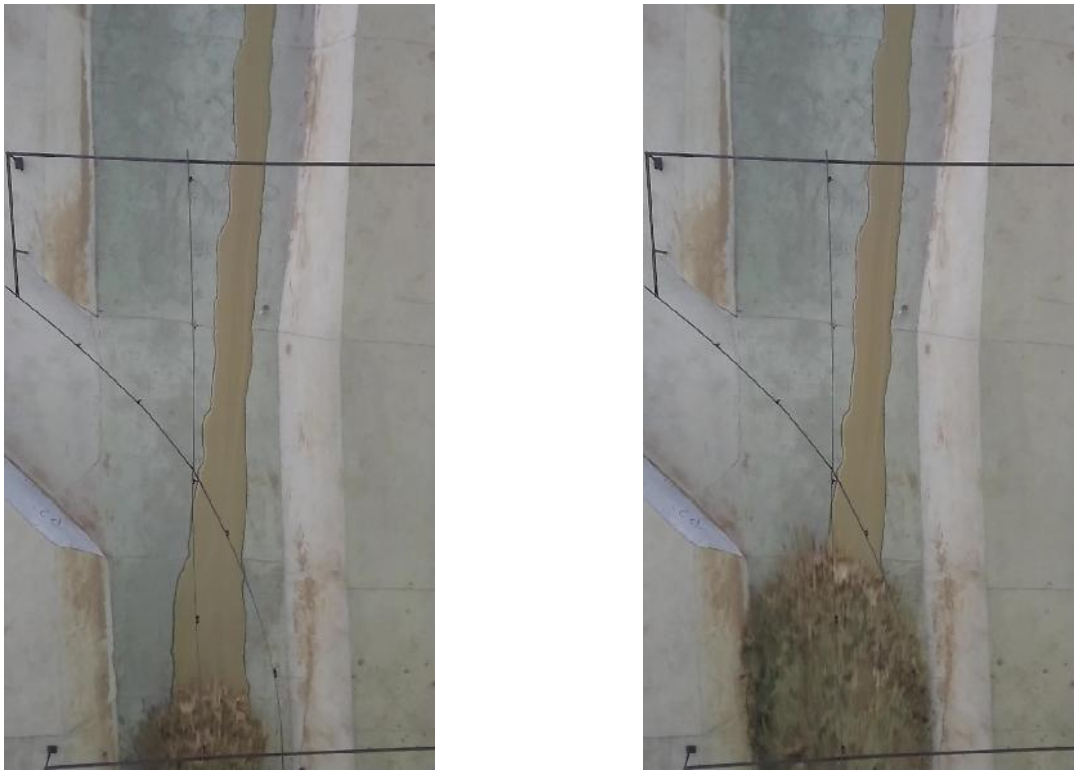
(a) (b)

Figura I-18: (a) Estado Final, vista desde arriba. (b) Se muestra donde quedo la paleta que se usa para mantener la mezcla en suspensión en el estanque de mezcla.

Debido a los problemas de la compuerta y también por tema de seguridad, se decide ensayar con un volumen de 0.4 m^3.

I.3.2. Ensayo Volumen 0.4 m^3

La mezcla ensayada tiene una concentración de bentonita al 8 % peso/peso. La preparación del ensayo transcurre sin contratiempos, logrando instalar las cámaras para poder evaluar las velocidades del flujo. En el estanque de mezcla, primero se ingresa la bentonita, después se espolvorea la arena, para finalmente ingresar las gravas. En la Figura I-19 se muestra una secuencia del video obtenido del Sony XZ1. Finalmente en al Figura I-20 se observa el estado final del ensayo.



(a) **(b)**

Figura I-19: Secuencia del pulso Aluvional a la entrada del decantador 1.



Figura I-20: Estado Final del ensayo.

Las velocidades obtenidas en el frente del aluvión oscilan entre los 6 y 3 m/s, con una velocidad promedio de aproximadamente 3.65 m/s. En la Figura I-21 se muestra el gráfico de velocidades en el centro de la entrada al decantador 1.

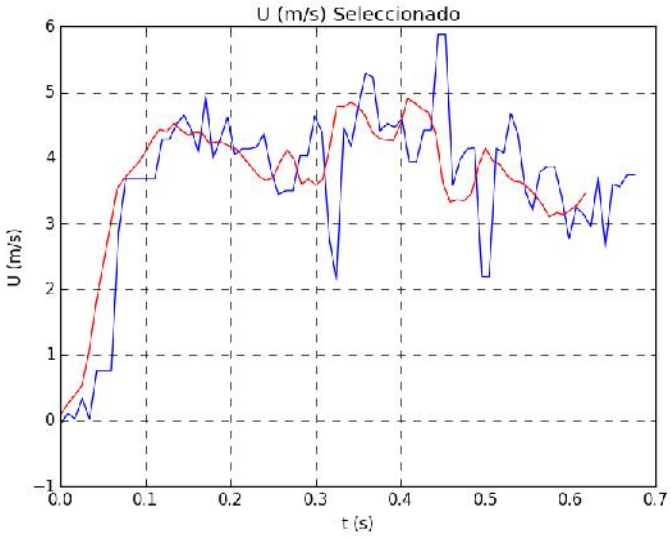


Figura I-21: Velocidad en la entrada del decantador 1, en los primeros 0.7 segundos del pulso. En azul las velocidades sin filtro y en rojo la velocidad aplicando una media móvil

Las velocidades obtenidas en el ensayo con volumen 0.4 m^3 son bastante altas ya que según la literatura se deben obtener velocidades de 8.3 m/s en prototipo lo que estima velocidades del orden

de 1.5 a 2 m/s en modelo físico escala 1:50.

En base a estos resultados se opta por no realizar los ensayos de 0.8 m^3 producto que ya las velocidades están sobre lo deseado y solo se obtendrían velocidades mayores si se libera 0.8 m^3 de material.
Se observa que al momento de liberar el material este se encuentra sedimentado en el estanque, no obteniendo una mezcla homogénea. Dicha mezcla tiene como resultado 2 tipos de fluidos, el primero compuesto por un alto contenido de mezcla agua bentonita y el otro fluido con alta cantidad de gravas, arenas. Como resultado de esta separación en el estanque se tiene que primero se libera de forma lenta el fluido con alto contenido de sedimentos, siendo sobrepasado segundos después por una mezcla compuesta principalmente por agua y bentonita. Este efecto no permite que el pulso aluvional se desarrolle por completo. Como consecuencia de esto se plantea modificar la metodología de mezcla para alcanzar un mezcla lo mas homogénea posible.

I.3.3. Ensayo Volumen 0.4 m^3, Segundo intento.

En base al ensayo del volumen 0.4 m^3, se opta por cambiar la metodología para prepara la mezcla, optando por mezclar en la betonera el fluido de bentonita con las arenas en proporciones iguales, creando un nuevo fluido mas homogéneo Se sube esta nueva mezcla y se agrega al final las gravas. Los resultados se muestran las siguientes Figuras.



(a) **(b)**

Figura I-22: Secuencia del pulso Aluvional a la entrada del decantador 1.



Figura I-23: Estado Final del ensayo.

Las velocidades obtenidas en el frente del aluvión oscilan entre los 6 y 2 m/s, con una velocidad promedio de aproximadamente 2.78 m/s. En la Figura I-24 se muestra el gráfico de velocidades en el centro de la entrada al decantador 1.
Se logra bajar la velocidad, pero aún lejano a los valores que se esperan, producto que no se puede seguir bajando la velocidad, se decide ensayar con un volumen de 0.4 m^3 y con la metodología de mezcla realizada en este ensayo. A continuación se detalla la metodología que se empleara en los ensayos finales y el set de ensayos.

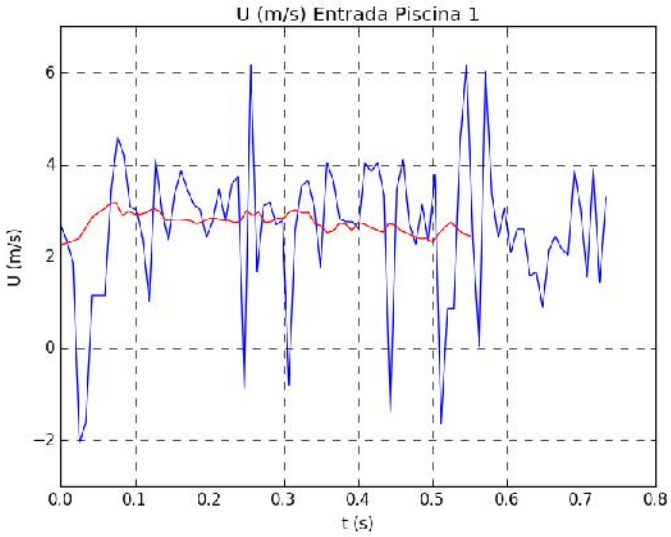


Figura I-24: Velocidad en la entrada del decantador 1, en los primeros 0.7 segundos del pulso. En azul las velocidades sin filtro y en rojo la velocidad aplicando una media móvil

I.4. Metodología Experimental y Set de Ensayos

En base a los resultados obtenidos en el capitulo de Verificación y Validez del Volumen descargado, se realiza la metodología explicada a continuación.

I.4.1. Metodología Ensayos Modelo Físico 1:50

La metodología utilizada en cada ensayo de medición es la siguiente:

- Preparación de la mezcla agua bentonita a la concentración peso/peso deseada. Esta mezcla se realiza dentro de un estanque plástico de 1000 litros por una bomba centrifuga sumergible que recircula el agua dentro del estanque. El proceso de mezclado se facilita al pasar el agua con la bentonita por los álaves o aspas de la bomba y finaliza cuando los grumos se han eliminado por completo. Dicha mezcla se prepara 1 día antes del respectivo ensayo, producto que la bentonita sufre una maduración, aumentando su viscosidad.
- Preparación de los kilos de sedimentos dependiendo del ensayo considerando la curva granulométrica encontrada en terreno a escala 1:50.
- Se pesan los baldes necesarios según tipo de ensayo, de mezcla agua bentonita. Cabe destacar que el volumen total de mezcla fluido más sedimentos es constante e igual a 0.4 m^3, variando entre ensayo la concentración volumétrica de sedimentos.
- Se mezcla en una betonera el fluido de bentonita con los sedimentos menores a 2 cm (rango de arenas), para después vaciarla en baldes de 20 litros, esto con el fin de obtener un nueva mezcla lo más homogénea posible.
- Se suben en baldes las mezclas obtenidas de la betonera para finalmente subir los sedimentos que no se mezclaron (las gravas). Las gravas sedimentan de forma rápida, por lo que se deben ingresan al final en el estanque.
- Instalación de los instrumentos de medición, cámaras y sensores ultrasónicos. Esta tarea se realiza en simultaneo con la subida de los baldes al estanque.
- Una vez subido y cargado todos los baldes, los instrumentos empiezan a grabar.
- Se libera un peso de 50 kilos, que tracciona la compuerta y la abre instantáneamente 15 cm. Esta altura se fija para que la salida del flujo sea más controlada y no se libere todo de golpe, disminuyendo así la velocidad del frente.
- Una vez que el flujo se detiene, se toman fotografías del deposito final al material que quedo en el decantandor 1, al que fue desviado y al que paso a través de la obra de desvío, con el objetivo de caracterizar de forma visual la granulometría por sector.
- Retiro por separado del material depositado en la Hondonada decantador 1, y lo que pasa más allá de la obra de desvío. Este material es lavado para retirar la bentonita, puesto a secar y posteriormente pesado, para así poder determinar el porcentaje de material desviado y retenido.

- Análisis granulométrico del material depositado en cada una de las zonas mencionadas anteriormente.
- Análisis de los datos obtenido por los sensores ultrasónicos y cámaras.

I.4.2. Set de Ensayos

En los ensayos se variará la concentración en peso de bentonita (C_p) y la concentración volumétrica de sólidos (C_v), manteniendo constante el volumen inicial y curva granulométrica.

Tabla I-2: Matriz de ensayos

N Ensayo	C_p [%]	C_v [%]
1	7	38
2	8	38
3	10	38
4	7	45
5	8	45
6	10	45
7	7	50
8	8	50
9	10	50

I.5. Ensayos, Modelo Físico 1:50

Las siguientes figuras, muestran el estado final de los ensayos realizados hasta la fecha indicados en la tabla I-3. En el anexo digital se muestran los videos fotos del estado final de cada ensayo.

Tabla I-3: Ensayos realizados. La nomenclatura ECp7Cv38, significa ensayo a concentración en peso de agua y bentonita del 7 % y concentración volumétrica de sólidos en la mezcla sólidos-líquido del 38 %.

Figura	Ensayo
I-25	ECp7Cv38
I-26	ECp8Cv38
I-27	ECp10Cv38
I-28	ECp7Cv45
I-29	ECp8Cv45
I-30	ECp10Cv45
I-31	ECp7Cv50
I-32	ECp8Cv50
I-33	ECp10Cv50

I.5.1. Ensayo Cp7Cv38



Figura I-25: Estado final ensayo Cp7Cv38.

I.5.2. Ensayo Cp8Cv38



Figura I-26: Estado final ensayo Cp8Cv38.

I.5.3. Ensayo Cp10Cv38



Figura I-27: Estado final ensayo Cp10Cv38.

I.5.4. Ensayo Cp7Cv45



Figura I-28: Estado final ensayo Cp7Cv45.

I.5.5. Ensayo Cp8Cv45



Figura I-29: Estado final ensayo Cp8Cv45.

I.5.6. Ensayo Cp10Cv45



Figura I-30: Estado final ensayo Cp10Cv45.

I.5.7. Ensayo Cp7Cv50



Figura I-31: Estado final ensayo Cp7Cv50.

I.5.8. Ensayo Cp8Cv50



Figura I-32: Estado final ensayo Cp8Cv50.

I.5.9. Ensayo Cp10Cv50



Figura I-33: Estado final ensayo Cp10Cv50.

DIRECCIÓN OBRAS HIDRÁULICAS
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS

ANEXO J:

Memoria de Calculo

Peñaflor, Región Metropolitana

Noviembre 2018

J. Diseño Hidráulico de Obra de Desvío

La obra de desvío diseñada y ensayada en laboratorio, tiene una configuración especial y fuera de lo común en lo que a obras de control aluvional se refiere. Esta considera una obra curva formada por una combinación de muros y pilares la cual dividiremos en 3 partes:

- El primer tramo es un muro impermeable de 10 m de altura.
- El segundo tramo, es una combinación de un muro vertical de 2.25 m de altura sobre el cual sobresalen pilares de 8 m de altura.
- La zona central está formada por pilares hincados directamente en la fundación (No existe el muro de 2.25 m de altura).
- El último tramo, es identico al segundo, hasta su inserción con el vertedero en dirección a la hondonada.

Esta estructura puede verse sometida a fenómenos de socavación ya sea durante eventos aluvionales o crecidas líquidas. A conocimiento de los autores de este estudio, no se encontraron formulaciones empíricas para la socavación sobre estructuras hidráulicas (pilas de puentes, al pie de presas, etc.) producidas por un flujo detrítico. Por dicho motivo, se utilizarán las formulaciones existentes y propuestas en el manual de carretera MOP 2017 para agua clara, las cuales fueron estudiadas para flujos subcríticos en lechos de arena. Además se incluye la formulación de Jain y Fisher, la cual fue realizada para flujos supercríticos. El hecho de que todas estas formulaciones fueran realizadas para agua clara y lechos de arena, implica que los resultados aquí expuestos tienen un grado de incertidumbre que debemos considerar.

En definitiva, se calculará la socavación local en los pilares centrales y por curvatura a lo largo de la curva. Para ello, es necesario conocer la velocidad y altura de escurrimiento del flujo.

La altura de escurrimiento máxima registrada en el frente del aluvión durante los ensayos de pulsos aluvionales realizados en el modelo físico escala 1:50, fluctúa entre 3 y 4.5 m en prototipo. Esto tiene sentido, dado que la altura de escurrimiento del frente en un flujo de régimen inercial con granulometría gruesa estaría dominada por las partículas de mayor tamaño. Sin embargo, durante estos ensayos la velocidad de escurrimiento medida en laboratorio es alrededor de 21 m/s en prototipo, lo cual a juicio de los autores de este estudio estaría sobrestimada.

Considerando el estudio de GEOTEST (2018), las velocidades máximas del flujo a la entrada del decantador n°1 para un aluvión de periodo de retorno geológico de 100 años, están alrededor de los 8 a 9 m/s. El término periodo de retorno geológico, no se refiere al caudal de periodo de retorno de 100 años que comúnmente conocemos, sino, al periodo de retorno asociado al volumen de sedimentos que podría ser transportado por el aluvión.

En el caso de los ensayos realizados sólo con la mezcla agua-bentonita, se registraron para el caudal de la Quebrada de Macul velocidades entre 7 a 10 m/s, mientras que para el caudal de 100 años de periodo de retorno, se registraron velocidades entre 10 y 14 m/s. Sin embargo, en estos casos y

dada la ausencia de sedimentos, las alturas de escurrimiento están subestimadas alcanzando solo 50 cm en prototipo (1 cm en modelo).

Finalmente, recordemos que el aluvión de 1993 se estimaron alturas y velocidades máximas del orden de 3 m y 8 m/s respectivamente.

Por lo tanto, considerando los antecedentes anteriores, se decide diseñar la obra de desvío aluvional con los siguientes valores de altura y velocidad:

Tabla J-1: Parámetros de diseño. H altura del flujo, U velocidad del flujo, r radio de curvatura según Figura J-1, B ancho del flujo según Figura J-1 y a diámetro de los pilares.

Parámetros de Diseño	
H (m)	4.5
U (m/s)	10
r (m)	147.125
B (m)	52.75
a (m)	1.3

J.1. Socavación por Curvatura

El manual de carretera MOP(2017), establece que la socavación generada en curvas de un escurrimiento superficial, puede ser calculada según la relación empírica de Thorne:

$$\frac{y_s}{h} = 1.07 - log_{10}\left(\frac{R}{B} - 2\right) \quad ; \quad 2 < R/B < 22 \tag{J-1}$$

donde Y_s es la socavación en la curva en metros, h la altura de escurrimiento en metros, R el radio de curvatura en metros y B el ancho del cauce en metros.

Considerando la Figura J-1 extraida del manual de carreteras MOP (2017), r toma el valor de 147.125 m y B 52.75 m. Esto porque se considera B como el ancho basal del decantador n°1. La tabla J-2 indica la socavación en la curva.

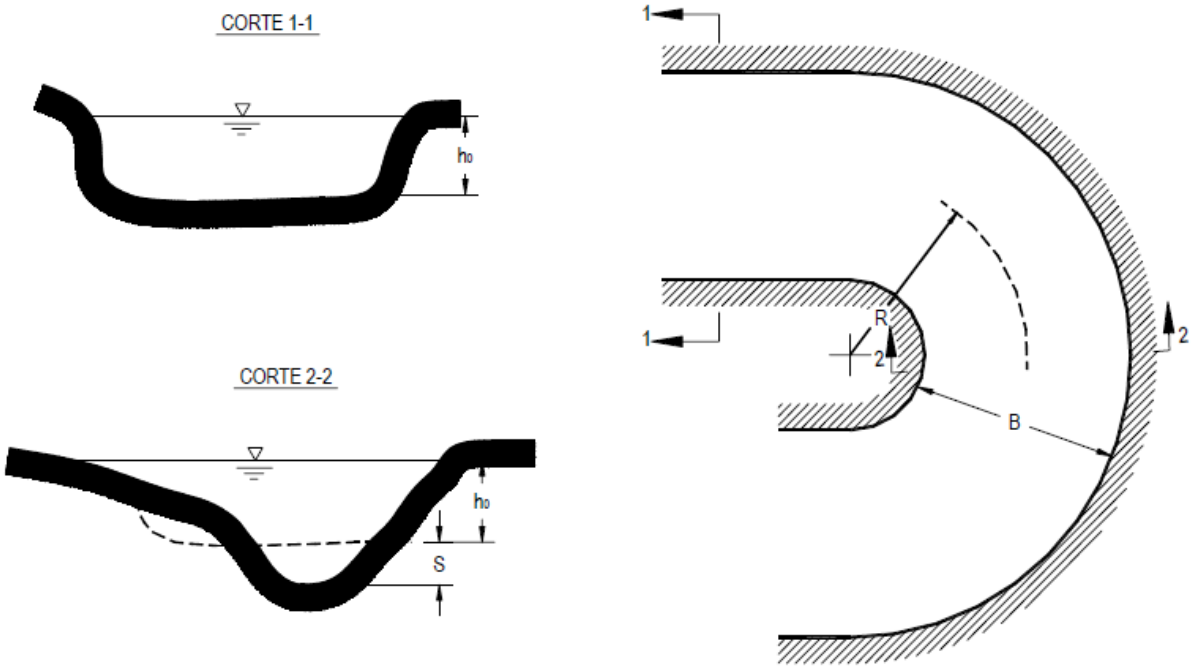


Figura J-1: Zona de Estudio.

Tabla J-2: Socavación en curva.

Socavacion en Curva	
ys	5.28
ho	4.50
r	147.13
B	52.75
r/B	2.79

J.2. Socavación Local en Pilares Obra de Desvío

Los pilares que forman la obra de desvío pueden verse sometidos a fenómenos de socavación, ya sea durante eventos aluvionales o crecidas líquidas. A conocimiento de los autores de éste estudio, no se encontraron formulaciones empíricas para la socavación en pilas de puente durante eventos aluvionales. Por dicho motivo, se utilizarán las formulaciones existentes y propuestas en el manual de carretera MOP 2017 y la formula de Jain y Fisher, todas para agua clara. Todas las formulaciones, fueron estudiadas para lechos de arena y no lechos de granulometría gruesa y extendida como la presente en la quebrada de Macul, por lo que los resultados aquí expuestos tienen un grado de incertidumbre a considerar.

Las formulaciones utilizadas son las siguientes:

J.2.1. Laursen-Toch

$$\frac{y_s}{a} = 1.35\left(\frac{h}{a}\right)^{0.3} \tag{J-2}$$

donde y_s, a y h, son la socavación local al pie de la pila, el diámetro de la pila y la altura de escurrimiento respectivamente.

J.2.2. Breusers, Nicollet y Shen

$$\frac{y_s}{a} = 2 \cdot tanh\left(\frac{h}{a}\right) \tag{J-3}$$

J.2.3. Envolvente de Datos Experimentales de Diversos Autores (EDE)

$$\frac{y_s}{a} = \begin{cases} 2\left(\frac{h}{a}\right)^{0.35} & \text{para } \frac{h}{a} \leq 2 \\ 2.5 & \text{para } \frac{h}{a} > 2 \end{cases} \tag{J-4}$$

J.2.4. Relación de Richardson, $F_r > 0.5$

$$\frac{y_s}{a} = 2\left(\frac{h}{a}\right)^{0.35} F_r^{0.43} \tag{J-5}$$

donde F_r es el número de Froude.

J.3. Jain y Fisher

A diferencia de las ecuaciones anteriores, que son para flujos subcríticos, la ecuación de Jain y Fisher fue estudiada para flujos supercríticos.

$$\frac{y_s}{a} = 2\left(\frac{Fr}{Fc} - 1\right)^{0.25} F_c^{0.25}\left(\frac{h}{a}\right)^{0.5} \tag{J-6}$$

donde Fc segun la relaciòn de Shields toma el siguiente valor:

$$Fc = 3.21\tau_*^{0.5}\left(\frac{D50}{h}\right) * ln\left(11\frac{h}{D50}\right) \tag{J-7}$$

en que $\tau_* = 0.06$ es el esfuerzo de corte crítico según Shields.

El manual de carretera MOP (2017), establece una corrección a la socavación calculada por las fórmulas anteriores. Esta corrección es:

$$y_s = K \cdot y_s \tag{J-8}$$

donde K es un coeficiente dado por:

$$K = K_s K_w K_g K_g r K_r K_d \tag{J-9}$$

Recordemos que estas formulaciones son para socavación en pilas de puentes, por lo que K_s es un factor de forma de la pila, K_w factor de alineamiento de una pila no circular con la corriente, K_g factor debido a la dispersión granulométrica de arenas no uniforme, K_{gr} factor que toma en cuenta la presencia de un grupo de pilas, K_r es el factor por afloramiento de la base de fundación y K_d es el factor de influencia por tamaño del sedimento. Dado la configuración de la obra de desvío a diseñar y considerando que los pilares son circulares, $K_s = K_w = 1$. Además, no se tiene el diseño de las fundaciones de los pilares por lo que $K_r = 1$. El resto de los coeficientes, se calculan de la siguiente manera:

$$K_g = \sigma_g^{-0.24} \quad ; \quad \sigma_g = D_{84}/D_{50} \tag{J-10}$$

K_d queda definido según Chiew y Melville (1987) como:

$$K_d = \begin{cases} 0.398 ln\left(\frac{a}{D_{50}}\right) - 0.034 ln^2\left(\frac{a}{D_{50}}\right) & 1 < \frac{a}{D_{50}} < 50 \\ 1.0 & \frac{a}{D_{50}} \geq 50 \end{cases} \tag{J-11}$$

$$K_{gr} = \left(\frac{e-a}{e}\right)^{-0.3} \tag{J-12}$$

donde e, es el espaciamiento entre pilares medidos desde el centro de los pilares. En el caso de la obra de desvío, considerando que los pilares tienen un diámetro $a = 1.3\ m$ y estan separados 1.5 veces las partículas de 1 m, es decir 1.5 m de luz, $e = 2.8$ y $K_{gr} = 1.2$.

La Tabla J-3, resume la socavación local en los pilares de la obra de desvío para las distintas fórmulas utilizadas considerando la corrección por coeficientes K (y_s) y sin corrección y_s^*.

Tabla J-3: Add caption

Fórmula	$y_s(m)$	$y_s^*(m)$
Laursen Toch	1.30	2.55
BNSh	1.32	2.59
EDE	1.66	3.25
Richardson	2.44	4.79
Jain y Fisher	2.65	5.19
Promedio	1.88	3.67

La Tabla J-3 muestra una clara diferencia entre los valores corregidos y sin corregir. Esto principalmente por el efecto que consideran estas fórmulas de acorazamiento del lecho ante la presencia de una granulometría gruesa. Lo cual tiene sentido para el caso de agua clara. Sin embargo, Liu We (2017) estudia numéricamente la socavación producida por un flujo detrítico en una pila de puente de geometría circular. Sus conclusiones, aunque le faltan una validación empírica, indican que la socavación aumenta de manera no lineal con el incremento de la concentración volumétrica de sólidos y la velocidad. Finalmente indica que en comparación con la socavación en pilas de puente para agua clara, en flujos detríticos la socavación se ve afectada por más factores como lo son la concentración de sólidos y la interacción líquido-sólidos.

J.4. Socavación General

La socavación general sobre un tramo del lecho de un río, es aquella que ocurre cuando hay un desvalance en la taza de sedimentos que ingresa y sale de dicho tramo. La condición más desfaborable, ocurre suponiendo una interrupción del sedimento de entrada. En ese caso, el lecho del río se socava hasta que la velocidad en la sección socavada alcanza la condición de arrastre incipiente, es decir, cuando el flujo pierda la capacidad de movilizar los sedimentos del lecho.
Las formulaciones para el cálculo de la socavación general en el lecho de un cauce presentes en el manual de carreteras Mop (2017) se basan en la condición más desfavorable anteriormente descrita. En dicho manual, se presentan el método de Neill y Lischtvan - Levediev cuya expresión matemática para sedimentos no cohesivos es la siguiente:

$$Neill \Rightarrow h_{cj} = \left(\frac{q_j}{1.81 \cdot \sqrt{g} \cdot D^{0.33}}\right) \tag{J-13}$$

$$Lischtvan - Levediev \Rightarrow h_{cj} = \left(\frac{q_j}{0.68 \cdot \beta \cdot D^{0.28} \cdot \psi}\right)^{\frac{1}{x+1}} \tag{J-14}$$

donde q_j es el caudal por unidad de ancho en la franja j de ancho b_j (ver Figura J-2). D el diámetro característico de los sedimentos, g la aceleración de gravedad, β es un valor asociado a la probabilidad de excedencia (según Tabla 3.707.405.A MOP(2017)) y ψ toma valores según el peso específico de la mezcla agua - sedimentos (según Tabla 3.707.405.C MOP(2017)).
La socavación general (S) finalmente se calcula como:

$$S = h_{cj} - h_j \tag{J-15}$$

donde h_{cj} es la altura de escurrimiento en la sección socavada j y h_j es la altura de escurrimiento previa al proceso de socavación en la sección j. En el caso del decantador n°1, se considera que el lecho no es irregular como el de la Figura J-2y por lo tanto no se realiza el cálculo por cada subsección j.

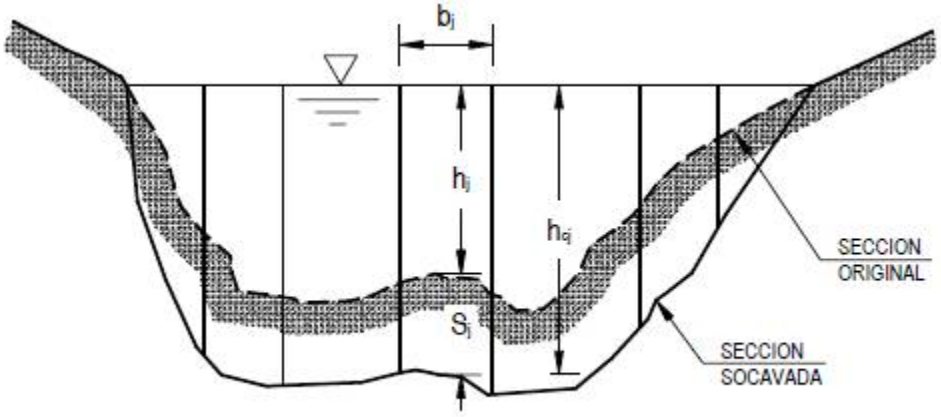


Figura J-2: Sección tipo para el calculo de la socavación general según los métodos de Neill y Lischtvan - Levediev.

En la obra de desvío, los ensayos realizados muestran que el flujo desviado se concentra en una zona particular del vertedero, esto es 30 m, según $B1$ de la Figura J-4. Considerando, el caudal detrítico máximo probable de 382 m^3/s concentrado en un ancho $B1 = 50m$, $q_j = 7.64.7$, $D = D50 = 0.181m$, $\beta = 1$, $\chi = 0.262$ y $psi = 2.53$ para el cual se considera una densidad de la mezcla agua sedimentos de 1800 Kg/m^3, se tienen los siguientes valores para la socavación general:

Tabla J-4: Socavación general según los métodos de Neill y Lischtvan - Levediev.

Autor	h_{cj} $[m]$	H $[m]$	S $[m]$
Neill	2.09	4.5	-2.4
Lischtvan - Levediev	4.75	4.5	0.259

Sin embargo, se pueden tener crecidas exclusivamente líquidas. En ese caso, $psi = 1$ y considerando el caudal máximo probable de 237 m^3/s, se tiene según Lischtvan - Levediev una socavación:

$$S = 2.3m \tag{J-16}$$

Considerando el caso más desfavorable (Lischtvan - Levediev), se tiene la siguiente socavación general:

$$S = 2.3m \tag{J-17}$$

J.5. Socavación Total Obra de Desvío

La socavación total en la obra de desvío está dada, por la suma de la socavación general (2.3 m), la socavación local en los pilares (1.88 m) y la socavación por curvatura (5.28 m). Además, dada la incertidumbre existente en la validez de las formulaciones utilizadas para flujos detríticos, se considera un factor de seguridad $F_s = 1.3$.

Por lo tanto la socavación total en la obra de desvío es:

Tabla J-5: Socavación total obra de desvío.

$y_s total$	15 (m)

J.6. Fuerza de Impacto sobre Estructuras

Los investigadores sugieren que la fuerza de impacto depende principalmente de la velocidad del flujo más que de la altura del flujo. Es así como se pueden encontrar distintas formulaciones para la fuerza de impacto que consideran solo la fuerza hidrodinámica (velocidad) o solo la fuerza hidroestática (altura) o mixta en que consideran las dos. La formulación para estas fuerzas son las siguientes:

$$F = C_d \rho_m U^2 \cdot A \tag{J-18}$$

$$F = C_h \rho g H \cdot A \tag{J-19}$$

$$F = C_m (\rho g H + \rho U^2) \cdot A \tag{J-20}$$

donde la primera ecuación corresponde a la fuerza de impacto hidrodinámica, la segunda a la hidroestática y la tercera a la fuerza de impacto mixta. C_d, C_h, C_m son coeficientes, ρ_m la densidad de la mezcla detrítica, g la aceleración de gravedad, H la altura de escurrimiento, U la velocidad media del escurrimiento y A el área de impacto.

Hu (2011) presenta en su estudio un análisis de datos de fuerza de impactos medidos en tiempo real en la quebrada Jiangjia, China, donde registraron 42 pulsos aluvionales. En este mismo estudio, el autor presenta un buen resumen de distintas formulaciones realizadas por diversos autores e indica que C_d basado en ensayos de laboratorio puede tomar valores desde 0.2 a 2.2 (Armanini y Scotton,1993), 1.25 a 3.75 según (Scotton y Deganutti, 1997), y 0.38 a 18.67 basado en datos tomados en terreno de 8 flujos detríticos (Hub et al., 2009), mientras que Zhang y Yuan (1985) reportaron valores entre 1.4 y 8.1 para 24 flujos detríticos en la quebrada Jiangjia en 1975. Otros autores proponen valores entre 2 y 5 (Watanabe e Ikeya, 1981; Zhang, 1993), mientras que Hu (2011) en el mismo estudio indica que C_d puede tomar valores entre 0.3 y 11.1, aunque solo en 3 de sus mediciones en terreno superaron el valor de 3.0.

Bugnion (2011) mide la fuerza de impacto sobre dos sensores en un modelo físico construido sobre el terreno natural de una ladera de un cerro. El canal es de 41 m de largo, 8 m de ancho y 30° de pendiente, donde es capaz de descargar hasta 50 m^3 de material. En sus ensayos alcanza velocidades entre 5.3 y 10.4 m/s y utiliza una granulometría que considera finos, arenas y gravas hasta los 6 cm de diámetro. En su estudio indica que el modelo hidrodinámico es el que mejor se ajusta a la fuerza de impacto sobre la estructura. El coeficiente C_d según sus ensayos realizados fluctuan entre 0.36 y 2. Este mismo autor y sus referencias, indica que el manual para el diseño de estructuras de mitigación frente a flujos detríticos en Suiza y Hong Kong, sugiere utilizar el modelo hidrodinámico con coeficiente C_d entre 2 y 3.

En el caso de C_h para el modelo hidroestático, Armanini y Scotton (1993) y Scotton y Deganutti (1997) proponen valores entre 2.5 y 7.5, basados en experimentos de laboratorio. Con datos de la quebrada Jiangjia en 2004, Hu (2011) indica que C_h toma valores entre 1.89 y 44.57 con solo 7 flujos que superaron el valor de 7.5. Este mismo autor indica que el modelo hidrodinámico tiende a predecir mucho mejor la fuerza de impacto sobre una estructura que el modelohidroestático.

Para el modelo mixto propuesto por Arattano y Franzi (2003), el coeficiente C_m para el análisis de datos de la quebrada Jiangjia realizados por Hu (2011) va desde 0.28 a 9.88 aunque solo en 3 de los casos supera el valor de 3.0. De esta manera, un valor de 3.0 estima de buena forma la fuerza de impacto en la mayoría de los casos.

Lo anterior muestra la gran dispersión en el valor de estos coeficientes, y la dificultad en la predicción de la fuerza de impacto de los flujos detríticos sobre las estructuras. Esta dispersión se debe en gran medida, a la diferencia en el tamaño de sedimentos transportados y al angulo con que el sedimento impacta a las estructura.

En el caso de los flujos registrados en la quebrada Jiangjia, el diámetro de la mayoria del sedimento transportado se encontraba entre 20 y 50 mm y se registraron algunos impactos sobre los sensores de partículas sobre los 30 cm. En cambio, en la Quebrada de Macul, hay registro de partículas del

orden de 4 m que han sido arrastradas por un aluvión, por lo que el coeficiente a utilizar debe ser considerable. Teniendo en cuenta que la mayoría de los estudios encontrados en la literatura indican que los mejores resultados se obtienen con el modelo hidrodinámico, la Tabla J-6, muestra el esfuerzo de impacto en función del coeficiente C_d considerando un flujo a 10 m/s con una densidad de la mezcla de 1900 kg/m^3 equivalente a un flujo aluvional con una concentración volumétrica del 60 %.

Tabla J-6: Esfuerzo de impacto sobre estructura según modelo hidrodinámico en función de el coeficiente C_d.

C_u	0.5	1	2	3	5	7	11	18
τ (MPa)	0.095	0.19	0.38	0.57	0.95	1.33	2.09	3.42

Mediante un análisis físico del problema, sabemos que la fuerza, es la variación del momentum en el tiempo, es decir:

$$F = \frac{d(mv)}{dt} \tag{J-21}$$

De los ensayos de pulso aluvional, la velocidad con la que llega el flujo y la velocidad con la que sale hacia la hondonada se ve reducida en un 50 % aproximadamente (ver Tabla 26 y Figura 68). Por lo tanto, si consideramos que una roca de 3 m de diámetro que reduce su velocidad de 10 m/s a 5 m/s impacta sobre un pilar, podemos graficar $F(t)$ donde t es el tiempo que toma en reducir su velocidad. Para compararla con los esfuerzos calculados con los modelos anteriores, consideraremos arbitrariamente que el área de impacto es una sección de 30 x 30 cm. La figura siguiente muestra los resultados:

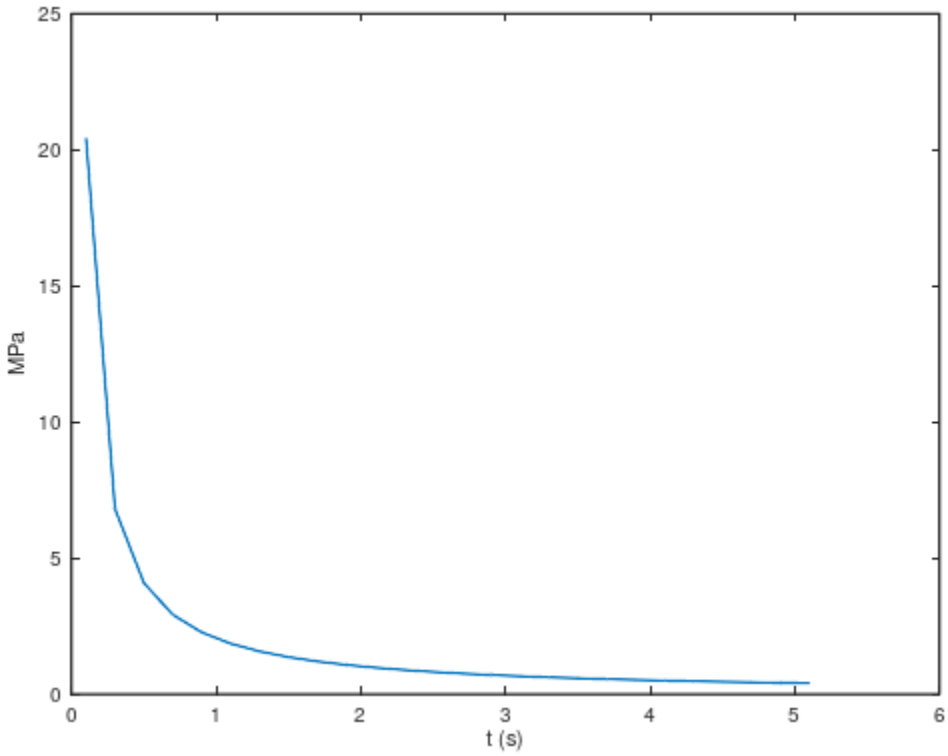


Figura J-3: Esfuerzo de impacto sobre estructura considerando un área de 30x30 cm.

La figura anterior indica que, si dt es pequeño la fuerza tiende a infinito. Por otro lado, si dt tiende a infinito, la fuerza tiende a 0.8 MPa. Considerando que la obra de desvío tienen un largo de 120 m, una partícula que viaja a 10 m/s tardaría 12 segundos en recorrerla; si viaja más lento (5 m/s) tardaría 24 s en recorrerla. Es decir, el tiempo en que ocurre la variación de momentum de la roca tiende a ser entre 24 y 12 segundos, por lo que según la gráfica anterior la fuerza de impacto debería ser entorno a 1 MPa. Obviamente esto está fuertemente influenciado por el área de impacto, la cual si se reduce a 10x10 cm, el esfuerzo tendería a 7 MPa.

Teniendo en cuenta lo anterior y considerando por ejemplo que en Suiza y Hong Kong recomiendan para el diseño un valor entre 2 y 3 para el coeficiente C_d, que según el análisis físico el esfuerzo podría tender a 1 MPa, y que según la Tabla J-6 1 MPa correspondería a un coeficiente $C_d \sim 5.5$, se recomienda diseñar para 1MPa pero, que la estructura resista sin colapsar esfuerzos de 3MPa dado que estudios muestran que estos pueden ser alcanzados en algunos casos puntutales ($C_d \sim 18$).

El modelo hidrodinámico considera la densidad de la mezcla, por lo que tiene sentido distribuir la carga en el área formada por el ancho del pilar y una altura de 2 m similar a un D90 o 2·D84. Como la obra podría eventualmente ir acumulando sedimentos y venir un siguiente pulso aluvional y así sucesivamente, este esfuerzo debe ser soportado en cualquier punto del pilar, en su base, en el centro, en su extremo superior, etc.

J.7. Protección de Enrocados

El canal de desvío aluvional junto con el talud sur de la hondonada, se protegen con enrocados consolidados de hormigón. Para el calculo del tamaño de enrocado se revisó el Manual de Carretera, Libro Hidráulica Aplicada al Diseño de Obras de Horacio Mery (2007), Apuntes del Curso Transporte Hidraulico de Solidos de Yarko Niño (2005) y el paper de Frizell et al (1998).

Las propiedades de las rocas utilizadas para los cálculos de enrocados son las mostradas en la Tabla J-7. El caudal usado para el calculo es el máximo ensayado multiplicado por el porcentaje desviado (80 %) que equivale a 306 m^3/s.
Según recomendaciones, para consolidar con hormigón se debe inyectar la mezcla 0.5 veces el diámetro del enrocado, pero debido a las incertidumbres producto del flujo aluvional, se recomienda penetrar el hormigón un espesor equivalente al diámetro del enrocado.

Tabla J-7: Propiedades del Enrocado

Parámetro	Unidad	Valor
Densidad (ρ_e)	kg/m^3	2650
Angulo de Reposo (ϕ)	^{o}	42
Porosidad (n_p)	-	0.45
Coeficiente de Uniformidad (Cu)	-	1.95

Las tamaños y pesos de los enrocados deben seguir con la clasificación mostrados en las tablas J-8 y J-9.

Tabla J-8: Mínimos y máximos tamaños de rocas para enrocados (HEC-23, Lagasse et al 2009)

		d_{15}		d_{50}		d_{85}		d_{100}
Clasificación	**Tamaño (m)**	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Max
I	0.15	0.094	0.132	0.145	0.175	0.198	0.234	0.305
II	0.25	0.140	0.198	0.216	0.267	0.292	0.356	0.457
III	0.3	0.185	0.267	0.292	0.356	0.394	0.470	0.610
IV	0.4	0.234	0.330	0.368	0.445	0.495	0.584	0.762
V	0.5	0.279	0.394	0.432	0.521	0.597	0.699	0.914
VI	0.55	0.330	0.470	0.508	0.610	0.699	0.826	1.067
VII	0.65	0.368	0.533	0.584	0.699	0.787	0.940	1.219
VIII	0.8	0.470	0.660	0.724	0.876	0.991	1.168	1.524
IX	1	0.559	0.800	0.864	1.054	1.194	1.410	1.829
X	1.1	0.648	0.927	1.016	1.232	1.384	1.638	2.134

Tabla J-9: Mínimos y máximos pesos de rocas para enrocados (HEC-23, Lagasse et al 2009)

Clasificación	Peso (Kg)	W_{15}		W_{50}		W_{85}		W_{100}
		Min	Max	Min	Max	Min	Max	Max
I	9 kg	2	5	7	12	18	29	64
II	32 kg	6	18	23	43	56	101	215
III	80 kg	14	43	56	101	137	234	510
IV	150 kg	29	81	113	198	274	449	997
V	1/4 ton	49	137	181	318	479	768	1722
VI	3/8 ton	81	234	295	510	768	1267	2735
VII	1/2 ton	113	342	449	768	1100	1870	4082
VIII	1 ton	234	649	854	1516	2190	3593	7973
IX	2 ton	393	1154	1451	2638	2832	6310	13777
X	3 ton	612	1795	2362	4211	5975	9905	21878

J.7.1. Enrocado Fondo Vertedero

No se encontró bibliografía de enrocados para flujo aluvionales, por lo mismo y por el flujo de alta velocidad descrito en el canal de desvío aluvional, se considero para este calculo formulaciones para flujos en pendientes del orden del 18 % y con velocidades altas, como lo son para el caso sobre-paso de presas (Frizell et al) y barreras fijas (Hartung y Schenerlein), en ambas formulaciones se considera un caudal unitario. Además se estima pertinente estimar el tamaño del enrocado con la formulación de Isbash que considera velocidades máximas admisibles.

Los ensayos realizados en el modelo, muestran que el flujo desviado se concentra en una zona en particular del vertedero (Figura J-4). Debido a esto, se escogen 2 "largos efectivos" del vertedero para estimar el caudal por unidad de ancho considerando que todo el caudal circula por ahí. El primero, consideraa todo el ancho del vertedero (B_2) que equivale a 125 metros y el segundo considera el ancho donde se concentra el flujo desviado por la obra de desvío (B_1) que equivale a aproximadamente a 30 metros. En la Figura J-4 se ejemplifica los dos dimensiones.

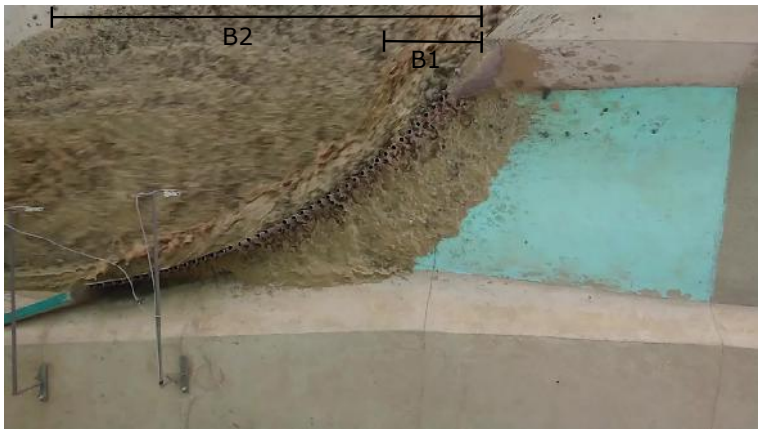


Figura J-4: Anchos considerados para obtener el caudal por unidad de ancho.

J.7.1.1 Formula Frizell et al

Lo parámetros usados para la formulación se describen en la Tabla J-10

Tabla J-10: Parámetros y sus valores

Parámetro	Unidad	Valor
Caudal unitario B1 (q_1)	$m^3/s/m$	10.2
Caudal unitario B2 (q_2)	$m^3/s/m$	2.4
Pendiente canal de desvío (S)	-	0.18

La formulación es iterativa, partiendo por:

- Paso 1:

  Encontrar un d_{50} para el enrocado en función del coeficiente de uniformidad (Cu), caudal unitario (q) y pendiente de fondo (S). Ello se obtiene de la Figura J-5.

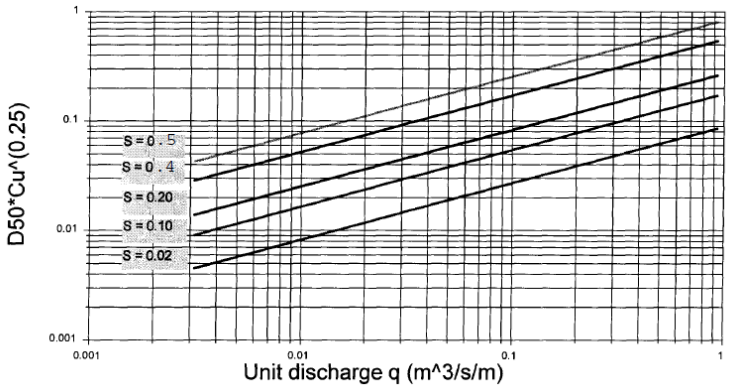


Figura J-5: Curvas de diseño para enrocados, para varias pendientes (Frizell et at, 1998).

  Considerando que los caudales unitarios y pendiente descritos en la Tabla J-10 no se observan en la Figura J-5, se construye la siguiente función para la pendiente de $S = 0.2$, en base a la Figura J-5.

$$D_{50}Cu^{0.25} = 0.26 \cdot 2q^{0.5} \tag{J-22}$$

- Paso 2

  Se calcula la velocidad intersticial que pasa a través del enrocado.

$$\frac{V_e}{\sqrt{qD_{50}}} = 2.48Cu^{-2.22}S^{0.58} \tag{J-23}$$

  Se estima que la velocidad promedio en todo el enrocado es:

$$V_{avg} = V_e \cdot n_p \tag{J-24}$$

- Paso 3

  A continuación se obtiene la altura promedio (y):

$$y = q/V_{avg} \tag{J-25}$$

  Si la altura (y) es menor que $2D_{50}$ entonces se obtiene el D_{50} para el diseño, de lo contrario se sigue. Si $S < 0.25$ se continua al paso 4, de lo contrario se procede al paso 9.

- Paso 4

  Se encuentra la altura de agua por sobre el enrocado. Para ello se considera la altura obtenida para el esfuerzo critico:

$$\gamma h_s S = 0.06 \cdot \frac{\rho_e - \rho_a}{\rho_a} \cdot D_{50} \cdot tan(\phi) \tag{J-26}$$

- Paso 5

  Calcula el coeficiente de manning en función del diámetro del enrocado:

$$n = 0.0414 \cdot D_{50}^{1/6} \tag{J-27}$$

- Paso 6

  Se obtiene el caudal unitario correspondiente al flujo superficial:

$$q_s = \frac{h_s^{1.67} S^{1/2}}{n} \tag{J-28}$$

  Cabe mencionar que en este análisis se considera un flujo superficial por unidad de ancho (q_s) y un flujo a través del enrocado (q_e)

- Paso 7

  Se obtiene el caudal unitario del enrocado restando el caudal total (q) y el superficial (q_s)

$$q_e = q - q_s \tag{J-29}$$

- Paso 8

  Se calcula la altura relativa al flujo que escurre a través del enrocado:

$$h_e = q_e/V_{avg} \tag{J-30}$$

  Si la altura del flujo que pasa a través del enrocado (q_s) es mayor o igual a 4 veces el D_{50} se continua al Paso 9, de lo contrario termina la iteración.

- Paso 9

  Incrementar en un 10 % el D_{50} y pasar al paso 4.

Considerando los valores de las Tablas J-7 y J-10 se comienza con la primera iteración, mostrada en la Tabla J-11 para el caudal unitario $q_1 = 10.19\ m^3/s/m$.

Tabla J-11: Valores de los parámetros para la primera iteración correspondiente a q_1

Paso	Parámetro	Valor	Comentario
1	D_{50}	0.71	
2	V_{abs}	0.23	
3	y	44.74	$y > 4D_{50}$; $S < 0.25$
4	h_s	0.67	
5	n	0.04	
6	q_s	5.66	
7	q_e	4.52	
8	h_e	19.87	$h_e > 4D_{50}$
9	D_{50}	0.78	1.1 D_{50}

Después de 4 iteraciones se llega al D_{50} para el caudal q_1, indicado en la Tabla J-12.

Tabla J-12: Valores de los parámetros para la iteración 4 correspondiente a q_1

Paso	Parámetro	Valor	Comentario
-	D_{50}	1.03	iteración 4
4	h_s	0.89	
5	n	0.04	
6	q_s	8.7	
7	q_e	1.48	
8	h_e	5.64	$h_e < 4D_{50}$
9	D_{50}	1.03	FIN

A continuación se muestra la primera iteración considerando el caudal unitario $q_2 = 2.44\ m^3/s/m$

Tabla J-13: Valores de los parámetros para la primera iteración correspondiente a q_2

Paso	Parámetro	Valor	Comentario
1	D_{50}	0.35	
2	V_{abs}	0.16	
3	y	15.34	$y > 4D_{50}$; $S < 0.25$
4	h_s	0.33	
5	n	0.03	
6	q_s	1.94	
7	q_e	0.51	
8	h_e	3.18	$h_e > 4D_{50}$
9	D_{50}	0.38	1.1 D_{50}

Después de 2 iteraciones se llega al D_{50} para el caudal q_2, indicado en la Tabla J-14.

Tabla J-14: Valores de los parámetros para la iteración 2 correspondiente a q_2

Paso	Parámetro	Valor	Comentario
-	D_{50}	0.38	iteración 2
4	h_s	0.36	
5	n	0.039	
6	q_s	2.24	
7	q_e	0.21	
8	h_e	1.25	$h_e < 4D_{50}$
9	D_{50}	0.38	FIN

J.7.1.2 Formulación Hartung y Schenerlein

La siguiente fórmula fue desarrollada de forma empírica, válida para pendientes menores a 0.2:

$$\frac{q}{\sqrt{g}d_s^{3/2}} = 1.9 + 0.8P - 3\sin(\alpha) \tag{J-31}$$

donde α es el angulo de inclinación de la pendiente y P es un coeficiente que depende del tipo de colocación del enrocado. Para la colocación de volteo se tiene: P=0.625, para un colocación manual: P = 1.125.
Considerando el coeficiente más desfavorable P=0.625, se obtiene los siguientes d_s:

Tabla J-15: Valores del diámetro del enrocado d_s correspondiente a los caudales q_1 y q_2.

q $[m^3/s/m]$	d_s [m]
10.19	1.46
2.44	0.56

J.7.1.3 Formulación Isbash

Según esta formulación existe una máxima velocidad media aceptable, sobre el fondo de un cauce revestido con enrocados que tiene un ángulo de inclinación α, para que una roca no se mueva.
La relación es la siguiente:

$$v_{max} = C\sqrt{2g(s-1)d_s\cos(\alpha)} \tag{J-32}$$

donde C es un coeficiente que se obtiene de la Figura J-6.
Debido a que el enrocado va a estar consolidado en hormigón, se consideró un Coeficiente C = 1.20.

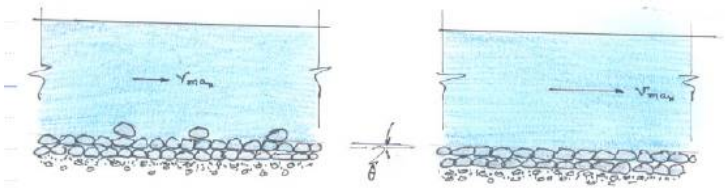


Figura J-6: Estabilidad de un enrocado según Isbash, Coeficiente C. (Mery, 2007).

Considerando las velocidades máximas obtenidas para los caudales 80 y 121 m^3/s en la salida del vertedero (6.11 y 8.11 m/s respectivamente, Tabla 31) se obtienen los siguientes d_s.

Tabla J-16: Diámetro enrocado, para las velocidades máximas obtenidas de los ensayos a caudal constante.

Q $[m^3/s]$	d_s [m]
80	1.02
121	1.76

J.7.1.4 Formulación Neil

Considerando el criterio de velocidad critica de arrastre Neil encontró la siguiente relación empírica:

$$Frc = 1.41\sqrt{(s-1)}\left(\frac{h}{d_s}\right)^{0.333} \tag{J-33}$$

donde Fr_c representa al Froude crítico $(U_c/\sqrt{gh})$.

Tabla J-17: Diámetro enrocado, para las velocidades máximas obtenidas de los ensayos a caudal constante.

Q $[m^3/s]$	d_s [m]
80	0.82
121	1.87

Al final se debe calcular el peso de cada enrocado con la siguiente formula:

$$W_e = \frac{4}{3}\pi\left(\frac{d_e}{2}\right)^3 \cdot \rho_e \tag{J-34}$$

En la Tabla J-18 se muestra un resumen de los valores del diámetro del enrocado con su respectivo peso. Y además se detalla el valor adoptado de enrocado en función del promedio de todo los valores.

Tabla J-18: d_s enrocados para cada formula.

Metodo	d_s [m]	Peso [Kg]
Frizell et al (q_1)	0.38	76.24
Frizell et al (q_2)	1.03	1528.97
Hartung y Schenerlein (q_1)	0.56	246.89
Hartung y Schenerlein (q_2)	1.46	4286.25
Isbash $(v = 6.11)$	1.46	1451.35
Isbash $(v = 8.11)$	1.76	7589.21
Neil $(v = 6.11)$	0.82	763.44
Neil $(v = 8.11)$	1.87	9128.8
Promedio	1.11	1911.86
Adoptado	1.11	1911.86

J.7.2. Enrocado Fondo Decantador 1 y zona Obra

Siguiendo que las mismas ecuaciones y metodología mencionada en la sección J.7.1. Para el actual calculo se considera un caudal unitario que es equivalente al máximo probable 382 m^3/s por un ancho efectivo de 50 metros, correspondiente al ancho del decantador 1.

Tabla J-19: Parámetros y sus valores

Parámetro	Unidad	Valor
Caudal unitario B (q)	$m^3/s/m$	7.64
Pendiente de D1 (S)	-	0.09

En la Tabla J-20 se muestra un resumen de los valores de diámetro del enrocado con su respectivo peso. Y además se detalla el valor adoptado de enrocado en función del promedio de todo los valores.

Tabla J-20: d_s enrocados para cada formula.

Metodo	d_s [m]	Peso [Kg]
Frizell et al (q_1)	0.49	135
Hartung y Schenerlein (q_1)	0.98	1292.12
Isbash ($v = 8.11$)	1.49	4547.19
Neil ($v = 8.11$)	1.48	4487.06
Promedio	1.11	1897.64
Adoptado	1.11	1897.64

J.7.3. Enrocado Talud Sur de la Hondonada.

El talud en la ribera sur de la hondonada tiene una pendiente 1.5:1 (H:V). Para el calculo del enrocado se uso la formula de California Division of Highways y la Formulación de Maynord (1993), recomendada por US Army Corps of Engineers, para el diseño de enrocados con una velocidad media de 8.1 m/s:

- Formula de California Division of Highways

$$F_s = 1.92 \cdot \sqrt{\sin(\phi - \theta)} \quad ; \quad F_s = \frac{v}{\sqrt{g(s-1)d_s}} \tag{J-35}$$

  donde ϕ es el angulo de reposo, θ angulo de la pendiente del talud, v velocidad media del flujo, $s = \rho_{enrocado}/\rho_{agua}$ y d_s diámetro del enrocado.

- Formulación de Maynord (1993)

$$D_{30} = S_f C_s C_v C_T y \left[\left(\frac{1}{s-1} \right)^{0.5} \frac{U_d}{\sqrt{K_1 g y}} \right]^{2.5} \tag{J-36}$$

  donde D_{30} es el diámetro del 30 % de fino en peso del enrocado, S_f es el factor de seguridad, C_s es el coeficiente de estabilidad ($C_s = 0.3$ para roca angular y $C_s = 0.375$ para roca redonda), C_v es el coeficiente de distribución de velocidad, C_T es el coeficiente de espesor de la capa,

y es la altura media del flujo, $s = \rho_{enrocado}/\rho_{agua}$, U_d es la velocidad promedio en altura del flujo y K_1 es un factor de corrección por pendiente:

$$K_1 = -0.672 + 1.492\cot(\theta) - 0.449\cot^2(\theta) + 0.045\cot^3(\theta) \tag{J-37}$$

donde θ es el angulo del talud. La velocidad U_d se estima calculando la velocidad cerca del fondo (U_b) - donde es valida la región rugosa turbulenta:

$$U_b = \frac{U}{0.68\log_{10}(y/k_s) + 0.71} \tag{J-38}$$

donde y es la altura media del flujo, U la velocidad media del flujo y k_s es la rugosidad equivalente al D_{50} asociado al sedimento del lecho, según los antecedentes recopilados del estudio de Prisma, se tiene que el D_{50} en la zona de la Hondonada es 87 mm, este valor se obtiene promediando las calicatas C1 y C2 (Ver estudio de Prisma). Para calcular el d_s en función del del D_{30} se tienen las siguientes ecuación, según River and Channel revetments: A design manual, Manuela Escarameia, 1998.

$$d_s = 1.13D_{50} \tag{J-39}$$
$$D_{30} = 0.7D_{50} \tag{J-40}$$

Tabla J-21: Dimensiones del enrocado en el talud sur de la Hondonada.

Parámetro	Valor
Talud (H:V)	1.5:1
Angulo reposo [rad]	0.79
ds (v = 8.1 m/s) [m]	5.61

Tabla J-22: Valores usados para calculo según ecuación J-36

Parámetro	**Valor**	**Unidad**
S_f	1.50	-
C_s	0.33	-
C_v	1.00	-
C_T	1.00	-
y	4.50	m
s	2.60	-
U_d	5.99	m/s
K_1	0.71	-
θ	0.59	rad
D_{30}	1.45	m
d_s	2.34	m

Al no ser posible construir enrocados con esas magnitudes, se considera modificar el angulo de reposo, aumentándolo a 70°, esto debido a que al ser consolidar el angulo de reposo tiende a aumenta, además

es necesario que las rocas elegidas sean con ángulos y su colocación debe ser manual. Siguiendo estas consideraciones se tiene que:

Tabla J-23: d_s Enrocados fondo zona Hondonada.

Zona	Clasificación [m]	Peso [Kg] [m]	d_s [m]
Talud Sur	IX	2356	1.2

J.7.4. Enrocado zona rectificada Decantador 1.

Para esta zona se calculo solo con la ecuación J-36, con la excepción de que la velocidad media del flujo fue de 11 m/s, obteniendo el siguiente resultado:

Tabla J-24: Valores usados para calculo según ecuación J-36

Parámetro	Valor	Unidad
S_f	1.50	-
C_s	0.33	-
C_v	1.00	-
C_T	1.00	-
y	4.50	m
s	2.60	-
U_d	7.93	m/s
K_1	0.71	-
θ	0.59	rad
D_{30}	2.93	m
d_s	4.73	m

Considerando los mismo supuesto descritos para el enrocado del talud sur, se obtiene el mismo enrocado.

Tabla J-25: d_s Enrocados fondo zona Hondonada.

Zona	Clasificación [m]	Peso [Kg] [m]	d_s [m]
Talud D1	IX	2356	1.2

J.7.5. Socavación Enrocado rectificada Decantador 1

Para calcular la socavación al pie del enrocado, se ocupa la ecuación señalada en el manual de carreteras producida al pie de radieres para el caso de un torrente ondulante libre (Eggenberger)

$$S + h_d = 15.4 \frac{H^{0.5} q^{0.6}}{D_{90}^{0.4}} \tag{J-41}$$

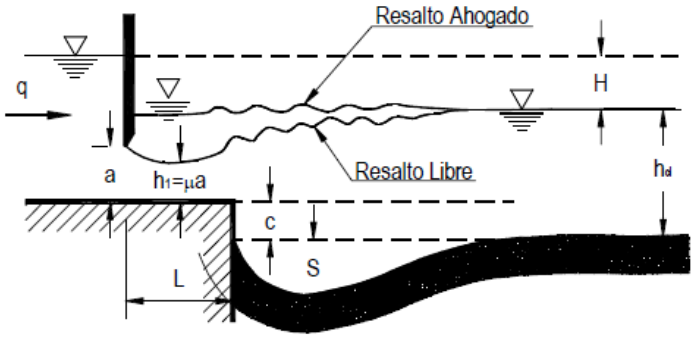


Figura J-7: Socavación al pie de radieres producida por torrente

donde S es la socavación máxima al pie de radier (m), h_d corresponde a la altura del escurrimiento aguas abajo de la fosa (m), H Carga del nivel entre aguas abajo y arriba de la compuerta (m), q caudal por unidad de ancho ($m^3/s/m$) y D_{90} el diámetro medio del lecho (mm).
Al ser la única ecuación para el umbral en torrente se deben hacer algunas suposiciones, tales como que la altura con la que viene por la quebrada es igual a 4.5 metros y al decantador 1 con 3.1 metros (estimación de resultados de GeoTest), esto daría un H de 1.6 metros y un h_d de 4.5 metros. El caudal unitario es 7.64 $m^3/s/m$
Según los antecedentes recopilados del estudio de Prisma, se tiene que el D_{90} en la zona de la Hondonada es 200 mm, este valor se obtiene promediando las calicatas C1 y C2 (Ver estudio de Prisma).
En la Tabla J-26 se detalla el valor de la socavación, agregando al socavación general calculada en la sección J.4.

Tabla J-26: d_s Socavación enrocado fondo, zona obra.

Socavación	Valor [m]
General	2.3
Umbral	3.44
Total x FS=1.3	7.46

Además se considera la misma protección para el inicio y final del enrocado de fondo del decantador 1.
El detalle de cada uno de estos enrocados, sus dimensiones, ubicación y extensión pueden revisarse en el Plano 4373 11/14, 12/14 y 13/14

J.7.6. Socavación Enrocado Vertedero

Se ocupa la misma formula que para el caso del Decantador 1. Se considera un caudal unitario de 8.7 $m^3/s/m$ (Ancho 35 metros y caudal 305.6 m^3/s), la altura de llegada es de 4 metros y la de salida 3 metros. Considerando esto, se tienen los siguientes valores de socavación.

Tabla J-27: Socavación enrocado fondo, zona vertedero.

Socavación	Valor [m]
Umbral	3.7
Total x FS=1.3	4.81

El detalle de cada uno de estos enrocados, sus dimensiones, ubicación y extensión pueden revisarse en los Planos 4373-4/14, 5/14, 6/14 y 7/14