



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL– HIDRÁULICA

SOCAVACIÓN AGUAS ABAJO DE CUBETAS DEFLECTORAS

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
BENJAMÍN GUTIÉRREZ TORRES

TUTOR
M.I. JOSÉ ALFREDO GONZÁLEZ VERDUGO
FACULTAD DE INGENIERÍA

JIUTEPEC, MORELOS, ENERO DE 2019



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Arroyo Correa Víctor Manuel

Secretario: Dra. Espinoza Ayala María Joselina C.

Vocal: M.I. González Verdugo José A.

1^{er}. Suplente: M. en C. Salgado Maldonado Gilberto

2^d o. Suplente: M. en I. Cervantes Jaimes Claudia E.

Jiutepec, Morelos, UNAM, Campus en Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

TUTOR DE TESIS:

JOSÉ ALFREDO GONZÁLEZ VERDUGO

FIRMA

Gracias a la vida que me ha dado tanto...
(Violeta Parra)

...Me dio dos luceros

En memoria de Santa y Florencio

...Me dio el corazón que agita su marco

Dedicatoria especial para Ana y Tomás

Para Amalia, José y Emilia

Para la familia

Agradezco al M.I. José Alfredo González por la asesoría y el apoyo para la realización de este trabajo.

*

Gracias por los consejos de la Dra. Joselina Espinoza y su estímulo para realizar los artículos que se desprenden de esta investigación.

*

Un agradecimiento especial para la M.I. Elizabeth Cervantes por sus observaciones en la redacción del escrito, su motivación y su preocupación por la culminación de esta tesis.

*

Al Dr. Victor Arroyo Correa por sus observaciones técnicas sobre el desarrollo de la investigación, gracias.

*

Al M. en C. Gilberto Salgado por sus observaciones y recomendaciones, además, gracias por facilitar los equipos de medición.

Para el Conacyt, IMTA y UNAM mi sincera admiración y agradecimiento por el apoyo hacia esta investigación.

Un profundo agradecimiento para el Ing. Jorge Soto, por sus palabras de motivación, sus recomendaciones técnicas y su tiempo.

La intervención del “Guero”, “Charly”, “Miguelón” y “Miguelín” en este trabajo fue una pieza fundamental para la realización de las pruebas, estoy muy agradecido.

El reporte fotográfico no hubiera sido posible sin la ayuda del Maestro Omar Fonseca, quien me enseñó que la fotografía es un complemento indispensable en la investigación.

La operación del modelo físico no hubiera sido posible sin la ayuda de “Don Toño”, Alberto Castro, Ángel y Alejandro, gracias por su apoyo en el Laboratorio de Hidráulica.

Mi sincera gratitud para el Dr. Luis Castillo por permitirme realizar una estancia en la Universidad Politécnica de Cartagena, España, sus conocimientos sobre la socavación en presas fue pieza muy importante para esta investigación.

A mis compañeros de aula que se convirtieron en grandes amigos.

Gracias a la Maestra Olga por estar siempre al pendiente de los procesos administrativos.

... Cuando miro el fruto del cerebro humano...

Índice.

1.	Introducción.	1
1.1	Antecedentes.	1
1.2	Consideraciones Generales.	3
1.3	Presentación del problema.	4
1.4	Justificación.	5
1.5	Objetivo.	5
1.5.1	Objetivos Específicos.	5
2.	Obra de excedencias.	6
2.1	Vertedores.	6
2.1.1	Partes de un vertedor.	7
2.1.2	Tipo de vertedores.	9
2.2	Estructura terminal.	10
2.2.1	Salto Hidráulico.	14
2.2.1.1	Clasificación de Salto Hidráulico.	14
2.2.1.2	Fases del salto de esquí.	16
2.2.2	Cálculo de características geométricas-hidráulicas.	17
2.2.2.1	Presiones en la cubeta deflectora.	17
2.2.2.2	Cálculo de la trayectoria del chorro.	19
2.2.2.3	Longitud de lanzamiento.	20
2.2.2.4	Ancho máximo del lanzamiento.	22
2.2.2.5	Cálculo del ángulo y de la velocidad de entrada del chorro en la superficie de agua.	22
3.	Socavación.	24
3.1	Primeras investigaciones.	24
3.2	Socavación en material no cohesivo.	25
3.2.1	Disipación del chorro.	27
3.2.2	Inicio del movimiento de la partícula.	28
3.2.2.1	Fuerza de sustentación.	32
3.2.2.2	Fuerza de corte.	32
3.2.3	Métodos para el cálculo de la socavación.	32
3.2.3.1	Método de Schoklitsch (1932).	33
3.2.3.2	Método de Veronese A y B (1937).	33
3.2.3.3	Método de Jaeger (1939).	34
3.2.3.4	Método de Eggenburger (1944).	34
3.2.3.5	Método de Hartung (1959).	35
3.2.3.6	Método de Franke (1960).	35
3.2.3.7	Método de Mikhalev (1960).	36
3.2.3.8	Método de Rubinstein (1963).	36
3.2.3.9	Método de Damle (1966).	36
3.2.3.10	Método de Zimmerman y Maniak (1967).	36
3.2.3.11	Método de Mirskhulava (1967).	37
3.2.3.12	Método de Kotoulas (1967).	37
3.2.3.13	Método de Chee & Padiyar (1969).	38
3.2.3.14	Método de Bisaz & Tschopp (1972).	39
3.2.3.15	Método de Martins (1973).	39
3.2.3.16	Método de Chian Min Wu (1973).	40
3.2.3.17	Método de Chee & Kung (1974).	40

3.2.3.18	Método de Martins-B (1975).	41
3.2.3.19	Método de Taraimovich (1978).	41
3.2.3.20	Método de Machado (1980).	42
3.2.3.21	Método de SOFRELEC (1980).	42
3.2.3.22	Método de INCYTH (1981).	42
3.2.3.23	Método de Mason & Arumugam (1985).	43
3.2.3.24	Método de Mason (1989).	44
3.2.3.25	Método de Veronese modificado (1994).	45
3.2.3.26	Método de Heng. <i>et. al.</i> (2013).	46
3.3	Socavación en material cohesivo.	49
3.3.1	Tipos de erosión.	50
3.3.2	Metodologías para socavación en material cohesivo.	51
3.3.2.1	Método de Índice de Erosionabilidad (EIM).	52
3.3.2.2	Método del Modelo de Socavación Integral (CSM).	53
4.	Descripción del modelo físico de la Presa Santa María.	54
4.1	Topografía del modelo.	60
5.	Metodología.	62
5.1	Prueba con material no cohesivo.	62
5.2	Prueba con material cohesivo.	65
5.3	Medición de las variables de socavación.	68
6.	Obtención de nuevas ecuaciones.	70
6.1	Material No Cohesivo.	70
6.2	Material Cohesivo.	71
7.	Resultados.	73
7.1	Material no cohesivo.	73
7.2	Material Cohesivo.	83
8.	Análisis de resultados y discusión.	100
8.1	Evaluación de ecuaciones empíricas.	100
8.2	Fórmula propuesta para el cálculo de Y_s .	108
9.	Conclusiones.	115
9.1	Material no cohesivo.	115
9.2	Material cohesivo.	116
9.3	Método experimental.	117
9.4	Acerca de la presa Santa María.	117
9.5	Trabajos futuros.	118
10.	Recomendaciones.	119
11.	Simbología.	121
12.	Bibliografía.	123
13.	Anexo.	126
13.1	Fotográfico.	126
13.2	Análisis adimensional.	127
13.3	Análisis de ecuaciones.	130
13.4	Planos.	¡Error! Marcador no definido.

Índice de figura.

Figura 2.1: Vertedor en rápida de la Presa Luis Donaldo Colosio, Sin.	6
Figura 2.2: Vista general de la presa Ing. Carlos Ramírez Ulloa “El Caracol”, Gro.	7
Figura 2.3: Plano en planta de la presa Dr. Belisario Domínguez “La Angostura”, Chiapas.	8
Figura 2.4: Tipos de cubeta USBR. (a) Trampolín estriado, (b) Trampolín liso	11
Figura 2.5: Diseño de tanque amortiguador dentado.	11
Figura 2.6: Gráfica de tirantes del río y conjugados mayores.	12
Figura 2.7: Tipos de disipadores de energía.	13
Figura 2.8: Disipador de energía con descarga despegada.	13
Figura 2.9: Disipador de energía sin despegar.	14
Figura 2.10: Tipos de salto hidráulico.	15
Figura 2.11: Salto hidráulico al pie del cimacio.	15
Figura 2.12: Salto hidráulico ahogado.	16
Figura 2.13: Salto hidráulico barrido.	16
Figura 2.14: Fases del salto de esquí.	17
Figura 2.15: Gráficos para el cálculo de presión centrífuga en la cubeta deflectora.	18
Figura 2.16: Variables de una cubeta deflectora.	20
Figura 2.17: Variables para calcular la geometría del chorro.	22
Figura 2.18: Variables para calcular el ancho del chorro.	22
Figura 3.1: Proceso de erosión de acuerdo a Annandale (1995).	25
Figura 3.2: Tipos de socavación en función del tiempo.	26
Figura 3.3: Zonas del cuenco de disipación.	28
Figura 3.4: Diagrama de fuerzas sobre una partícula, donde α es el ángulo de la pendiente del material.	29
Figura 3.5: Estado de reposo de una partícula.	30
Figura 3.6: Comportamiento de las partículas en un flujo turbulento.	30
Figura 3.7: Fases de desarrollo de la socavación identificadas por Zanke (1978).	31
Figura 3.8: Variables para el cálculo de la socavación.	33
Figura 3.9: Vertedores con descarga libre y sumergida.	35
Figura 3.10: Variables para calcular la longitud del chorro de acuerdo a Whittaker & Schleiss (1984).	38
Figura 3.11: Datos obtenidos por Martins (1973).	39
Figura 3.12: Patrón de erosión sin inclusión de aire presentado por Mason (1989).	44
Figura 3.13: Desarrollo de la socavación en roca.	49
Figura 3.14: Erosión de roca por remoción.	50
Figura 3.15: Falla por fragilidad.	50
Figura 3.16: Falla subcrítica, bajo una constante presión la roca falla por fatiga.	51
Figura 3.17: Daño en las losas de la Presa Gebidem, Suiza.	51
Figura 4.1: Localización de los vertedores y la cortina en el modelo.	58
Figura 4.2: Vertedor 1 y 2 de la Presa Santa María, construido en acrílico.	58
Figura 4.3: Canal de descarga del Vertedor 1 y 2.	59
Figura 4.4: Topografía en la zona de descarga.	60
Figura 4.5: Distribución de las varillas en la zona de descarga del vertedor 1 y 2.	61
Figura 4.6: Conformación de la topografía en el modelo.	61
Figura 5.1: Sensor de nivel Siemens®.	63
Figura 5.2: Curva granulométrica del material utilizado.	63
Figura 5.3: Brazo de medición portátil con escáner láser para levantamiento de la superficie erosionada.	64
Figura 5.4: Distribución de la estratigrafía a la salida del vertedor 1 y 2 de la presa Santa María.	65
Figura 5.5: Distribución de la estratigrafía a la salida del vertedor 1 y 2.	66
Figura 5.6: Acomodo del material cohesivo en la zona de descarga de los vertedores.	67
Figura 5.7: Metodología empleada para material no cohesivo y cohesivo.	68
Figura 5.8: Consideraciones para la medición de las variables de socavación.	69
Figura 7.1: Forma de medición de la longitud de impacto y la longitud de incidencia.	74
Figura 7.2: Descarga del vertedor 1 y 2 para diferentes gastos durante la primera prueba.	76

Figura 7.3: Descarga del vertedor 1 y 2 para diferentes gastos durante la segunda prueba.	76
Figura 7.4: Comportamiento de la socavación y deslizamiento de taludes empleando material no cohesivo.	77
Figura 7.5: Socavación obtenida en el Vertedor 1 y 2 al terminar la primera prueba.	78
Figura 7.6: Socavación obtenida en el Vertedor 1 y 2 al terminar la segunda prueba.	79
Figura 7.7: Profundidades del pozo de socavación en el Vertedor 1, prueba con material no cohesivo.	80
Figura 7.8: Profundidades del pozo de socavación en el Vertedor 2, prueba con material no cohesivo.	81
Figura 7.9: Perfil de la socavación obtenido en la prueba 1 y 2 para el Vertedor 1.	82
Figura 7.10: Perfil de la socavación obtenido en la prueba 1 y 2 para el Vertedor 2.	83
Figura 7.11: Descarga del vertedor 1 y 2 en la primera prueba con material cohesivo.	87
Figura 7.12: Imagen en planta de la socavación observada en el vertedor 1 durante la primera prueba, empleando material cohesivo con baja proporción de cemento.	87
Figura 7.13: Descarga del vertedor 1 y 2 en la segunda prueba con material cohesivo.	88
Figura 7.14: Socavación obtenida en el Vertedor 1 y 2 al terminar la primera prueba con material cohesivo.	90
Figura 7.15: Socavación obtenida en el Vertedor 1 y 2 al terminar la segunda prueba con material cohesivo.	91
Figura 7.16: Profundidades del pozo de socavación en el Vertedor 1 con material cohesivo.	93
Figura 7.17: Profundidades del pozo de socavación en el Vertedor 2 con material cohesivo.	94
Figura 7.18: Perfil de la socavación del V1 en la prueba 1 con material cohesivo.	95
Figura 7.19: Perfil de la socavación del V2 en la prueba 1 con material cohesivo.	96
Figura 7.20: Perfil de la socavación del V1 en la prueba 2 con material cohesivo.	97
Figura 7.21: Perfil de la socavación del V2 en la prueba 2 con material cohesivo.	98
Figura 8.1 : Valores de Y_s y del gasto para el V1 y V2 con material no cohesivo.	105
Figura 8.2: Relación entre Y_s medido y calculado para el V1 y V2 en ambas pruebas con material no cohesivo.	105
Figura 8.3: Relación entre $(Fr_d)^2$ y $Y_{s\text{medido}}/H$	106
Figura 8.4: Relación entre $f'c$ del material y Y_s medido con material cohesivo en el vertedor 1.	107
Figura 8.5: Relación entre $f'c$ del material y Y_s medido con material cohesivo en el vertedor 2.	107
Figura 8.6 : Valores obtenidos con las ecuaciones empíricas para material cohesivo.	108
Figura 8.7: Valores de Y_s calculados con la fórmula propuesta y los valores medidos en el modelo en la primera prueba.	110
Figura 8.8: Valores de Y_s calculados con la fórmula propuesta y los valores medidos en el modelo en la segunda prueba.	111
Figura 8.9 : Socavación del V2 utilizando material cohesivo durante la primera prueba.	112
Figura 8.10: Comparación de los valores de Y_s/Z_o obtenidos con la ecuación 79 y con el modelo para la primera prueba.	113
Figura 8.11 : Comparación de los valores de Y_s/Z_o obtenidos con la ecuación 79 y con el modelo para la segunda prueba.	114

Índice de tablas.

Tabla 3.1: Variables involucradas en el desarrollo de la socavación.	27
Tabla 3.2: Fórmulas para calcular la profundidad de socavación.	48
Tabla 4.1: <i>Condiciones de similitud obtenidas a partir del número de Froude.</i>	57
Tabla 4.2: Escalas para el modelo físico, con base en la Ley de Froude.	59
Tabla 4.3: Especificaciones del modelo físico.	59
Tabla 5.1: Gastos utilizados en el Vertedor 1 y 2 para pruebas con material no cohesivo.	62
Tabla 5.2: Gastos utilizados en el Vertedor 1 y 2 para pruebas con material cohesivo.	65
Tabla 5.3: Proporciones de cemento, yeso y agua para las pruebas con material cohesivo.	66
Tabla 7.1: Medidas tomadas del modelo de la Presa Sta. María.	74
Tabla 7.2: Medición de longitud de incidencia del salto hidráulico en el modelo.	74
Tabla 7.3: Valores calculados del ancho y ángulo de entrada del chorro.	75
Tabla 7.4: Cotas del perfil ubicadas en la zona de impacto del vertedor 1.	82
Tabla 7.5: Cotas del perfil ubicadas en la zona de impacto del vertedor 2.	83
Tabla 7.6: Datos obtenidos del modelo de la Presa Santa María.	84
Tabla 7.7: Longitud de incidencia del salto hidráulico.	84
Tabla 7.8: Valores calculados del ancho y ángulo de entrada del chorro.	85
Tabla 7.9: Descripción del comportamiento de las capas Sr, Rf y Rs en la primera prueba con material cohesivo.	97
Tabla 7.10: <i>Descripción del comportamiento de las capas Sr, Rf y Rs en la segunda prueba.</i>	98
Tabla 7.11: <i>Cotas del perfil ubicadas en la zona de impacto del vertedor 1 y 2, con material cohesivo.</i>	99
Tabla 8.1: Profundidad de socavación obtenida del modelo empleando material no cohesivo.	100
Tabla 8.2: <i>Profundidad de socavación obtenida del modelo empleando material cohesivo.</i>	101
Tabla 8.3: Cálculo de la profundidad de socavación empleando las ecuaciones empíricas para la primera prueba con material no cohesivo.	101
Tabla 8.4: Cálculo de la profundidad de socavación empleando las ecuaciones empíricas para la segunda prueba con material no cohesivo.	102
Tabla 8.5: Cálculo de la profundidad de socavación empleando las ecuaciones empíricas para la primera prueba con material cohesivo.	102
Tabla 8.6: Cálculo de la profundidad de socavación empleando las ecuaciones empíricas para la segunda prueba con material cohesivo.	103
Tabla 8.7: <i>Valores para el Criterio de Nash-Sutcliffe.</i>	103
Tabla 8.8: Valores NSE, RMSE y MAPE de las ecuaciones con mejor correlación para el V1 y V2 en material no cohesivo y cohesivo.	104
Tabla 8.9: Valores de f_c empleado para representar un suelo residual, roca fracturada y roca sana.	107
Tabla 8.10: Valores de Y_s obtenidos con la ecuación propuesta y con el modelo físico.	109
Tabla 8.11: Valores de NSE, RMSE y MAPE de la Ec. 78 para el V1 y V2 en la primera prueba con material no cohesivo.	109
Tabla 8.12: Valores de NSE, RMSE y MAPE de la Ec.78 para el V1 y V2 en la segunda prueba con material no cohesivo.	109
Tabla 8.13: Valores de Y_s obtenidos con la ecuación propuesta y con el modelo físico.	111
Tabla 8.14: Valores de NSE, RMSE y MAPE de la Ec. 79 para el V1 y V2 en la primera prueba con material cohesivo.	112
Tabla 8.15: Valores de NSE, RMSE y MAPE de la Ec. 79 para el V1 y V2 en la segunda prueba con material cohesivo.	112

Resumen

La socavación aguas abajo de cubetas deflectoras compromete la seguridad del vertedor, debido a un reblandecimiento de la cimentación, daños a estructuras cercanas o deslizamientos de taludes. Para el estudio de la socavación se emplean modelos matemáticos o modelos físicos, los primeros requieren altas especificaciones computacionales para realizar las simulaciones, mientras los segundos a pesar de ser costosos, permiten modelar fenómenos complejos con una alta confiabilidad.

En el presente trabajo, se estudió la socavación empleando material no cohesivo y cohesivo. El material no cohesivo consistió en una grava de $\frac{3}{4}$ " y $\frac{1}{4}$ " de diámetro colocada sin compactar sobre la zona de descarga; mientras para el material cohesivo se utilizó una mezcla de agregado grueso (grava $\frac{3}{4}$ " y $\frac{1}{4}$ " de diámetro) y diferentes proporciones de cemento, yeso y agua.

Con el mismo objetivo, se utilizó el modelo físico de la Presa Sta. María, construido en el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA), a escala 1:96 sin distorsión, la profundidad de socavación (Y_s) obtenida del modelo se comparó con la estimada mediante 31 ecuaciones empíricas documentadas por Whittaker & Schleiss (1984), Bollaert & Schleiss (2003) y Castillo & Carrillo (2017). Los resultados para material no cohesivo muestran una buena correlación, sin embargo, esto no sucedió para material cohesivo.

Los datos obtenidos permitieron formular dos ecuaciones empíricas para calcular la profundidad máxima de socavación (Y_s) tanto con material suelto como cohesivo. Para verificar el nivel de correlación de las ecuaciones se calcularon los indicadores de Eficiencia Nash-Sutcliffe (NSE), Raíz del error cuadrático medio (RMSE) y Error de balance de masas (MAPE).

Palabras clave: *Socavación, modelo físico, erosión en presas, vertedores, ecuaciones empíricas, cubeta deflectora.*



1. Introducción.

1.1 Antecedentes.

De acuerdo a Hoffmans & Pilarczyk (1995) la socavación es un “fenómeno natural causado por el flujo de ríos o corrientes”, este proceso ocurre debido a los cambios morfológicos de los ríos o como resultado de estructuras hechas por el hombre, puede ser dividido en diferentes etapas, al principio de la descarga el arrastre de material es rápido hasta alcanzar un estado de equilibrio.

La descarga de grandes volúmenes de agua a través de las obras de excedencias de las presas genera un pozo denominado “pozo de socavación” o “cuenco de disipación”, éste representa un riesgo para la estructura hidráulica, provocando deslizamientos de material que afectan directamente a los cimientos y a las laderas cercanas, la acumulación de material también puede generar remansos afectando la eficiencia de descarga del vertedor. La profundidad y la geometría del pozo está condicionado por el tipo de suelo (roca sana, roca fracturada o suelo residual), el gasto de descarga y por el tipo de obra de excedencia. Para evitar erosiones que comprometan la estructura es necesario proyectar obras de protección como tanques de amortiguamiento (lisos o dentados), cubetas deflectoras, vertedores escalonados, vertedores en laberinto, entre otros, que ayuden a disipar la energía cinética de la descarga o alejen el chorro de agua de los cimientos del vertedor.

Algunas presas han sufrido problemas de erosión debido a la descarga de su vertedor, de acuerdo a Bollaert & Lesleighter (2014) la presa Awoonga, en Australia experimentó problemas de socavación debido a una avenida inusual, las rocas al pie del vertedor recorrieron 50 m aguas abajo y la profundidad del pozo fue de 3 m, ésta última era menor a 2 m al inicio de la avenida.



En 1939 se construyó la presa Bartlett en Arizona, a partir de ser puesta en operación se formó un pozo de socavación que iba aumentando conforme los años hasta alcanzar una profundidad de 30.4 m (Heng, Tingsanchali & Suetsugi, 2012).

En 1999, la presa Borumba, en Australia, construida sobre un suelo de pizarra altamente fracturada, filita, cuarcita, brecha y roca verde, descargó aproximadamente 1,800 m³/s de agua originando una socavación justo al pie del vertedor, después de los trabajos de drenado para realizar la rehabilitación estructural se descubrió otro pozo a unos metros aguas abajo, de acuerdo Bollaert & Lesleighter (2014) la erosión es debido al diseño del vertedor que concentra la descarga en el lado derecho y a la presencia de flujos de retorno debajo del chorro.

De acuerdo a Heng, *et. al.* (2012) la presa Kariba, en Africa, alcanzó una profundidad de socavación de 80 m entre el periodo de 1962 y 1982, el autor hace referencia a otros casos de estudio como el vertedor de la presa Keban en Turquía, que entre el período de 1983 a 1986 socavó los bloques de protección instaladas aguas abajo; la presa Karakaya localizada en el río Eúfrates, en Turquía, socavó sin ninguna estructura de protección una profundidad de 30 m; y la presa Tarbela, en Pakistan, arrastró un total de 36,900 m³ de material tan sólo en los primeros 5 años de operación.

George & Sitar (2016) hacen un estudio de la presa Spaulding núm. 2 localizada en la Sierra Nevada de Batholith, E.U.A., desde su construcción, en 1920, se ha erosionado cerca de 185,000 m³ de material y depositado aguas abajo como producto del transporte y deposición, debido a la instalación de una plataforma robusta de concreto como medida de protección no se ha formado una socavación alarmante que comprometa la seguridad de la presa.

En México, el Programa Nacional de Seguridad de Presas (2013) indica algunos casos de erosión en el vertedor, como la presa Temecayo localizada en el Río Amacuzac y la presa Potrero de Rosas, ambas en el Estado de Guerrero.

Los casos presentados muestran la importancia que tiene el estudio de la socavación en los vertedores, tal proceso abarca aspectos como el hidráulico, topográfico, hidrológico, geológico e incluso económico. En el caso específico de México existen 5,700 presas, 170 son consideradas como de alto riesgo las cuales representan el 3%. Con base en el estudio de Briseño, Orozco & Moreno (2015) los principales tipos de riesgo son: Hidráulico – Hidrológico, éste se relaciona con insuficiencia hidráulica y obturación de las obras de excedencias; riesgo funcional, éste es debido a una falta de mantenimiento de la presa; y estructural, causada por afectaciones en la cortina.



1.2 Consideraciones Generales.

La infraestructura para controlar y almacenar el agua para posteriormente usarla en la agricultura, control de avenidas o generación de energía eléctrica, representó una oportunidad para incentivar el desarrollo del país, por esta razón las presas junto con sus obras complementarias han sido analizadas con la finalidad de mejorar sus diseños.

Las principales estructuras de una presa son listadas a continuación:

- a) Cortina: Estructura construida al paso de una corriente para detener y almacenar el agua, formando un embalse.
- b) Obra de toma: Conjunto de estructuras que permiten una extracción controlada de agua del embalse, responde a diversos propósitos: generación de energía eléctrica, de acuerdo a una ley de demanda o vaciado rápido del vaso.
- c) Obra de excedencias: Su función es descargar el excedente de agua almacenada para no comprometer la seguridad de la presa. Pueden ser con o sin control, para controlar su descarga se instalan compuertas.
- d) Desarenador: Es un tanque sedimentador que permite una limpieza periódica de la obra de toma, las partículas en suspensión se depositan en el fondo gradualmente y periódicamente son removidas mediante arrastre.
- e) Obra de desvío: Estructuras que permiten desviar el cauce del río para mantener seco el recinto de construcción de la cortina, las obras de desvío pueden ser en túnel, tajo, a través o sobre la cortina. En algunos casos los túneles de desvío pasan a formar parte de la obra de toma.

Al diseñar una presa se espera que todas las estructuras hidráulicas operen correctamente, Roldan y Arreguín (1983) sintetizan los objetivos de una presa en aprovechamiento y en defensa, el primero incluye al abastecimiento, producción de energía eléctrica, riego, usos industriales o navegación, y el segundo al control de avenidas y azolves. El diseño de una presa, de acuerdo al Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD) (citado por Marengo, 1996), deberá cumplir dos principios básicos, no debe presentar deterioros importantes durante su vida útil y no debe fallar de forma catastrófica en los escenarios más extremos. Para verificar el diseño se recurre a la modelación matemática utilizando métodos de aproximación como elementos finitos y diferencias finitas; y a la modelación física, que facilita el estudio de “estructuras, máquinas o un sistema de tamaño natural” empleando modelos físicos (CFE, 1983).



Como se describió anteriormente, la socavación aguas abajo de los vertedores representa un riesgo de estabilidad, por esta razón se proyectan cubetas deflectoras que disipan la energía y disminuyen el efecto erosivo de la descarga, estas estructuras despegan el chorro y lo alejan del vertedor, así la disipación se consigue con el frenado en el aire, la atomización y la difusión al impactar contra el colchón aguas abajo. Para aumentar la capacidad de disipación de las cubetas deflectoras, en algunos casos, se colocan estructuras dentadas que rompen con el flujo aumentando la inclusión de aire logrando una mayor atomización. Para el diseño de las cubetas deflectoras es necesario considerar la pendiente de la rápida, el gasto mínimo y máximo, las presiones existentes, el tirante de la descarga, la carga total, el radio de la curvatura y el ángulo de salida con respecto a la horizontal que se recomienda no exceda de 30° (Arreguín, 2000).

Se han propuesto ecuaciones de carácter empírico que permiten estimar la profundidad de socavación, éstas formulaciones fueron desarrolladas bajo ciertos criterios como el tipo de material de fondo, el tipo de vertedor, los gastos utilizados e incluso si los estudios se realizaron en un modelo físico o en un prototipo. Algunos autores: Whittaker & Schleiss (1984), Bollaert & Schleiss (2003) y Castillo & Carrillo (2017) han recopilado en sus trabajos un número considerable de éstas ecuaciones. Desde las primeras investigaciones sobre la erosión se ha determinado la importancia del diámetro característico del material y su densidad; además, en el proceso interviene el estado equilibrio de la socavación, esto sucede cuando ya no existe transporte de material con respecto al tiempo.

Para el estudio desarrollado en el presente trabajo se utilizó el modelo físico de la obra de excedencias del proyecto de la Presa Santa María, la cual se ubica en el Estado de Sinaloa, sobre el cauce del Río Baluarte; el modelo se encuentra en el Laboratorio “Enzo Levi” del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA), hasta la fecha, la construcción de la presa no está concluida, por esta razón no se poseen datos de la socavación en el prototipo, limitando esta investigación a procesos experimentales.

1.3 Presentación del problema.

La formación de un pozo de socavación aguas abajo de las cubetas deflectoras representa un riesgo para la estabilidad del vertedor, para su estudio se han empleado diferentes materiales, en su mayoría materiales no cohesivos como gravas o arenas, sin embargo, en la realidad la socavación se presenta bajo diferentes tipos de resistencia del suelo hasta alcanzar un estrato de roca sana cuya dureza impide una mayor socavación. La problemática radica para representar en un modelo físico otro tipo de suelo con una resistencia mayor que la aportada por los materiales no cohesivos, para



esto es necesario mezclar un agregado con un aglutinante que provoque mayor cohesión y resistencia al material, bajo este escenario se debe comprobar la utilidad de las ecuaciones empíricas ya que en el caso de la socavación con material cohesivo la erosión está relacionada con la resistencia que proporciona el aglutinante, la diferencia entre los materiales cohesivos y no cohesivos origina incertidumbre a los cálculos.

1.4 Justificación.

La erosión aguas abajo de un vertedor se ha analizado en modelos físicos cuyo fondo móvil consiste en arena, gravilla o aluvión, esto permitió a investigadores desarrollar las ecuaciones empíricas. Debido a la existencia de suelos como roca fracturada o sana, es necesario determinar la aplicabilidad de estas expresiones matemáticas para estos casos, empleando un modelo cuyo fondo móvil es una mezcla de agregado grueso con aglutinante.

1.5 Objetivo.

Estudiar la socavación originada aguas abajo de una cubeta deflectora mediante un modelo físico cuya zona de descarga está constituido por una grava de $\frac{3}{4}$ " y $\frac{1}{4}$ " como material no cohesivo, y una mezcla de agregado grueso con cementante como material cohesivo.

1.5.1 Objetivos Específicos.

- a) Reproducir la erosión al pie del vertedor hasta alcanzar el tiempo de equilibrio.
- b) Identificar los parámetros que intervienen en el salto hidráulico y en la disipación de energía al impactar en la zona de descarga.
- c) Calcular la profundidad de socavación empleando las ecuaciones recopiladas por Whittaker & Schleiss (1984), Bollaert & Schleiss (2003) y Castillo & Carrillo (2017).
- d) Identificar las ecuaciones con mejor desempeño, conforme lo observado en el modelo físico.
- e) Proponer una ecuación que estime la profundidad de socavación para material no cohesivo y material cohesivo.



2. Obra de excedencias.

2.1 Vertedores.

Son estructuras que permiten descargar el excedente de agua almacenada en una presa. Su diseño y funcionamiento debe ser acorde a las necesidades de la presa, sea ésta para almacenamiento o derivación, muchas de las fallas que ocurren en estas estructuras se debe a una falla estructural o una capacidad insuficiente.

Un vertedor se debe proyectar en un sitio donde el suelo sea lo suficientemente resistente para soportar las fuerzas erosivas creadas por la caída del agua.



Figura 2.1: Vertedor en rápida de la Presa Luis Donaldo Colosio, Sin.
Fuente: Recuperado de Ordena Conagua abrir vertedor de la presa Huites, de Luz noticias. Obtenido de:
<https://www.luznoticias.mx/ordenaconaguaabrirvertedordepresahuites-8709/>

La ubicación de los vertedores depende del tipo de presa, por ejemplo, en algunas presas de concreto el vertedor se localiza sobre la cortina, tal es el caso de la presa Luis Donaldo Colosio



“Huites”, en Sinaloa (ver figura 2.1), consiste en una presa de tipo gravedad diseñada para descargar un gasto máximo de 22,445 m³/s; las presas de materiales graduados tienen su vertedor alejado de la cortina, esto para evitar que la descargar de la obra de excedencias pueda reblandecer el material provocando problemas de estabilidad, la presa Ing. Carlos Ramírez Ulloa “El Caracol”, en Guerrero (ver figura 2.2), posee una cortina a base de materiales graduados, cuyos vertedores tienen un gasto máximo de 11,300 m³/s.

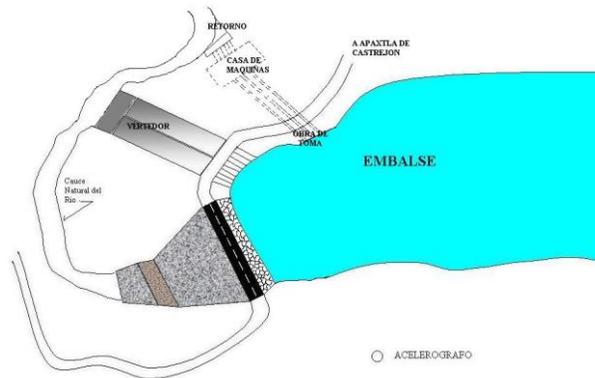


Figura 2.2: Vista general de la presa Ing. Carlos Ramírez Ulloa “El Caracol”, Gro.
Fuente: Recuperado de Sistema de seguridad de presas. Obtenido de <http://201.116.60.136/inventario/hinicio.aspx>

Para cumplir la ley de demanda de descarga o mantener la seguridad de la presa se proyectan tres tipos de vertedores: el vertedor de servicio, éste descarga las avenidas más frecuentes para un periodo de retorno pequeño; el vertedor auxiliar, entra en operación cuando las avenidas anteriores son rebasadas sin ser un gasto extraordinario; y el vertedor de emergencia, descarga el excedente de agua durante avenidas extraordinarias o en situaciones “de emergencia que no se hayan tomado en cuenta en las suposiciones normales del proyecto” (Department of the Interior. Bureau of Reclamation, 1979), es decir, los vertedores de emergencia trabajan como auxiliares si ocurren avenidas mayores a las de proyecto; además, por ser los garantes de seguridad de la presa durante una avenida máxima, los vertedores de emergencia deben ser más resistentes a la erosión aún más que la misma presa.

2.1.1 Partes de un vertedor.

a) Canal de acceso: Permiten conducir el agua almacenada del vaso a la estructura de control del vertedor. Este tipo de estructuras están presentes en presas de tierra y materiales graduados, pues su vertedor se encuentra frecuentemente en laderas adyacentes, haciendo necesaria la presencia de un canal que conduzca el agua a la estructura de control.



b) Estructura de control: Componente que permite regular las descargas del vertedor, puede ser una cresta vertedora, orificio o un tubo, puede ser libre o con control. Los mecanismos de control pueden ser plumas, compuertas deslizantes o compuertas radiales. (Arreguín, 2000)

c) Canal de descarga: Conduce el agua desde la estructura de control a la estructura terminal, es necesario revestirlo para evitar erosión a causa de las altas velocidades y filtraciones, en algunos casos se colocan aireadores para evitar cavitación por sub-presión.

d) Estructura terminal: Disipa la energía cinética del chorro al ser descargado por el vertedor, disminuyendo la erosión aguas abajo. La descarga puede ser sobre un colchón de agua o sobre una roca sana, este último como la presa Las Vírgenes en Chihuahua; la salida del vertedor debe estar alejada de la presa para evitar casos de arrastre o reblandecimiento de las laderas y no comprometer a las estructuras adyacentes.

En la figura 2.3 se señalan las partes que conforman los dos vertedores de la P.H. Dr. Belisario Domínguez, localizada en el Municipio de Venustiano Carranza, Chiapas.

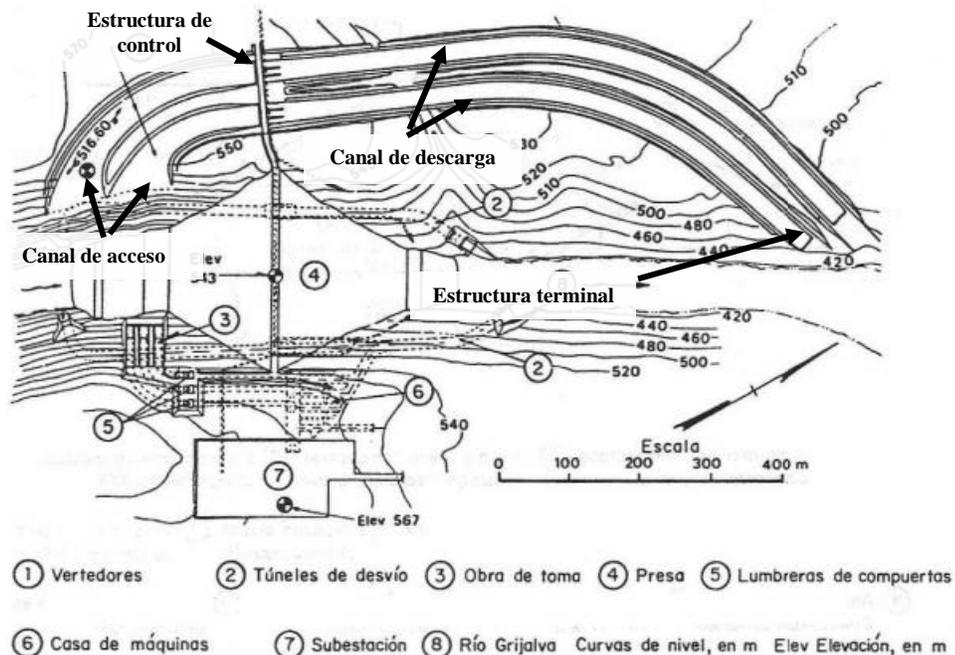


Figura 2.3: Plano en planta de la presa Dr. Belisario Domínguez “La Angostura”, Chiapas.
Fuente: Recuperado de Sistema de seguridad de presas. Obtenido de <http://201.116.60.136/inventario/hinicio.aspx>



2.1.2 Tipo de vertedores.

Khatsuria (2005) clasifica los vertedores de acuerdo a varios criterios:

1.- De acuerdo a las características más importantes.

- a) Vertedores de descarga libre: No posee un canal de descarga, este tipo de estructura vierte directamente de la cresta al cauce, el estrato aguas abajo debe ser roca sana para evitar erosiones al pie del vertedor.
- b) Vertedores de cimacio: Vertedor en forma de “S” que trabaja a gravedad, está compuesto por una cresta, una rápida y la estructura de salida que consiste en una curva cóncava que dirige el chorro hacia aguas abajo. El agua circula adherida al vertedor desde la cresta a la salida, esto impide el ingreso de aire en la cara interior de la lámina de agua y evita presiones negativas. Debido a su alta eficiencia de descarga es muy común en vertedores con cresta controlada por compuertas.
- c) Vertedores con canales laterales: Consiste en un vertedor cuya cresta es paralela al canal de descarga, es poco eficiente durante descargas máximas debido a un ahogamiento de la cresta, se recomienda su uso cuando existan condiciones topográficas desfavorables como un boquilla muy cerrada o laderas empinadas.
- d) Vertedores con conducto de descarga: Este tipo de vertedores son comunes en presas de tierra y materiales graduados. Posee un canal que conduce el agua descargada desde la cresta vertedora al cauce aguas abajo. Esta clasificación se divide en:
 - a. Vertedores con cimacio de eje recto: Poseen una cresta de control curva que vierte sobre una rápida de alta pendiente, ésta a su vez, liga con una estructura amortiguadora o con una cubeta deflectora.
 - b. Vertedores con cimacio de eje curvo: Formado por un cimacio con curva cóncava en dirección opuesta al flujo, éste descarga sobre un tanque que dirige el escurrimiento a una sección de control, posteriormente es ligada a una rápida hacia aguas abajo.
- e) Vertedores en embudo: Este vertedor tienen una cresta circular vista en planta, dividida en vertedor de control, una lumbrera vertical y un túnel de descarga. El agua escurre por el embudo cayendo verticalmente hasta un túnel de descarga para posteriormente ser conducida hacia el cauce aguas abajo. Los vertedores en embudo alcanzan su capacidad máxima con cargas pequeñas sobre su cresta, además, el túnel de descarga debe trabajar a superficie libre.
- f) Vertedores en rápida: Este tipo de vertedores son encontrados en presas de concreto, descargan el agua del embalse usando el paramento aguas abajo de la cortina.



2.- De acuerdo a su función.

- a) Vertedor de Servicio.
- b) Vertedor Auxiliar.
- c) Vertedor de Emergencia.

3.- De acuerdo a la estructura de control.

- a) Vertedor con control. Para regular la descarga se colocan compuertas basculantes o radiales, plumas, vigas o barreras inflables (*rubber dam*).
- b) Vertedor sin control. Este tipo de vertedor no tiene ninguna estructura que controle su descarga, lo que significa que no es necesario dar mantenimiento ni reparación a los mecanismos de regulación.
- c) Vertedor con orificio de fondo. Este tipo de vertedor cuenta con un muro de contención cuyo fondo tiene una abertura en forma rectangular. A mayor profundidad del orificio mayor será la potencia de descarga, esto evitará la formación de vórtices a la salida. Para evitar que el orificio se bloquee por la acumulación de azolve es necesario colocarlo a una altura sin afectar la descarga de proyecto.

2.2 Estructura terminal.

Parte final de los vertedores, su función es disipar la energía del chorro para evitar la erosión aguas abajo; de acuerdo con las condiciones geológicas de la zona de descarga se deberá considerar la construcción de estructuras de disipación como: cubeta de lanzamiento, trampolín, tanques de amortiguamiento o estructuras dentadas. Bureau of Reclamation (1987) estudió la eficiencia de dos tipos de cubetas, la primera es una cubeta estriada cuyos dientes dirigen el agua hacia arriba provocando una menor turbulencia y disminuyendo la erosión el suelo; la segunda es una cubeta lisa que genera gran turbulencia en la superficie del agua, provocando un remolino en el fondo capaz de erosionar el suelo (ver figura 2.4).

Como se mencionó, otras estructuras que ayudan a disipar energía son los tanques de amortiguamiento, estas son estructuras de concreto construidas en la zona de descarga para disipar la energía y proteger el lecho, se proyectan cuando el tipo suelo no posee la resistencia suficiente contra la erosión, pueden encontrarse en la Presa Internacional Falcón, en Tamaulipas o en la Presa Internacional La Amistad, en Coahuila. Existen variantes de tanques de amortiguamiento, Bureau of Reclamation (1987) estudió tanques dentados para diferentes números de Froude, el tanque de la



figura 2.5 aporta buenos resultados para disipar la energía en corrientes cuyo número de Froude va de 2.5 a 4.5.

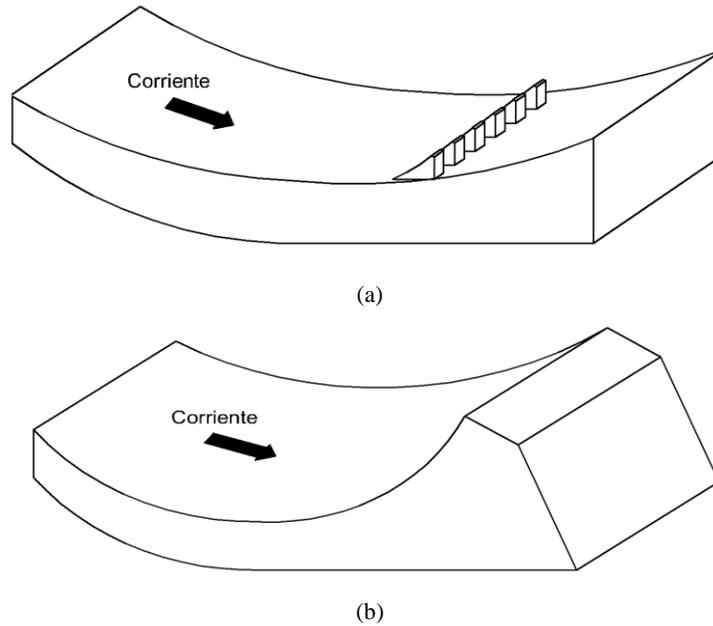


Figura 2.4: Tipos de cubeta USBR. (a) Trampolín estriado, (b) Trampolín liso
Fuente: Adaptado de "Obras de excedencias", de Arreguín, F., 2000, p. 143, México: IMTA

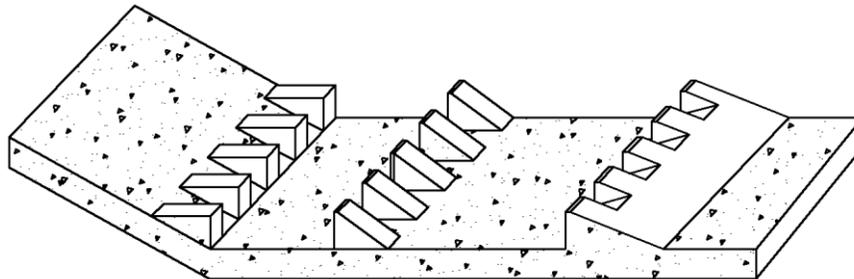


Figura 2.5: Diseño de tanque amortiguador dentado.
Fuente: Adaptado de "Design of small dams", de United States Department of the Interior. Bureau of Reclamation, 1987, p. 392, U.S. Washington, DC: Government Printing

Para proyectar este tipo de estructuras se deberá considerar la resistencia del estrato donde se pretende construir, la cercanía con la cortina, la existencia de poblaciones aguas abajo, la factibilidad económica para su construcción y la posibilidad de que exista un remanso cuando se inicie con la descarga.

Para la existencia de un remanso se deberá verificar las elevaciones a la salida del canal de descarga y el nivel de aguas del río, para esto se realiza una comparación de la gráfica de tirantes-gastos y la gráfica de mayores conjugados.



Para determinar la gráfica de conjugados mayores se usa la siguiente ecuación.

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + 8F_{r1}^2} \right) \quad (1)$$

Donde

y_1 , Conjugado menor correspondiente al tirante al final de la rápida, en m.

y_2 , Conjugado mayor formado por el resalto de y_1 , en m.

F_{r1} , Número de Froude correspondiente a y_1 .

La figura 2.6 relaciona los tirantes a la salida del vertedor y la curva de los mayores conjugados, cuando el nivel del río es mayor que el conjugado mayor, el salto hidráulico se ahoga, tal es el caso del inciso (a), para este caso es necesario construir una cubeta deflectora para alejar el chorro de la estructura terminal evitando de esta forma el ahogamiento. Cuando el tirante conjugado es mayor que el tirante del río, el salto se barre, inciso (b) y (c), en este caso es necesaria la construcción de un tanque amortiguador desplantado en el lecho del cauce o la construcción de un umbral terminal. Si la curva de tirantes del río y tirantes conjugados coinciden (d) se produce un resalto limpio a la salida del vertedor para cualquier condición de escurrimiento.

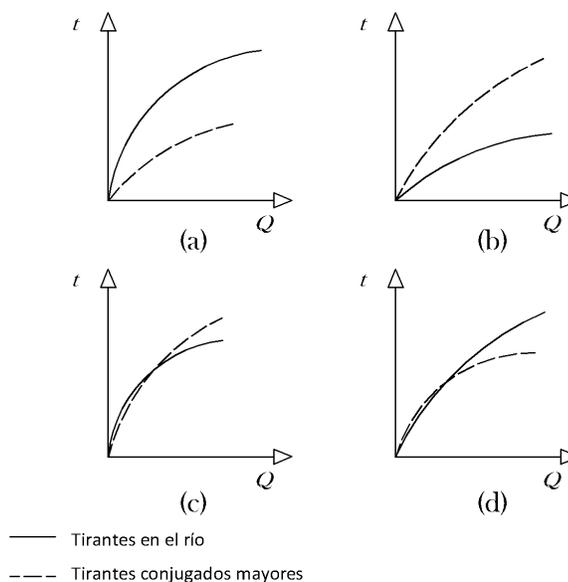


Figura 2.6: Gráfica de tirantes del río y conjugados mayores.

Fuente: Recuperado de "Manual de diseño de obras civiles: Hidrotecnia: Hidrología: A.2.10. Obras de excedencia", de Comisión Nacional del Agua, 1981, p. 115. México, DF: CONAGUA



La figura 2.7 muestra los disipadores de energía presentes en las presas:

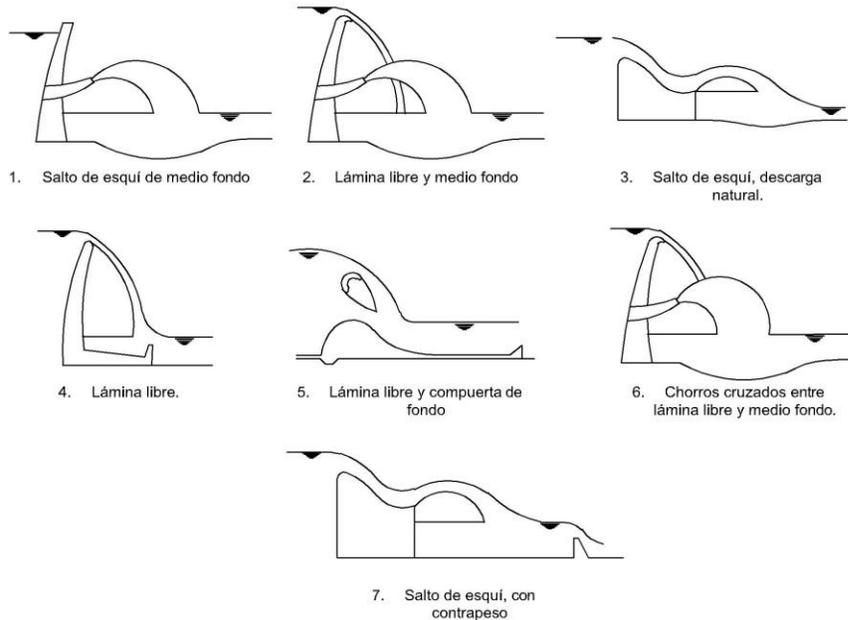


Figura 2.7: Tipos de disipadores de energía.

Nota: Recuperado de “Socavación al pie de las cubetas de lanzamiento: Formulación técnica”, de Camargo, J. & Guido, S., 1999, p.104, México: UNAM

El disipador de energía debe garantizar la disminución de la energía cinética del chorro, siempre que el poder erosivo del agua no vulnere la cimentación del vertedor o de estructuras aledañas, para esto, los vertedores se diseñan para que viertan de forma despegada aún con un gasto pequeño, es decir, que dispare el chorro a una distancia lejos de la estructura (ver figura 2.8).

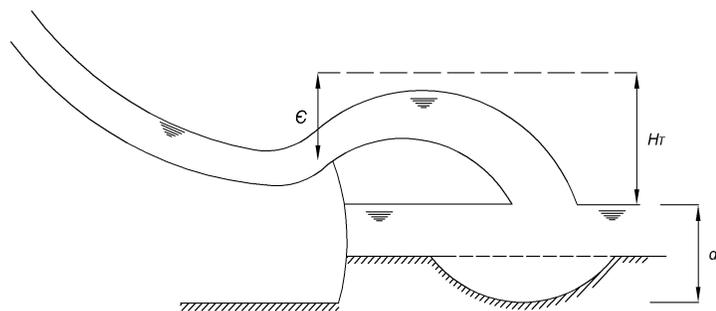


Figura 2.8: Disipador de energía con descarga despegada.

Nota: Recuperado de “Manual de diseño de obras civiles: Hidrotecnia: Hidráulica: A.2.10. Obras de Excedencias” de Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas, 1981, p.114, México: CFE

Existen casos que, para cierto diseño de la cubeta de lanzamiento, no se tiene un despegue apropiado del chorro con gastos pequeños, en estos casos es necesario modificar el ángulo de lanzamiento de la cubeta hasta conseguir un comportamiento óptimo (ver figura 2.9).

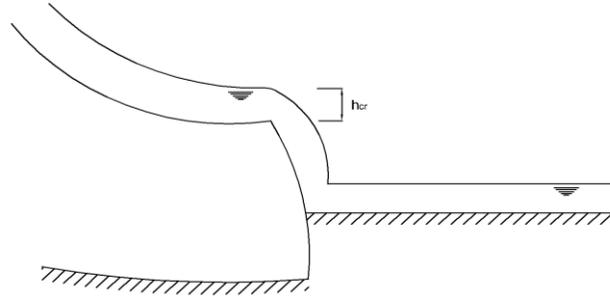


Figura 2.9: Dissipador de energía sin despegar.

Nota: Recuperado de "Manual de diseño de obras civiles: Hidrotecnia: Hidráulica: A.2.10. Obras de Excedencias" de Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas, 1981, p.114, México: CFE

2.2.1 Salto Hidráulico.

El salto hidráulico fue estudiado por primera vez, por el científico italiano Bidone, en 1818; posteriormente en el año 1828, Bélanger, matemático francés, pudo determinar el flujo subcrítico y supercrítico (Chow, 1982). Para que exista el salto hidráulico deberá haber un cambio de régimen, de flujo supercrítico a flujo subcrítico, necesariamente.

El flujo supercrítico consiste en un número de Froude mayor a la unidad, en este estado las fuerzas de inercia dominan sobre las de gravedad y el flujo adquiere gran velocidad; en cambio, el flujo subcrítico tiene un número de Froude menor a la unidad, las fuerzas de gravedad dominan sobre las de inercia y se caracteriza por ser un flujo con baja velocidad.

2.2.1.1 Clasificación de Salto Hidráulico.

Por número de Froude (ver figura 2.10):

1. $F_r=1$, el flujo es crítico, no se forma salto hidráulico.
2. $F_r=1 - 1.7$, se presentan ondulaciones en el flujo.
3. $F_r= 1.7 -2.5$, se presentan un salto débil con una disipación de energía mínima y una distribución uniforme de velocidades.
4. $F_r= 2.5 - 4.5$, se genera un salto oscilante con ondas de gran longitud y período irregular.
Existe una transición
5. $F_r= 4.5 - 9$, se forma un salto balanceado y con una disipación de energía del 45% al 70%.
6. $F_r > 9$, salto a una alta velocidad, el efecto de disipación es de 85%. Se generan ondas por la velocidad procedente de aguas arriba, penetrando el remolino del salto y emergiendo aguas abajo en forma de ondulaciones.

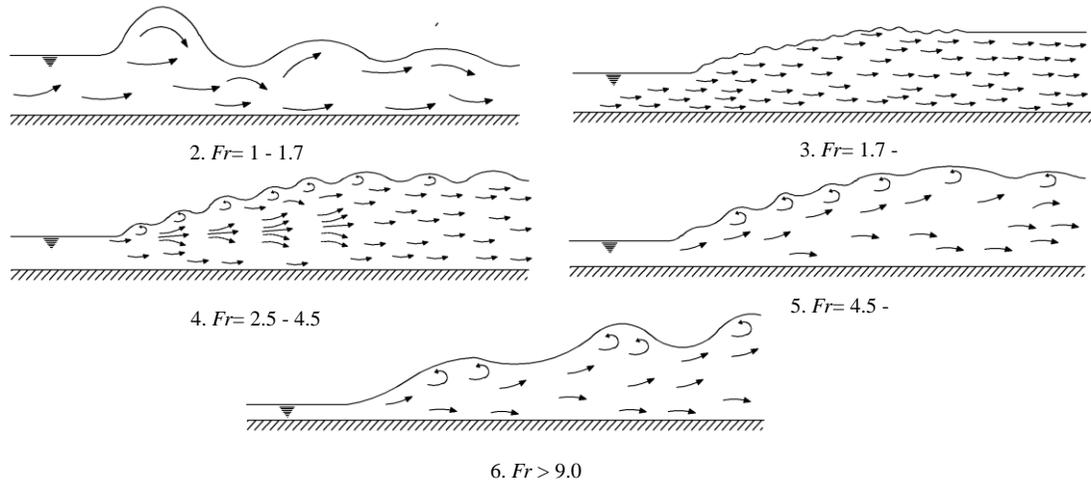


Figura 2.10: Tipos de salto hidráulico.

Nota: Adaptado de "Hidráulica de canales abiertos" de Chow, V., 1982, p. 388, México, DF: Diana

El salto hidráulico también se clasifica por su comportamiento aguas abajo, donde intervienen los tirantes y la velocidad de descarga:

- a) Salto al pie del cimacio.

Salto que debe formarse al pie del vertedor, es el ideal para lograr la disipación de energía, para este caso las condiciones de número de Froude, y_1 e $y_2' = y_2$ deben cumplir la ecuación 1.

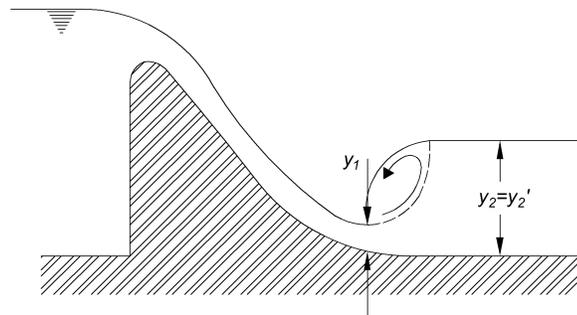


Figura 2.11: Salto hidráulico al pie del cimacio.

Nota: Adaptado de "Hidráulica de canales" de Sotelo, G., 2002, p. 332, México, DF: UNAM, Facultad de Ingeniería.

- b) Salto ahogado.

En este caso, el tirante aguas abajo (y_2') es más grande que el tirante aguas arriba (y_2), el salto hidráulico se forma aguas arriba del tirante y_1 , desarrollándose un salto hidráulico ahogado y reduciendo su capacidad de disipación.

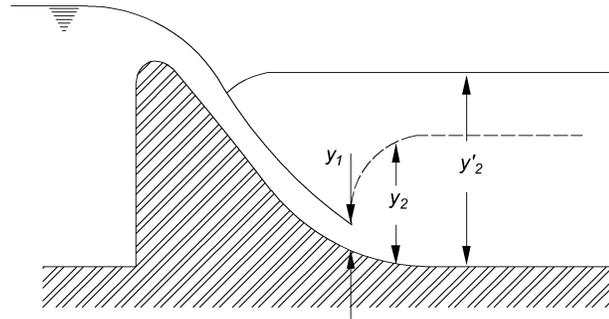


Figura 2.12: Salto hidráulico ahogado.

Nota: Adaptado de "Hidráulica de canales" de Sotelo, G., 2002, p. 332, México, DF: UNAM, Facultad de Ingeniería.

c) Salto barrido.

El tirante y_2' es menor que el tirante y_2 , obligando al salto hidráulico recorrerse aguas abajo del tirante y_1 , en este caso, el efecto de disipación no es favorable para la zona de descarga, originando problemas de erosión.

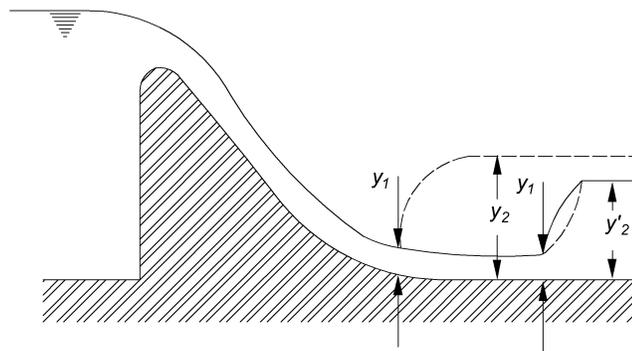


Figura 2.13: Salto hidráulico barrido.

Nota: Adaptado de "Hidráulica de canales" de Sotelo, G., 2002, p. 332, México, DF: UNAM, Facultad de Ingeniería.

2.2.1.2 Fases del salto de esquí.

De acuerdo con Castillo & Pérez de la Cruz (2009) la disipación de energía es un proceso que inicia con la desintegración del chorro durante el vuelo como resultado de la aireación y atomización del salto, y posteriormente por la introducción y difusión del chorro en el cuenco. Camargo, Franco y Guido (1999) dividen el proceso de desintegración del chorro en cinco etapas (ver figura 2.14), las cuales se resumen a continuación:

a) Primera Fase: En esta etapa se aprecia un chorro compacto, sin aireación, la intensidad de la turbulencia depende del vertedor y de la aproximación con éste.



b) Segunda fase: La velocidad relativa del chorro y el aire presente incrementan la turbulencia, este aumento logra romper la tensión superficial del salto formando burbujas en el trayecto.

c) Tercera fase: En esta etapa el salto se encuentra aireado con un incremento de su ancho, además, debido a la presencia de aire el chorro obtuvo una mayor velocidad relativa.

d) Cuarta fase: Durante esta etapa se observa un desprendimiento de gotas provocada por el aumento de la velocidad relativa y la aireación, durante el proceso las gotas adquieren su velocidad límite de caída.

e) Quinta fase: Se observa un salto completamente desintegrado, además el área transversal del chorro aumentó en comparación a la primera etapa.

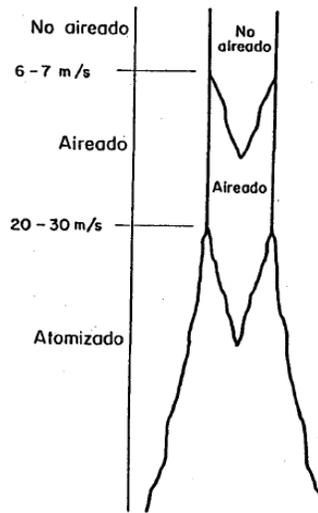


Figura 2.14: Fases del salto de esquí.

Nota: Recuperado de "Socavación al pie de las cubetas de lanzamiento. Formulación Teórica" de Camargo, Franco & Guido, 1999, p.111, México: UNAM, Instituto de Ingeniería

2.2.2 Cálculo de características geométricas-hidráulicas.

2.2.2.1 Presiones en la cubeta deflectora.

Para el cálculo de las presiones se recomienda usar el método planteado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (USACE), cuya ecuación para calcular la presión de la fuerza centrífuga es:

$$P_c = \frac{\gamma U^2 d}{gR} \quad (2)$$



Donde

- P_c , Presión centrífuga en la sección transversal de la cubeta.
- γ , Peso específico del agua.
- U , Velocidad media del flujo.
- d , Espesor del agua en la dirección radial.
- R , Radio hidráulico.

Para calcular la presión máxima en la parte más baja de la cubeta se usa la figura 2.15a; para obtener las presiones en diferentes puntos de la cubeta se utiliza la ecuación 3 y la figura 2.15b:

$$\frac{h_p}{H_T} = f\left(\frac{q}{R\sqrt{2gH_T}}, \frac{\alpha}{\alpha_T}\right) \quad (3)$$

Donde:

- h_p , La carga de presión para cualquier punto de la cubeta.
- H_T , Carga total en cada sección o la diferencia entre la plantilla de la cubeta y el gradiente hidráulico.
- q , Gasto unitario.
- α , Ángulo entre la normal de la plantilla al inicio de la cubeta y la normal a la plantilla en la sección de la cubeta, en grados.
- α_T , Ángulo de deflexión de la cubeta.

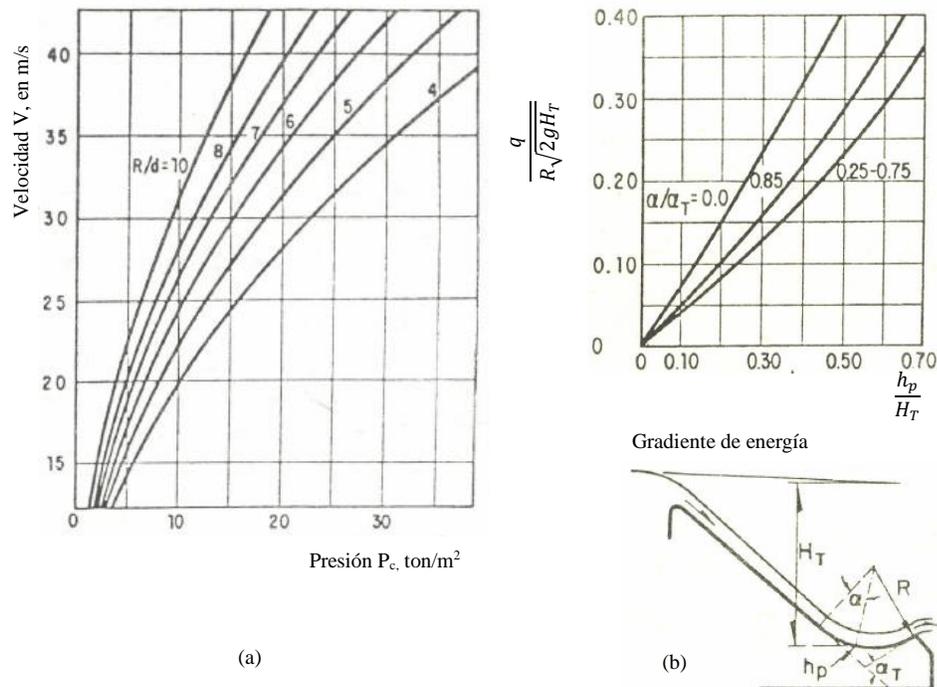


Figura 2.15: Gráficos para el cálculo de presión centrífuga en la cubeta deflectora.

Nota: Recuperado de "Manual de diseño de obras civiles: Hidrotecnia: Hidráulica: A.2.10. Obras de Excedencias" de Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas, 1981, p.127, México: CFE



2.2.2.2 Cálculo de la trayectoria del chorro.

Para determinar la trayectoria del salto, la Oficina de Reclamación de los Estados Unidos (USBR) propuso la siguiente ecuación:

$$y = x \tan \theta - \frac{x^2}{K'[4(d + h_v)\cos^2\theta]} \quad (4)$$

Donde K' es un coeficiente con valor de 1 para el cálculo del chorro teórico, y para representar la resistencia al aire y las turbulencias internas que ocurren en la práctica se usa un coeficiente de $K'=0.9$, resultando la siguiente ecuación:

$$y = x \tan \theta - \frac{x^2}{3.6(d + h_v)\cos^2\theta} \quad (5)$$

Donde

- θ , Ángulo a la salida con la horizontal, no mayor de 30° .
- h_v , Carga de velocidad a la salida del vertedor.
- x, y , Coordenadas de un eje tomando como referencia la cresta del vertedor.

El ángulo de salida de la cubeta no debe ser mayor de $\theta = 30^\circ$. Al proponer el radio de la cubeta deflectora se debe cumplir las siguientes condiciones:

$$R' \geq 5d \quad (6)$$

$$R' \geq 0.043dv^{*2} \quad (7)$$

Donde

- R' , Radio de curvatura de la cubeta.
- v^* , Velocidad de salida de la cubeta.
- d , Tirante en direccional radial.

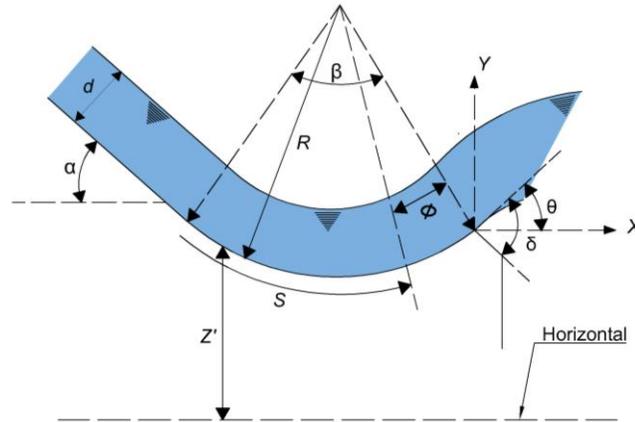


Figura 2.16: Variables de una cubeta deflectora.

Nota: Recuperado de "Diseño y funcionamiento Hidráulico de cubetas deflectoras" de Camargo, J. & Franco, V., 1989, p.135, México: UNAM, Instituto de Ingeniería

2.2.2.3 Longitud de lanzamiento.

La longitud horizontal del chorro se calcula usando la ecuación 5, haciendo $y=0$ y despejando a x :

$$x = 3.6(d + h_v) \tan\theta \cos^2\theta \quad (8)$$

Sabiendo que:

$$\tan\theta = \frac{\sin\theta}{\cos\theta} \quad (9)$$

$$\cos 2\theta = 2\sin\theta\cos\theta \quad (10)$$

Usando la ecuación 9 y 10 en 8, se obtiene:

$$x = 1.8(d + h_v) \sin 2\theta \quad (11)$$

La ecuación 11 contempla la constante K' vista en el apartado 2.2.2.2.

Para el cálculo de la longitud de lanzamiento medida a partir de la estructura terminal se proponen las siguientes ecuaciones desarrolladas por investigadores soviéticos (ver figura 2.17):



a) Vizgo (1966), calcula de manera teórica la distancia del lanzamiento sin tomar en consideración las pérdidas de energía ni la interacción del aire con el chorro.

$$\lambda_0 = \frac{L_v}{H} = 2 \cos \theta \left[m_v \operatorname{sen} \theta + \sqrt{m_v (1 - m_v \cos^2 \theta) + \frac{d}{2H} \cos \theta} \right] \quad (12)$$

Donde

- λ_0 , Distancia relativa del chorro.
- L_v , Longitud del chorro.
- H , Distancia del nivel aguas máximas y el nivel del remanso.
- m_v , Cociente obtenido de dividir h_v entre H .

b) Kiseliyov (1974), propone la siguiente ecuación, en esta expresión se consideran las pérdidas de energía.

$$L_v = 2\psi_1^2 n_k Z_2 \cos \theta \left[\operatorname{sen} \theta + \sqrt{\operatorname{sen}^2 \theta + \frac{d \cos \theta + 2Z_2(1 - n_k)}{2\psi_1^2 n_k Z_2}} \right] \quad (13)$$

Donde

- ψ_1 , Coeficiente de velocidad con valor de 0.85 a 0.92, se considera las pérdidas de energía desde la cresta del vertedor hasta la cubeta deflectora.
- n_k , Parámetro usado por Kiseliyov, es igual a $n_k = Z_2/T$.
- Z_2 , Distancia del nivel máximo de aguas arriba y el labio de la cubeta.
- T , Distancia del nivel máximo de aguas arriba y el fondo del cauce.

c) Eliasberk (citado por Camargo, *et. al.*, 1999) usa la velocidad al final de la cubeta, obteniendo la siguiente ecuación.

$$L_v = \frac{U^2 \operatorname{sen} \theta \cos \theta}{g} + U \cos \theta \sqrt{\frac{U^2 \operatorname{sen}^2 \theta}{g^2} + \frac{2Z_0}{g}} \quad (14)$$

Donde

- Z_0 , Distancia vertical desde el labio de la cubeta hasta el remanso del cauce.

Para calcular la longitud de la parte superior del chorro se considera $Z_0 + d$, para la parte media se considera $Z_0 + 0.5d$.

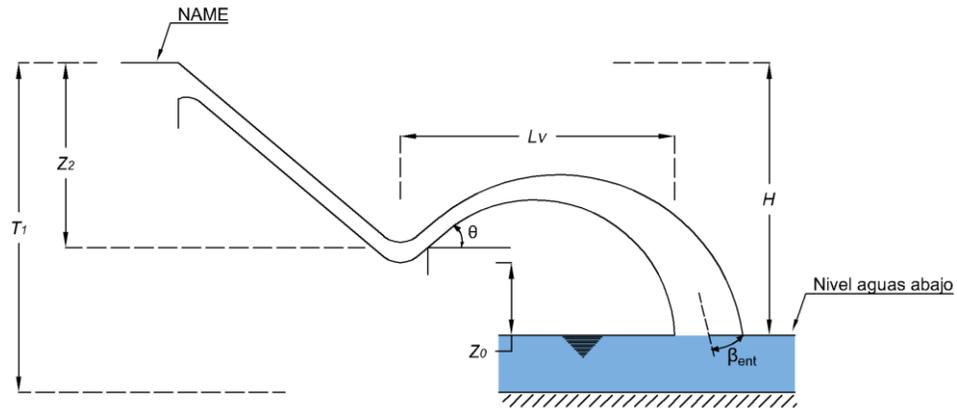


Figura 2.17: Variables para calcular la geometría del chorro.

Nota: Recuperado de "Diseño y funcionamiento Hidráulico de cubetas deflectoras" de Camargo, J. & Franco, V., 1989, p. 144, México: UNAM, Instituto de Ingeniería

2.2.2.4 Ancho máximo del lanzamiento.

Para el cálculo del ancho máximo del chorro (B_{vuelo}) se usa la ecuación propuesta por Vizgo (1966) (ver figura 2.18):

$$B_{vuelo} = B + 2L_v \tan \epsilon \quad (15)$$

Donde

ϵ , Ángulo de divergencia del chorro.

B , Ancho del chorro.

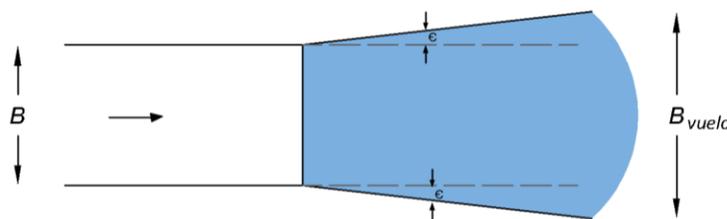


Figura 2.18: Variables para calcular el ancho del chorro.

Nota: Recuperado de "Diseño y funcionamiento Hidráulico de cubetas deflectoras" de Camargo, J. & Franco, V., 1989, p. 144, México: UNAM, Instituto de Ingeniería

2.2.2.5 Cálculo del ángulo y de la velocidad de entrada del chorro en la superficie de agua.

Para el cálculo del ángulo de entrada del chorro en la superficie del agua se usa la siguiente expresión:



$$\beta_{ent} = \text{ang tan} \left[\sqrt{\tan^2 \theta + \frac{2gZ_0}{U^2 \cos^2 \theta}} \right] \quad (16)$$

Donde

β_{ent} , Ángulo de entrada del chorro, se recomienda que el ángulo sea menor de 40°.

Para calcular la velocidad de entrada del chorro en la superficie del agua se usa la siguiente expresión:

$$V_{ent} = \sqrt{U^2 + 2gz} \quad (17)$$

El ángulo y la velocidad de entrada del chorro en la parte superior, media e inferior se calculan usando el criterio propuesto por Eliasberk (Apartado 2.2.2.3.).

Estos criterios observados definen las características del chorro, además, permiten plantear alternativas de protección contra la erosión, obteniendo de forma estimada la ubicación de la zona de choque.



3. Socavación.

3.1 Primeras investigaciones.

La socavación en vertedores comenzó a ser investigada por ingenieros europeos, cuando el uso de disipadores de energía se hizo común en estructuras hidráulicas, observaron que al usar una estructura de disipación como una cubeta deflectora originaba un cuenco de socavación en el lecho aluvial.

En el año 1928, el investigador austriaco Armin Schoklitsch fue el primero en estudiar la socavación a la salida de los vertedores, en sus experimentos logró determinar el tiempo de equilibrio, durante este lapso el pozo de socavación deja de experimentar arrastre de partículas por la acción del agua. Para sus experimentos, Schoklitsch empleó cinco tamaños de arena, mezclada en tres diferentes proporciones.

Durante el año de 1937, el ingeniero italiano Alessandro Veronese estudió la socavación usando un canal de 0.50 m de ancho y cuatro tamaños de grano d_m entre 9 y 36.2 mm.

En 1939, Charles Jaeger, ingeniero suizo, propuso una ecuación que cumplía con la condición de similitud de Froude, empleando datos obtenidos por Veronese y coeficientes que dependen de la geometría del chorro.

En 1944, Eggenberger, ingeniero suizo, determinó la importancia de la similitud de Froude, para desarrollar su investigación usó un canal rectangular de 1.20 m de ancho, con diámetros de sedimento de 1.22 a 7.55 mm.



Schoklitsch y Veronese consideraron que su modelo alcanzaba el tiempo de equilibrio en algunas horas, en cambio, Eggenberger lo obtuvo en 100 horas, de esta forma estableció una ecuación con los parámetros usados por Schoklitsch y Veronese.

A partir de los estudios de Schoklitsch, Veronese, Jaeger y Eggenberger se ha desarrollado una cantidad considerable de ecuaciones que permiten calcular la profundidad de socavación, existe una similitud entre las variables que involucran y los resultados que obtienen.

3.2 Socavación en material no cohesivo.

La socavación se origina por el impacto de una gran masa de agua sobre una zona erosionable, como arenisca, piedra caliza fracturada, granito, cuarcitas, andesita, *gneiss*, entre otros. De acuerdo con Camargo, *et. al.*, (1999) la socavación se desarrolla por la acción de altas velocidades, convirtiendo la energía potencial del embalse en cinética al momento de la descarga, además, existen presiones hidrodinámicas provocadas por el “efecto de impacto y deflexión del chorro turbulento sobre las paredes del fondo”. Por otra parte, D'Agostino & Ferro (2004) entienden la socavación como el resultado de un “balance de masa” entre las partículas que son eliminadas del pozo de socavación y las que son depositadas dentro. Annandale (1995), por su parte, divide el proceso de erosión en tres etapas, las que denomina levantamiento, desalojo y desplazamiento (ver figura 3.1). De acuerdo a Annandale, la alta turbulencia presente en el pozo de socavación genera fluctuaciones de presión que retiran una unidad de material de su estado de reposo, desalojándola del sitio y desplazándola debido a la potencia del flujo.

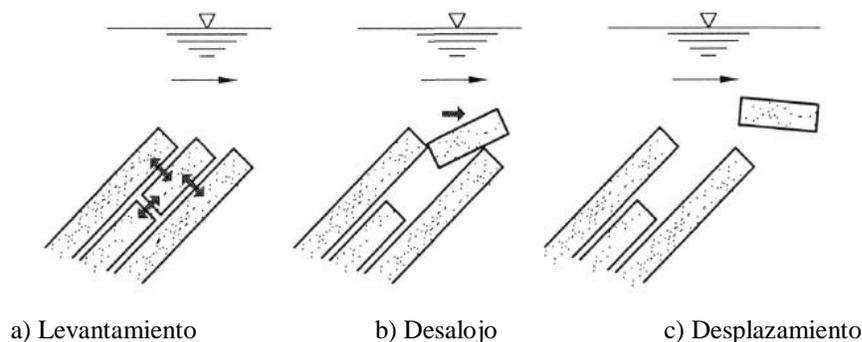


Figura 3.1: Proceso de erosión de acuerdo a Annandale (1995).
Nota: Recuperado de “Erodibility” de Annandale, G., 1995, *Journal of Hydraulic Research*, 33(4) p. 473

Yuen (1984) identificó dos tipos de socavación a las que denominó socavación limpia y socavación viva: la primera hace referencia a un continuo arrastre de sedimentos que no se deposita en el pozo de socavación, es decir, que continúa su trayectoria hacia aguas abajo, aumentando el



ancho y la profundidad de la socavación hasta el estado de equilibrio; y la segunda se refiere a la diferencia entre la cantidad de sedimento que entra y sale del pozo, dicho de otro modo, cuando la cantidad de sedimento que ingresa es mayor de la que sale, la profundidad de socavación disminuirá, y aumentará si sucede lo contrario.

Hoffmans & Verheij (1997) analizaron el desarrollo de la socavación a través del tiempo (ver figura 3.2), de acuerdo a los autores, la socavación limpia se presenta cuando no existe arrastre de sedimento proveniente de aguas arriba, además el proceso alcanza un límite asintótico al término de un tiempo; por otro lado, la socavación viva refleja un comportamiento diferente, se advierte un importante arrastre de sedimento hacia el pozo y un rápido incremento de la socavación en un corto intervalo de tiempo, para posteriormente fluctuar hasta alcanzar el estado de equilibrio; por sus condiciones de arrastre la socavación limpia consigue mayores profundidades que la socavación viva.

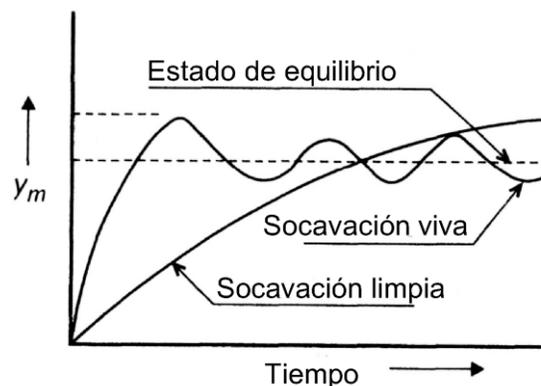


Figura 3.2: Tipos de socavación en función del tiempo.

Nota: Adaptado de "Scour Manual" de Hoffmans, G., & Verheij, H., 1997, Taylor&Francis Group, p. 32

Suárez (2001) señala que la socavación es el resultado del levantamiento y transporte de materiales por causa de una creciente. Para Bazargan & Kalantari (2015) el proceso se resume en dos pasos, el primero se refiere al desplazamiento del material aluvial, esto a causa de las fuerzas hidrodinámicas que fracturan el estrato, el segundo paso se refiere al desplazamiento de los fragmentos y a la formación del pozo de socavación.

Whittaker y Schleiss (1984) clasifican la socavación por el tipo de descarga, la primera se refiere a una descarga vertical o chorro de inmersión oblicuo, y la segunda a una descarga horizontal sobre un lecho erosionable. En el desarrollo de la socavación intervienen otros factores como los hidráulicos, hidrológicos y morfológicos, es decir, el gasto de descarga, la capacidad de disipación, el tirante del colchón aguas abajo o el tipo de material dispuesto en la zona de descarga. La turbulencia presente en la zona de descarga levanta el material localizado en el fondo arrastrándolo aguas abajo



o formando un montículo en el margen inmediato de la zona. Este montículo limita el desarrollo de la socavación, si esto sucede se dice que la socavación tiene un límite dinámico, no obstante, si el montículo es eliminado y se alcanza una estabilidad en la socavación se obtiene el límite estático final. Como se menciona, la estabilidad del proceso de socavación se presenta cuando ya no existe erosión, de acuerdo a Yuen (1984) esto sucede cuando las fuerzas hidrodinámicas son insuficientes para mover las partículas en el fondo, estas fuerzas son de presión, de corte y de sustentación.

De acuerdo a Hartung (1959) (citado en Mason, 1989) la socavación no sólo depende de la capacidad del chorro, también interfieren corrientes secundarias de retorno que pueden o no desalojar los sedimentos más allá del pozo de socavación evitando que éstos ingresen al cuenco, de acuerdo con Dargahi (2003) las corrientes secundarias son las causantes de importantes vórtices que aceleran el proceso de socavación en combinación con corrientes cíclicas que dominan la zona de descarga. El proceso de erosión también se ve limitado cuando las corrientes de retorno atrapan las partículas de fondo (Mason, 1989). Algunos parámetros que contribuyen a la formación de la socavación se muestran en la tabla 3.1.

Tabla 3.1: Variables involucradas en el desarrollo de la socavación.

VARIABLES QUE INTERVIENEN.	DESCRIPCIÓN.
Socavación	- Estructura de disipación - Descarga sumergida o libre - Dirección del chorro - Carga de energía, velocidad de descarga y ancho del chorro
Fluido	-Aceleración de la gravedad -Densidad del fluido -Viscosidad cinemática del fluido
Condiciones aguas abajo	-Tirante del colchón -Pendiente y sección transversal del río
Característica del material	-Densidad y tamaño del sedimento -Forma del grano -Cohesión del sedimento

Nota. Adaptado de: Yuen, E.-M. (1984). Clear water scour by high velocity jets. *Electronic Theses and dissertations* (1444).

3.2.1 Disipación del chorro.

Camargo, *et. al.*, (1999) dividen el cuenco de disipación en tres zonas con características diferentes (ver figura 3.3).

Zona 1. Zona laminar libre: Durante esta etapa el chorro presenta condiciones similares a una caída libre (ver subcapítulo 2.2.1.2.), además sufre un aumento de su ancho con presencia de ondulaciones en los lados (ver figura 2.18).



Zona II. Zona de choque: El chorro golpea el colchón aguas abajo dispersando el flujo a los lados, la velocidad disminuye y aumentan las presiones en el fondo producto de la turbulencia generada, en este lapso inicia el arrastre de material.

Zona III. Zona de chorro de pared: Una vez que el chorro penetró en el colchón se forma un salto hidráulico hacia aguas abajo, por el efecto de éste se forma un “remolino de resalto” visible en la superficie del colchón. Una opción para evitar una socavación pronunciada consiste en aumentar el tirante Y_o , de esta forma se crea una disipación más eficaz.

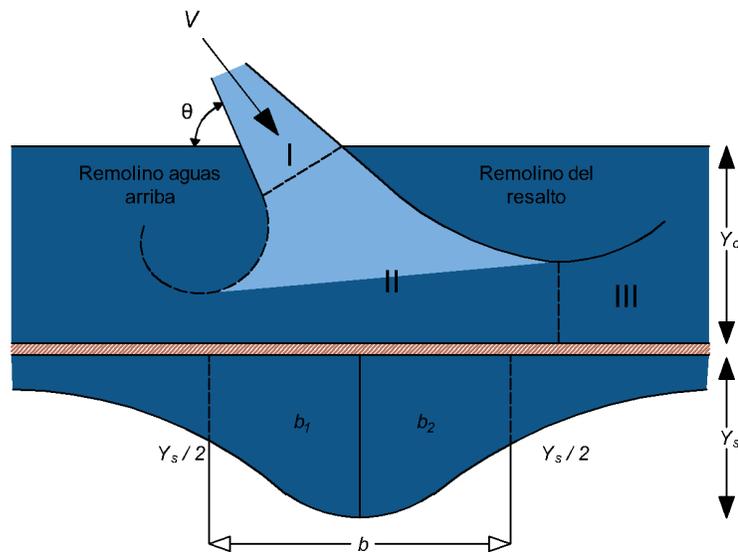


Figura 3.3: Zonas del cuenco de disipación.

Nota: Recuperado de “Socavación al pie de las cubetas de lanzamiento. Formulación Teórica” de Camargo, Franco & Guido, 1999, p.112, México: UNAM, Instituto de Ingeniería

3.2.2 Inicio del movimiento de la partícula.

El inicio del movimiento en el cuenco de disipación fue abordado por investigadores como Urbonas (1968) (citado en Yuen, 1984), en su investigación logró determinar la acción que ejerce la fuerza de presión y de sustentación sobre una partícula localizada en el fondo del cuenco. Para determinar el comportamiento de estas fuerzas, Urbonas midió la presión sobre una partícula en condiciones cercanas al movimiento dentro de un pozo de socavación en estado de equilibrio, encontró que las fuerzas de sustentación no ejercían influencia sobre las partículas localizadas en el fondo, por el contrario, se registraron altas fluctuaciones de presión sobre la superficie de la partícula.

La figura 3.4 muestra la interacción de las fuerzas de sustentación y de arrastre, como se observa depende del peso de la partícula y del ángulo de reposo, éste último se entiende como la pendiente formada por el material en estado de equilibrio ante el movimiento incipiente, algunos



estudios arrojan un ángulo de reposo de 30° para arenas y 40° para gravas (American Society of Civil Engineers, 2008). Es necesario entender como movimiento incipiente aquel instante en el que las partículas inician un movimiento, aunque no significa que éste pueda continuar, en ocasiones se traduce sólo como una vibración de la partícula, un instante en el que el grano salió del reposo; mientras el transporte incipiente es aquel en que el grano experimenta un movimiento visible de acuerdo con la dirección del flujo (García & Maza, 1993).

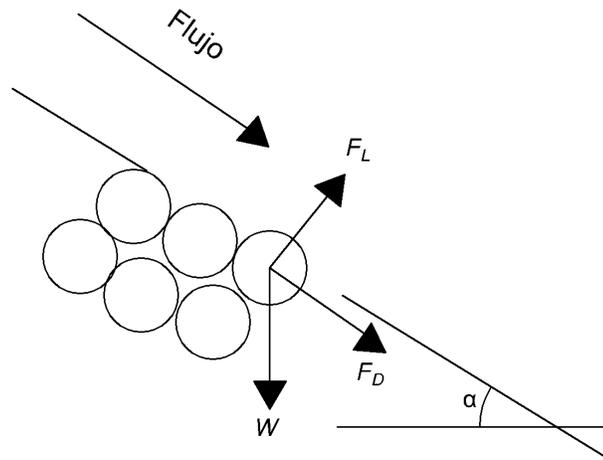


Figura 3.4: Diagrama de fuerzas sobre una partícula, donde α es el ángulo de la pendiente del material.

Nota: Recuperado de "Rock riprap design methods and their applicability to long-term protection of uranium mill tailing impoundments" de Walters, W., 1982, Nuclear Regulatory Commission, p. 12

De acuerdo al gráfico anterior, F_D y F_L correspondiente a la fuerza de arrastre y de sustentación, respectivamente, son influenciadas por el peso de la partícula, esto hace necesario descomponer a W en sus componentes x y y para establecer una sumatoria de fuerzas cuya igualdad sea cero. Según señala Yang (1996) las partículas están en un estado de movimiento incipiente cuando se cumplen las siguientes igualdades: la fuerza de sustentación igual al peso sumergido ($F_L=W$), la fuerza de arrastre igual a la resistencia de la partícula ($F_D=F_P$), y el momento de volcamiento igual al momento de resistencia ($M_O=M_P$) (ver figura 3.5). Cuando éste equilibrio se rompe, la partícula inicia su movimiento, a este valor se le conoce como esfuerzo cortante crítico, y depende de las condiciones del flujo y del sedimento. Esto tiene relación con lo mencionado por Breusers (1966, 1967) (citado en Hoffmans & Verheij, 1997), el transporte del sedimento en el pozo de socavación está relacionado con la diferencia entre una velocidad máxima y una velocidad crítica, esto último se refiere al comportamiento que tiene la fuerza de arrastre sobre el sedimento.

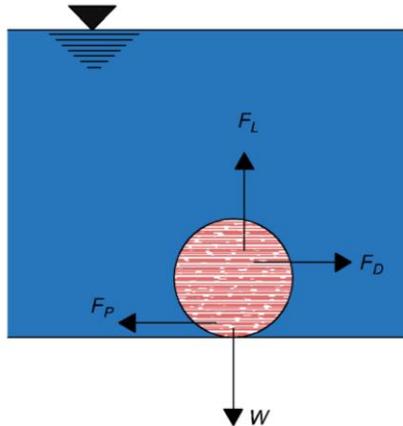


Figura 3.5: Estado de reposo de una partícula.

Nota: Recuperado de “Sediment Transport: Theory and Practice” de Yang, C.T., 1996, McGraw-Hill, p. 20

La acción que ejerce la turbulencia sobre el sedimento se muestra en la figura 3.6, el barrido y el movimiento de expulsión provoca un aumento del esfuerzo cortante, además mientras este proceso continúa las partículas experimentan vibraciones o desplazamiento. De acuerdo a Nezu & Nakagawa (1993) la turbulencia se desarrolla mediante movimientos cuasi-cíclicos cuyo flujo se dirige al fondo provocando arrastre de partículas, Nezu (1977a) (citado en Nezu & Nakagawa, 1993) identificó el comportamiento del flujo cercano a la pared del fondo, notando que éste se aleja de la pared, para posteriormente oscilar en tres direcciones, en el proceso, el flujo se integra a la corriente externa, consecuentemente, un segundo flujo de alta velocidad se acerca a la pared y barre el primer flujo retardado cercano al fondo, a este proceso se denomina barrido o “sweep”, el proceso descrito origina la energía de turbulencia, además mantiene el esfuerzo cortante cercano a la pared de fondo. Hoffmans & Verheij (1997) definen el barrido como el flujo que se dirige al fondo y la expulsión o “ejection” como el flujo que se aleja.

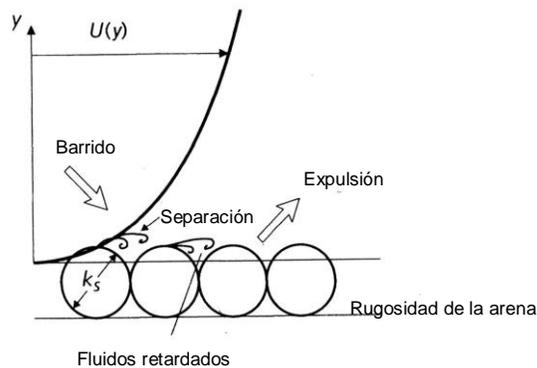


Figura 3.6: Comportamiento de las partículas en un flujo turbulento.

Nota: Recuperado de “Scour Manual” de Hoffmans, G., & Verheij, H., 1997, Taylor&Francis Group, p. 23



La American Society of Civil Engineers (2008) define la carga total de sedimento como todo aquel sedimento que será desplazado y lo divide en: (a) carga de lavado, (b) en suspensión y (c) de fondo. Además, clasifica la carga total de sedimento por el mecanismo de transporte y por el tamaño de la partícula, el primer grupo lo conforma (b) y (c), y el segundo (a) y (c). Se entiende como carga en suspensión a las partículas que no forman parte del arrastre de fondo y se mueven en suspensión a través de la corriente. La carga de lavado son aquellas partículas finas, con diámetro menor a 0.062mm, que son desplazadas en suspensión, además, representan un menor porcentaje de la carga total de sedimento. Por último, la carga de fondo está integrada por partículas más gruesas que por su peso sólo se limitan a rodar en el fondo.

La turbulencia presente en el pozo de socavación genera un importante desplazamiento de partículas, resultando más importante la carga de fondo debido al gran volumen que transporta; de acuerdo a Bagnold (1956) (citado por American Society of Civil Engineers, 2008) la carga de fondo está influenciada por la gravedad, mientras la carga de suspensión por la turbulencia.

Zanke (1978) (citado en Hoffmans & Verheij, 1997) identificó cuatro fases en la formación del pozo de socavación: fase de inicio, de desarrollo, de estabilización y de equilibrio. La primera fase se caracteriza por un flujo casi uniforme con una mayor fuerza de arrastre, en el proceso las partículas experimentan movimientos de suspensión y asentamiento a consecuencia de la turbulencia. En la segunda fase la profundidad de socavación aumenta considerablemente en comparación con la primera, la forma del pozo no se altera y la carga de suspensión disminuye significativamente. Durante la fase de estabilización se observa una reducción en la erosión de fondo, no así en el talud aguas abajo, es decir, la socavación crece longitudinalmente aguas abajo, pero no verticalmente. Posteriormente la fase de equilibrio no muestra cambios en las dimensiones del pozo, en este punto la socavación se ha estabilizado.

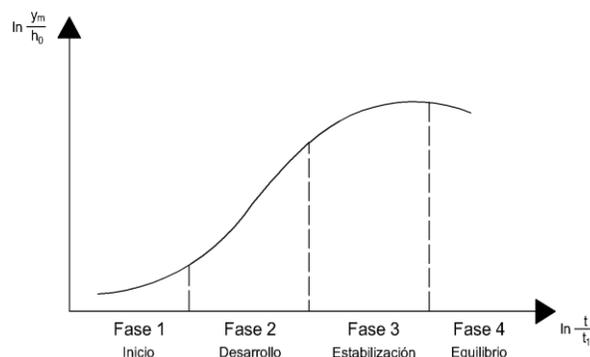


Figura 3.7: Fases de desarrollo de la socavación identificadas por Zanke (1978).
Nota: Recuperado de "Scour Manual" de Hoffmans, G., & Verheij, H., 1997, Taylor&Francis Group, p. 33



3.2.2.1 Fuerza de sustentación.

La fuerza de sustentación que experimenta una partícula depende de la diferencia de presión y de las velocidades ascendentes provocadas por la turbulencia. El gradiente de velocidad genera una mayor velocidad en la superficie de una partícula en reposo, mientras la velocidad en la parte inferior es cero, este cambio provoca mayor presión en la parte inferior de la partícula provocando una fuerza hacia arriba. La investigación de Chane (1984) señala la dependencia que tiene la fuerza de sustentación y la fuerza de arrastre para el inicio del movimiento, en ambas actúan los mismos parámetros como velocidad, densidad del fluido y el diámetro de la partícula.

3.2.2.2 Fuerza de corte.

Es la fuerza aplicada en el fondo que da inicio al movimiento de las partículas, esto ocurre cuando la fuerza de corte vence el estado de reposo del material. Durante la aplicación de esta fuerza, la partícula está sujeta a la fuerza de su propio peso, al iniciar el movimiento, la partícula experimenta vibraciones o rotaciones hacia la dirección del flujo. El esfuerzo cortante (τ_s) está implícito en la fuerza de arrastre F_D , junto con otras variables como el diámetro de la partícula d y una constante de corte; durante la acción del esfuerzo cortante se establece la igualdad $M_O = M_P$, cuando el grano empieza su movimiento se habrá alcanzado el esfuerzo cortante crítico (τ_c). Chane (1984) explica el inicio del movimiento con la siguiente desigualdad $\tau_s \geq \tau_c$, es decir, el desplazamiento comienza cuando el esfuerzo cortante supera el esfuerzo cortante crítico necesario para el arrastre. Las observaciones hechas por Yang (1966) consideran a la velocidad de corte y al esfuerzo cortante como parámetros que permiten medir la intensidad de turbulencia de un flujo. Otras consideraciones señalan la relación que tiene el tamaño del sedimento con la fuerza de corte, Liu (1958) y White (1940) (citados por Yang 1966) observaron que en partículas pequeñas la fuerza de corte es independiente del tamaño del sedimento, por el contrario, cuando la velocidad de corte es pequeña el esfuerzo cortante crítico es proporcional al tamaño del sedimento.

3.2.3 Métodos para el cálculo de la socavación.

En los últimos 50 años se ha investigado sobre la socavación aguas abajo en vertedores y formulado ecuaciones empíricas para calcular la profundidad del pozo, el siguiente listado enumera las ecuaciones más usadas, desde 1932 hasta 2013. Es un listado obtenido principalmente a partir de los trabajos de Whittaker & Schleiss (1984), Bollaert & Schleiss (2003) y Castillo & Carrillo (2017). La figura 3.8 muestra las variables utilizadas en las ecuaciones.

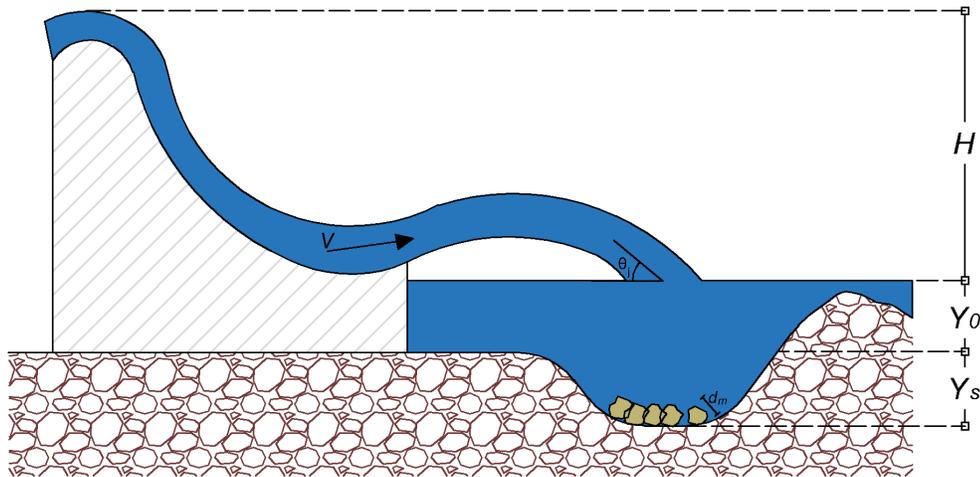


Figura 3.8: Variables para el cálculo de la socavación.

Nota: Recuperado de "Comparison of methods to estimate the scour downstream of a ski jump" de Castillo, L.G. & Carrillo, J.M., 2017, *International Journal of Multiphase Flow*, 92, p.173

3.2.3.1 Método de Schoklitsch (1932).

Schoklitsch (1932) usó un vertedor de cresta delgada con cinco tamaños de sedimentos, de 1.5 mm a 12 mm, mezcladas en tres composiciones; durante sus experimentos observó una rápida formación del pozo de socavación al alcanzar el estado de equilibrio, además logró establecer una relación entre el tamaño del sedimento y la socavación, observó que los sedimentos con mayor tamaño permanecían en el fondo del pozo. Su ecuación es aplicable para chorros de inmersión (Hager, 1998).

$$D_s = Y_s + Y_o = 0.521 \frac{q^{0.57} H^{0.2}}{d_{90}^{0.32}} \quad (18)$$

Donde

q , Gasto unitario, en m^2/s .

H , Carga de energía, medida desde el vaso hasta la superficie del colchón de agua, en m.

d_{90} , Tamaño del sedimento el cual el 90% es de menor peso, en m.

3.2.3.2 Método de Veronese A y B (1937).

Por ser una de las primeras investigaciones, las ecuaciones de Veronese poseen importancia histórica, la ecuación 19 denominada Veronese-A, es aplicable para chorros horizontales y de inmersión, se observa que incluye el diámetro del sedimento d_m , la carga de energía y el gasto unitario:



$$D_s = Y_s + Y_o = 0.202 \frac{q^{0.54} H^{0.225}}{d_m^{0.42}} \quad (19)$$

Donde

d_m , Diámetro característico de la partícula, en m.

Veronese halló una relación entre el diámetro del sedimento y la profundidad de socavación, notó que para un material con diámetro menor de 4 mm la profundidad de socavación es diferente a la obtenida con un material de mayor tamaño, posterior a estos resultados, obtuvo la ecuación 20, llamada Veronese-B, para ser usada con diámetros menores de 5 mm (Whittaker & Schleiss, 1984).

$$D_s = Y_s + Y_o = 1.9q^{0.54}H^{0.225} \quad (20)$$

3.2.3.3 Método de Jaeger (1939).

En 1939, Charles Jaeger, propuso una ecuación que cumplía con la condición de similitud de Froude. Mason, (1987) analizó con sus datos la fórmula de Jaeger, encontrando una mayor exactitud de la esperada al emplear los exponentes de q , H y d_m , determinó que la exactitud se debe principalmente por la inclusión del tirante Y_o .

$$D_s = Y_s + Y_o = 0.6 \frac{q^{0.5} H^{0.225} Y_o^{0.333}}{d_m^{0.333}} \quad (21)$$

Donde

Y_o , Tirante del colchón aguas abajo, en m.

3.2.3.4 Método de Eggenburger (1944).

Eggenburger (1944) realizó sus estudios combinando dos vertedores, uno con descarga horizontal y otro vertical (ver figura 3.9); además, determinó el momento en que el pozo de socavación alcanza su mayor profundidad, éste sucede cuando las partículas del fondo no experimentan un arrastre hacia aguas abajo ni un retroceso hacia aguas arriba (Yuen, 1984).

La ecuación de Eggenburger es la siguiente:

$$D_s = Y_s + Y_o = 1.44 \frac{q^{0.6} H^{0.5}}{d_{90}^{0.4}} \quad (22)$$

Para encontrar su ecuación, Eggenburger consideró H , q , d_{90} y el nivel aguas arriba y aguas abajo; en sus estudios mantenía constantes dos parámetros, modificando los restantes. Su



investigación abarcó el estudio de los vertedores de caída libre (ver figura 2.7 - 4), concluyó que la ecuación 22 es funcional para este tipo de estructuras.

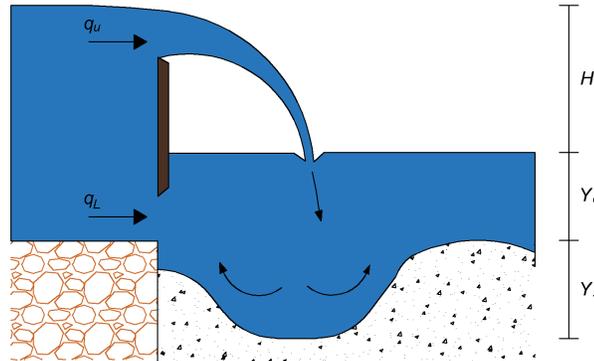


Figura 3.9: Vertedores con descarga libre y sumergida.

Nota: Recuperado de "Clear water scour by high velocity jets" de Yuen, E., 1984, *Electronic Theses and dissertations*, 1444, p.21

3.2.3.5 Método de Hartung (1959).

W. Hartung determinó una ecuación que incluye el diámetro característico d_{85} , Hartung (citado en Mason, 1989) encontró que la socavación se forma no solo por la fuerza del chorro, sino también por corrientes secundarias que desalojan o reingresan las partículas al pozo de socavación.

$$D_s = Y_s + Y_o = 1.4 \frac{q^{0.64} H^{0.36}}{d_{85}^{0.32}} \quad (23)$$

Donde

d_{85} , Tamaño del sedimento el cual el 85% es de menor peso, en m.

3.2.3.6 Método de Franke (1960).

Franke (1960), propuso una formula aplicable para calcular la erosión en compuertas de fondo (Lopardo, Lopardo & Casado, 2003).

$$D_s = Y_s + Y_o = 1.13 \frac{H^{0.5} q^{0.67}}{d_{90}^{0.5}} \quad (24)$$



3.2.3.7 Método de Mikhalev (1960).

Mikhalev (1960) empleó un vertedor con chorro de inmersión, cuyo fondo móvil fue un material de 1.5 mm de diámetro. De acuerdo a Whittaker & Schleiss (1984) la ecuación 25 sobreestima los resultados, además, no recomiendan usarla para descarga media o de fondo.

$$Y_s + Y_0 = \frac{1.804 q \sin \theta_j}{1 - 0.215 \cot \theta_j} \left(\frac{1}{d_{90}^{0.33} Y_0^{0.50}} - \frac{1.126}{H} \right) \quad (25)$$

Donde

θ_j , Ángulo de entrada del chorro.

3.2.3.8 Método de Rubinstein (1963).

Rubinstein (1963) desarrolló una ecuación aplicable para vertedores con salto de esquí, de acuerdo a Mason & Arumugam (1985) ésta ofrece una buena aproximación de los resultados.

$$Y_s + Y_0 = Y_0 + 0.19 \left(\frac{H + Y_0}{d_{90}} \right)^{0.75} \left(\frac{q^{1.20}}{H^{0.47} Y_0^{0.33}} \right) \quad (26)$$

3.2.3.9 Método de Damle (1966).

P. M. Damle (citado en Mason & Arumugam, 1985) estudió la socavación en un modelo y en un prototipo, encontrando tres expresiones útiles para distintos escenarios:

$$D_s = Y_s + Y_o = 0.652 H^{0.5} q^{0.5} \quad (27)$$

$$D_s = Y_s + Y_o = 0.543 H^{0.5} q^{0.5} \quad (28)$$

$$D_s = Y_s + Y_o = 0.362 H^{0.5} q^{0.5} \quad (29)$$

La ecuación 27 calcula la máxima socavación en modelo y en prototipo, la ecuación 28 el valor medio en modelo y la ecuación 29 el valor medio en prototipo.

3.2.3.10 Método de Zimmerman y Maniak (1967).

Zimmerman y Maniak (1967) estudiaron la socavación en suelos muy erosionables, comparando tanques de amortiguamiento sin estructuras disipadoras y 8 diferentes tanques dentados. Para proponer las dimensiones y el acomodo de cada hilera de dientes consideraron el gasto máximo de descarga, observaron que pasando ese límite de gasto los dientes pierden su capacidad disipadora,



además, consideraron la carga de energía y la separación entre cada diente. Por sus resultados concluyeron que los tanques dentados logran reducir la erosión en un 50%.

$$D_s = Y_s + Y_o = 0.59 \frac{q^{0.2} Y_o^{0.93}}{d_{85}^{0.23}} \quad (30)$$

3.2.3.11 Método de Mirskhulava (1967).

Mirskhulava (1967) planteó una ecuación para calcular la socavación en un material no cohesivo, encontró que para modelos con d_{90} menores a 2 mm la ecuación 31 sobreestima los resultados, para resolver esto, el autor propone un factor de ajuste, denominado η_1 , que depende del tamaño de sedimento (ecuación 32).

$$Y_s + Y_o = \left(\frac{0.97}{\sqrt{d_{90}}} - \frac{1.35}{\sqrt{H}} \right) \frac{q \sin \theta_j}{1 - 0.175 \cot \theta_j} + 0.25 Y_o \quad (31)$$

$$\eta_1 = 0.42 \sqrt{d_{90}} \quad (32)$$

3.2.3.12 Método de Kotoulas (1967).

Kotoulas (1967) encontró que el 64% de la socavación en arena gruesa ocurre en los primeros 20 segundos, pero el 97% de la máxima socavación es alcanzada a las dos horas, con ello el autor concluye que la socavación hipotética puede observarse en los primeros momentos de la descarga. En su fórmula, Kotoulas no considera el tirante aguas abajo del vertedor (ecuación 33). Whittaker & Schleiss (1984) indican dos ecuaciones útiles, la primera para encontrar la longitud desde el vertedor hasta la socavación (ecuación 34) y la segunda calcula la longitud del vertedor a la socavación máxima (ecuación 35). En la figura 3.10 se muestra a x_2 como la distancia entre la salida del salto hasta el punto donde la socavación intersecta con el terreno original, y a x_3 , como la distancia entre la salida del salto hasta el punto más alto del montículo formado aguas abajo.

$$D_s = Y_s + Y_o = 0.78 \frac{q^{0.7} H^{0.35}}{d_{90}^{0.4}} \quad (33)$$



$$l_{sc} = 2.7 \frac{H^{0.45} q^{0.9}}{g^{0.45} d_{95}^{0.8}} \quad (34)$$

$$x_1 = 3.9 \frac{H^{0.27} q^{0.54}}{g^{0.27} d_{95}^{0.08}} \quad (35)$$

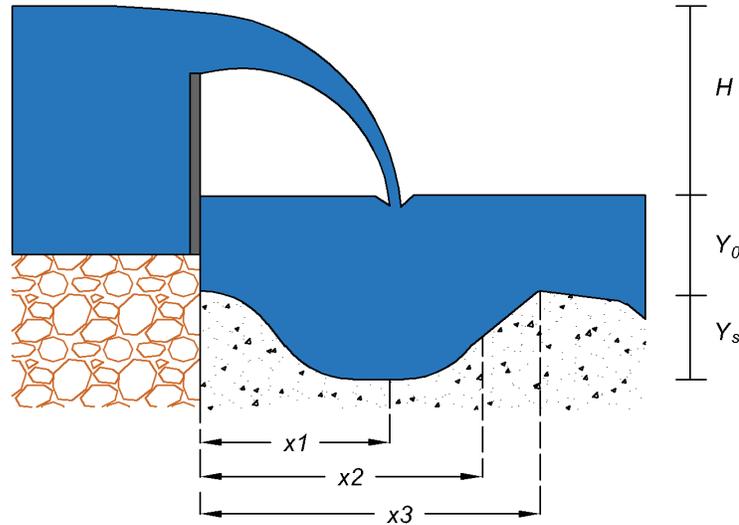


Figura 3.10: Variables para calcular la longitud del chorro de acuerdo a Whittaker & Schleiss (1984).
Nota: Recuperado de "Scour related to energy dissipators for high head structures" de Whittaker, J.J. & Schleiss, A., 1984, *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie*, 73, p.39

3.2.3.13 Método de Chee & Padiyar (1969).

Chee y Padiyar (1969) estudiaron la socavación generada por cubetas deflectoras (ver figura 2.7-3) sobre un fondo móvil con material granular uniforme. La cubeta empleada tenía un ángulo del labio de 45° con respecto a la horizontal (Yuen, 1984). En sus estudios obtuvieron una geometría generalizada, es decir, el pozo visto en planta era simétrico con respecto al eje longitudinal del punto más profundo localizado aguas abajo (Ponce, 1993).

$$D_s = Y_s + Y_o = 2.126 \frac{q^{0.67} H^{0.18}}{d_m^{0.063}} \quad (36)$$



3.2.3.14 Método de Bisaz & Tschopp (1972).

Bisaz & Tschopp (1972) re-evalúan los datos de Kotoulas (1967), obteniendo la ecuación 37, en sus estudios destacan la importancia del arrastre de sedimentos para detener la máxima socavación en el pozo erosionado (D'Agostino & Ferro, 2004).

$$D_s = Y_s + Y_o = 2.76 \frac{q^{0.5} H^{0.25}}{d_{0.90}^{0.1}} \quad (37)$$

3.2.3.15 Método de Martins (1973).

3.2.3.15.1 Martins (1973)

Martins (1973) (citado en Alias, Mohamed, Ghazali, & Megat Mohd, 2008) observó en prototipos el comportamiento de vertedores con salto de esquí, de acuerdo a esto propusieron la ecuación 38.

$$D_s = Y_s + Y_o = 1.5 q^{0.5} z_2^{0.1} \quad (38)$$

Donde

z_2 , Diferencia entre el nivel del embalse y el labio de la cubeta, en m.

La figura 3.11 muestra los datos obtenidos en los experimentos de Martins (1973).

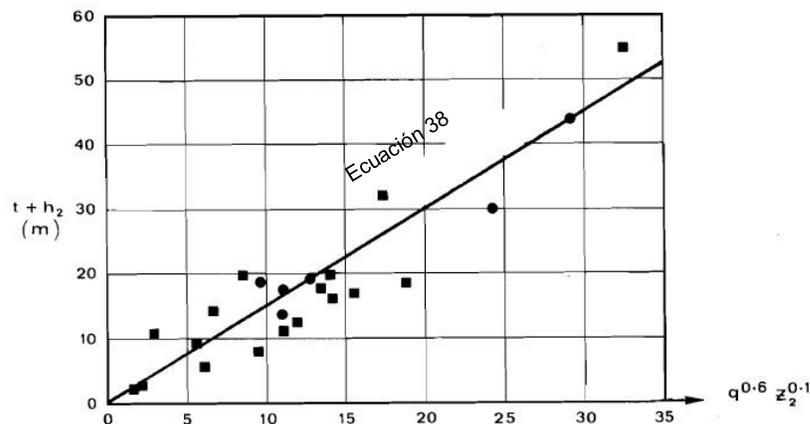


Figura 3.11: Datos obtenidos por Martins (1973).

Nota: Recuperado de "Scour related to energy dissipators for high head structures" de Whittaker, J.J. & Schleiss, A., 1984, *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie*, 73, p.48



3.2.3.15.2 Martins A (1973).

De acuerdo a Whittaker & Schleiss (1984), la ecuación Martins A (1973) tiene una aplicabilidad general. Martins colocó en la zona de descarga una cama compacta de cubos para simular el rompimiento de la roca por la acción del chorro. La ecuación es la siguiente.

$$Y_s + Y_o = 0.14N - 0.73 \frac{Y_o^2}{N} + 1.7Y_o \quad (39)$$

$$N = (Q^3 H^{1.5} / d_m^2)^{1/7} \quad (40)$$

Donde

Q , Gasto, en m^3/s .

En dos de sus investigaciones, Martins encontró una relación entre la socavación máxima y el tirante del colchón Y_o , obteniendo las siguientes expresiones:

$$Y_o = 0.48N \quad (41)$$

$$Y_o = 0.20N \quad (42)$$

De acuerdo Whittaker & Schleiss (1984), la ecuación 41 y 42 difieren entre sí, pues la primera encuentra un tirante usando un factor de 0.48, pero en posteriores trabajos sugiere un factor de 0.20.

3.2.3.16 Método de Chian Min Wu (1973).

Chian Min Wu (1973) utilizó datos obtenidos de cubetas deflectoras de Taiwan, con ello logró desarrollar la ecuación 43 aplicable para modelos y prototipos.

$$D_s = Y_s + Y_o = 1.18 q^{0.51} H^{0.235} \quad (43)$$

Whittaker & Schleiss (1984) utilizan la ecuación de Chian Min Wu (1973) para evaluar a Veronese-B y Martins (1973), destacan que la ecuación de Veronese posee un valor K cercano al propuesto por Wu (1973). Además, observan una aproximación entre los resultados de Martins y Chian debido a la diferencia mínima entre los coeficientes.

3.2.3.17 Método de Chee & Kung (1974).

Chee y Kung (1974) desarrollaron la ecuación 44 utilizando cubetas deflectoras, en sus estudios emplearon sedimento de $1/4''$ y $3/4''$ de diámetro depositado en una cama de 48 cm de espesor,



los ángulos de salida de las cubetas analizadas fueron de 15°, 30°, 45° y 60°. Realizaron varias pruebas para obtener el tiempo de equilibrio de su modelo, éste se alcanzó cuando no notaron diferencias en la erosión a pesar de un mayor tiempo transcurrido, sin embargo, su modelo sólo alcanzó un estado de equilibrio dinámico, de acuerdo a esto consideraron un tiempo de duración de dos horas para cada prueba.

$$D_s = Y_s + Y_o = 1.663 \frac{q^{0.6} H^{0.2}}{d_m^{0.1}} \quad (44)$$

A pesar de que numerosas investigaciones muestran la ecuación de Chee & Kung (1974) con la forma mostrada anteriormente, Mason & Arumugam (1985) aclaran que en esta ecuación es posible agregar el valor del ángulo de la cubeta.

$$D_s = Y_s + Y_o = 1.663 \frac{q^{0.6} H^{0.2}}{d_m^{0.1}} (\theta)^{0.1} \quad (45)$$

Donde

θ , Ángulo de salida de la cubeta deflectora, en radianes.

3.2.3.18 Método de Martins-B (1975).

Martins (1975) propuso la ecuación 46 para vertedores con salto de esquí o trampolín.

$$D_s = Y_s + Y_o = 1.5 q^{0.6} H^{0.1} \quad (46)$$

3.2.3.19 Método de Taraimovich (1978).

Taraimovich (1978) recopiló información de distintos modelos y prototipos de presas de arco con salto de esquí y amplios cuencos de disipación. Para sus estudios consideró el tipo de suelo presente en el lecho de disipación, la velocidad de caída de la partícula, el ángulo de salida del vertedor, el ángulo de entrada del chorro, los ángulos del talud en el cuenco de disipación y la resistencia del suelo. Mason & Arumugam (1985) adaptaron la ecuación de Taraimovich a una forma más simple (ecuación 47). Los autores señalaron la importancia del ángulo de salida del vertedor, pues éste define las pendientes del cuenco de disipación, además, al calcular la socavación máxima con la ecuación propuesta se encontró una sobreestimación al comparar con los datos en prototipo y una subestimación respecto a los datos del modelo.



Taraimovich (1978) (citado en Whittaker & Schleiss, 1984) observó “que la socavación máxima puede alcanzarse de dos a seis descargas con el gasto máximo”, además, entre cada descarga, la socavación varía entre el 27% y el 67% de la profundidad máxima.

$$D_s = Y_s + Y_o = 0.663 q^{0.67} H^{0.25} \quad (47)$$

3.2.3.20 Método de Machado (1980).

Machado (1980) propuso la ecuación 48 aplicable para vertedores con chorro de inmersión (Whittaker & Schleiss, 1984).

$$D_s = Y_s + Y_o = 1.35 \frac{q^{0.5} H^{0.3145}}{d_{90}^{0.0645}} \quad (48)$$

3.2.3.21 Método de SOFRELEC (1980).

SOFRELEC (1980) propuso la ecuación 49 para calcular la socavación en modelos con chorro de inmersión, de acuerdo a Whittaker & Schleiss (1984), esta expresión ofrece una buena aproximación de la socavación, de acuerdo a Mason (1987) posee una aproximación de 29.47%.

$$D_s = Y_s + Y_o = 2.3 q^{0.6} H^{0.1} \quad (49)$$

3.2.3.22 Método de INCYTH (1981).

INCYTH (1981) propuso la ecuación 50 para vertedores con chorro de inmersión. Lopardo, Verne & Chividini (1987) comprobaron la ecuación con 66 datos de modelos y 17 de prototipos, concluyeron que la ecuación de INCYTH provee resultados preliminares de la socavación, además, recalcan la necesidad de construir un modelo físico que permita estudiar mejor la erosión de las laderas y la estabilidad de la estructura.

$$D_s = Y_s + Y_o = 1.413 q^{0.5} H^{0.25} \quad (50)$$



3.2.3.23 Método de Mason & Arumugam (1985).

3.2.3.23.1 Mason & Arumugam A (1985)

Mason y Arumugam (1985) proponen una ecuación empleando 26 datos de prototipos y 47 de modelos. Los modelos tenían como fondo móvil un material cohesivo y no cohesivo; y los prototipos eran vertedores con caída libre, de trampolín, descarga de fondo y descarga con túneles. El diámetro del material, de acuerdo a los datos recopilados por los autores, fue de 0.071 a 1.175 m en modelo y 6.70 a 90 m en prototipo, pero al existir poca información sobre la distribución de estos tamaños, se optó por generalizar los diámetros resultando en $d_m = 0.25$ m y $d_{90} = 0.30$ m. El ángulo de entrada del chorro varió para el modelo y prototipo, de 25° a 85° y 20° a 72° , respectivamente.

$$D_s = Y_s + Y_o = 3.27 \frac{q^{0.6} H^{0.05} Y_o^{0.15}}{g^{0.3} d_m^{0.1}} \quad (51)$$

Al aplicar la ecuación 51 en modelos, los autores encontraron una variación de 25.4% entre los resultados calculados y los medidos, para el caso de prototipos, se obtuvo malos resultados.

3.2.3.23.2 Mason & Arumugam (1985).

De acuerdo a Mason & Arumugam A (1985) la ecuación 51 no es aplicable para prototipos, para solucionarlo modificaron los exponentes hasta encontrar una expresión que obtenga una menor variación en sus resultados y sea aplicable para modelos y prototipos, de esta forma se obtuvo la siguiente ecuación.

$$Y_s + Y_o = (6.42 - 3.10H^{0.10}) \frac{q^{0.60 - (H/300)} H^{0.05 + (H/200)} Y_o^{0.15}}{g^{0.30} d_m^{0.1}} \quad (52)$$

La ecuación 52 es funcional para material cohesivo y no cohesivo, en el caso de modelos la granulometría empleada fue 0.001 a 0.028 m, para representar la roca del prototipo se usó un d_m de 0.25 m (Mason, 1987). Debido a inconsistencias en el cálculo, los autores no incluyen el ángulo de entrada del chorro y tampoco la pérdida por fricción en el canal de descarga, sus cálculos reflejaron una variación de los resultados de 25.3% en modelos y 30.1% en prototipos (Mason & Arumugam, 1985).



3.2.3.24 Método de Mason (1989).

Mason (1989) consideró que sus investigaciones previas y de otros autores demostraban que la inclusión de aire en el chorro disminuía considerablemente la socavación, para ello construyó un modelo capaz de inyectar y regular el aire. Empleó un gasto de 3 a 10.5 l/s cuyo fondo móvil consistió en una arena graduada con un diámetro de 5 a 10 mm, la ventana de acrílico colocada en la zona de descarga le permitió apreciar el movimiento del sedimento durante la erosión, obteniendo un patrón repetitivo de la erosión (figura 3.12).

El impacto del chorro provoca un movimiento de A hacia C, este movimiento deposita material al punto D y en menor medida al F, que es el punto límite del pozo. Al ir aumentando la acumulación de material en el punto D se produce un deslizamiento del talud, provocando un corte diagonal E, el material reingresa al arrastre principal repitiéndose el proceso. El sedimento en el punto G experimentó un movimiento oscilante, mientras en el punto H permanece inmóvil. La socavación se estabilizó en 90 minutos; al término de cada prueba, cuando se detuvo la descarga, los taludes del pozo colapsaron en un ángulo de 33° a 35°.

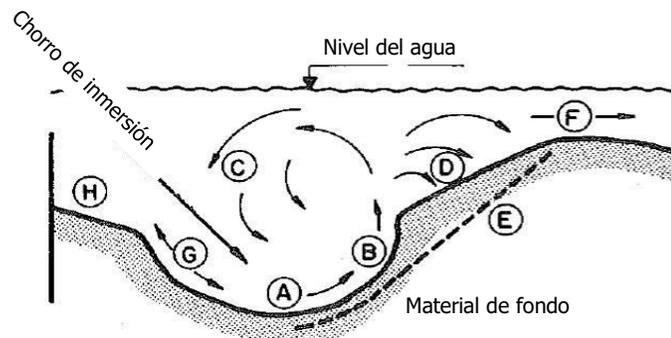


Figura 3.12: Patrón de erosión sin inclusión de aire presentado por Mason (1989).

Nota: Recuperado de "Effects of air entrapment on plunge pool scour" de Mason, P.J., 1989, *Journal of Hydraulic Engineering*, 115(3), p.389

En la descarga con inclusión de aire, el autor obtuvo una socavación con perfil plano, el flujo golpeó la zona de B desviándose hacia D, provocando un mayor arrastre de material. Basándose en sus datos, Mason propuso la ecuación 53, la cual incluye la relación volumétrica agua-aire β , esta expresión posee una aproximación de 26.5%. De acuerdo a Ervine (1976) (citado por Mason, 1989) el valor de $V_e = 1.1 \text{ m/s}$.



$$D_s = Y_s + Y_o = 3.39 \frac{q^{0.6}(1 + \beta)^{0.30} Y_o^{0.16}}{g^{0.3} d_m^{0.06}} \quad (53)$$

$$\beta = 0.13 \left(1 - \frac{V'_e}{V'} \right) \left(\frac{H}{t} \right)^{0.446} \quad (54)$$

Donde

- β , Relación agua-aire.
- V'_e , Velocidad mínima para presencia de aireación.
- V' , Velocidad de impacto del chorro.
- t , Espesor del chorro en el impacto.

El autor comparó la erosión ocasionada por un chorro aireado y no aireado, observó que la inclusión de aire no depende de la carga H , sino de otros factores, como el ángulo de entrada, el ancho del chorro, el gasto y la turbulencia interna. Sus estudios determinaron que la aireación en el modelo es muy diferente en prototipo, pues mientras la primera obedece a una descarga constante hasta alcanzar la estabilidad de la erosión, la segunda se basa en hidrogramas variables que dificultan la definición de las condiciones de erosión. Aun así, con las limitantes mencionadas, Mason detalló que es posible emplear la ecuación 53 en prototipos, aunque debido a la nula información sobre la naturaleza del lecho rocoso generalizó el diámetro en $d_m = 0.25$ m.

3.2.3.25 Método de Veronese modificado (1994).

Yildiz & Üzücek (1994) estudiaron la socavación provocada por la descarga de cubetas deflectoras, se basaron en la información de 9 presas construidas en varias partes del mundo con profundidades de socavación de 5.35 hasta 33.5 m. Emplearon la ecuación de Veronese B para cada presa, los resultados mostraban una sobrestimación con respecto a las medidas en prototipo, de acuerdo a los autores, esto se debe porque la fórmula es aplicable para vertedores con caída vertical.

Los autores observaron que el ángulo de entrada del chorro oscilaba entre 25° y 40° con respecto a la horizontal, de acuerdo a lo anterior, modificaron la ecuación de Veronese B incluyendo el ángulo de entrada (ecuación 55), para el cálculo de éste se recomiendan usar la ecuación 56, de esta forma obtuvieron mejores cálculos, cerca de un 0.9% de variación con respecto a lo medido en prototipo. De acuerdo a sus resultados, los autores especifican que la fórmula planteada no contiene parámetros que darían más exactitud al cálculo, como la aireación o la expansión del chorro en el aire.



$$Y_s + Y_0 = 1.90H^{0.225}q^{0.54}\sin\theta_j \quad (55)$$

$$\tan\theta_j = \frac{\sqrt{\sin^2\theta + \frac{Z_0}{Z_2}}}{\cos\theta} \quad (56)$$

Donde

Z_0 , Diferencia entre el nivel del labio de la cubeta deflectora y el colchón aguas abajo.

Z_2 , Diferencia entre el nivel del embalse y el labio de la cubeta deflectora.

3.2.3.26 Método de Heng. *et. al.* (2013).

Sokchhay Heng, Tawatchai Tingsanchali & Tadashi Suetsugi (2013) estudiaron los vertedores de la Presa Nam Ngum 3, cuya estructura de disipación es una cubeta deflectora. Durante su investigación realizaron 13 ensayos con diferentes gastos que oscilaron entre 1,000 y 8,182 m³/s, con una duración en cada prueba de una hora. Se empleó un material cohesivo como fondo móvil, que consistió en una mezcla de cemento y arena, que de acuerdo a Suppasri (2017) (citado por Heng *et. al.*, 2013), esta composición ofrece un comportamiento más real del proceso erosivo. Cada resultado fue analizado por 3 métodos: desviación de la raíz cuadrada media (RMSE, por sus siglas en inglés), coeficiente de eficiencia Nash-Sutcliffe (NSE, por sus siglas en inglés) y error medio de porcentaje absoluto (MAPE, por sus siglas en inglés). Estos métodos estadísticos permiten obtener el error de aproximación de un conjunto de datos, con esta metodología Heng *et. al.* (2013) planteó la ecuación 57 con un error de aproximación para los valores NSE, RMSE y MAPE de: 1, 0.97 y 2.35%, respectivamente.

$$D_s = Y_s + Y_o = 7.4834 \frac{q^{1.4652}}{H^{1.1978}g^{0.7326}} \quad (57)$$

Dentro de los alcances de su investigación, Heng *et. al.* (2013) analizó 28 ecuaciones propuestas desde 1932 a 2007 utilizando el modelo físico de la Presa Nam Ngum 3 escala 1:75, basándose en sus resultado concluyó que las ecuaciones poseen un mejor grado de aproximación de acuerdo al gasto utilizado, por ejemplo, la ecuación Mason (1989) (ecuación 53) posee una mejor correlación con gastos de 1,000 m³/s a 2,500 m³/s, Taraimovich (1978) (ecuación 47) con gastos de 3,000 m³/s a 4,647 m³/s y Mason & Arumugam A (ecuación 51) con gastos de 5,647 m³/s a 8,812 m³/s, si bien estos gastos son propios de la experimentación del autor, si da un panorama del comportamiento de las ecuaciones dependiendo de las variables involucradas en el cálculo.



En forma de resumen, la tabla 3.2 muestra las 31 ecuaciones analizadas previamente, en cada una se indica su aplicabilidad y las observaciones hechas por sus autores.



Tabla 3.2: Fórmulas para calcular la profundidad de socavación.

Núm.	Formula	Aplicabilidad	Variables									Observaciones	
			Q [m ³ /s]	q [m ² /s]	H [m]	Z_2 [m]	g [m/s ²]	Y_o [m]	θ	d [m]	β		
1	Schoklitsch (1932)	Chorro de inmersión									d_{90}		Para diámetro de 1.5 a 12 mm
2	Veronese A (1937)	Chorro horizontal y de inmersión									d_m		
3	Veronese B (1937)	Chorro horizontal y de inmersión											Para diámetro menores de 5 mm
4	Jaeger (1939)	Chorro de inmersión									d_m		
5	Eggenburger (1944)	Chorro horizontal y vertical									d_{90}		
6	Hartung (1959)	Chorro de inmersión									d_{85}		Consideró las corrientes secundarias en su investigación
7	Franke (1960)	Compuertas de fondo									d_{90}		
8	Mikhalev (1960)	Chorro de inmersión									d_{90}		Para diámetro de 1.5 mm
9	Rubinstein (1963)	Salto de esquí, rocas									d_{90}		
10	Damle A (1996)	Salto de esquí											Aplicable para modelo y prototipo
11	Damle B (1996)	Salto de esquí											Aplicable para modelo
12	Damle C (1996)	Salto de esquí											Aplicable para prototipo
13	Zimmerman y Maniak (1967)	Salto de esquí con tanque amortiguador									d_{85}		
14	Mirskhulava (1967)	Chorro de inmersión									d_{90}		Propone un factor de ajuste para sedimentos menores de 2 mm
15	Kotoulas (1967)	Chorro de inmersión									d_{90}		
16	Chee & Padiyar (1969)	Vertedor en trampolín									d_m		
17	Bisaz & Tschopp (1972)	Chorro de inmersión									d_{90}		
18	Martins (1973)	Salto de esquí											
19	Martins A (1973)	Chorro de inmersión, rocas									d_m		
20	Chian Min Wu (1973)	Cubetas deflectoras											Aplicable en modelos y prototipos
21	Chee & Kung (1974)	Cubetas deflectoras									d_m		Para diámetros de 1/4" y 3/4"
22	Martins B (1975)	Salto de esquí											
23	Taraimovich (1978)	Salto de esquí											
24	Machado (1980)	Chorro de inmersión									d_{90}		
25	SOFRELEC (1980)	Chorro de inmersión											
26	INCYTH (1981)	Chorro de inmersión											
27	Mason & Arumugam A (1985)	Caída libre, trampolín y descarga de fondo									d_m		Para diámetros de 0.25 mm y 0.30 mm
28	Mason & Arumugam (1985)	Chorro de inmersión									d_m		Para diámetros de 1 y 28 mm en modelos, y 0.25 m en prototipos
29	Mason (1989)	Chorro de inmersión									d_m		Incluye la aireación en su fórmula
30	Veronese modificado (1994)	Cubetas deflectoras											Incluye el ángulo de entrada del chorro
31	Heng. <i>et al</i> (2013)	Cubeta deflectora											Se utilizó un material cohesivo



3.3 Socavación en material cohesivo.

En anteriores capítulos se detalló el desarrollo de la socavación en materiales no cohesivos, sin embargo, estas condiciones no siempre se presentan en la realidad, el tipo de suelo puede variar significativamente y con esto también la resistencia a la erosión, para abordar este tema han surgido investigaciones que se enfocan en la socavación en rocas.

La tecnología para el estudio de la socavación en roca tuvo un gran avance hasta 1991, George W. Annandale, Anton Scheless y Erik Bollaert marcaron un precedente en el área con investigaciones que incluyen parámetros como la fluctuación de presión.

La socavación en roca se produce cuando la resistencia del estrato rocoso se ve superada por el poder erosivo del agua (American Society of Civil Engineers, 2008). De acuerdo con Bollaert (2012) (citado en Bollaert & Lesleighter, 2014) la erosión en roca se divide en diferentes fases mostradas en la figura 3.13, el proceso de erosión inicia del punto 3 al 7; primero las presiones hidrodinámicas comienzan a mover las partículas valiéndose de las juntas no cerradas de la roca (paso 3); posteriormente inicia un desprendimiento de bloques, arrastrados por la corriente hacia las laderas del pozo (paso 4, 5 y 6). Todo este proceso se sintetiza en tres partes: (1) la descarga del vertedor, (2) el cuenco disipador y (3) la roca fracturada; como se detalló en anteriores párrafos el proceso erosivo es una combinación de fuerzas que generan presiones en el fondo y provocan el movimiento de las partículas en reposo.

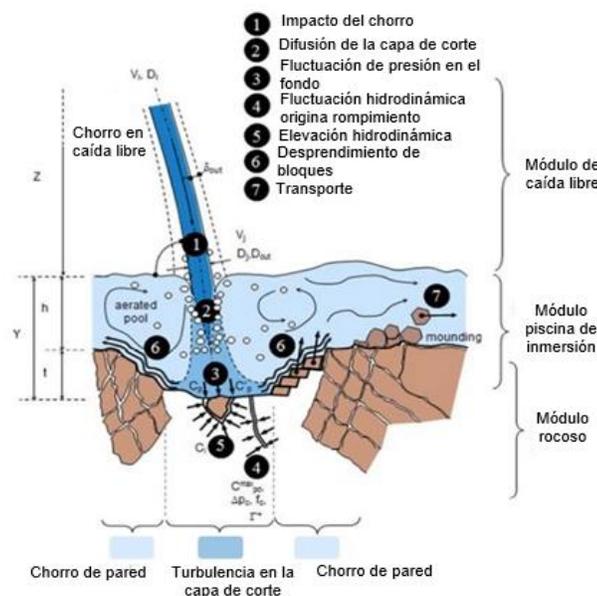


Figura 3.13: Desarrollo de la socavación en roca.

Nota: Adaptado de "Scour of rock due to the impact of plunging high velocity jets Part I: A state of the art review" de Bollaert, E. & Schleiss, A., 2003, *Journal of Hydraulic Research*, 45(5), p.2



Bollaert y Schleiss observaron que la presencia de aire en el cuenco de dissipación aumenta la magnitud de la presión en 20 veces, esto acelera la erosión en la roca y ocasiona la falla por fragilidad y por fatiga.

3.3.1 Tipos de erosión.

De acuerdo a la American Society of Civil Engineers (2008) la erosión en roca puede originarse por cuatro factores: remoción de roca, falla por fractura, falla subcrítica y abrasión.

a) Remoción de roca. La turbulencia generada por la descarga del vertedor provoca fluctuaciones de presión, estas presiones actúan sobre las juntas de la roca fracturada hasta alcanzar un aumento de presión en la zona debajo del bloque rocoso, provocando una fuerza de sustentación. En ciertos casos, el proceso se desarrolla en un corto período de tiempo que no logra remover el bloque, sin embargo, cuando el peso y la fuerza de fricción de la roca son excedidos por la fuerza de sustentación, el bloque es removido de su sitio. La figura 3.14 muestra el proceso con más detalle.

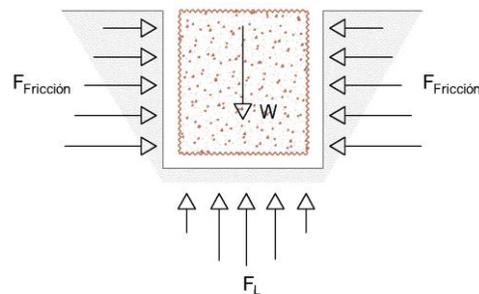


Figura 3.14: Erosión de roca por remoción.

Nota: Adaptado de "Sedimentation Engineering: processes, measurements, modeling and practice" de American Society of Civil Engineers, 2008, ASCE, p.1023.

b) Fractura por fragilidad: Este tipo de falla ocurre por la presencia de esfuerzos en las fisuras de la roca, la resistencia a la fractura es excedida provocando una explosión instantánea del bloque rocoso, desintegrándose en pequeñas piezas. La figura 3.15 muestra un esquema de este tipo de falla, la fluctuación de presión se propaga y amplifica dentro de la roca, aumentando las fisuras dentro del bloque.

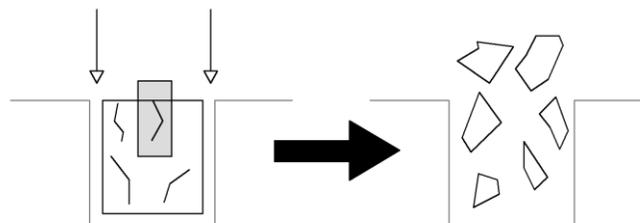


Figura 3.15: Falla por fragilidad.

Nota: Adaptado de "Sedimentation Engineering: processes, measurements, modeling and practice" de American Society of Civil Engineers, 2008, ASCE, p.1023.



c) Falla subcrítica: La roca está bajo la acción de presiones que no exceden la resistencia a la fractura, sin embargo, durante un tiempo constante de acción la roca falla por fatiga. La figura 3.16 muestra la evolución de esta falla.

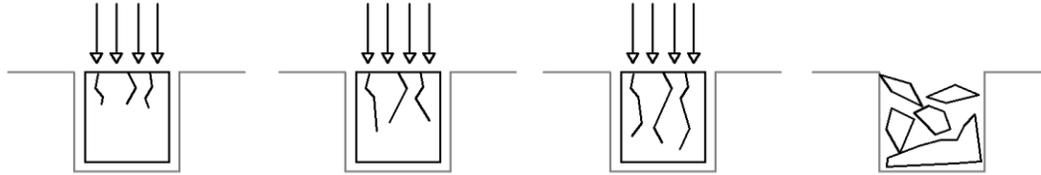


Figura 3.16: Falla subcrítica, bajo una constante presión la roca falla por fatiga.

Nota: Adaptado de "Sedimentation Engineering: processes, measurements, modeling and practice" de American Society of Civil Engineers, 2008, ASCE, p.1023.

d) Abrasión: Este tipo de erosión es provocada por el poder erosivo del fluido, ocasionando una erosión del bloque capa por capa, un ejemplo se observa en las losas de la Presa Gebidem Dam, en Suiza (ver figura 3.17).



Figura 3.17: Daño en las losas de la Presa Gebidem, Suiza.

Nota: Recuperado de "Plunge Pool Design at Gebidem Dam (Switzerland)" de Bollaert, E. & Bretz, N., 2008, *Fourth International Conference on Scour and Erosion 2008*, p.615

3.3.2 Metodologías para socavación en material cohesivo.

La investigación sobre la socavación en rocas permitió desarrollar métodos para predecir el potencial y el alcance de la erosión, en la literatura se mencionan dos métodos principalmente, el primero es el Método de Índice de Erosionabilidad (EIM, por sus siglas en inglés), fue desarrollado por G.W. Annandale; el segundo método, Modelo de Socavación Integral (CSM, por sus siglas en inglés), propuesto por E. Bollaert. Ambos métodos permiten estimar la socavación en un suelo rocoso, sin embargo, el método CSM ofrece la posibilidad de calcular la socavación en función del tiempo.



3.3.2.1 Método de Índice de Erosionabilidad (EIM).

Es un método semi-empírico que relaciona la magnitud erosiva del agua con la capacidad relativa de un material para resistir la erosión. Al aplicar este método se debe relacionar la resistencia del material con un índice geomecánico conocido como índice de erosionabilidad (K_h) (*erodibility index*) y la capacidad del agua para erosionar el estrato se determina con la potencia de la corriente; la turbulencia presente en la zona de descarga relaciona la pérdida de energía y la fluctuación de presión para cuantificar la capacidad erosiva del chorro.

El índice de erosionabilidad (K_h) representa las características del material empleado en la zona de descarga, es decir, incluye: la resistencia de la masa, el tamaño de la partícula o el bloque, la resistencia al corte en contorno con la discontinuidad, la forma y orientación de los bloques.

De acuerdo a Annandale (1995), la correlación entre la tasa de disipación de energía (P) y la resistencia del material a la erosión se representa con la siguiente función:

$$P = f(K_h) \quad (58)$$

Con base en la ecuación anterior, si $P > f(K_h)$, el índice de erosionabilidad será excedido y el fondo del pozo erosionado; por el contrario, si $P < f(K_h)$, no existirá erosión en el fondo.

Para calcular la tasa de disipación de energía por unidad de ancho se emplea la ecuación 59, se definió a P como el indicador de la potencia erosiva del agua, observando que el valor de éste número representa la magnitud de la presión fluctuante y la turbulencia en la zona de descarga.

$$P = \gamma q \Delta E \quad (59)$$

La ecuación 60 muestra la fórmula para calcular el índice de erosionabilidad, el cual indica la resistencia del material contra la erosión.

$$K_h = M_s K_b K_d J_s \quad (60)$$

Donde

M_s , Número de resistencia de la masa

K_b , Número del tamaño del bloque

K_d , Número de resistencia del corte en contorno con la discontinuidad

J_s , Número de estructura relativa del terreno



Cada variable que interviene en la ecuación 60 está condicionada de acuerdo al tipo de material empleado en el caso de estudio, del tamaño del grano (d_{50}) (sí es granular) o el tamaño medio del bloque conforme el espaciamiento de la unión entre la masa rocosa, y la rugosidad en sus juntas.

La profundidad de socavación se determina comparando la potencia del agua disponible para erosionar con la potencia que se requiere para socavar el material (American Society of Civil Engineers, 2008), cuando las dos potencias son iguales se está en el umbral de la erosión.

3.3.2.2 Método del Modelo de Socavación Integral (CSM).

Método empleado para calcular la socavación en roca fisurada y unida, de acuerdo a Bollaert & Bretz (2008), este método es útil para evaluar materiales como rocas fracturadas, arcillas con alta resistencia o capas de hormigón.

El CSM emplea dos métodos, el Método de Impulsión Dinámica (DI, por sus siglas en inglés) que expresa la fuerza de sustentación neta y de impulsión en rocas individuales de acuerdo a su densidad, a sus dimensiones y al desarrollo de las fuerzas de sustentación con respecto al tiempo; y el Método de Fractura Integral (MFC, por sus siglas en inglés) que expresa el desarrollo de la fractura con respecto al tiempo como una función de la fluctuación de presión, la geometría de la fisura y las características geomécanicas de la roca.

El Modelo de Socavación Integral (CSM) utiliza tres módulos: la caída del chorro, el pozo de disipación y la roca o concreto fracturado. Cada módulo define una característica en especial, los primeros dos definen la carga hidrodinámica del chorro sobre el fondo del pozo; y el tercer módulo define el comportamiento del material erosionado y estima la fuerza de sustentación que obliga el movimiento del bloque.



4. Descripción del modelo físico de la Presa Santa María.

De acuerdo al fenómeno que se analiza un modelo matemático tendrá que ser estable y converger en un resultado válido, siendo sus principales limitaciones la capacidad de cómputo, la velocidad de cálculo, la precisión de las ecuaciones del fenómeno y los posibles errores de cálculo al cambiar las condiciones espacio – tiempo (Vergara, 1993), su campo de aplicación permite estudiar procesos cuya área de incidencia es tan grande que es imposible estudiarla con un modelo físico, además ofrece buenos resultados en el estudio del comportamiento de contaminantes, transporte de sedimentos, floculación de arcilla y flujos transitorios (American Society of Civil Engineers , 2000).

Los modelos físicos son estructuras que representan un objeto de la realidad llamado prototipo, su construcción está basada en una relación de escalas asociada al número de Froude, esta escala permite representar en el modelo las leyes de similitud geométrica, cinemática y dinámica, las cuales relacionan las magnitudes físicas entre el modelo y prototipo (Vergara, 1993). La modelación física logra reproducir las condiciones de frontera del prototipo, mejora la visualización del fenómeno estudiado, facilita la detección de futuras modificaciones en el modelo (Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigaciones Eléctricas, 1983) y es útil para estudiar procesos complejos que no pueden resolverse analíticamente, además sus resultados son ampliamente aceptados por su aproximación con la realidad.

Al hablar de modelos físicos, la ley de similitud geométrica se cumple cuando el cociente de las longitudes correspondientes es el mismo entre el modelo y el prototipo, la similitud cinemática se



observa cuando los componentes de velocidades son semejantes geoméricamente, y la semejanza dinámica si los polígonos de fuerza son similares geoméricamente (Echávez, 1996).

El tipo de estudio condiciona el modelo a usar, es decir, para estudios donde intervienen arrastre y deposición de sedimentos en ríos, protección de laderas o estabilidad de playas, se emplean modelos de fondo móvil. En estos modelos se utiliza café, arenas, gravas, aserrín o plásticos para representar el tipo de material en prototipo (Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigaciones Eléctricas, 1983).

En el caso de estudios en los cuales importa la variación de niveles, la distribución de las velocidades, los empujes, el comportamiento de estructuras hidráulicas (vertedores, compuertas, cortinas de presas, obras de toma u obras de desvío), se emplean modelos de fondo fijo cuyas fronteras rígidas impiden ser modificadas por el flujo (Vergara, 1993).

La relación entre el modelo y el prototipo recibe el nombre de escala de longitudes, éste es el cociente de la longitud del prototipo entre la longitud del modelo.

$$L_e = \frac{L_p}{L_m} \quad (61)$$

Donde

- L_p , Longitud del prototipo.
- L_m , Longitud del modelo.
- L_e , Escala de líneas.

Para cumplir con la semejanza dinámica se satisfacen las siguientes igualdades.

$$F_e = \frac{F_{g_p}}{F_{g_m}} = \frac{F_{p_p}}{F_{p_m}} = \frac{F_{v_p}}{F_{v_m}} = \frac{F_{I_p}}{F_{I_m}} \quad (62)$$

Donde

- F_e , Escala de fuerzas.
- F_g , Fuerza de gravedad = $\rho L^3 g$.
- F_p , Fuerza de presión = $\Delta p L^2$.
- F_v , Fuerza de viscosidad cinemática = $\mu V L$.
- F_I , Fuerza de inercia = $\rho V^2 L^2$.
- F_σ , Fuerza de tensión superficial = σL .
- ρ , Densidad.
- L , Longitud.
- Δp , Diferencia de presiones.
- μ , Viscosidad dinámica.



- V , Velocidad.
 σ , Coeficiente de tensión superficial.
 ν , Viscosidad cinemática.

De acuerdo a las fuerzas que actúan en el sistema es posible combinar convenientemente las fuerzas de la ecuación 62, de esta manera se reducen las variables del sistema al obtener parámetros adimensionales conocidos. Las combinaciones resultan de la siguiente manera:

Número de Euler

$$E = \frac{F_{inercia}}{F_{presión}} = \frac{\rho V^2 L^2}{\Delta p L^2} = \frac{V}{\sqrt{2\Delta p/\rho}} \quad (63)$$

Número de Froude

$$Fr = \frac{F_{inercia}}{F_{gravedad}} = \frac{\rho V^2 L^2}{\rho L^3 g} = \frac{V}{\sqrt{gL}} \quad (64)$$

Número de Reynolds

$$R = \frac{F_{inercia}}{F_{viscosas}} = \frac{\rho V^2 L^2}{\mu VL} = \frac{VL}{\nu} \quad (65)$$

Sí el modelo trabaja a superficie libre donde las fuerzas de gravedad gobiernan sobre las viscosas se usa el número de Froude, en modelos de conductos cerrados cuyas fuerzas viscosas gobiernan sobre la fuerza de gravedad se trabaja con el número de Reynolds y cuando las fuerzas de presión gobiernan sobre las de inercia se utiliza el número de Euler (Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigaciones Eléctricas, 1983).

De acuerdo a la ecuación 66 la escala de fuerzas debe ser igual entre el prototipo y el modelo, es decir, se debe cumplir la siguiente igualdad:

$$F_e = \frac{F_p}{F_m} = 1 \quad (66)$$



En el caso específico de esta investigación la fuerza de gravedad gobierna el sistema, razón por la cual el parámetro adimensional a usar es el número de Froude (ecuación 64). Con base en la ecuación 64 y 66 se obtiene:

$$1 = \frac{V}{\sqrt{gl_e}} \quad (67)$$

Resolviendo la igualdad de la ecuación 67, considerando que la gravedad no varía entre el prototipo y el modelo:

Si $g=1$

$$\sqrt{l_e} = V \quad (68)$$

A partir de la ecuación 68 se obtienen las escalas de semejanzas basadas en el número de Froude (ver tabla 4.1).

Tabla 4.1: Condiciones de similitud obtenidas a partir del número de Froude.

Característica	Condición de similitud
Longitud E_L	L_e
Área E_A	L_e^2
Volumen E_V	L_e^3
Tiempo E_t	$(L_e/g_e)^{1/2}$
Velocidad E_v	$(L_e g_e)^{1/2}$
Gasto E_Q	$(L_e^5 g_e)^{1/2}$
Fuerza E_F	$L_e^3 \gamma_e$
Presión E_p	$\gamma_e L_e$
Pendiente E_s	1

Nota Fuente: Vergara S., M. A. (1993) *Técnicas de modelación en Hidráulica* (p. 21). México, D.F.: Alfaomega

Para este trabajo se utilizó el modelo físico de la Presa Santa María, construido en el Laboratorio de Hidráulica “Enzo Levi” del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA), a escala 1:96, sin distorsión. Cuenta con dos vertedores de cresta libre en abanico, el Vertedor 1 (V1) y el Vertedor 2 (V2) se localizan a la izquierda de la cortina, como se muestra en la figura 4.1.

Se optó por este modelo debido a las dimensiones que posee, la zona aguas abajo tiene un recinto erosionable de 139 m² aproximadamente, del área total se utilizó 27 m² que corresponde a la zona de descarga exactamente al pie de ambos vertedores, éste espacio permitió hacer los trabajos de



colocación de material y posterior medición. La descarga simultánea con diferente gasto en ambos vertedores acortó el tiempo de realización de las pruebas, además, se probó distintas resistencias del material en el V1 y en el V2, considerando que a la salida de ambos vertedores la topografía es distinta permitiendo observar la influencia que ésta tiene en la socavación.

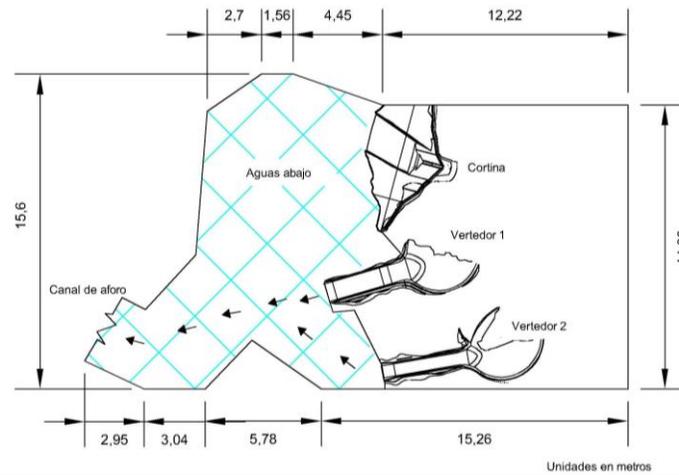


Figura 4.1: Localización de los vertedores y la cortina en el modelo.

Nota: Adaptado de "Estudio en modelo físico del vertedor de la presa de almacenamiento Santa María, Mpio. de El Rosario, en el Estado de Sinaloa" de IMTA, 2014.

La figura 4.2 muestra los dos vertedores de la Presa Sta. María, cuyo gasto de diseño es de $10,078.33 \text{ m}^3/\text{s}$ en el V1 y $6,882.76 \text{ m}^3/\text{s}$ en el V2, correspondientes a un periodo de retorno (Tr) de 10,000 años, cada vertedor descarga diferente gasto con una misma carga sobre la cresta; en ambos casos la estructura de disipación es una cubeta deflectora que vierte sobre un lecho de fondo móvil.



Vertedor 1



Vertedor 2

Figura 4.2: Vertedor 1 y 2 de la Presa Santa María, construido en acrílico.

Nota: Fotografía de Omar Fonseca Moreno. IMTA, 2018

La escala del modelo se definió con base en la Ley de Froude, la tabla 4.2 muestra las escalas obtenidas utilizando la tabla 4.1 y una $L_e = 96$; las especificaciones del modelo se detallan en la tabla 4.3.



Tabla 4.2: Escalas para el modelo físico, con base en la Ley de Froude.

Característica	Escala de semejanza	Escala
Longitud	L_e	96
Tiempo	$[L_e]^{1/2}$	9.798
Velocidad	$[L_e]^{1/2}$	9.798
Gasto	$L_e^{5/2}$	90,297.99

Tabla 4.3: Especificaciones del modelo físico.

Características	Vertedor 1		Vertedor 2	
	Prototipo	Modelo	Prototipo	Modelo
Tipo	Abanico		Abanico	
Cresta	Tipo Creager		Tipo Creager	
Carga	8 m	0.083 m	8 m	0.083 m
Gasto máximo de descarga	10, 078.33 m ³ /s	111.61 l/s	6, 882.76 m ³ /s	76.22 l/s
Elevación de la cresta del vertedor	188.5 msnm		188.5 msnm	
Elevación del labio de la cubeta deflectora	142.95 msnm		159.06 msnm	
Longitud de cresta	205 m	2.135 m	140 m	1.458 m
Ancho del canal de descarga	70 m	0.73 m	50m	0.52 m
Longitud del canal de descarga	445 m	4.635 m	420 m	4.375 m
Cubeta deflectora	Salto de esquí		Salto de esquí	

La cubeta deflectora del Vertedor 1 tiene un ángulo de salida con respecto a la horizontal de 22.38°, mientras que en el Vertedor 2 el ángulo es de 25°; como se señala, la cota de la cresta en ambos vertedores es la misma, por lo que se asegura una misma carga en el V1 y V2, la figura 4.3 muestra las dimensiones a escala del canal de descarga. El canal del V1 tiene tres secciones con diferente pendiente; mientras el V2 tiene sólo una pendiente a lo largo del canal.

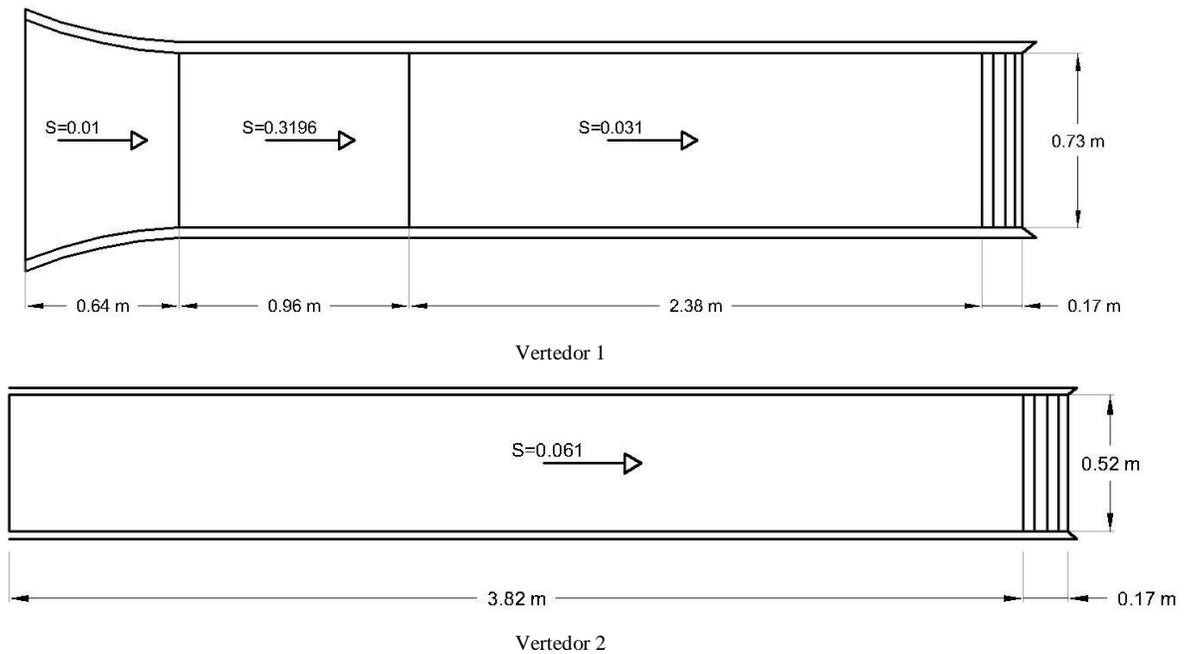


Figura 4.3: Canal de descarga del Vertedor 1 y 2.

Nota: Adaptado de "Estudio en modelo físico del vertedor de la presa de almacenamiento Santa María, Mpio. de El Rosario, en el Estado de Sinaloa" de IMTA, 2014



4.1 Topografía del modelo.

La topografía se estableció de acuerdo al terreno natural, como se observa en la figura 4.4, la zona de descarga es accidentada con pendientes pronunciadas en la margen derecha de ambos vertedores. En el anexo se detalla el perfil del terreno y las secciones topográficas del área de vertido para el V1 y V2.

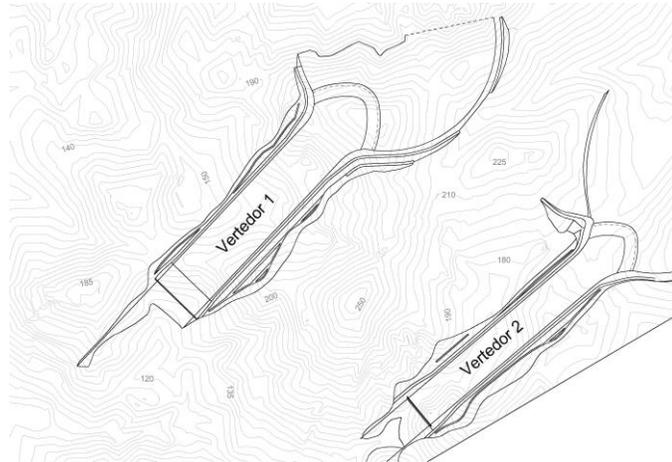


Figura 4.4: Topografía en la zona de descarga.

Nota: Adaptado de "Estudio en modelo físico del vertedor de la presa de almacenamiento Santa María, Mpio. de El Rosario, en el Estado de Sinaloa" de IMTA, 2014

Posteriormente, para conformar la topografía se instaló varillas a una altura que representa la elevación del terreno. Se estableció un eje que coincide con el eje del vertedor en el que se colocó una serie de varillas a cada 0.20 m en los primeros cadenamientos y 0.10 m en los últimos, para las varillas transversales se consideró sí el relieve es accidentado, en tal caso la distancia entre varillas fue más corta con el propósito de reproducir una topografía fiel de la zona de descarga; en cambio, si el terreno era plano, la distancia entre cada varilla fue mayor. Distribuir las varillas de esta forma ayudó a utilizar el menor número de ellas, además, permitió la movilidad para el levantamiento topográfico de la zona. La figura 4.5 muestra la distribución de las varillas en ambos vertedores del modelo.

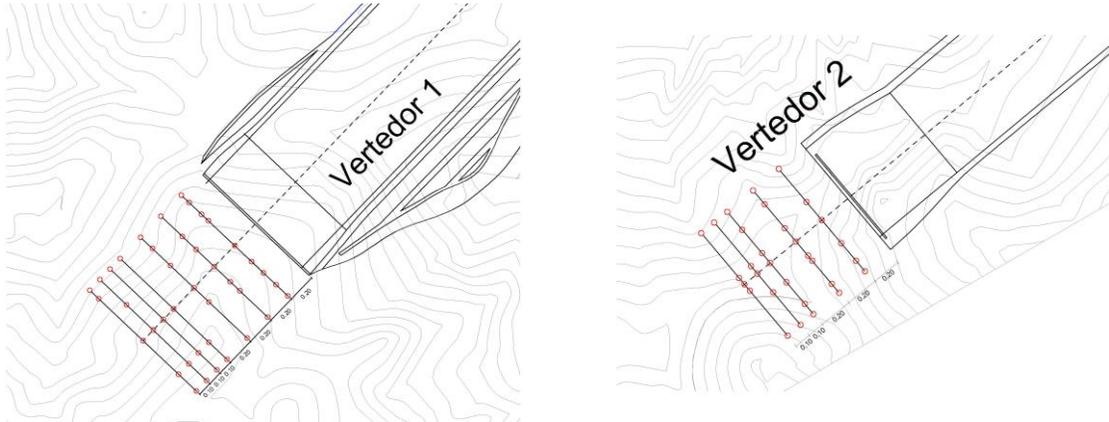


Figura 4.5: Distribución de las varillas en la zona de descarga del vertedor 1 y 2.

Nota: Adaptado de “Estudio en modelo físico del vertedor de la presa de almacenamiento Santa María, Mpio. de El Rosario, en el Estado de Sinaloa” de IMTA, 2014

Finalmente, se colocó el material pétreo al nivel de las varillas dentro de un área de 1.8 x 1.40 m con una profundidad de 0.70 m en el V1, y 1.5 x 1.10 m con una profundidad de 0.30 en el V2, la figura 4.6 muestra la topografía conformada en el modelo.



Figura 4.6: Conformación de la topografía en el modelo.

Nota: Fotografía de Omar Fonseca Moreno. IMTA, 2018.



5. Metodología.

5.1 Prueba con material no cohesivo.

Para las pruebas con material no cohesivo se propuso gastos menores al gasto de diseño, así la socavación sería más controlada. Considerando que los vertedores descargan de manera simultánea distintos gastos, se propusieron tres por cada vertedor, haciendo un total de seis gastos diferentes; cada descarga se distribuyó en tres ensayos (ver tabla 5.1). El ensayo uno tiene un Tr de 5 años, el dos de 20 años y el tres de 200 años (IMTA, 2014).

Tabla 5.1: Gastos utilizados en el Vertedor 1 y 2 para pruebas con material no cohesivo.

Número de ensayo	Vertedor 1		Vertedor 2		Gasto total	
	Q_p [m ³ /s]	Q_m [l/s]	Q_p [m ³ /s]	Q_m [l/s]	Q_p [m ³ /s]	Q_m [l/s]
Ensayo 1	2,267.72	25.11	1,421.06	15.74	3,688.78	40.85
Ensayo 2	4,167.49	46.15	2,759.00	30.55	6,926.49	76.70
Ensayo 3	6,649.48	73.64	4,591.78	50.85	11,241.26	124.49

Como se mencionó anteriormente, la cresta de los vertedores se encuentra en la cota 188.5 msnm, esto permite que se presente la misma carga en ambos, para medirla se empleó un Sensor de nivel Siemens® instalado sobre una estructura de herrería (ver figura 5.1), conjuntamente se empleó una curva de calibración $H-Q$ para monitorear el gasto en el V1 y V2.



Figura 5.1: Sensor de nivel Siemens®.
Nota: Fotografía de Omar Fonseca Moreno. IMTA, 2018.

El material del fondo fue una grava de $\frac{3}{4}$ " y $\frac{1}{4}$ " de diámetro (ver la sección 4.1), cuya proporción es 1:2. De acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), el material es una grava mal graduada (*GP*) cuya curva granulométrica se muestra en la figura 5.2. La colocación del material suelto se realizó sin ningún tipo de compactación para evitar cohesión entre las partículas y esto modificara los resultados finales.

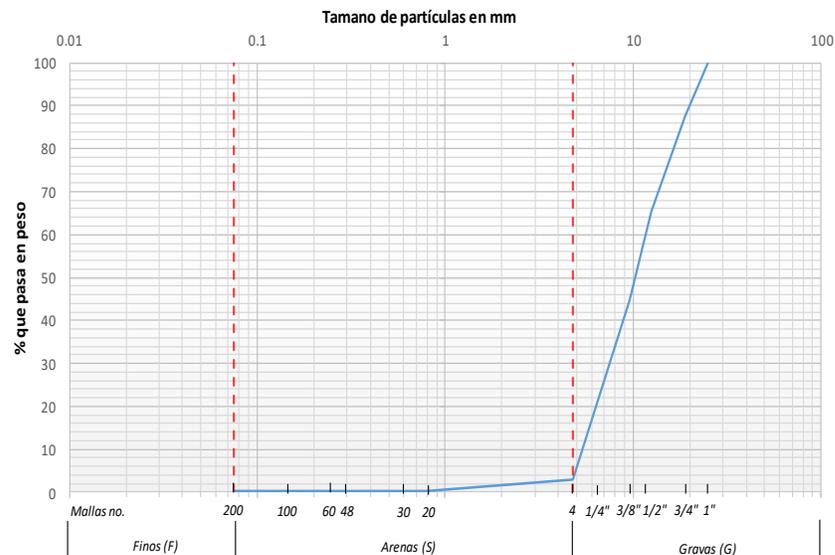


Figura 5.2: Curva granulométrica del material utilizado.

Una vez definida la distribución de gastos y el tipo de material, se iniciaron con las primeras pruebas, empezando con los gastos menores hasta descargar los mayores. Para representar el comportamiento que se observa en las presas, que se caracteriza como un proceso de erosión continuo, no se recuperó en el modelo el



material erosionado por cada gasto, es decir, se obtuvo la superficie erosionada con el primer Q_m , posteriormente se descargó el segundo Q_m , se realizó el levantamiento topográfico del cuenco, y por último, en el tercer Q_m se obtuvo la erosión final, el proceso se repitió para ambos vertedores, este método permitió observar con claridad el desarrollo de la socavación y realizar el levantamiento tras cada ensayo.

La duración de la descarga fue de 1 hora, tiempo en el que se alcanza el estado de equilibrio de la erosión en el modelo. En cada ensayo se midieron las siguientes variables: longitud y ancho del salto, ángulo de entrada del chorro, carga sobre el vertedor, tirante del colchón aguas abajo y velocidad de la salida. Aprovechando que el tirante de la cubeta permitía introducir un instrumento de medición, se utilizó un tubo de Pitot para medir las velocidades en ambos vertedores.

Para el levantamiento topográfico se utilizó un brazo de medición portátil con escáner láser RS4 Hexagon® Manufacturing Intelligence (ver figura 5.3), esta herramienta obtiene una nube de puntos de la superficie escaneada y permite su visualización en 3D, con una capacidad del escáner de 752,000 pts/s y una separación entre puntos de 11μ , posteriormente se obtuvieron las profundidades, el perfil y las secciones del cuenco con la ayuda de un software con opciones de altimetría.

Con la finalidad de comprobar el perfil de la socavación, esta metodología se realizó en dos ocasiones, denominadas prueba uno (P1) y prueba dos (P2), utilizando las mismas condiciones: el material de fondo, los gastos y el tiempo de descarga.

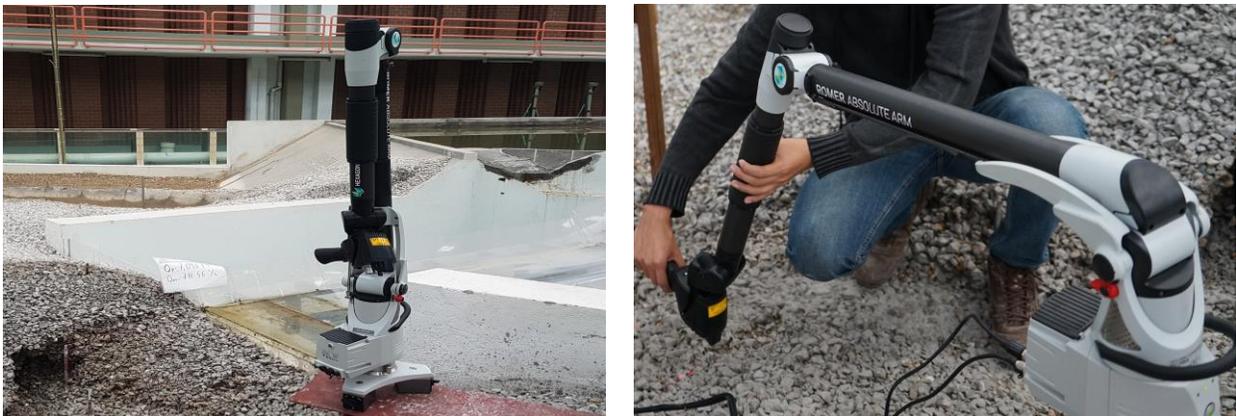


Figura 5.3: Brazo de medición portátil con escáner láser para levantamiento de la superficie erosionada.

Nota: Fotografías de Omar Fonseca Moreno. IMTA, 2018.



5.2 Prueba con material cohesivo.

Los gastos para esta prueba son mayores debido a la mayor resistencia que posee el material, el gasto máximo total se propuso menor al gasto total de diseño de 16,961.09 m³/s. Se utilizaron cuatro gastos diferentes en el vertedor 1 y 2, siendo un total de ocho gastos para esta prueba, cada descarga se dividió en cuatro ensayos (ver tabla 5.2.). El *Tr* del ensayo 1 es de 20 años, el ensayo 2 de 100 años, el ensayo 3 de 500 años y el ensayo 4 de 2,000 años (IMTA, 2014).

Tabla 5.2: Gastos utilizados en el Vertedor 1 y 2 para pruebas con material cohesivo.

Número de ensayo	Vertedor 1		Vertedor 2		Gasto total	
	Q_p [m ³ /s]	Q_m [l/s]	Q_p [m ³ /s]	Q_m [l/s]	Q_p [m ³ /s]	Q_m [l/s]
Ensayo 1	4,453.15	49.32	2,965.82	32.84	7,418.97	82.16
Ensayo 2	5,939.23	65.77	4,059.72	44.96	10,000.00	110.73
Ensayo 3	7,093.74	78.56	4,927.25	54.57	12,020.98	133.13
Ensayo 4	8,233.67	91.18	5,796.48	64.19	14,030.14	155.40

El material empleado para representar la roca fue una mezcla de cemento, yeso y agregado grueso (grava de ¾” y ¼” de diámetro) depositado en un área limitada por la descarga de los vertedores. Durante la realización de esta investigación la construcción de la presa Santa María no se había concluido, por esta razón no se cuenta con datos del comportamiento del suelo ante la socavación *in situ*, dicho lo anterior, se utilizaron diferentes proporciones de cemento, yeso y agregado grueso propuestas por la Comisión Federal de Electricidad CFE (2011), con la finalidad de representar una roca sana (*Rs*), una roca fracturada (*Rf*) y un suelo residual (*Sr*), que son los tipos de estratigrafía comunes *in situ*. La figura 5.4 muestra la estratigrafía presente en el prototipo, de acuerdo al estudio, *U1* corresponde a un material suelto, *U2* es una roca con alteración y fracturamiento, y *U3* una roca sana (IMTA, 2014).

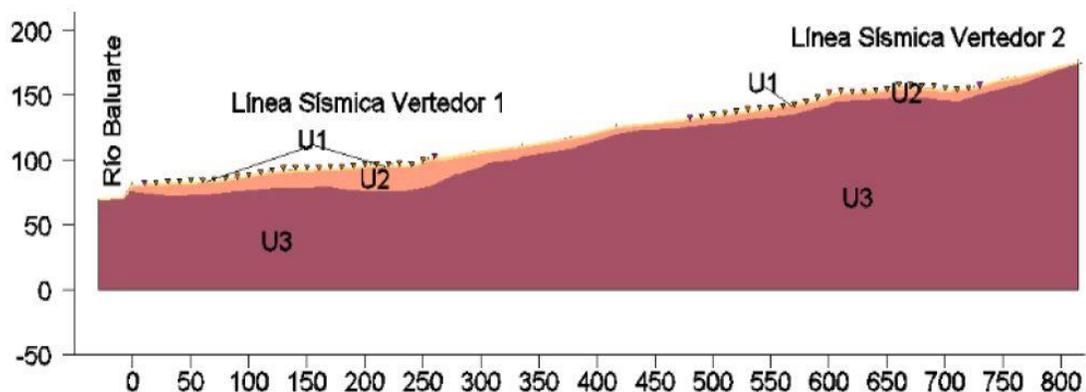


Figura 5.4: Distribución de la estratigrafía a la salida del vertedor 1 y 2 de la presa Santa María.

Nota: Recuperado de “Estudio en modelo físico del vertedor de la presa de almacenamiento Santa María, Mpio. de El Rosario, en el Estado de Sinaloa” de IMTA, 2014, pág. 35.



En la tabla 5.3 se muestran las proporciones utilizadas de cemento (C), yeso (Y) y agua (A). Se realizaron dos propuestas, en ambas se modificaron las cantidades de cemento, manteniendo constantes las proporciones de cemento y agua.

Tabla 5.3: *Proporciones de cemento, yeso y agua para las pruebas con material cohesivo.*

	Vertedor 1									Vertedor 2								
	Suelo residual (Sr)			Roca fracturada (Rf)			Roca sana (Rs)			Suelo residual (Sr)			Roca fracturada (Rf)			Roca sana (Rs)		
Espesor de la capa en modelo	0.15 m			0.20 m			0.20 m			0.05 m			0.15 m			0.15 m		
Concepto	C	Y	A	C	Y	A	C	Y	A	C	Y	A	C	Y	A	C	Y	A
Prueba 1	0.20	7.5	13	0.35	7.5	13	2.50	7.5	13	0.10	7.5	13	0.20	7.5	13	1.40	7.5	13
Prueba 2	1.40	7.5	13	2.50	7.5	13	3.50	7.5	13	0.20	7.5	13	0.70	7.5	13	1.40	7.5	13

Nota: Los valores de cemento, yeso y agua se muestran en kilogramos. Recopilado de CFE (2011), *Reporte de resistencia de materiales a compresión, para diferentes combinaciones de agregados y lechada (cemento- yeso - agua).*

La figura 5.5 muestra la distribución y el espesor de las capas Sr, Rf y Rs del V1 y V2, es importante aclarar que la geometría mostrada en las capas es representativa, dado que la colocación del material se realizó respetando la topografía del prototipo.

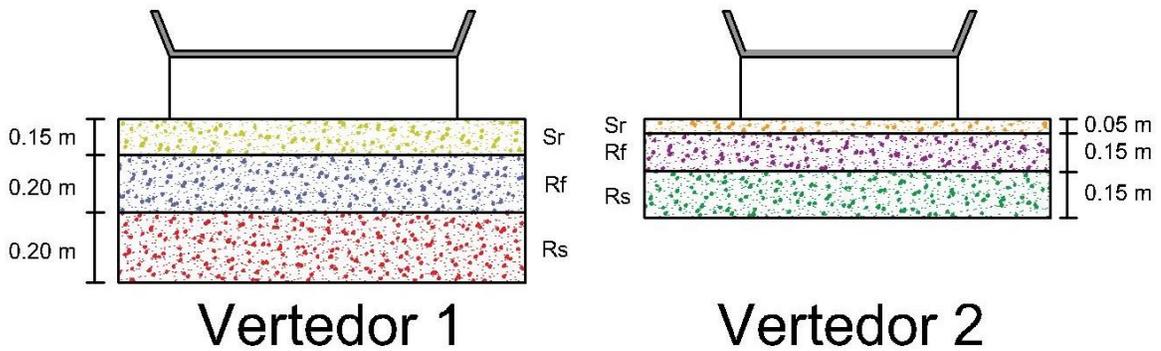


Figura 5.5: Distribución de la estratigrafía a la salida del vertedor 1 y 2.
 Nota: La geometría de las capas sólo es representativa, cada estrato se colocó basándose en la topografía del prototipo.

El procedimiento para depositar el material en la zona de descarga fue el siguiente, cada porción de cemento, yeso y agua se pesó de acuerdo a la cantidad propuesta en la tabla 5.3., posteriormente se utilizó un mezclador para homogenizar la lechada, mientras en el sitio de trabajo el agregado grueso es acomodado por capas, una vez alcanzado el espesor deseado se vertió la lechada cuidando que se cubriera toda el área. Este procedimiento fue el mismo para las otras capas hasta alcanzar el nivel de las varillas que definen la elevación topográfica, una vez cubierta toda el área y determinada la topografía se afinó la superficie respetando las



pendientes del terreno. La figura 5.6 muestra un cronograma fotográfico del procedimiento detallado anteriormente.



a) Preparación de la lechada, utilizando un mezclador para cemento



b) Medición del espesor de la capa



c) Acomodo del agregado grueso en la zona de descarga



d) Vertido de la lechada

Figura 5.6: Acomodo del material cohesivo en la zona de descarga de los vertedores.

Nota: Fotografías de Omar Fonseca Moreno. IMTA, 2018

Una vez colocado el material se dejó pasar un lapso de 24 horas para empezar con las primeras pruebas, el procedimiento de descarga fue el mismo que se detalla en el apartado de material no cohesivo. Se inició con la descarga de los gastos pequeños hasta los máximos y se midieron las siguientes variables: longitud y ancho del salto, ángulo de entrada del chorro, carga sobre el vertedor, tirante del colchón aguas abajo y velocidad de salida. Al igual que con material no cohesivo, la velocidad se midió utilizando un tubo de Pitot. Entre cada gasto se obtuvo la topografía con el brazo de medición portátil con escáner láser RS4 Hexagon® Manufacturing Intelligence, a lo largo de la prueba la topografía inicial no se reconfiguró con la intención de representar la socavación continua que se observa en las presas. El procedimiento se realizó en dos ocasiones, denominadas prueba uno (P1) y prueba



dos (P2) (ver tabla 5.3), modificando la resistencia del material. La figura 5.7 muestra un esquema resumido de la metodología empleada para material no cohesivo y cohesivo.

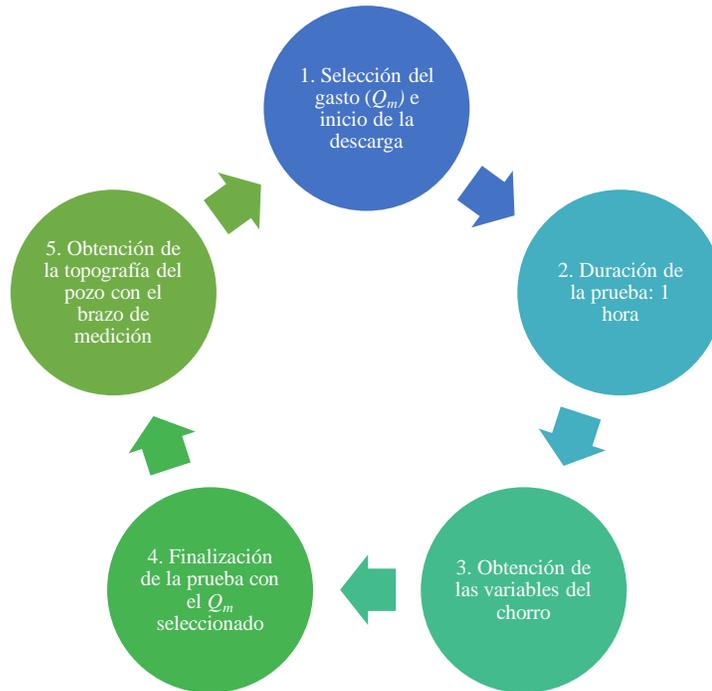
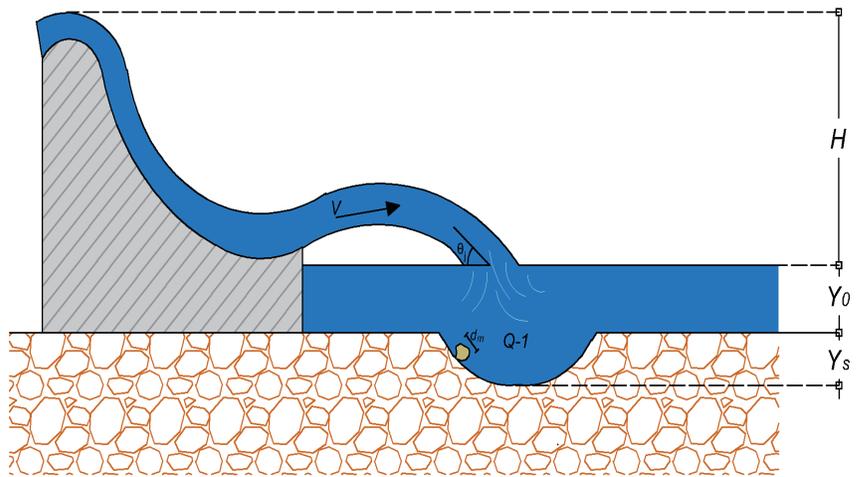


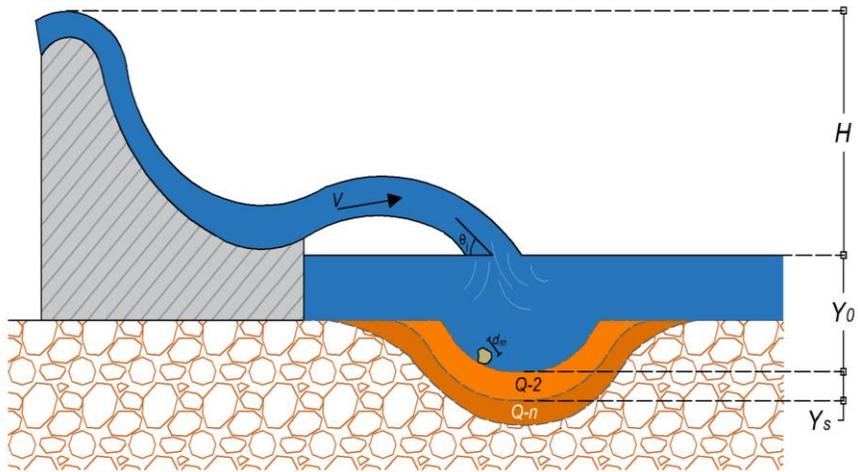
Figura 5.7: Metodología empleada para material no cohesivo y cohesivo.

5.3 Medición de las variables de socavación.

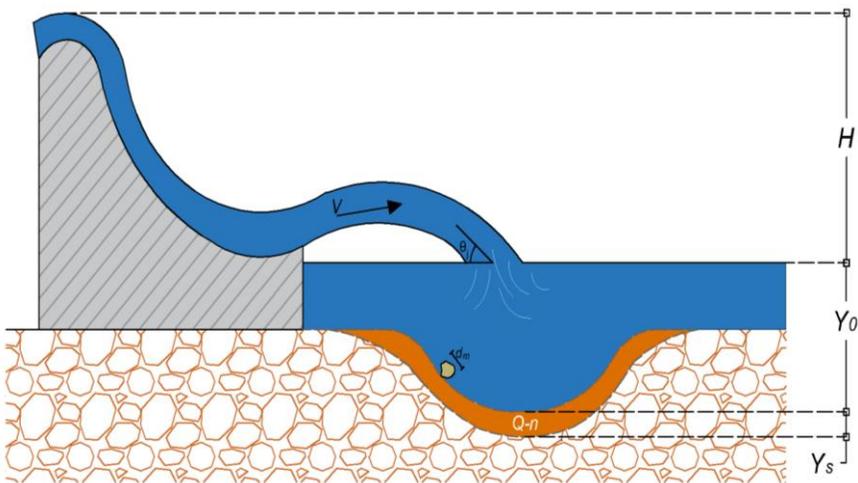
Para representar la socavación que se observa en las presas, la figura 5.8 detalla de manera general el procedimiento de medición para material no cohesivo y cohesivo. La erosión se realizó de manera sucesiva, de esta forma el pozo de socavación aumentaba su profundidad hasta alcanzar el estado de equilibrio. La figura 5.8a define la socavación con el primer gasto; posteriormente en la segunda descarga, Y_o y Y_s se modifican, considerando como el terreno erosionable el perfil obtenido con la descarga anterior, y el tirante como la distancia entre la superficie del colchón y el perfil en el punto más profundo (figura 5.8 b), así sucesivamente con los siguientes gastos, además entre cada descarga se obtenía la topografía (ver figura 5.7).



a) Socavación con el primer gasto.



b) Socavación con el segundo gasto.



c) Socavación con el n gasto.

Figura 5.8: Consideraciones para la medición de las variables de socavación.
Nota: Figura representativa del proceso de socavación para esta investigación.



6. Obtención de nuevas ecuaciones.

6.1 Material No Cohesivo.

Para realizar el análisis adimensional, se tomaron en cuenta las variables más representativas de la socavación con material no cohesivo, considerando aquellas que describen el material de fondo y las condiciones hidráulicas del salto de esquí. Con base en las ecuaciones empíricas del apartado 3.2.3. y el comportamiento del modelo físico Sta. María se proponen las siguientes variables:

$$F(q, Z_o, V, D'_s, Y_o, Y_s, H, d_{90}, d_{50}, g, \rho_w, \rho_s)$$

Donde q , es el gasto unitario (m^2/s); Z_o , es la distancia del labio de la cubeta a la superficie del colchón de agua (m); V , velocidad a la salida, D'_s , diámetro de la partícula; Y_o , es el tirante aguas abajo (m); Y_s , la profundidad de socavación (m), H , la distancia de la superficie de almacenamiento a la superficie del colchón de agua (m); d_{50} y d_{90} , corresponde al tamaño del material (m); g , aceleración de gravedad; y ρ_w, ρ_s , corresponden a la densidad del agua y del sedimento (kg/m^3) respectivamente (ver figura 3.8).

Una vez especificadas las variables que participan, se procede a construir los números adimensionales, una forma de considerar las características hidráulicas y del material es usando el Número de Froude de la partícula densimétrica, éste número empleado por Kökpinar & Kucukali (2016) predice las condiciones hidráulicas cuando inicia el movimiento de partículas. De acuerdo a Aguirre, Olivero & Moncada (2003) este valor adimensional es habitual para el estudio de la socavación producida por saltos de esquí.

$$Fr_d^2 = \frac{\rho_w V^2}{(\rho_s - \rho_w) g D'_s} \quad (69)$$



El numerador describe las características hidráulicas que originan la fuerza erosiva, el denominador incluye las condiciones del material que se opone a la erosión. De acuerdo a las variables que intervienen se puede determinar el grado de erosión que estará condicionada por la velocidad del salto y la densidad del material, es decir, al incrementar la velocidad, mayores serán las dimensiones del pozo de socavación, en caso contrario, si aumenta el diámetro y la densidad del material, menor será la erosión dentro del pozo. Al realizar el análisis adimensional con las variables propuestas anteriormente, se obtiene la siguiente relación funcional.

$$\frac{Y_s}{Z_o} = F \left(\frac{\rho_w H V^2}{(\rho_s - \rho_w) g D'_s Z_o}, \frac{H}{Y_o}, \frac{q}{(Z_o^3 g)^{1/2}}, \frac{d_{90}}{d_{50}} \right) \quad (70)$$

Finalmente, la ecuación 71 resulta en una expresión propuesta para calcular la erosión para material no cohesivo.

$$\frac{Y_s}{Z_o} = K \left(\frac{H \rho_w V^2}{(\rho_s - \rho_w) g D'_s Z_o} \right)^m \left(\frac{H}{Y_o} \right)^n \left(\frac{q}{(Z_o^3 g)^{1/2}} \right)^p \left(\frac{d_{90}}{d_{50}} \right)^s \quad (71)$$

Donde K , m , n , p y s son constantes que se ajustaron a la ecuación con los resultados del modelo. Para relacionar las características del material y las condiciones hidráulicas del chorro se involucró el número de Froude de la partícula densimétrica; la velocidad de salida, V ; la distancia entre la cubeta y la superficie del colchón aguas abajo, Z_o ; la distancia de la superficie de almacenamiento a la superficie del colchón de agua, H ; gasto unitario, q ; y la gravedad g ; para representar la distribución de tamaños del material de fondo se relacionó el d_{90} y d_{50} , considerando que el cociente entre estas dos variables describe la uniformidad del material.

6.2 Material Cohesivo.

Para estimar la erosión en un material cohesivo, se optó por plantear una fórmula que cumpla con las condiciones de la socavación, en este caso las partículas forman parte de un bloque con diferente proporción de cemento, yeso y agua, a razón de esto no se ocuparon variables como el diámetro característico d_m o la densidad de la grava, en cambio, se utilizó la resistencia a la compresión (f^c) de la mezcla empleada, de esta manera se relaciona el agregado grueso y las proporciones del cementante, entendiéndose que a mayor f^c mayor proporción de C:Y:A se requiere. De acuerdo a Annadale (2006) (citado por Castillo & Carrillo, 2017) la potencia del chorro incidente se puede obtener con la ecuación 72, esta expresión calcula la potencia del chorro por unidad de área sobre la superficie del pozo de socavación.

$$P_{jet} = \frac{\gamma Q H}{A_{imp}} \quad (72)$$



Con base en las observaciones realizadas durante la experimentación con material cohesivo y los resultados encontrados, se proponen las siguientes variables:

$$F(Q, H, Y_o, Y_s, Z_o, f'c, \gamma, A)$$

Al realizar el análisis adimensional se obtiene.

$$\frac{Y_s}{Z_o} = F\left(\frac{H}{Y_o}, \frac{P_{jet}}{f'c\sqrt{Z_o g}}\right) \quad (73)$$

Donde P_{jet} es la potencia del chorro (kgf m/s) y $f'c$ la resistencia a la compresión (kgf/cm²), por practicidad de la ecuación el valor de $f'c$ tiene unidades de kgf/m².

Finalmente, la ecuación 74 resulta en una expresión propuesta para calcular la socavación en material cohesivo de manera rápida y sencilla, los valores de K , a y b ajustarán la ecuación con los resultados del modelo.

$$\frac{Y_s}{Z_o} = K\left(\frac{H}{Y_o}\right)^a \left(\frac{P_{jet}}{f'c\sqrt{g Z_o}}\right)^b \quad (74)$$



7. Resultados.

Debido a las diferentes condiciones en cómo se realizaron las pruebas, fue necesario dividir los resultados en material no cohesivo y material cohesivo.

7.1 Material no cohesivo.

El comportamiento del material fue el esperado para las condiciones de un material suelto, se observó arrastre de partículas en los primeros minutos de cada prueba, especialmente en aquellas con diámetro menor (1/4”), además, durante cada descarga se advirtió la formación de montículos en la circunferencia del pozo de socavación como resultado del arrastre y deposición del sedimento, este comportamiento de la socavación coincide con lo explicado por Whittaker y Schleiss (1984) (capítulo 3).

La tabla 7.1 muestra la longitud y ancho del salto obtenidas en las dos pruebas con una correlación de 93% aproximadamente; la longitud del salto se consideró hasta la zona de impacto del chorro con el colchón de agua, de acuerdo a la figura 3.10 este valor corresponde a $x1$, sin embargo, en el modelo se observó una longitud de incidencia mayor, es decir, $x3$, éste último valor define el límite de la socavación, además dentro de esta área ocurre la turbulencia y la erosión del material. La tabla 7.2 muestra los valores de la longitud de incidencia obtenidos del modelo, como se muestra éste valor representa un aumento de 40 a 50 % con respecto a la longitud de impacto, la figura 7.1 detalla la diferencia entre ambas longitudes.



Tabla 7.1: Medidas tomadas del modelo de la Presa Sta. María.

Características	Primer ensayo		Segundo ensayo		Tercer ensayo	
	Modelo	Prototipo	Modelo	Prototipo	Modelo	Prototipo
Vertedor 1						
Gastos (m ³ /s)	0.025	2,267.72	0.046	4,167.49	0.074	6,649.48
Primera prueba						
Longitud del salto (m)	0.21	20.16	0.85	81.60	1.20	115.20
Ancho de salto (m)	0.75	72.00	0.90	86.40	0.90	86.40
Segunda prueba						
Longitud del salto (m)	0.25	24.00	0.85	81.60	1.10	105.60
Ancho de salto (m)	0.74	71.04	0.85	81.60	0.85	81.60
Vertedor 2						
Gastos (m ³ /s)	0.016	1,421.06	0.031	2,759.00	0.051	4,591.78
Primera prueba						
Longitud del salto (m)	0.20	19.20	0.60	57.60	0.90	86.40
Ancho de salto (m)	0.53	50.88	0.55	52.80	0.64	61.44
Segunda prueba						
Longitud del salto (m)	0.23	22.08	0.63	60.48	0.85	81.60
Ancho de salto (m)	0.55	52.80	0.55	52.80	0.60	57.60

Tabla 7.2: Medición de longitud de incidencia del salto hidráulico en el modelo.

Característica	Primer ensayo		Segundo ensayo		Tercer ensayo	
	Modelo	Prototipo	Modelo	Prototipo	Modelo	Prototipo
Vertedor 1						
Gastos (m ³ /s)	0.025	2,267.72	0.046	4,167.49	0.074	6,649.48
Primera prueba						
Longitud de incidencia (m)	0.30	28.80	1.20	115.20	1.70	163.20
Segunda prueba						
Longitud de incidencia (m)	0.38	36.48	1.30	124.80	1.70	163.20
Vertedor 2						
Gastos (m ³ /s)	0.016	1,421.06	0.031	2,759.00	0.051	4,591.78
Primera prueba						
Longitud de incidencia (m)	0.28	26.88	0.87	83.52	1.49	143.04
Segunda prueba						
Longitud de incidencia (m)	0.33	31.68	1.15	110.40	1.30	124.8



Figura 7.1: Forma de medición de la longitud de impacto y la longitud de incidencia.

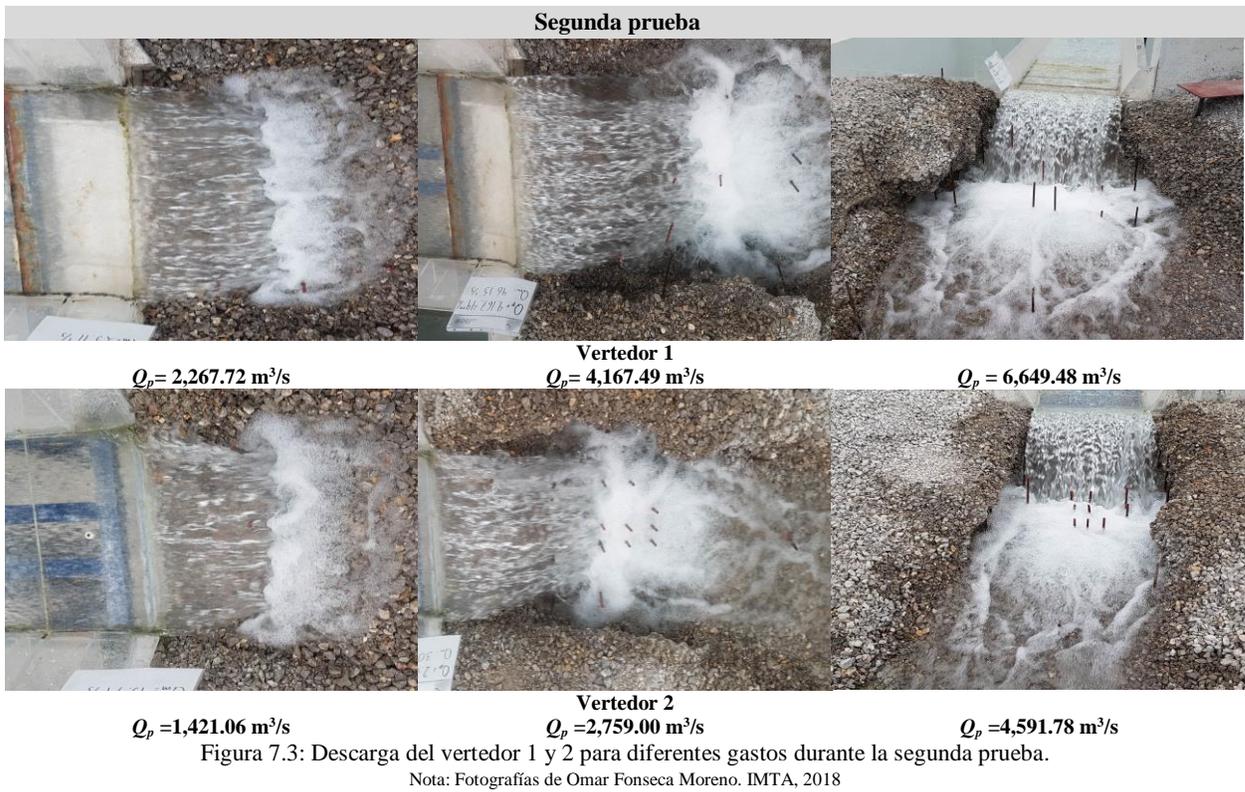
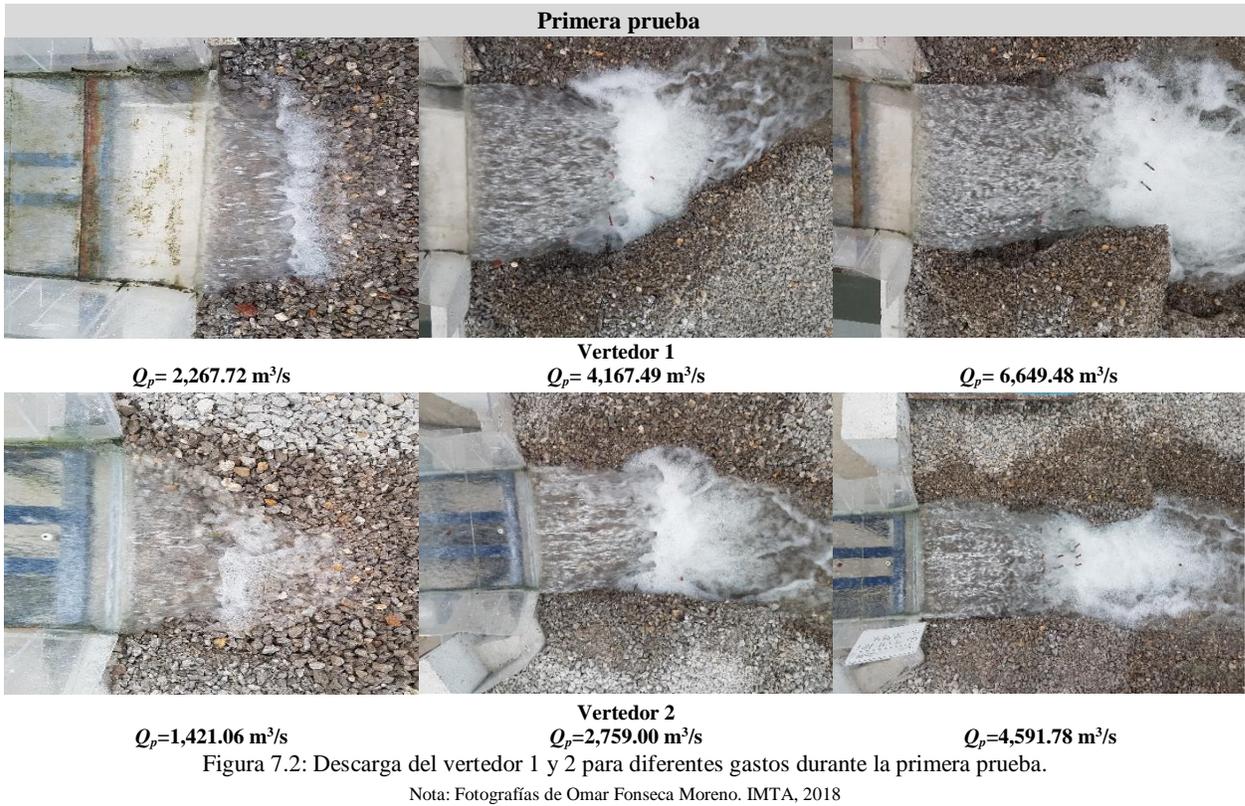


Se analizaron las ecuaciones revisadas en el apartado 2.2.2. comparándolas con los valores obtenidos en el modelo, sin embargo, para la longitud del salto no se encontraron resultados confiables alcanzando un error de aproximación de 60 % en algunos casos. Para calcular el ancho y el ángulo de entrada del chorro (ecuación 15 y 16) se utilizó el valor de longitud del salto (L_s) tomado directamente del modelo cuyos resultados se muestran en la tabla 7.3, el ancho del salto calculado tiene una correlación con el modelo de 96 % aproximadamente (ver tabla 7.1).

Tabla 7.3: Valores calculados del ancho y ángulo de entrada del chorro.

Características	Primer ensayo		Segundo ensayo		Tercer ensayo	
	Modelo	Prototipo	Modelo	Prototipo	Modelo	Prototipo
Vertedor 1						
Gastos (m^3/s)	0.025	2,267.72	0.046	4,167.49	0.074	6,649.48
Primera prueba						
Ancho del salto [m]	0.744	71.42	0.88	84.48	0.94	90.24
Ángulo de entrada		23°		35.40°		37.80°
Segunda prueba						
Ancho del salto [m]	0.75	72.00	0.80	76.8	0.92	88.32
Ángulo de entrada		23°		35.40°		37.8°
Vertedor 2						
Gastos (m^3/s)	0.016	1,421.06	0.031	2,759.00	0.051	4,591.78
Primera prueba						
Ancho del salto [m]	0.53	50.88	0.60	57.60	0.65	62.40
Ángulo de entrada		28.30°		33°		40°
Segunda prueba						
Ancho del salto [m]	0.55	52.80	0.61	58.56	0.63	60.48
Ángulo de entrada		28.26°		32°		40.20°

En cada prueba el salto hidráulico presentó un desarrollo definido, partiendo desde la salida de la cubeta hacia la zona de descarga, como se observan en la figura 7.2 y 7.3, el ancho del salto golpea sin obstrucción el colchón de agua, creando una zona turbulenta de geometría alargada, con una socavación uniforme y un pozo de socavación bien delimitado. En cada descarga el chorro despegó aún con gastos menores (ver figura 2.8), demostrando la eficiencia de ambas cubetas deflectoras. El ángulo de entrada del chorro oscila entre 30° y 45° para el vertedor 1, mientras en el vertedor 2 entre 20° y 40°, estos datos tienen un amplio espectro de variación dependiendo del punto en que se tomaba la medida, dado que el chorro se alarga en su parte exterior disminuyendo el ángulo, en cambio, en la parte interior el ángulo tiende a aumentar, para la prueba se consideró un punto medio.





Al término de las pruebas, el pozo de socavación se formó de acuerdo al gasto empleado y al número de ensayo, al ser un material suelto mostró mayor susceptibilidad a la erosión presentándose arrastre de partículas en los primeros instantes del vertido.

Para gastos pequeños ($1,000 \text{ m}^3/\text{s} - 2,500 \text{ m}^3/\text{s}$), el material experimentó un mínimo arrastre al pie de las cubetas deflectoras provocando la formación de montículos en la periferia del pozo. El tiempo de equilibrio se alcanzó en menos de una hora.

Para gastos mayores de $2,500 \text{ m}^3/\text{s}$, como se muestra en las figuras 7.2 y 7.3, la socavación evolucionó rápidamente de un gasto a otro, generando un pozo con una longitud que oscila entre $0.80 - 1 \text{ m}$ en el V1 y $0.60 - 0.80 \text{ m}$ en el V2, el tiempo de equilibrio se obtuvo en una hora, logrando la mayor erosión a los 20 min de iniciada la descarga. Con gastos mayores a $4,167.49 \text{ m}^3/\text{s}$ para el V1 y $2,759 \text{ m}^3/\text{s}$ para el V2, el material de fondo fue arrastrado hacia afuera del pozo ocasionando derrumbes de las laderas, esta acción agrega nuevo material para ser transportado aguas abajo o depositado en los montículos de la periferia, a causa de éste proceso el perímetro del pozo aumentó a pesar de que el chorro no golpeaba directamente la zona (ver figura 7.4). Estudiar la socavación con material no cohesivo mediante un modelo físico facilita la obtención de la máxima profundidad del pozo para cada vertedor considerando el tamaño y densidad del material; las observaciones permiten adecuar las medidas para protección de márgenes, visualizar las afectaciones a otras estructuras y prevenir la erosión en la zona de descarga con estructuras de amortiguación.

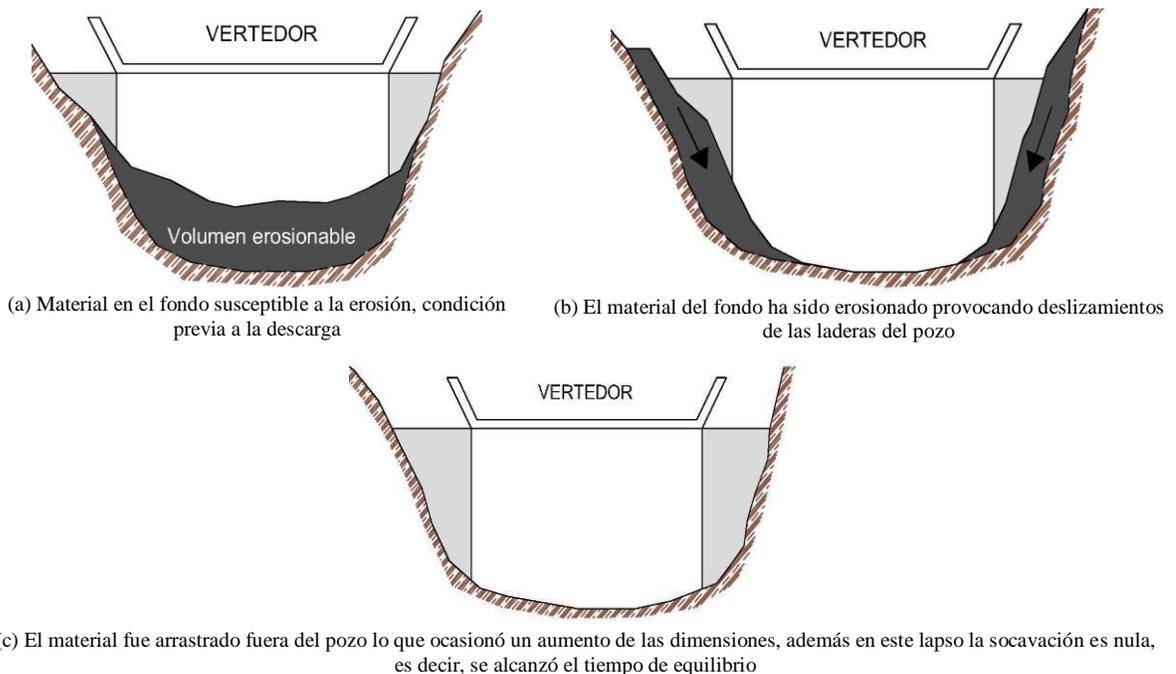


Figura 7.4: Comportamiento de la socavación y deslizamiento de taludes empleando material no cohesivo.
Nota: Las imágenes son representativas del proceso de erosión con material suelto.



La geometría de la socavación en el V1 y V2 (ver figuras 7.5 y 7.6) presenta patrones que coinciden en ambas pruebas. En el caso del vertedor 1, la erosión forma un pozo alargado, iniciando en la parte pegada al vertedor con un ancho aproximadamente igual al de la cubeta, pero a medida que avanza hacia aguas abajo, el ancho se va incrementando hasta alcanzar 1.20 m. En el vertedor 2 la erosión es menor que en el caso del V1, debido a los gastos empleados y la topografía de la zona con laderas menos pronunciadas que evitan los deslaves que aumentarían la geometría del pozo, al finalizar el ensayo 3 el cuenco alcanzó un ancho de 0.70 m. El material utilizado como fondo móvil fue muy susceptible a la erosión, como resultado las partículas de mayor tamaño (3/4") se depositaron en el fondo del pozo, mientras las menores (1/4") se localizaron en la periferia junto con una mínima cantidad de granos de mayor diámetro. El tamaño del material facilitó el arrastre de partículas en los primeros instantes una vez iniciada la prueba, aun con gastos pequeños, además de alcanzar el estado de equilibrio en un corto tiempo. Si dimensionamos el tamaño de las partículas de acuerdo al prototipo obtenemos diámetros de roca de 1.83 m (3/4") y 0.61 m (1/4").

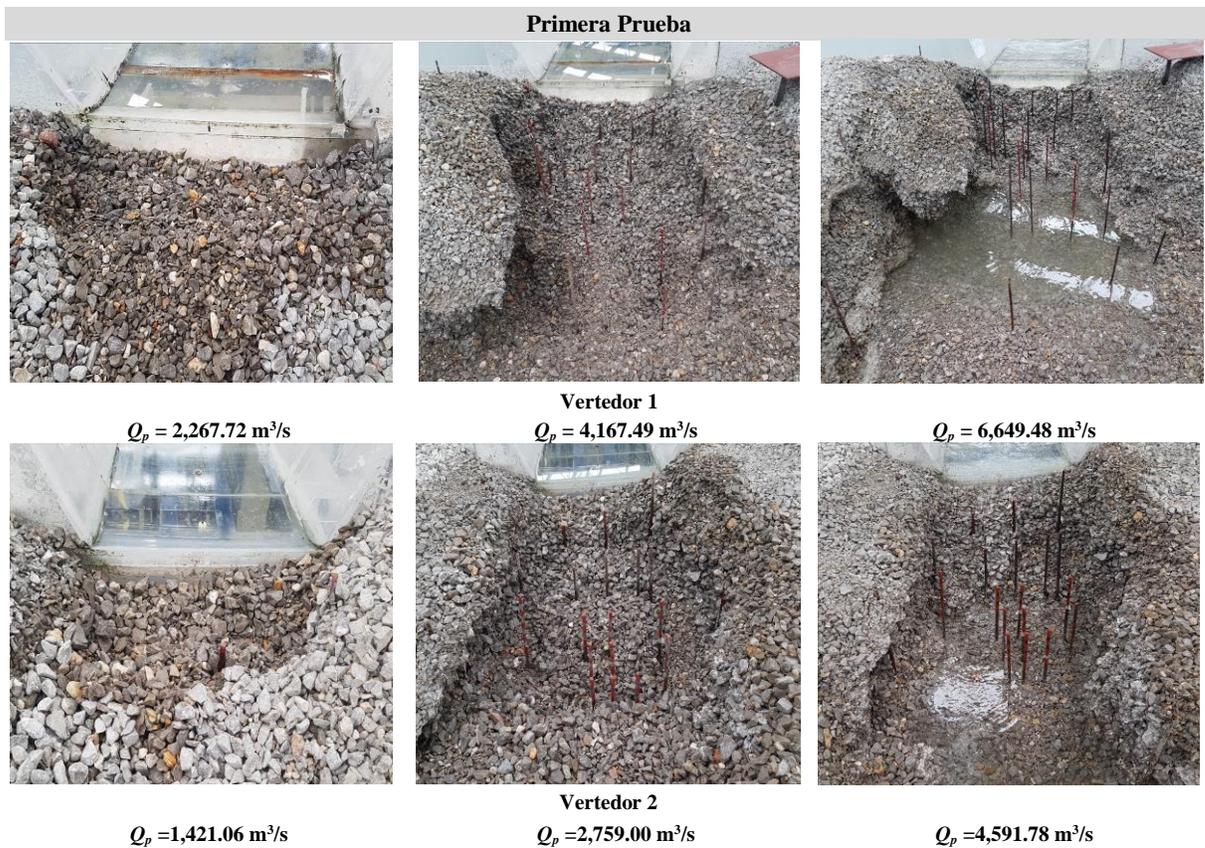


Figura 7.5: Socavación obtenida en el Vertedor 1 y 2 al terminar la primera prueba.

Nota: Fotografías de Omar Fonseca Moreno. IMTA, 2018

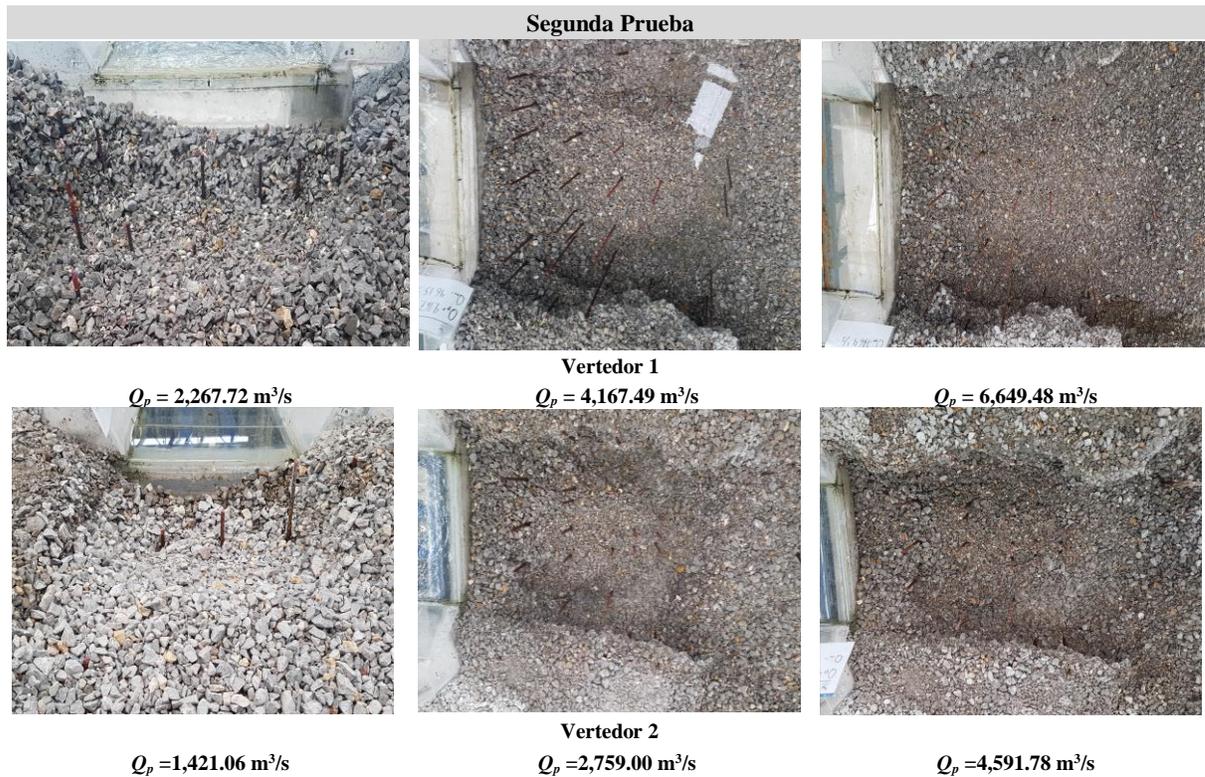


Figura 7.6: Socavación obtenida en el Vertedor 1 y 2 al terminar la segunda prueba.

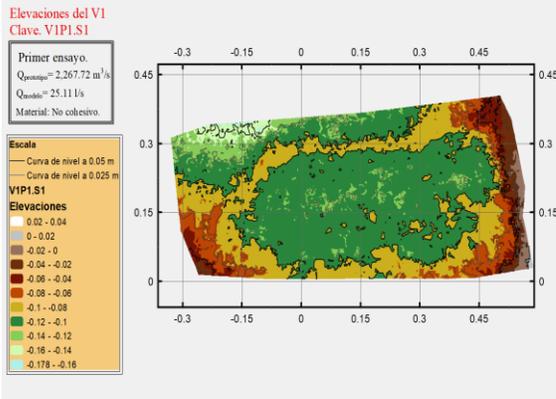
Nota: Fotografías de Omar Fonseca Moreno. IMTA, 2018

La figura 7.7 muestra las profundidades del pozo de socavación para cada gasto, el punto cero se consideró a partir de la cota del labio de la cubeta, que para el caso del V1 es de 142.95 msnm y para el V2 es de 159.06 msnm. Analizando las imágenes se observa que la ubicación de las zonas con mayor profundidad coincide en ambas pruebas, esto sucede en el V1 con un $Q_p = 4,167.49 \text{ m}^3/\text{s}$ cuya máxima erosión se encuentra a 1.06 m aguas abajo con una profundidad entre 0.6 y 0.7 m; lo mismo se observa para el $Q_p = 6,649.48 \text{ m}^3/\text{s}$ sólo que en este caso la erosión se ubica a 1.38 m con una profundidad entre 0.8 y 0.9 m. La geometría del pozo es coincidente en la prueba 1 y 2, formando una llanura ancha y alargada justo en la zona de descarga, esto garantiza un mismo comportamiento del material bajo las condiciones de descarga. Los resultados obtenidos con grava suelta permitirían estimar la socavación con un material de menor diámetro, predecir la geometría del pozo y limitar el área de descarga, las partículas serán más susceptibles al arrastre obteniendo mayores profundidades, ya que ésta cambiaría considerablemente por la variación de pesos.



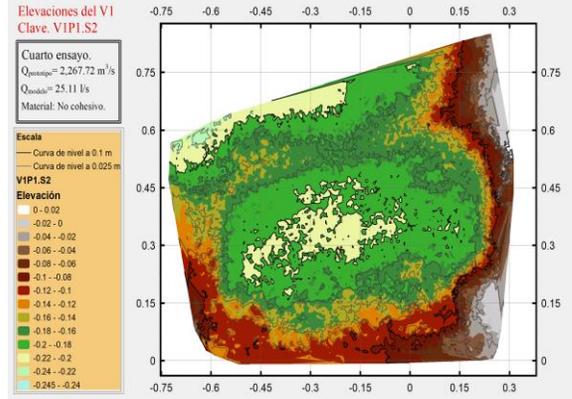
Vertedor 1

Primera prueba

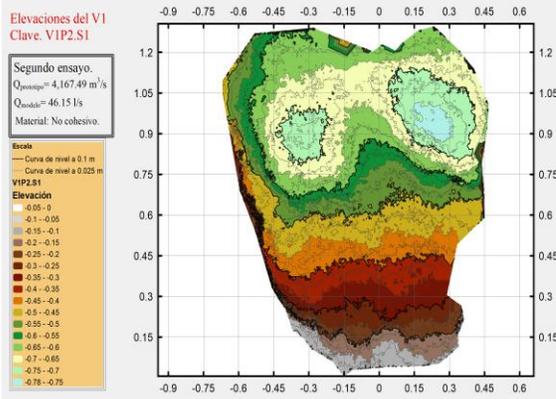


$Q_p = 2,267.72 \text{ m}^3/\text{s}$

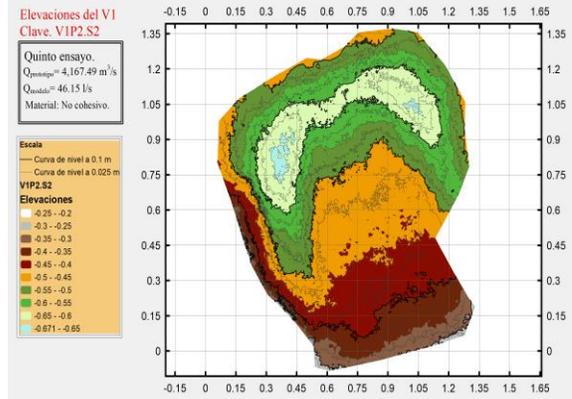
Segunda prueba



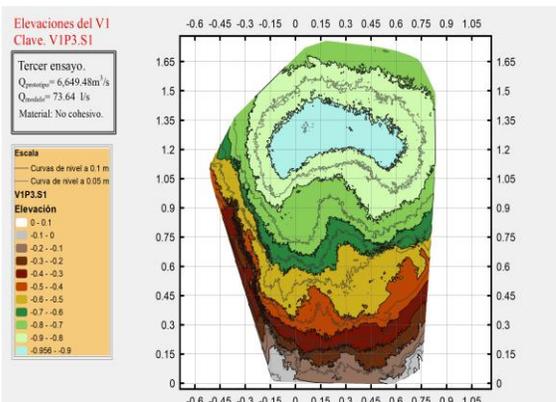
$Q_p = 2,267.72 \text{ m}^3/\text{s}$



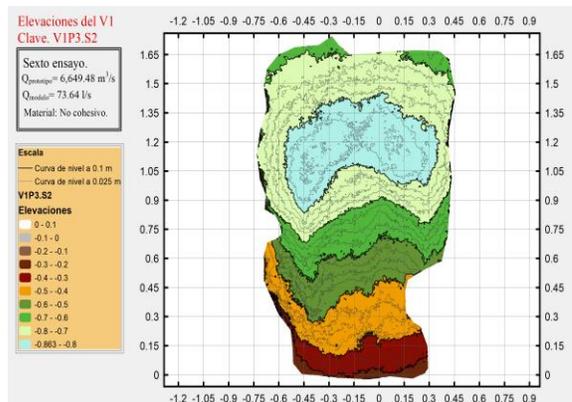
$Q_p = 4,167.49 \text{ m}^3/\text{s}$



$Q_p = 4,167.49 \text{ m}^3/\text{s}$



$Q_p = 6,649.48 \text{ m}^3/\text{s}$



$Q_p = 6,649.48 \text{ m}^3/\text{s}$

Figura 7.7: Profundidades del pozo de socavación en el Vertedor 1, prueba con material no cohesivo.

Nota: Las profundidades y la longitud están referenciadas al labio de la cubeta deflectora y escaladas de acuerdo al modelo. Las dimensiones están en metros.

En la figura 7.8 se muestra el detalle de las profundidades de la socavación en el vertedor 2, igual que en el V1, la zona de mayor profundidad en el V2 tiene una ubicación similar en ambas pruebas. En el caso de $Q_p=2,759.00 \text{ m}^3/\text{s}$ la zona de mayor profundidad está a 0.80 m aguas abajo, con una profundidad que oscila entre



0.30 y 0.40 m; mientras para $Q_p = 4,591.78 \text{ m}^3/\text{s}$ la zona está a 1.22 m con una profundidad que oscila entre 0.40 y 0.50 m.

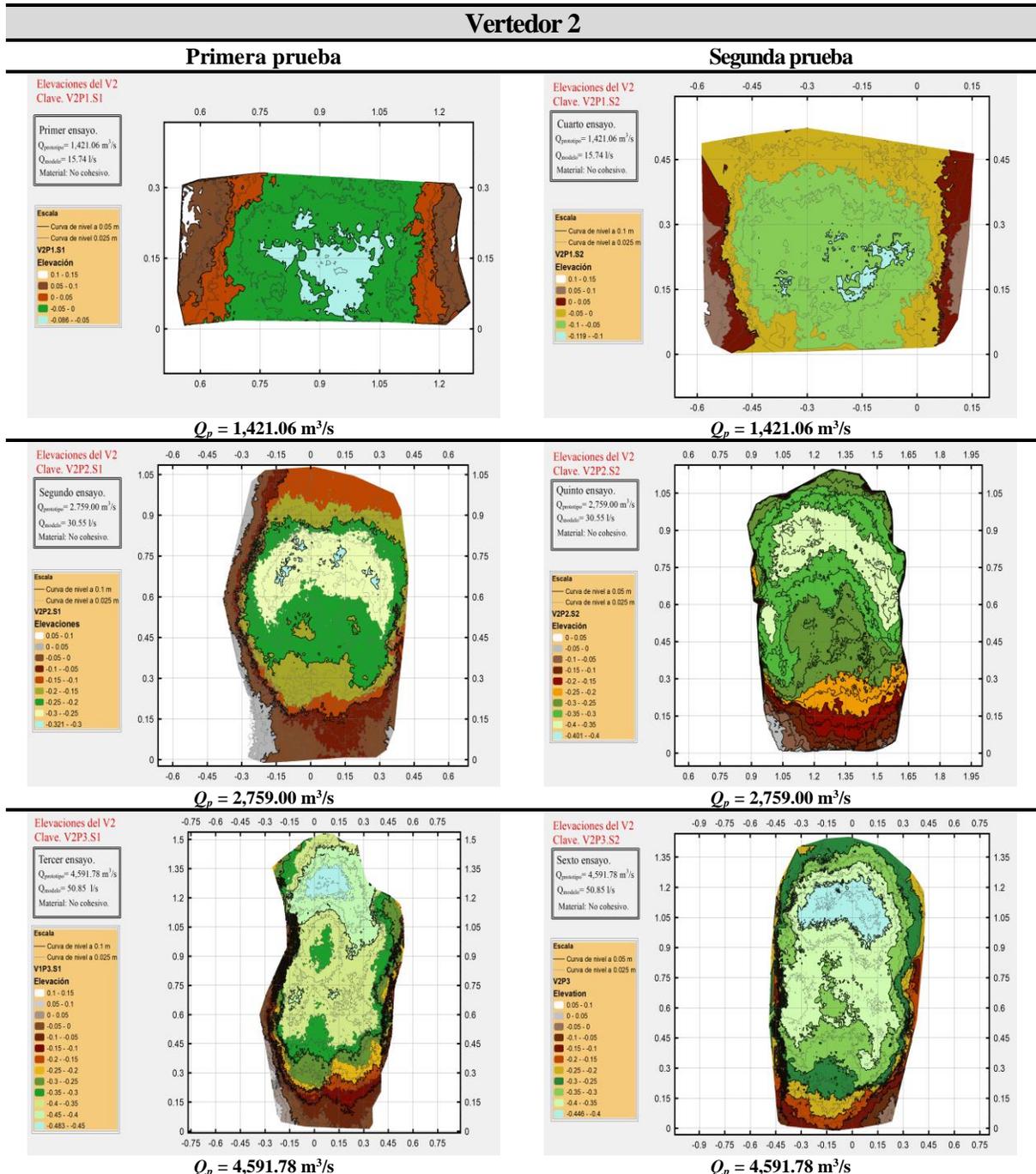


Figura 7.8: Profundidades del pozo de socavación en el Vertedor 2, prueba con material no cohesivo.

Nota: Las profundidades y la longitud están referenciadas al labio de la cubeta deflectora y escaladas de acuerdo al modelo. Las dimensiones están en metros.

La figura 7.9 compara el perfil del terreno natural y la socavación obtenida durante la prueba 1 y 2 en el Vertedor 1, considerando que el punto cero representa el labio de la cubeta deflectora, es decir, desde ese punto el



salto de esquí despega hacia la zona de descarga. Para el gasto de $2,267.72 \text{ m}^3/\text{s}$ el límite del pozo de socavación se consideró hasta el cadenamiento $0+030 \text{ cm}$ debido a que éste fue el área de impacto del salto de esquí, el arrastre de sedimento aguas abajo se desarrolló por la corriente procedente del cuenco de disipación. Como se aprecia, existe una coincidencia entre los perfiles para cada gasto, ésta semejanza es más notoria para $Q_p=4,167.49 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q_p=6,649.48 \text{ m}^3/\text{s}$. Los gastos mayores formaron un perfil cóncavo aguas abajo, exactamente entre $0+080$ a $0+150 \text{ cm}$, originado por efecto de la turbulencia y el arrastre de sedimento hacia la periferia del pozo. La tabla 7.4 muestra las cotas obtenidas de la zona de impacto en el V1.

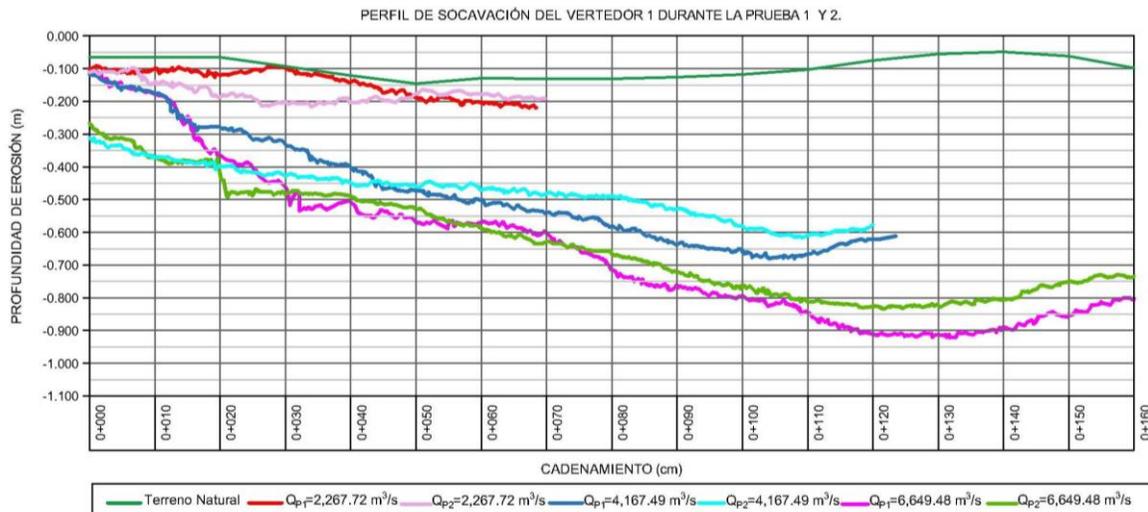


Figura 7.9: Perfil de la socavación obtenido en la prueba 1 y 2 para el Vertedor 1.

Nota: Las dimensiones están escalas de acuerdo al modelo. Para hacer el cadenamiento más visual se optó por un formato en centímetros.

Tabla 7.4: Cotas del perfil ubicadas en la zona de impacto del vertedor 1.

Vertedor 1

Cota del labio de la cubeta= 142.95 msnm

Gasto (m^3/s)	Cadenamiento	Prueba 1	Cadenamiento	Prueba 2
2,267.72	0+018	132.04 msnm	0+022	122.1 msnm
4,167.49	0+105	78.02 msnm	0+109	83.91 msnm
6,649.48	0+132	54.44 msnm	0+122	62.87 msnm

Nota: Cotas de acuerdo al prototipo.

La figura 7.10 muestra los perfiles de la socavación obtenidos durante la prueba 1 y 2 en el Vertedor 2, la cota del labio de la cubeta deflectora se ubica en el punto cero, a partir de ese punto el salto de esquí despega hacia el lecho aguas abajo. Los perfiles en cada gasto son similares para ambas pruebas, tal es el caso del $Q_p=2,759 \text{ m}^3/\text{s}$ y $4,591.78 \text{ m}^3/\text{s}$, en el primero la profundidad oscila entre 0.30 y 0.35 m, mientras el segundo está en el rango de 0.42 y 0.48 m. A partir de $0+070 \text{ cm}$ el perfil adquiere una forma cóncava producto de la descarga con los gastos máximos; se advierte escasa erosión en la zona pegada a la cubeta, esto se debe a la trayectoria del salto y al gasto empleado, comparando las figuras 7.9 y 7.10 se observa que el material sufre poca erosión con gastos cercanos a $1,421.06 \text{ m}^3/\text{s}$ tal es el caso del V2, pero con gastos por arriba de $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ la socavación es evidente



(V1 y V2), esto se demuestra con el perfil del V2 que a partir de 0+030 cm la socavación tiende a aumentar. Existe una diferencia con los perfiles correspondientes al $Q_p=2,759 \text{ m}^3/\text{s}$ entre 0+080 y 0+100 cm, como se observa para la primera prueba se formó un montículo de aproximadamente 0.15 m de altura en contraste con el perfil horizontal para el mismo gasto, pero de la segunda prueba, de acuerdo con el capítulo 3.2. este comportamiento se originó a causa de un límite dinámico, en cambio, para la segunda prueba se obtuvo un límite estático final. Otro factor que influye en la formación del pozo de socavación es la erosión regresiva, ésta ocurre cuando al disminuir el gasto hasta cero el salto retrocede logrando que el material se deposite hacia la cubeta deflectora, sin embargo, no se observó una afectación agresiva sobre el cuenco por lo que este tipo de erosión no se consideró en el estudio. La tabla 7.5 indica las cotas, de acuerdo al prototipo, de la zona de impacto en el V2.

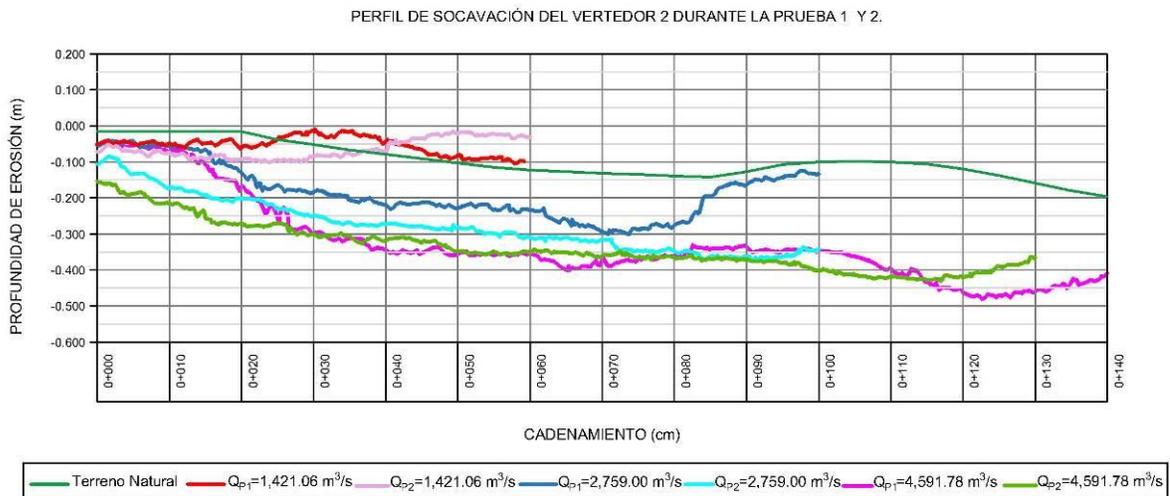


Figura 7.10: Perfil de la socavación obtenido en la prueba 1 y 2 para el Vertedor 2.

Nota: Las dimensiones están escalas de acuerdo al modelo. Para hacer el cadenamiento más visual se optó por un formato en centímetros.

Tabla 7.5: Cotas del perfil ubicadas en la zona de impacto del vertedor 2.

Vertedor 2				
Cota del labio de la cubeta= 159.06 msnm				
Gasto (m^3/s)	Cadenamiento	Prueba 1	Cadenamiento	Prueba 2
1,421.06	0+020	152.92 msnm	0+022	149.67 msnm
2,759.00	0+071	130.16 msnm	0+075	125.90 msnm
4,591.78	0+122	112.81 msnm	0+115	118.16 msnm

Nota: Cotas de acuerdo al prototipo.

7.2 Material Cohesivo.

La socavación en material cohesivo tiene un comportamiento distinto al material suelto, para éste caso se utilizó las proporciones cemento (C), yeso (Y) y agua (A) de la tabla 5.3, al ser una composición con una mayor resistencia contra la erosión, que la aportada por el peso del material, la profundidad del pozo de socavación disminuyó en comparación con el material suelto. La tabla 7.6 muestra las mediciones realizadas en la Presa Sta.



María durante la prueba 1 y 2. Si comparamos la tabla 7.1 y 7.6 se observa una estabilización de la longitud y del ancho del salto para gastos mayores a 6,000 m³/s.

Tabla 7.6: *Datos obtenidos del modelo de la Presa Santa María.*

Características	Primer ensayo		Segundo ensayo		Tercer ensayo		Cuarto ensayo	
	Modelo	Prototipo	Modelo	Prototipo	Modelo	Prototipo	Modelo	Prototipo
Vertedor 1								
Gasto (m³/s)	0.049	4,453.15	0.066	5,939.23	0.079	7,093.74	0.091	8,233.67
Primera prueba								
Longitud del salto (m)	0.70	67.20	0.80	76.80	1.00	96.00	1.20	115.20
Ancho de salto (m)	0.75	72.00	0.80	76.80	0.90	86.40	0.90	86.40
Segunda prueba								
Longitud del salto (m)	0.70	67.20	0.80	76.80	1.00	96.00	1.15	110.40
Ancho de salto (m)	0.78	74.88	0.80	76.80	0.85	81.60	0.85	81.60
Vertedor 2								
Gasto (m³/s)	0.033	2,965.82	0.045	4,059.72	0.055	4,927.25	0.064	5,796.48
Primera prueba								
Longitud del salto (m)	0.60	57.60	0.70	67.20	0.60	57.60	0.65	62.40
Ancho de salto (m)	0.55	52.80	0.55	52.80	0.60	57.60	0.62	59.52
Segunda prueba								
Longitud del salto (m)	0.60	57.60	0.65	62.40	0.65	62.40	0.65	62.40
Ancho de salto (m)	0.60	57.60	0.60	57.60	0.60	57.60	0.60	57.60

A diferencia de los resultados con material suelto, la longitud de incidencia cambia entre las pruebas con material cohesivo, como se observa en la Tabla 7.7. ésta longitud es mayor en la prueba uno, pero se reduce en la prueba dos. El tamaño del pozo de socavación depende de la resistencia del material contra la erosión, con una menor resistencia el pozo tiende a ser más grande obligando la obtención de longitudes de incidencia mayor, ocurre lo contrario si el material es más resistente lo que se traduce en una formación del pozo y longitudes de incidencia menores.

Tabla 7.7: *Longitud de incidencia del salto hidráulico.*

Característica	Primer ensayo		Segundo ensayo		Tercer ensayo		Cuarto ensayo	
	Modelo	Prototipo	Modelo	Prototipo	Modelo	Prototipo	Modelo	Prototipo
Vertedor 1								
Gasto (m³/s)	0.049	4,453.15	0.066	5,939.23	0.079	7,093.74	0.091	8,233.67
Primera prueba								
Longitud de incidencia (m)	0.90	86.40	0.90	86.40	1.10	105.60	1.25	120.00
Segunda prueba								
Longitud de incidencia (m)	0.75	72.00	0.80	76.80	1.05	100.80	1.20	115.20
Vertedor 2								
Gasto (m³/s)	0.033	2,965.82	0.045	4,059.72	0.055	4,927.25	0.064	5,796.48
Primera prueba								
Longitud de incidencia (m)	0.85	81.60	0.95	91.20	1.00	96.00	1.10	105.60
Segunda prueba								
Longitud de incidencia (m)	0.65	62.40	0.70	67.20	0.90	86.40	0.90	86.40



Se verificaron las ecuaciones del apartado 2.2.2., la fórmula para calcular la longitud del salto no obtuvo una buena correlación con las mediciones realizadas en el modelo cuyo error de aproximación es de 60%, con estos resultados se concluye que las ecuaciones 12 al 22 no son aplicables para nuestro caso de estudio. Los cálculos del ancho del chorro arrojan valores más altos que los medidos (ver tabla 7.8), esto se debe al desvío del salto hacia el lado izquierdo (figura 7.11 y 7.13) lo que disminuye el ancho y la longitud del chorro, esta condición se acentúa en el vertedor 1. El ángulo de entrada osciló entre 28° y 43° para ambos vertedores, éste depende de: la distancia entre la salida de la cubeta y la superficie del colchón, Z_o ; del gasto, Q_m ; la carga de energía, H ; la longitud de vuelo, L_v ; y de la topografía del pozo de socavación.

Tabla 7.8: Valores calculados del ancho y ángulo de entrada del chorro.

Características	Primer ensayo		Segundo ensayo		Tercer ensayo		Cuarto ensayo	
	Modelo	Prototipo	Modelo	Prototipo	Modelo	Prototipo	Modelo	Prototipo
Vertedor 1								
Gasto (m³/s)	0.049	4,453.15	0.066	5,939.23	0.079	7,093.74	0.091	8,233.67
Primera prueba								
Ancho del salto [m]	0.77	73.92	0.87	83.52	0.90	86.40	0.94	90.24
Ángulo de entrada		28°		41.50°		41.20°		41.15°
Segunda prueba								
Ancho del salto [m]	0.78	74.88	0.81	77.76	0.90	86.40	0.93	89.28
Ángulo de entrada		32°		38°		35°		33.10°
Vertedor 2								
Gasto (m³/s)	0.033	2,965.82	0.045	4,059.72	0.055	4,927.25	0.064	5,796.48
Primera prueba								
Ancho del salto [m]	0.54	51.48	0.62	59.52	0.61	58.56	0.61	58.56
Ángulo de entrada		28°		33.90°		43.10°		43.8°
Segunda prueba								
Ancho del salto [m]	0.60	57.60	0.61	58.56	0.61	58.56	0.61	58.56
Ángulo de entrada		32°		35°		31.60°		31.50°

La figura 7.11 muestra la descarga del V1 y V2 durante la primera prueba con distintos gastos, se obtuvo una geometría de la socavación diferente a la mostrada con material suelto, en el proceso se formaron cavernas (anexo fotográfico), desprendimiento de pequeños bloques del material y formación de taludes con pendientes de 57% aproximadamente. La topografía de la zona de descarga ocasionó una erosión no uniforme principalmente en el V1 obligando una desviación del chorro hacia el lado izquierdo, este comportamiento es más visible en la segunda prueba empleando gastos de 5,939.23 m³/s, 7,093.74 m³/s y 8,233.67 m³/s; la figura 7.12-a muestra la desviación del salto, en este caso, el chorro impacta el área de descarga, sin embargo la fuerza erosiva no es suficiente para remover el material provocando mayor turbulencia en la zona derecha, la corriente salta y golpea la periferia izquierda aumentando la erosión en ésta región, con forme crece el gasto se forma una importante erosión en el lado derecho hasta formar una cavidad de grandes proporciones, esta formación se visualiza en las figuras 7.11 y 7.12-b para gastos mayores a 6,000 m³/s.



Para el caso del V2, el salto hidráulico no experimenta desviación de su trayectoria, sin embargo, con gastos mayores a 4,900 m³/s se hizo evidente la formación de cavidades en el perímetro longitudinal del pozo. A diferencia de las pruebas con material suelto no se observó derrumbe de laderas que puedan alterar la geometría del cuenco o su profundidad final (ver figura 7.11- Vertedor 2).

De acuerdo con la tabla 5.3, la primera prueba se realizó con mezclas que poseen menor cantidad de cemento principalmente en las capas superficiales, ésta condición obligó la formación de un pozo de socavación con una longitud de 1.15 m y un ancho de 0.65 m en el V1, mientras en el V2 se formó un pozo de 0.55 m de ancho y con una longitud de 0.70 m; en términos del prototipo el pozo de socavación del V1 tiene un área de 6,900 m² y el V2 un área de 3,500 m².

Primera prueba



$Q_p = 4,453.15 \text{ m}^3/\text{s}$



$Q_p = 5,939.23 \text{ m}^3/\text{s}$



$Q_p = 7,093.74 \text{ m}^3/\text{s}$



$Q_p = 8,233.67 \text{ m}^3/\text{s}$

Vertedor 1



$Q_p = 2,965.82 \text{ m}^3/\text{s}$



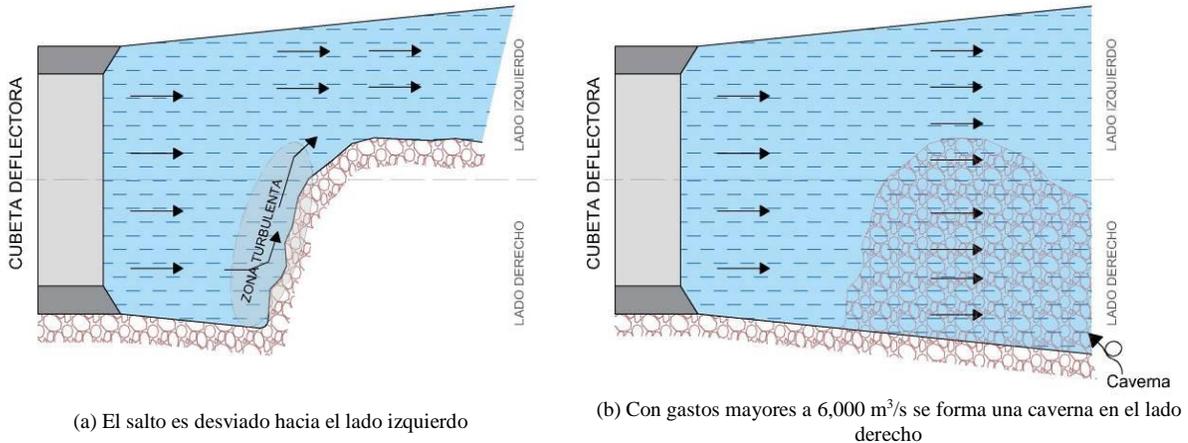
$Q_p = 4,059.72 \text{ m}^3/\text{s}$



Vertedor 2

Figura 7.11: Descarga del vertedor 1 y 2 en la primera prueba con material cohesivo.

Nota: Fotografías de Omar Fonseca Moreno. IMTA, 2018



(a) El salto es desviado hacia el lado izquierdo

(b) Con gastos mayores a $6,000 \text{ m}^3/\text{s}$ se forma una caverna en el lado derecho

Figura 7.12: Imagen en planta de la socavación observada en el vertedor 1 durante la primera prueba, empleando material cohesivo con baja proporción de cemento.

Las figuras son representativas de la erosión.

Para la segunda prueba cuya proporción de cemento es mayor que la primera se formó una socavación de menor magnitud (ver figura 7.13), el comportamiento del flujo es similar al mostrado en la figura 7.12, en el caso del V1 también se observa un desvío de la trayectoria del salto hacia el lado izquierdo, sin embargo, a diferencia de la primera prueba el chorro no logra erosionar por completo el lado derecho esto origina un flujo sesgado a la izquierda, se advierte poco arrastre de material y acorazamiento del fondo. En el V2, que posee una proporción C:Y:A más pobre que el V1 sí se apreció un flujo con trayectoria completa al emplear gastos mayores de $4,000 \text{ m}^3/\text{s}$, en contraste con una menor formación de cavidades a consecuencia de la resistencia del material.

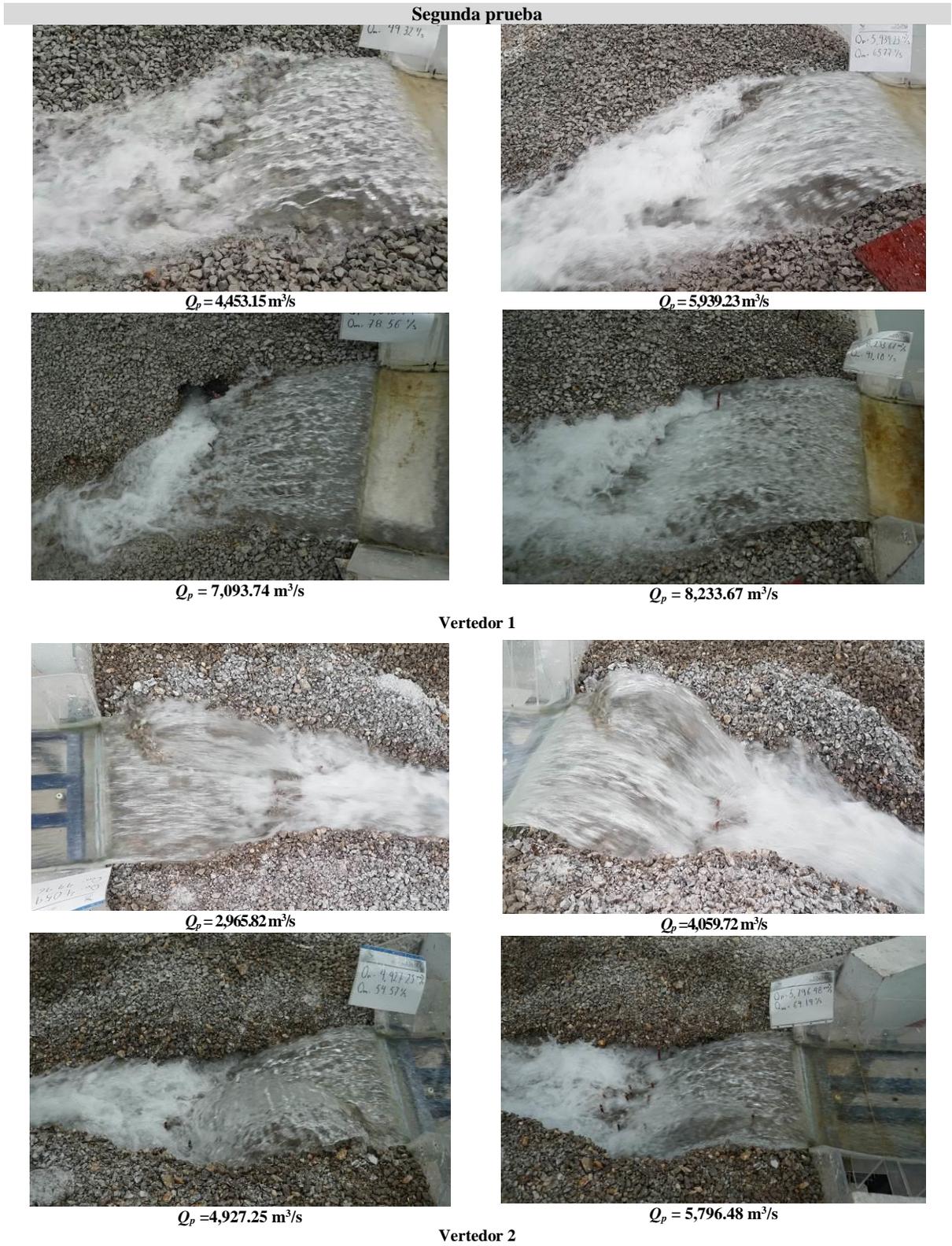


Figura 7.13: Descarga del vertedor 1 y 2 en la segunda prueba con material cohesivo.

Nota: Fotografías de Omar Fonseca Moreno. IMTA, 2018



Como se aprecia en la figura 7.14 se formaron cavidades en el lado izquierdo y derecho de la zona de descarga, aguas abajo en el área de impacto se obtuvieron depresiones verticales de geometría irregular con profundidades que oscilaban entre 0.20 y 0.70 m (19.20 m y 67.20 m, en prototipo). Se aprecia acorazamiento en la zona cercana a la cubeta deflectora, con un estrato en el que predomina grava de $\frac{3}{4}$ " de diámetro, mientras en la zona baja se encuentran granos de menor diámetro ($\frac{1}{4}$ "). Estos resultados representan una erosión de roca crítica, principalmente por la formación de pendientes inclinadas que en prototipo pueden ocasionar derrumbes con desprendimiento de grandes volúmenes de roca que generaría un remanso del salto comprometiendo la seguridad de la presa. En el caso del V1 la socavación crítica se ubica a partir de 0.5 m aguas abajo, que en prototipo representa 48 m; en tanto, en el V2 se localiza a partir de 0.4 m, que en prototipo equivale a 38 m. En el área inmediata al pie de la cubeta deflectora del V1 y V2 no se observa erosión crítica que comprometa la cimentación de la estructura debido a que en esta zona los gastos son menores de manera que no generan mayor arrastre de partículas.

Primera prueba



$Q_p = 4,453.15 \text{ m}^3/\text{s}$



$Q_p = 5,939.23 \text{ m}^3/\text{s}$



$Q_p = 7,093.74 \text{ m}^3/\text{s}$



$Q_p = 8,233.67 \text{ m}^3/\text{s}$

Vertedor 1

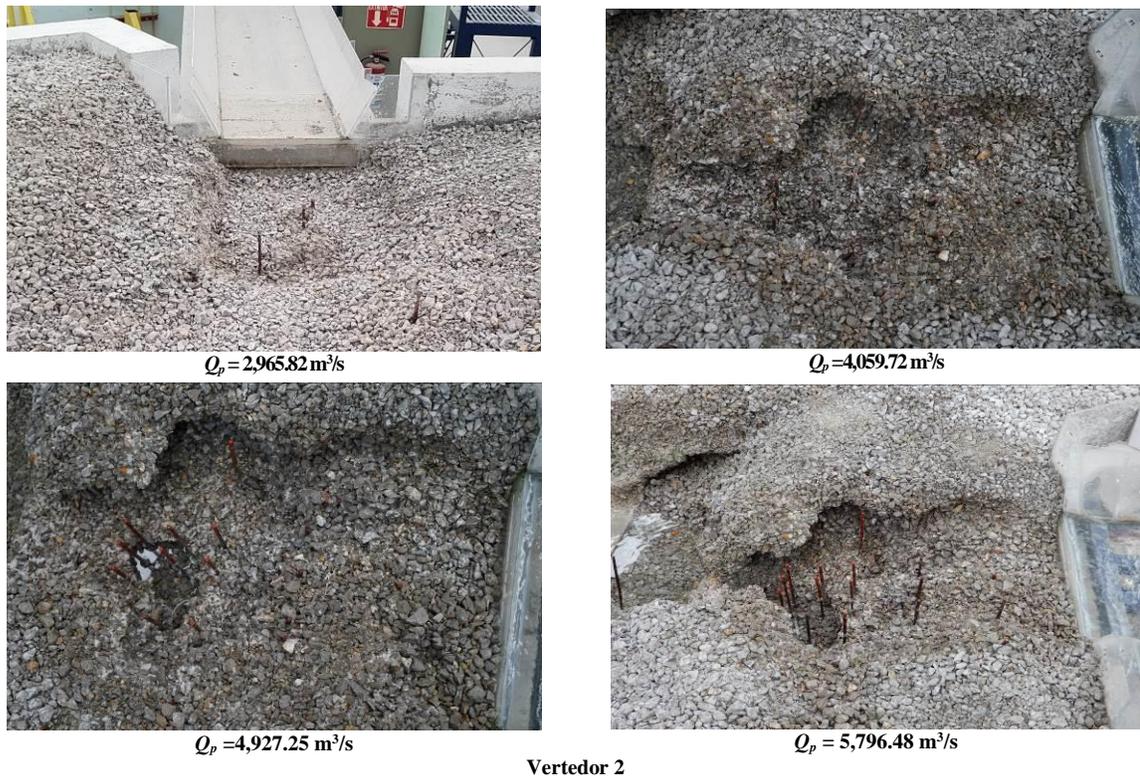


Figura 7.14: Socavación obtenida en el Vertedor 1 y 2 al terminar la primera prueba con material cohesivo.

Nota: Fotografías de Omar Fonseca Moreno. IMTA, 2018

Para la segunda prueba, la socavación fue menor (ver figura 7.15), se formaron menos cavidades en la periferia de la zona de descarga. En el Vertedor 1 con gastos arriba de $5,939.23 \text{ m}^3/\text{s}$ se generó acorazamiento en la zona de descarga obteniendo una capa homogénea de material con cementante en la que no se observa una erosión mayor; en esta prueba el desvío del chorro es más evidente provocando una socavación con un esviaje hacia la izquierda. En el Vertedor 2 el material tiene un comportamiento diferente, en éste caso el flujo erosionó de manera uniforme formando una llanura alargada con un ancho igual al de la cubeta deflectora, con una mínima formación de cavidades y acorazamiento en el área continua a la cubeta deflectora. Existe una similitud en la socavación del V2 con material suelto (ver figuras 7.5 y 7.6.) y material cohesivo, en ambas pruebas el chorro golpea uniformemente el estrato sin desviación del flujo, éste comportamiento se debe por la topografía semiplana en comparación con la topografía accidentada aguas abajo del vertedor 1 que influye en la formación de pendientes inclinadas y erosiones profundas.

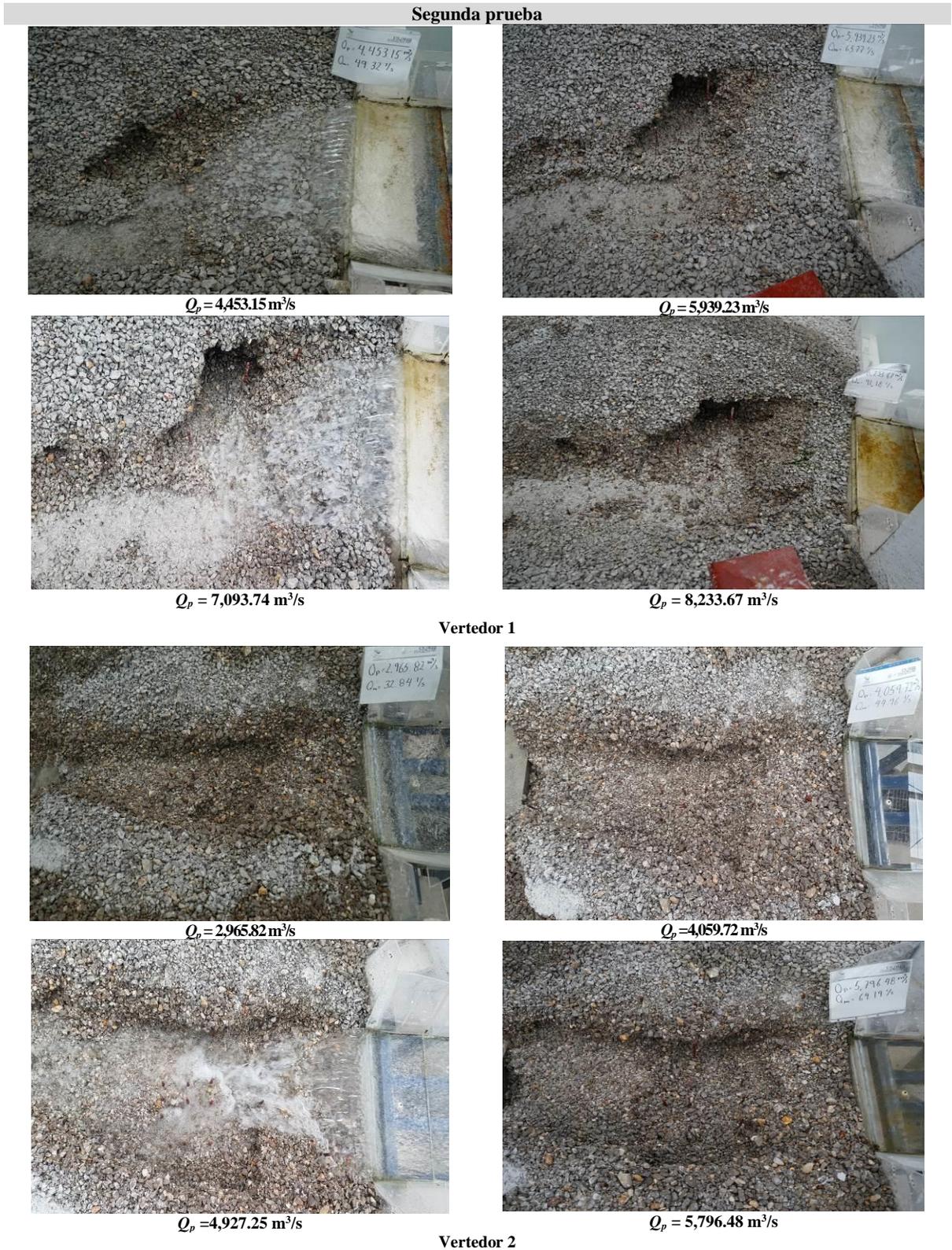
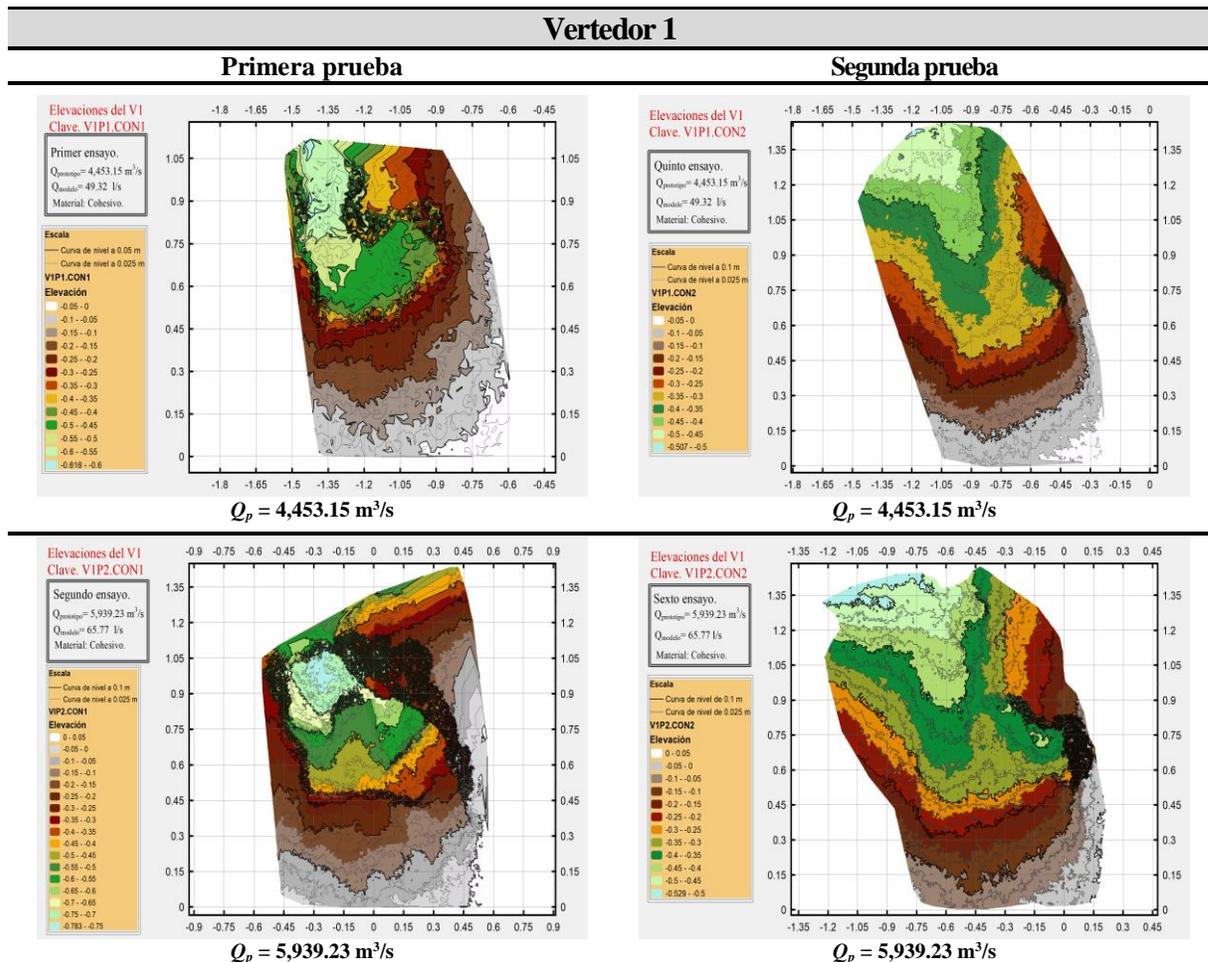


Figura 7.15: Socavación obtenida en el Vertedor 1 y 2 al terminar la segunda prueba con material cohesivo.

Nota: Fotografías de Omar Fonseca Moreno. IMTA, 2018



La figura 7.16 muestra las profundidades de la socavación en el Vertedor 1 durante la prueba 1 y 2, se utilizó como referencia el labio de la cubeta deflectora como la cota cero. Debido a la diferencia entre las resistencias del material la erosión cambia en cada prueba, en la P1 la socavación es cerrada hacia el centro a causa de las oquedades formadas. De acuerdo a la imagen las zonas sombreadas representan las cavidades mencionadas, éstas son más visibles a 0.60 m aguas abajo de la cubeta deflectora con gastos por arriba de 5,000 m³/s. La ubicación de las oquedades coincide con una prominencia (zona elevada del terreno) localizada a 0.50 m aguas abajo de la cubeta deflectora, justo en esta área el chorro golpea y es desviado hacia la izquierda.



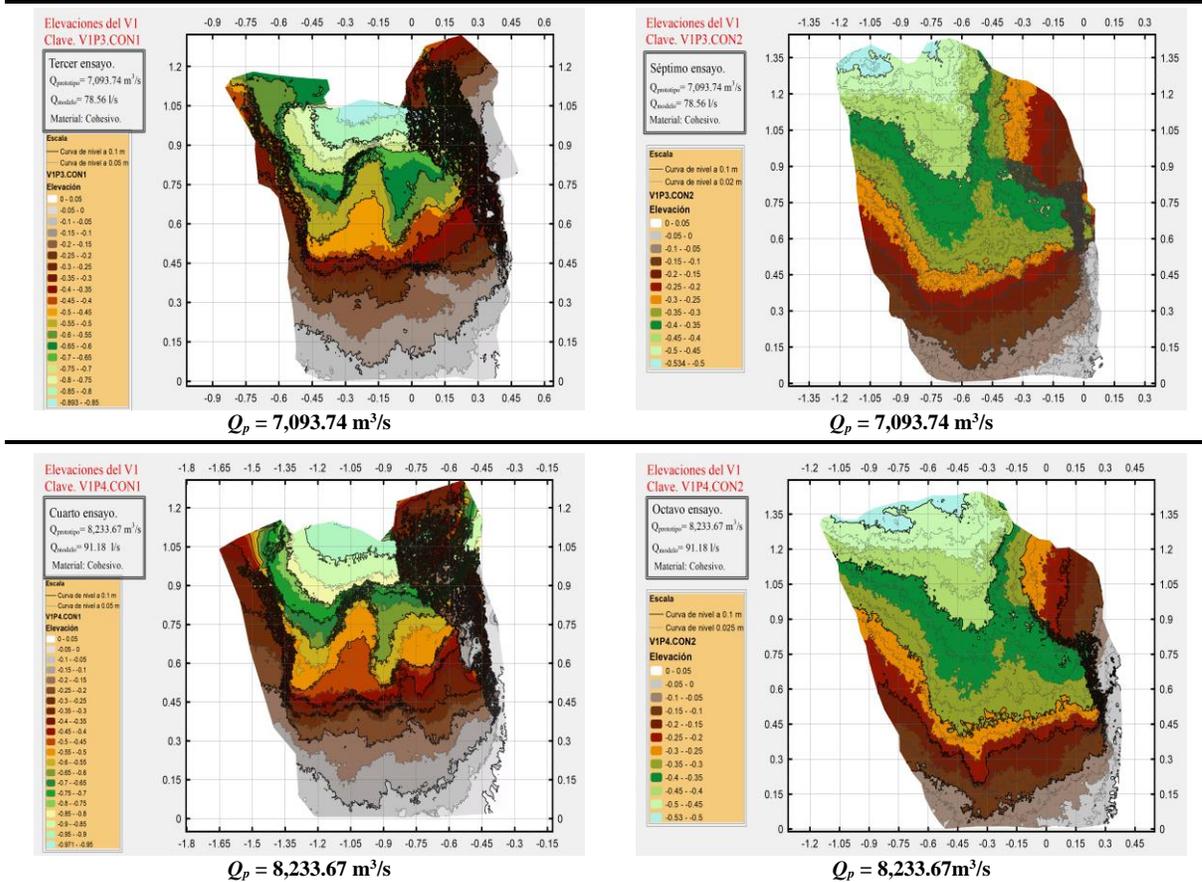
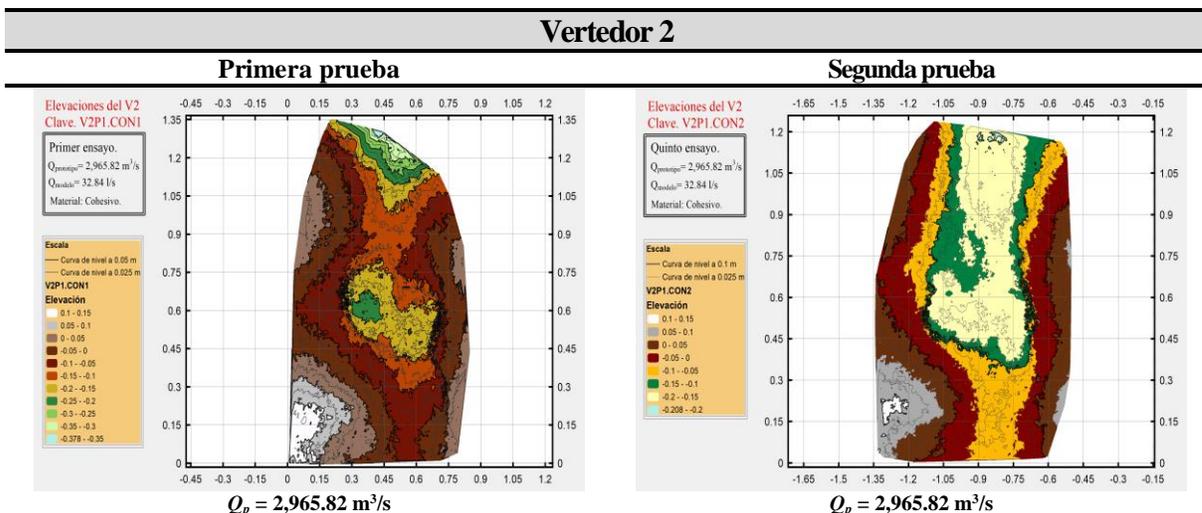


Figura 7.16: Profundidades del pozo de socavación en el Vertedor 1 con material cohesivo.

Nota: Las profundidades y la longitud están referenciadas al labio de la cubeta deflectora y escaladas de acuerdo al modelo. Las dimensiones están en metros.

La figura 7.17 muestra la socavación del V2 en ambas pruebas, como se observa la topografía es menos accidentada en la segunda prueba con la formación de una llanura longitudinal a partir de 0.4 m aguas abajo de la cubeta deflectora hasta 1.2 m.



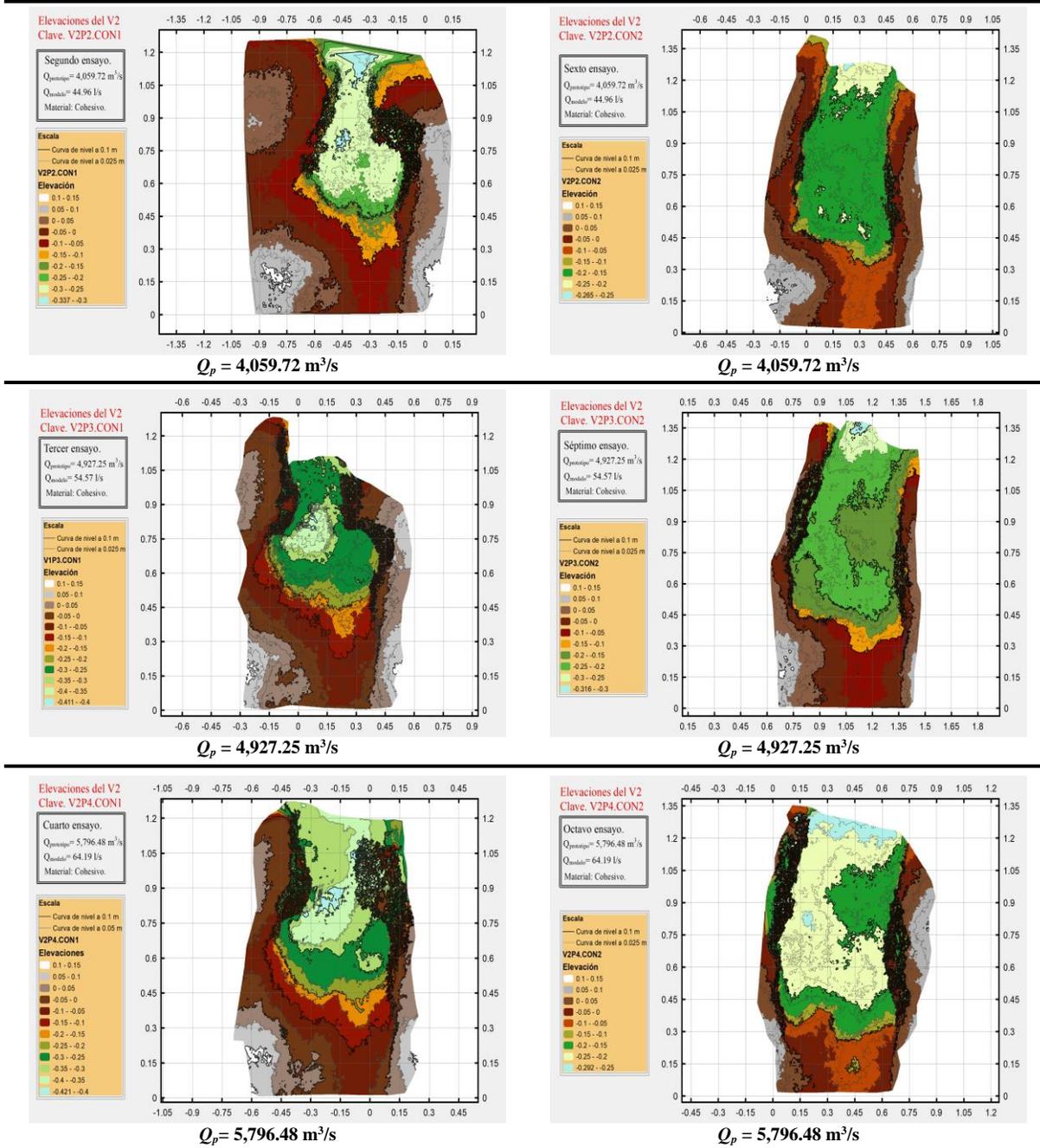


Figura 7.17: Profundidades del pozo de socavación en el Vertedor 2 con material cohesivo.

Nota: Las profundidades y la longitud están referenciadas al labio de la cubeta deflectora y escaladas de acuerdo al modelo. Las dimensiones están en metros.

Las figuras 7.18 a 7.21 muestran los perfiles de socavación obtenidos en el V1 y V2, en cada gráfico se visualiza la distribución de las capas, cuyo perfil es igual al terreno natural, dividida en: Suelo residual (S_r), Roca fracturada (R_f) y Roca Sana (R_s) (ver tabla 5.3 y figura 5.4). De esta forma es posible apreciar el impacto que tuvo la socavación en cada estrato, además que permite clasificar las mezclas de acuerdo a la resistencia contra la erosión. La socavación en el V1 alcanzó una profundidad máxima de 0.95 m afectando las tres capas de material



(figura 7.18), mientras en la segunda prueba la profundidad es de 0.40 m con una erosión hasta la capa *Rf* (figura 7.20). Analizando las figuras es posible determinar bajo qué condiciones de gasto las capas sufrieron erosión (ver tabla 7.9), además hace visible la relación entre la socavación y la frontera de cada capa, por ejemplo, en el caso del V1 se observa que parte del perfil de la socavación obtenido con un gasto de 4,453.15 m³/s y 5,939.23 m³/s coincide con el perfil de la capa *Rf* y *Rs*, respectivamente; el mismo fenómeno se observa en las capas *Sr* y *Rf* del V2 con un gasto de 2,965.82 m³/s y 4,059.72 m³/s, este comportamiento del material está relacionado con el tiempo de equilibrio de la socavación y la resistencia del material.

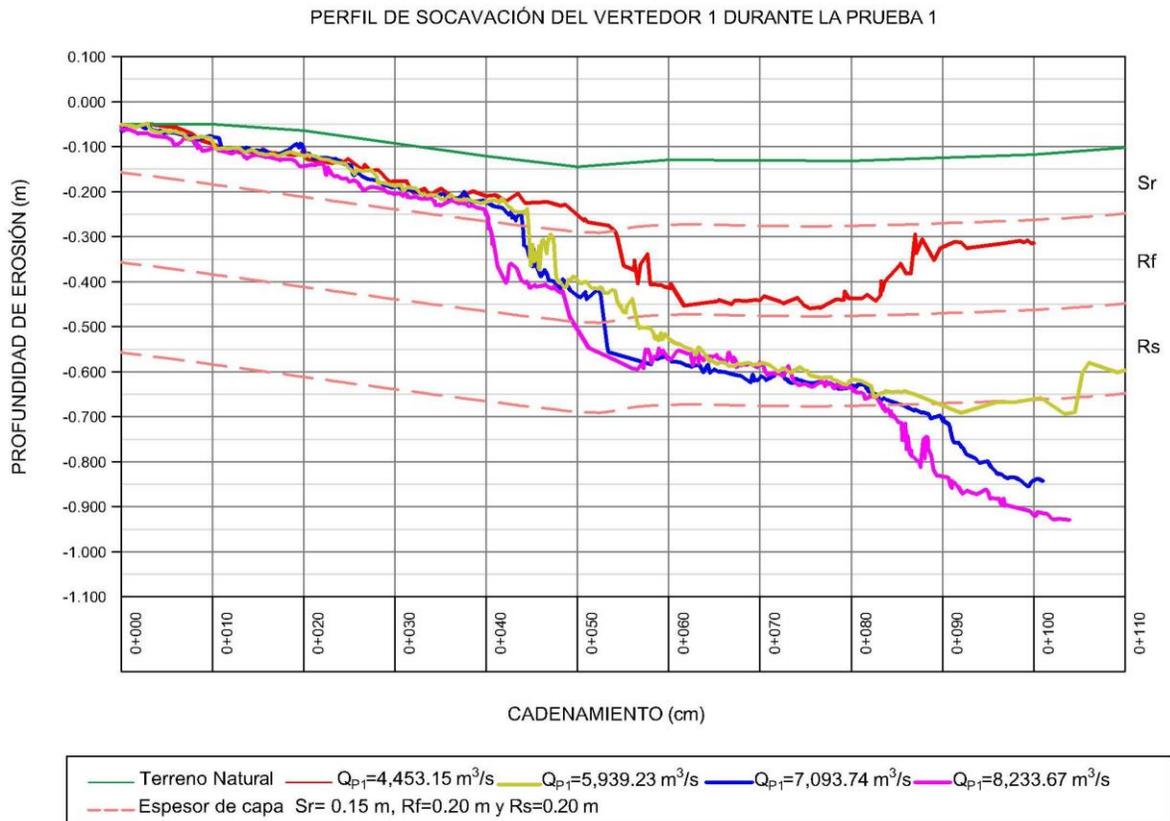


Figura 7.18: Perfil de la socavación del V1 en la prueba 1 con material cohesivo.

Nota: Las dimensiones están escalas de acuerdo al modelo. Para hacer el cadenamiento más visual se optó por un formato en centímetros.

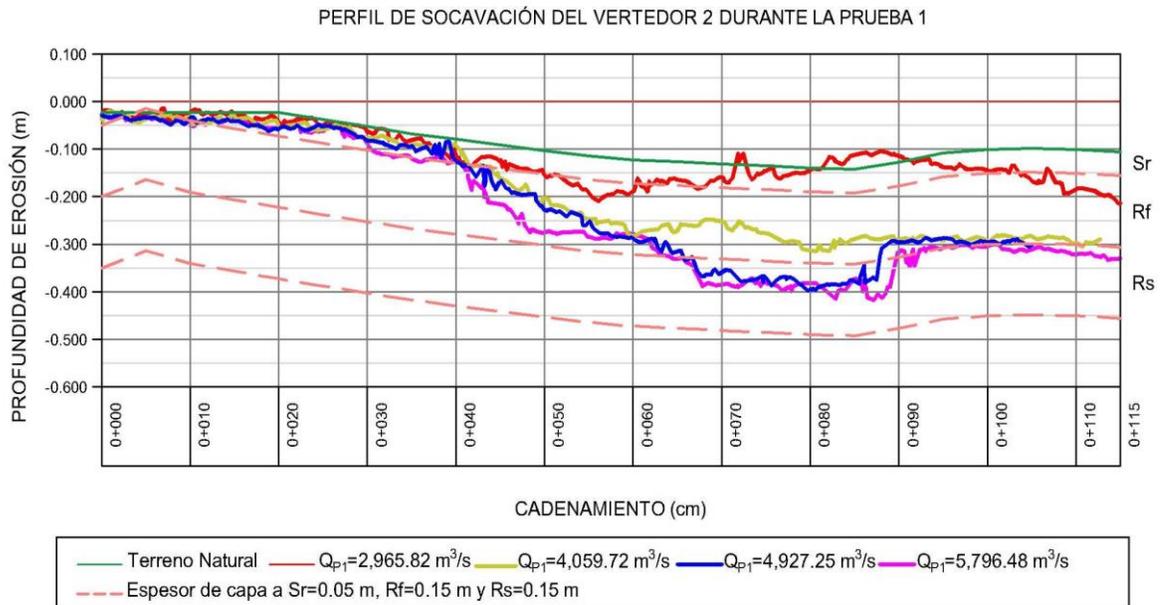


Figura 7.19: Perfil de la socavación del V2 en la prueba 1 con material cohesivo.
Nota: Las dimensiones están escalas de acuerdo al modelo. Para hacer el cadenamiento más visual se optó por un formato en centímetros.

De acuerdo a las figuras anteriores, la capa de roca sana del vertedor 1 tuvo una profundidad de 20 cm (el espesor de la capa), mientras en el vertedor 2 fue de 7 cm (46% del espesor de la capa), a pesar de los resultados, la socavación en roca sana es un proceso lento que depende de la frecuencia de descarga con gastos máximos y de la intemperización del estrato. En México, el vertedor en caída libre de la presa Las Vírgenes, en el estado de Chihuahua, descarga directamente sobre un estrato rocoso sin estructura de protección o tanque de amortiguamiento y hasta la actualidad no muestra algún riesgo por socavación, esto último no significa que la roca sana está exenta de sufrir erosión sólo que el proceso puede tomar años para ser visible.

La tabla 7.9 identifica las mezclas que sufrieron erosión en el V1 y V2 durante la P1, en el caso de la capa S_r del vertedor 1, ésta erosionó con un gasto de $4,453.15 \text{ m}^3/\text{s}$ considerando que la mezcla posee 0.20 kg de cemento, sin embargo, para la misma capa pero del vertedor 2 socavó parcialmente con un gasto 40% menor que en el V1 y con la mitad de cemento, esto muestra una evidente proporción entre la cantidad de cemento, el gasto y la socavación, un comportamiento similar de proporcionalidad se observa para las capas R_f y R_s . Estos resultados aportan certidumbre para simular satisfactoriamente en un modelo el comportamiento erosivo que tiene el salto de esquí sobre la roca, creando cavidades y pozos de socavación con pendientes pronunciadas, además de desprendimiento de bloques de roca.



Tabla 7.9: Descripción del comportamiento de las capas *Sr*, *Rf* y *Rs* en la primera prueba con material cohesivo.

Número de prueba	Proporciones de mezcla C: Y: A	Capa	Erosión para gastos	Observaciones
Primer Prueba	Vertedor 1			
	0.20:7.5:13	Sr	4,453.15 m ³ /s	Erosión en su totalidad
	0.35:7.5:13	Rf	4,453.15 m ³ /s	Erosión 0.18 m del espesor
	2.50:7.5:13	Rs	5,939.23 m ³ /s	Erosión 0.20 m del espesor
	Vertedor 2			
	0.10:7.5:13	Sr	2,965.82 m ³ /s	Erosión el espesor de la capa y 0.03 m de la capa <i>Rf</i>
	0.20:7.5:13	Rf	4,059.72 m ³ /s	Erosión el espesor de la capa
	1.40:7.5:13	Rs	4,927.25 m ³ /s	Erosión 0.05 m del espesor

Nota: Para la realización de la tabla se consideró aquellos gastos que socavaron una o más capas.

Durante la segunda prueba, el V1 y V2 (figura 7.20 y 7.21) mostraron una reducción de la erosión, con una profundidad máxima que no rebasa la capa *Rf*. En el V1 se forma el mismo perfil en la zona de impacto para los gastos 5,939.23 m³/s, 7,093.74 m³/s y 8,233.67 m³/s, mientras en el V2 sucede lo mismo con los gastos de 4,927.25 m³/s y 5,796.48 m³/s. Es decir, los gastos máximos no son suficientes para causar mayor erosión a las capas debido a la resistencia que posee el material y al poco efecto que tiene la potencia del chorro para socavar. Si se compara las figuras 7.20 y 7.21 con los perfiles del material no cohesivo (figuras 7.9 y 7.10) se observa que para las segundas la socavación pegada al vertedor varía conforme aumenta el gasto como resultado de la trayectoria del chorro y de la socavación regresiva, aunque en ésta última la influencia fue mínima; en cambio, la socavación pegada al vertedor de las figuras 7.20 y 7.21 no mostraron cambios, manteniendo el mismo perfil hasta concluir la prueba.

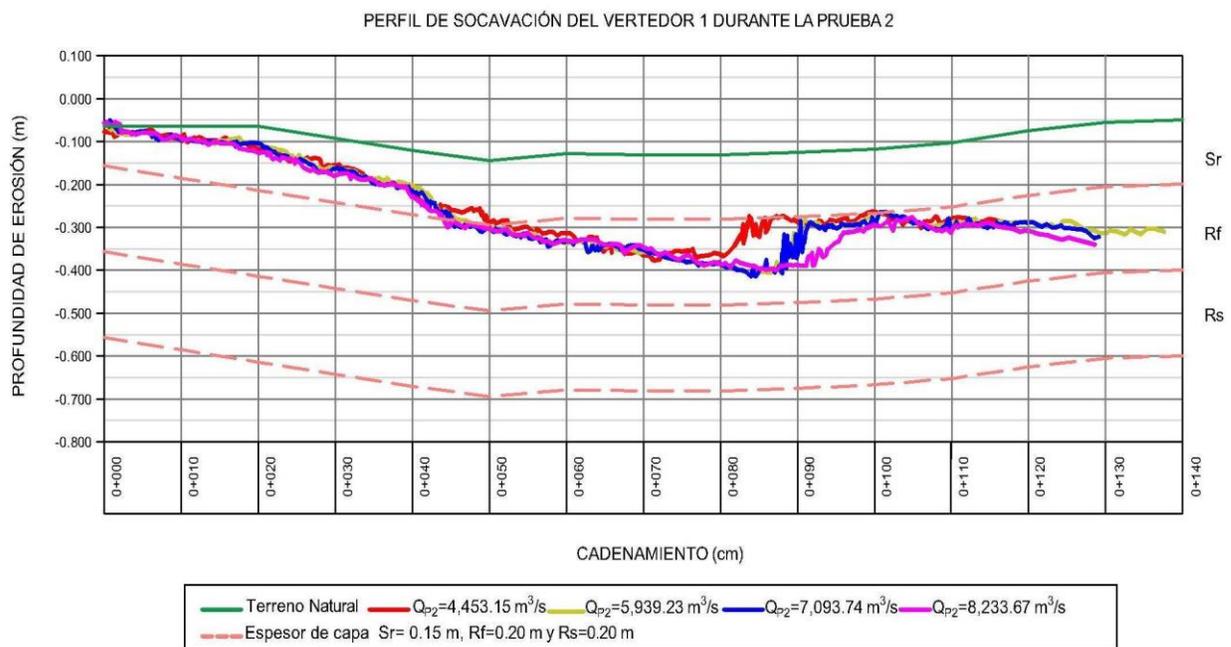


Figura 7.20: Perfil de la socavación del V1 en la prueba 2 con material cohesivo.

Nota: Las dimensiones están escalas de acuerdo al modelo. Para hacer el cadenamiento más visual se optó por un formato en centímetros.



PERFIL DE SOCAVACIÓN DEL VERTEDOR 2 DURANTE LA PRUEBA 2

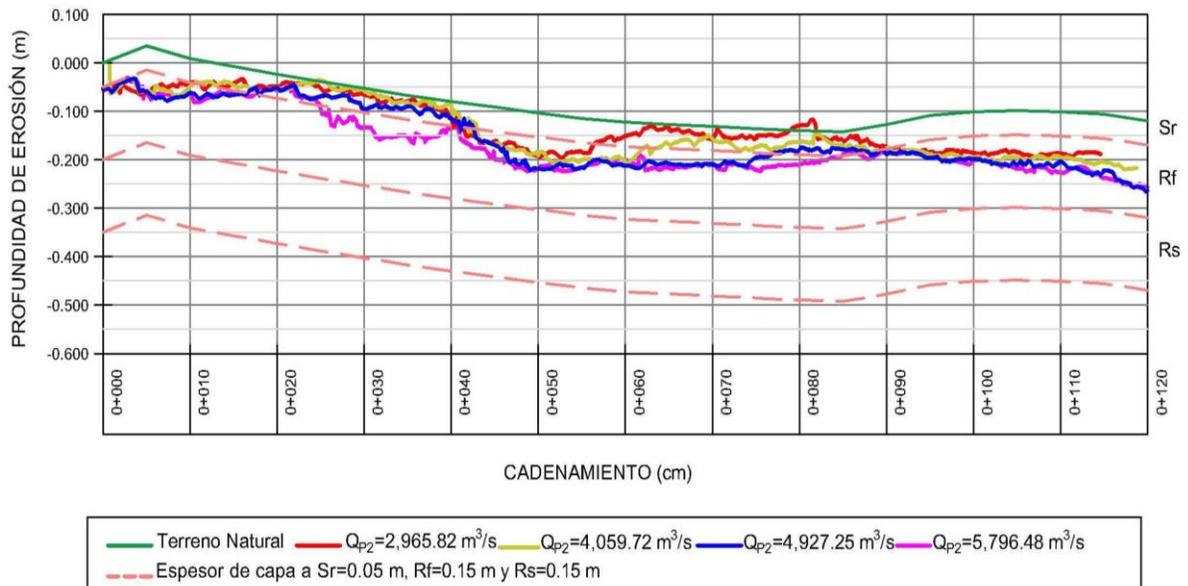


Figura 7.21: Perfil de la socavación del V2 en la prueba 2 con material cohesivo.
 Nota: Las dimensiones están escalas de acuerdo al modelo. Para hacer el cadenamiento más visual se optó por un formato en centímetros.

La tabla 7.10 resume el comportamiento de las capas *Sr*, *Rf* y *Rs* para la segunda prueba considerando el gasto y la erosión observada en cada estrato.

Tabla 7.10: Descripción del comportamiento de las capas *Sr*, *Rf* y *Rs* en la segunda prueba.

Número de prueba	Proporciones de mezcla C: Y: A	Capa	Erosión para gastos	Observaciones
Segunda Prueba	Vertedor 1			
	1:40: 7.5: 13	Sr	4,453.15 m ³ /s	Erosionó el espesor de la capa
			4,453.15 m ³ /s	Erosionó 0.09 m de la capa
	2.50: 7.5: 13	Rf	5,939.23 m ³ /s	Erosionó 0.13 m de la capa aguas abajo
			7,093.74 m ³ /s	No se identificó erosión con este gasto
			8,233.67 m ³ /s	Se identificó erosión aguas abajo de la zona de impacto, pero no aumento la profundidad
	3.50: 7.5: 13	Rs		No hay erosión en la capa
	Vertedor 2			
0.20: 7.5: 13	Sr	2,965.82 m ³ /s	Erosionó el espesor de la capa sólo en la zona de impacto	
		2,965.82 m ³ /s	Erosionó 0.04 m de la capa	
		4,059.72 m ³ /s	Erosionó 0.01 m en la zona de impacto. Se identificó arrastre de material hacia aguas abajo correspondiente a la capa <i>Sr</i> .	
0.70: 7.5: 13	Rf	4,927.25 m ³ /s	No se identificó erosión en la zona de impacto del chorro. Se observó arrastre de sedimento aguas abajo, con una profundidad de 0.03 m.	
		5,796.48 m ³ /s	Se obtuvo erosión aguas arriba de la zona de impacto entre 0+020 y 0+040.	
1.40: 7.5: 13	Rs		No hay erosión en la capa.	



La tabla 7.11 muestra las profundidades de la zona de impacto obtenidas en el V1 y V2 con material cohesivo.

Tabla 7.11: Cotas del perfil ubicadas en la zona de impacto del vertedor 1 y 2, con material cohesivo.

Gasto (m ³ /s)	Cadenamiento	Prueba 1	Cadenamiento	Prueba 2
Vertedor 1				
Cota del labio de la cubeta= 142.95 msnm				
4,453.15	0+076	98.85 msnm	0+076	107.41 msnm
5,939.23	0+092	76.61 msnm	0+084	103.28 msnm
7,093.74	0+101	62.02 msnm	0+087	104.18 msnm
8,233.67	0+104	53.75msnm	0+092	105.68 msnm
Vertedor 2				
Cota del labio de la cubeta= 159.06 msnm				
2,965.82	0+056	138.92 msnm	0+052	140.28 msnm
4,059.72	0+080	129.01 msnm	0+055	139.48 msnm
4,927.25	0+080	120.66 msnm	0+061	137.92 msnm
5,796.48	0+087	119.09 msnm	0+072	137.92 msnm

Nota: Cotas de acuerdo al prototipo.



8. Análisis de resultados y discusión.

Los resultados obtenidos del modelo físico permiten visualizar el comportamiento de la erosión con el material de fondo: no cohesivo y cohesivo. Una vez determinada la máxima profundidad con cada gasto es necesario realizar una comparación con las ecuaciones empíricas revisadas en el apartado 3.2.3. *Métodos para el cálculo de la socavación.*

8.1 Evaluación de ecuaciones empíricas.

Para comparar los resultados obtenidos en el modelo con un material cohesivo y no cohesivo, se evaluaron las ecuaciones mencionadas en el apartado 3.2.3. Las tablas 8.1 y 8.2 muestran la profundidad de socavación para cada gasto y material de fondo, éste valor se obtuvo basándose en el funcionamiento de los vertedores en campo, que se traduce en una descarga intermitente que erosiona la zona aguas abajo sin restitución del área afectada, provocando un aumento gradual del pozo de socavación hasta la socavación máxima. Con base en los perfiles mostrados en el capítulo 6.1 y 6.2, la profundidad de socavación (Y_s) se midió a partir del perfil obtenido con la última descarga, es decir, para el primer gasto la profundidad se consideró a partir del nivel de terreno natural, para el segundo se midió a partir del perfil obtenido por el gasto 1, así sucesivamente hasta el gasto máximo de cada prueba (ver figura 5.8).

Tabla 8.1: Profundidad de socavación obtenida del modelo empleando material no cohesivo.

Material No cohesivo					
Q_m (l/s)	Vertedor 1		Q_m (l/s)	Vertedor 2	
	Y_s P1 (m)	Y_s P2 (m)		Y_s P1 (m)	Y_s P2 (m)
25.11	0.06	0.09	15.74	0.05	0.08
46.15	0.60	0.50	30.55	0.18	0.23
73.64	0.31	0.18	50.85	0.35	0.18



Tabla 8.2: Profundidad de socavación obtenida del modelo empleando material cohesivo.

Material cohesivo					
Q_m (l/s)	Vertedor 1		Q_m (l/s)	Vertedor 2	
	Y_s P1 (m)	Y_s P2 (m)		Y_s P1 (m)	Y_s P2 (m)
49.32	0.33	0.23	32.84	0.09	0.09
65.77	0.37	0.02	44.96	0.09	0.04
78.56	0.19	0.01	54.57	0.12	0.04
91.18	0.09	0.03	64.19	0.02	0.03

Para seleccionar las ecuaciones que mejor se aproximan a las profundidades del modelo se adaptó el método propuesto por Castillo & Carrillo (2017), para el que se calculó la desviación estándar de los 32 resultados, posteriormente, a la profundidad real se sumó y restó la desviación, encontrando un número de ecuaciones que están dentro del área de +/- desviación estándar. Para una selección más detallada, se repitió el proceso anterior con las ecuaciones seleccionadas previamente, el resultado se muestra en las gráficas del Anexo: Análisis de ecuaciones y en las tablas 8.3 a 8.6. Se puede apreciar un buen cálculo de Y_s para material no cohesivo principalmente en aquellas ecuaciones con mayor número de variables involucradas como son las ecuaciones de Rubinstein (1963), Martins A (1973), Veronese modificado (1994), Mason & Arumugan (1985) y Mirskhulava (1967). Para el caso del material cohesivo es importante mencionar que las ecuaciones citadas no tienen en su cálculo alguna variable que relacione la naturaleza de la mezcla aglutinante o su resistencia contra la erosión, emplean sólo los valores del diámetro característico de la partícula.

Tabla 8.3: Cálculo de la profundidad de socavación empleando las ecuaciones empíricas para la primera prueba con material no cohesivo.

	Ensayo 1		Ensayo 2		Ensayo 3	
	Vertedor 1	Vertedor 2	Vertedor 1	Vertedor 2	Vertedor 1	Vertedor 2
Gasto (m ³ /s) =	$Q_p=2,267.74$	$Q_p=1,421.06$	$Q_p=4,167.49$	$Q_p=2,759.00$	$Q_p=6,649.48$	$Q_p=4,591.78$
Profundidad del modelo (m) =	$Q_m=0.025$	$Q_m=0.016$	$Q_m=0.046$	$Q_m=0.031$	$Q_m=0.074$	$Q_m=0.051$
Formula	Ys estimado de acuerdo al modelo (m)					
Schoklitsch (1932)	0.15	0.15		0.20	0.16	0.25
Veronese - B (1937)	0.18	0.18		0.24	0.21	0.30
Jaeger (1939)	0.11	0.09		0.15	0.24	0.23
Hartung (1959)			0.54			
Franke (1960)			0.83			
Mikhalev (1960)			0.41		0.49	
Rubinstein (1963)	0.13	0.12		0.23	0.40	0.41
Damle - A (1966)	0.01	0.02				
Damle - B (1966)		0.01				
Kotoulas (1967)	0.20	0.18		0.28	0.37	0.41
Mirskhulava (1967)	0.05	0.06		0.13	0.20	0.27
Chee & Padiyar (1969)	0.18	0.18		0.26	0.28	0.36
Bizas & Tschopp (1972)			0.73			
Chian Min Wu (1973)	0.10	0.11		0.13	0.04	0.14
Martins A (1973)	0.14	0.10		0.16	0.31	0.22
Chee & Kung (1974)				0.30	0.32	0.40
Martins - B (1975)	0.11	0.12		0.15	0.07	0.18
Machado (1980)	0.18	0.17		0.22	0.20	0.27
SOFRELEC (1980)	0.20			0.28	0.26	0.36
INCYTH (1981)	0.14	0.14		0.17	0.12	0.21
Mason & Arumugam A (1985)	0.12	0.12		0.19	0.18	0.25
Mason & Arumugan (1985)	0.15	0.14		0.22	0.25	0.32
Mason (1989)	0.15	0.14		0.22	0.24	0.31
Veronese modificado (1994)	0.02	0.06		0.08	0.02	0.13



Tabla 8.4: Cálculo de la profundidad de socavación empleando las ecuaciones empíricas para la segunda prueba con material no cohesivo.

	Ensayo 1		Ensayo 2		Ensayo 3	
	Vertedor 1	Vertedor 2	Vertedor 1	Vertedor 2	Vertedor 1	Vertedor 2
Gasto (m ³ /s) =	$Qp=2,267.74$	$Qp=1,421.06$	$Qp=4,167.49$	$Qp=2,759.00$	$Qp=6,649.48$	$Qp=4,591.78$
	$Qm=0.025$	$Qm=0.016$	$Qm=0.046$	$Qm=0.031$	$Qm=0.074$	$Qm=0.051$
Profundidad del modelo (m)=	0.09	0.07	0.50	0.23	0.18	0.18
Formula	Ys estimado de acuerdo al modelo (m)					
Schoklitsch (1932)	0.19	0.13		0.18	0.11	0.24
Veronese - B (1937)	0.22	0.16		0.22	0.16	0.29
Jaeger (1939)	0.11	0.08		0.14	0.22	0.23
Hartung (1959)			0.52			
Mikhalev (1960)			0.36		0.36	
Rubinstein (1963)	0.16	0.11		0.23	0.40	0.40
Damle - A (1966)	0.05					
Damle - B (1966)	0.03					
Damle - C (1966)	0.01					
Zimmerman & Maniak (1967)						0.01
Kotoulas (1967)	0.24	0.16		0.25	0.32	0.40
Mirskhulava (1967)	0.08	0.05		0.11	0.16	0.26
Chee & Padiyar (1969)	0.22	0.16		0.24	0.23	0.35
Bizas & Tschopp (1972)			0.71			
Chian Min Wu (1973)	0.14	0.09		0.10		0.13
Martins A (1973)	0.12	0.11		0.16	0.32	0.22
Chee & Kung (1974)	0.26	0.19		0.28	0.27	0.39
Martins - B (1975)	0.15	0.10		0.13	0.02	0.17
Taraimovich (1978)	0.02					
Machado (1980)	0.22	0.15		0.20	0.15	0.26
SOFRELEC (1980)	0.24	0.18		0.26	0.21	0.35
INCYTH (1981)	0.18	0.12		0.15	0.07	0.20
Mason & Arumugam A (1985)	0.14	0.11		0.17	0.14	0.25
Mason & Arumugam (1985)	0.17	0.13		0.21	0.21	0.31
Mason (1989)	0.17	0.13		0.21	0.20	0.30
Veronese modificado (1994)	0.06	0.04		0.06		0.12

Tabla 8.5: Cálculo de la profundidad de socavación empleando las ecuaciones empíricas para la primera prueba con material cohesivo.

	Ensayo 1		Ensayo 2		Ensayo 3		Ensayo 4	
	Vertedor 1	Vertedor 2	Vertedor 1	Vertedor 2	Vertedor 1	Vertedor 2	Vertedor 1	Vertedor 2
Gasto (m ³ /s) =	$Qp=4,453.15$	$Qp=2,965.82$	$Qp=5,939.23$	$Qp=4,059.72$	$Qp=7,093.74$	$Qp=4,927.25$	$Qp=8,233.67$	$Qp=5,796.48$
	$Qm=0.049$	$Qm=0.033$	$Qm=0.066$	$Qm=0.045$	$Qm=0.079$	$Qm=0.055$	$Qm=0.091$	$Qm=0.064$
Profundidad del modelo (m)=	0.33	0.09	0.37	0.09	0.19	0.12	0.09	0.03
Formula	Ys estimado de acuerdo al modelo (m)							
Schoklitsch (1932)					0.09			
Veronese - B (1937)	0.29		0.31		0.14		0.02	
Jaeger (1939)		0.15			0.23			
Mikhalev (1960)							0.11	
Rubinstein (1963)	0.29		0.38					
Damle - A (1966)		0.02		0.03		0.06		
Damle - B (1966)				0.01		0.03		
Zimmerman & Maniak (1967)				0.01		0.01		0.02
Kotoulas (1967)	0.37		0.46					
Mirskhulavav (1967)		0.15			0.18		0.13	
Chee & Padiyar (1969)	0.32		0.36		0.21		0.11	
Martins A (1973)		0.15		0.18		0.19		
Chian Min Wu (1973)		0.15		0.18		0.23		
Chee & Kung (1974)	0.37		0.41		0.26		0.16	
Taraimovich (1978)						0.02		
Machado (1980)	0.28		0.31		0.13		0.01	
SOFRELEC (1980)	0.33		0.35		0.19		0.08	
Mason & Arumugam A (1985)					0.12		0.03	
Mason & Arumugam (1985)	0.26		0.30		0.20		0.13	
Mason (1989)	0.26				0.19		0.11	
Heng et al. (2013)				0.01				
Veronese modificado (1994)		0.08		0.13		0.24		



Tabla 8.6: Cálculo de la profundidad de socavación empleando las ecuaciones empíricas para la segunda prueba con material cohesivo.

	Ensayo 1		Ensayo 2		Ensayo 3		Ensayo 4	
	Vertedor 1	Vertedor 2	Vertedor 1	Vertedor 2	Vertedor 1	Vertedor 2	Vertedor 1	Vertedor 2
Gasto (m ³ /s) =	<i>Qp</i> =4,453.15	<i>Qp</i> =2,965.82	<i>Qp</i> =5,939.23	<i>Qp</i> =4,059.72	<i>Qp</i> =7,093.74	<i>Qp</i> =4,927.25	<i>Qp</i> =8,233.67	<i>Qp</i> =5,796.48
Profundidad del modelo (m)=	<i>Qm</i> =0.049	<i>Qm</i> =0.033	<i>Qm</i> =0.066	<i>Qm</i> =0.045	<i>Qm</i> =0.079	<i>Qm</i> =0.055	<i>Qm</i> =0.091	<i>Qm</i> =0.064
Formula	Ys estimado de acuerdo al modelo (m)							
Schoklitsch (1932)	0.31							
Veronese - B (1937)	0.35							
Jaeger (1939)	0.18		0.15					
Rubinstein (1963)	0.35							
Damle - A (1966)			0.05		0.02		0.03	
Damle - B (1966)			0.04		0.01			
Damle - C (1966)			0.01					
Zimmerman & Maniak (1967)			0.01		0.01		0.01	
Mirskhulava (1967)	0.22		0.18					
Martins A (1973)	0.16		0.13					
Chian Min Wu (1973)	0.22		0.18					
Martins - B (1975)	0.23							
Taraimovich (1978)			0.03					
Machado (1980)	0.34							
INCYTH (1981)	0.28							
Mason & Arumugam A (1985)	0.24							
Mason & Arumugam (1985)	0.28							
Mason (1989)	0.27							
Veronese modificado (1994)	0.16		0.13		0.14		0.10	
Heng et al. (2013)			0.02				0.08	
							0.03	

Para determinar el nivel de correlación en cada fórmula se usaron los indicadores empleados por Heng *et. al.* (2013) los cuales son Eficiencia Nash-Sutcliffe (NSE), Raíz del error cuadrático medio (RMSE) y Error de balance de masas (MAPE). El criterio NSE (ecuación 75) mide cuánto de la variabilidad de las observaciones se ajusta a las formulaciones, cuya clasificación se muestra en la tabla 8.7, un valor de NSE=1 se traduce como un ajuste perfecto.

$$NSE = 1 - \frac{\sum(X - Y)^2}{\sum(X - X_{prom})^2} \quad (75)$$

Tabla 8.7: Valores para el Criterio de Nash-Sutcliffe.

NSE	Ajuste
< 0.2	Insuficiente
0.2 – 0.4	Satisfactorio
0.4 – 0.6	Bueno
0.6 – 0.8	Muy bueno
> 0.8	Excelente

Nota: Recuperado de “Calibración de modelos hidrológicos” de Cabrera, J.

El criterio RMSE mide la magnitud de la desviación de los valores calculados respecto a los valores reales (ecuación 76), existen un buen ajuste cuando los valores de RMSE se acercan a cero.

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum (X - Y)^2} \quad (76)$$



El criterio MAPE (ecuación 77) expresa en porcentaje el error entre los valores calculados con los valores reales.

$$MAPE = 100 \frac{1}{n} \sum \left| \frac{X - Y}{X} \right| \quad (77)$$

Donde n es el número de datos, X es el valor real, Y el valor estimado y X_{prom} el promedio del valor real.

En la tabla 8.8 se muestran los valores de NSE, RMSE y MAPE para las ecuaciones con mejor ajuste tanto para material no cohesivo como cohesivo, es de esperarse que para material cohesivo la cantidad de formulaciones se reduzca en la segunda prueba con un valor de MAPE de 41.79% y NSE de 0.38, en contraste con los resultados de la primera prueba que presenta un mayor número de ecuaciones con valores de MAPE entre 5 y 22 % y NSE entre 0.80 y 0.98. Los indicadores para material no cohesivo tienen un error de aproximación entre 23 y 40% en el MAPE, con un NSE arriba de 0.56, a pesar de utilizar los mismos gastos en la primera y segunda prueba los resultados se muestran diferentes, esto a causa de las variaciones de profundidad y socavación del pozo que condicionan las variables Y_o , H y Z_o , lo que influye en el valor de Y_s estimado y en la selección de ecuaciones.

Tabla 8.8: Valores NSE, RMSE y MAPE de las ecuaciones con mejor correlación para el VI y V2 en material no cohesivo y cohesivo.

Material No Cohesivo							
Primera prueba				Segunda prueba			
Ecuación	NSE	RMSE	MAPE (%)	Ecuación	NSE	RMSE	MAPE (%)
Jaeger (1939)	0.71	0.07	44.42	Jaeger (1939)	0.31	0.05	25.35
Chee & Kung (1974)	0.56	0.08	28.96	Chian Min Wu (1973)	-0.22	0.07	40.46
Mirskhulava (1967)	0.72	0.07	23.27	Mason & Arumugam A (1985)	0.24	0.05	40.12
				Mason & Arumugan (1985)	-0.16	0.07	29.76
Material Cohesivo							
Primera prueba				Segunda prueba			
Veronese - B (1937)	0.80	0.06	31.90	Damle - A (1966)	0.38	0.03	41.79
Chee & Padiyar (1969)	0.98	0.02	10.42				
Chee & Kung (1974)	0.80	0.06	32.89				
Machado (1980)	0.72	0.07	38.21				
SOFRELEC (1980)	0.98	0.02	5.56				
Mason & Arumugan (1985)	0.80	0.06	22.00				

Nota: Los indicadores NSE, RMSE y MAPE se obtuvieron con los valores de Y_s calculado comparados con el Y_s medido.



La figura 8.1 relaciona los valores de Y_s y el gasto unitario en prototipo para las pruebas con material no cohesivo (ver tabla 8.3 y 8.4), se aprecia un incremento de la socavación conforme aumenta el gasto, sin embargo, en algún punto Y_s disminuirá como resultado del equilibrio de la socavación (ver figura 3.2).

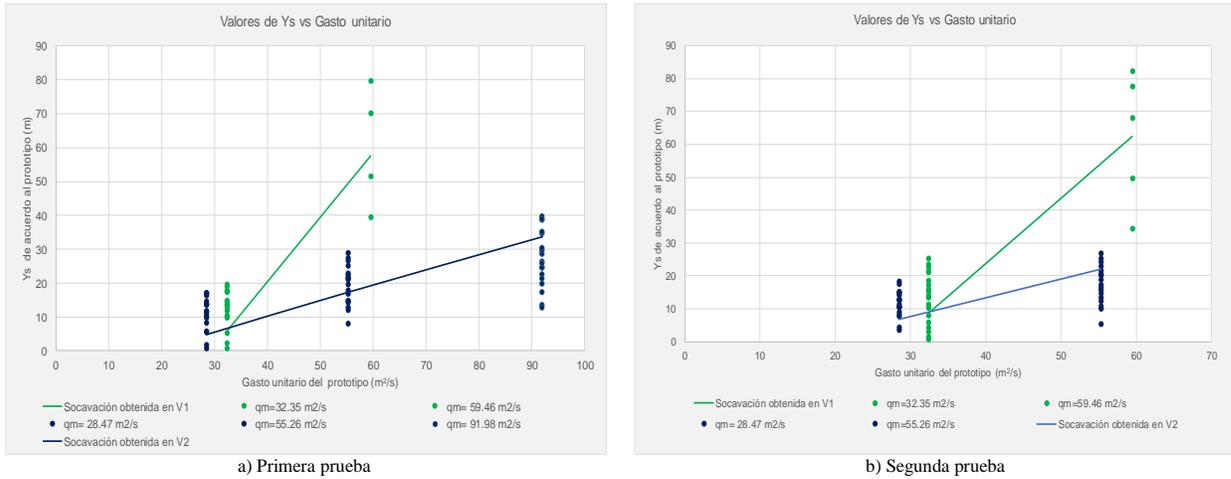


Figura 8.1 : Valores de Y_s y del gasto para el V1 yV2 con material no cohesivo.

La figura 8.2 relaciona los valores de Y_s medido y calculado con la carga H , al incrementar el gasto el valor de Y_s/H aumenta lo que se traduce en una mayor profundidad de socavación.

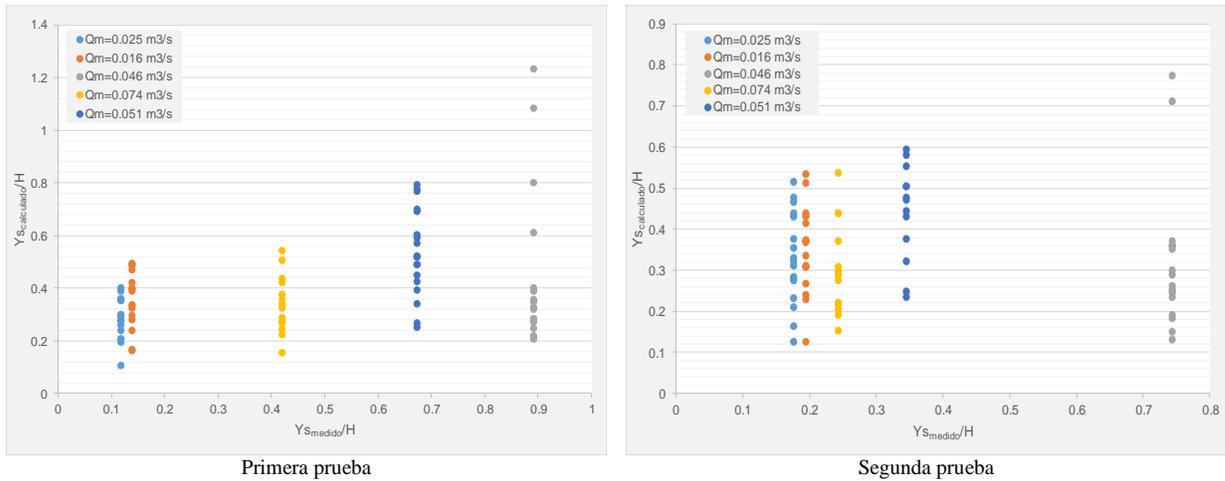


Figura 8.2: Relación entre Y_s medido y calculado para el V1 y V2 en ambas pruebas con material no cohesivo.

Nota: Valores de acuerdo al modelo.

Para describir el comportamiento del material de fondo, se empleó el número de Froude densimétrico de la partícula y el valor de $Y_s \text{ medido}/Z_o$, de acuerdo a la figura 8.3 los valores de $(Fr_d)^2$ mayores a 400 muestran una mayor socavación, esto se demuestra para el vertedor 1 en ambas pruebas, mientras valores menores a 325 corresponden a una menor socavación tal es el caso del vertedor 2. Esta condición se deriva de la naturaleza de la expresión del número de Froude



densimétrico, en el cual las características hidráulicas dominan sobre las del sedimento, cuando las primeras son mayores aumenta el arrastre de sedimento. Esto concuerda con los resultados de Ali & Lim (1986) (citado por Sarathi, Faruque & Balachandar, 2010) los cuales demostraron una relación entre el incremento de la profundidad de socavación y el incremento del Fr_d , además reconocieron la importancia del tirante del colchón (Y_o) para una menor o mayor erosión, y destacan la importancia del Número de Froude densimétrico y el Y_o como los valores que predicen los parámetros geométricos del pozo de socavación.

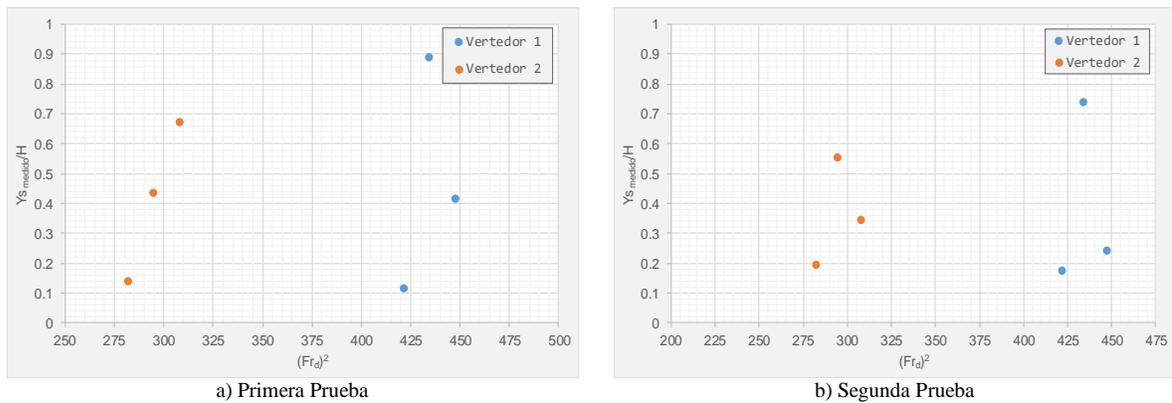
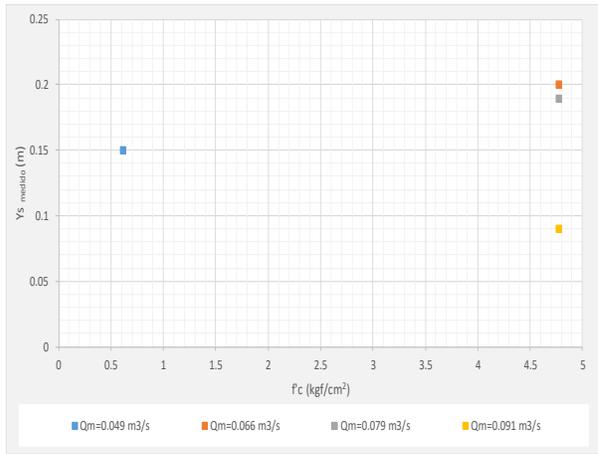


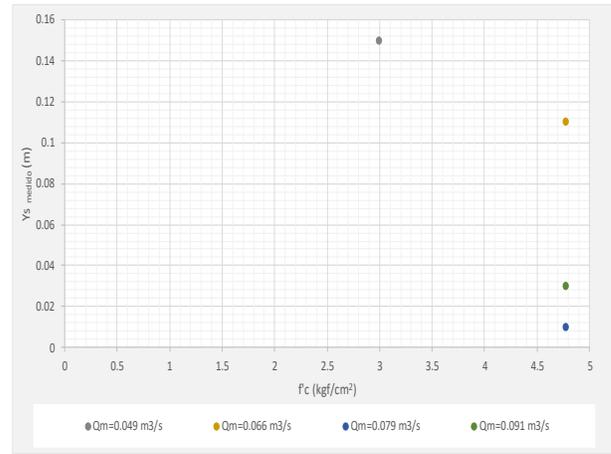
Figura 8.3: Relación entre $(Fr_d)^2$ y $Y_{s\text{ medido}}/H$

Nota: Los valores de las gráficas están basadas en el modelo.

En el caso de material cohesivo, la formación del pozo de socavación es diferente, como se demostró en las tablas 8.5 y 8.6 el número de ecuaciones que se ajustan a los valores del modelo decrece conforme aumenta la resistencia del material, además la geometría del pozo de socavación es más accidentada con presencia de cavernas. En las figuras 8.4 y 8.5 se relaciona el Y_s del modelo, la resistencia del material ($f'c$) y el gasto (Q_m), para esta relación es necesario considerar la resistencia de las capas Sr , Rf y Rs en cada prueba. En el V1 la profundidad de socavación es mayor en la primera prueba en comparación con la segunda, como sucede para $0.066\text{ m}^3/\text{s}$, $0.079\text{ m}^3/\text{s}$ y $0.091\text{ m}^3/\text{s}$ con una resistencia del material de $4.77\text{ kgf}/\text{cm}^2$, esto demuestra una disminución de los valores de Y_s por cada gasto, considerando que en la primera prueba ésta resistencia se ubica en la capa Rs , mientras en la segunda se encuentra en la capa Rf (ver figuras 6.18 y 6.20). En el V2 los valores de Y_s poseen diferente $f'c$ debido a la erosión en diferentes capas, además cada uno corresponde a distinto Q_m , para los gastos de $0.045\text{ m}^3/\text{s}$, $0.055\text{ m}^3/\text{s}$ y $0.064\text{ m}^3/\text{s}$ los valores de Y_s de cada prueba reduce gradualmente conforme aumenta la resistencia del material. La tabla 8.9 indica los valores de $f'c$ para las capas de suelo residual (Sr), Roca fracturada (Rf) y Roca Sana (Rs).

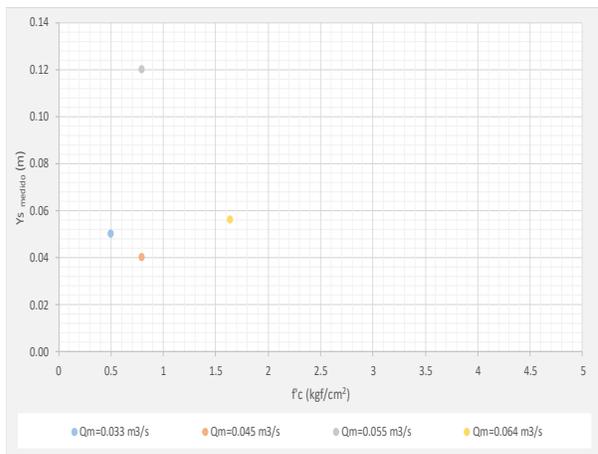


Primera prueba

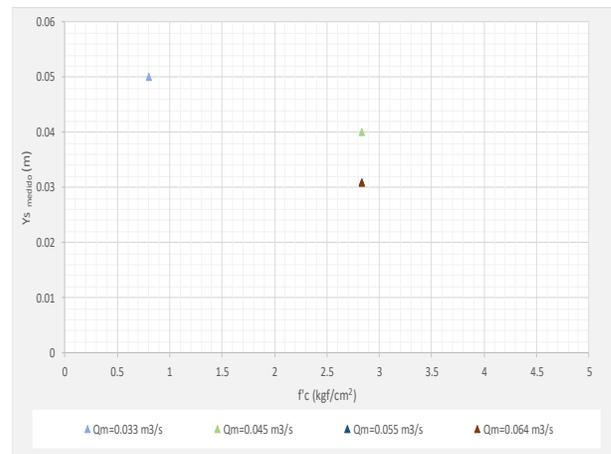


Segunda prueba

Figura 8.4: Relación entre $f'c$ del material y Y_s medido con material cohesivo en el vertedor 1.



Primera prueba



Segunda prueba

Figura 8.5: Relación entre $f'c$ del material y Y_s medido con material cohesivo en el vertedor 2.

Tabla 8.9: Valores de $f'c$ empleado para representar un suelo residual, roca fracturada y roca sana.

	Primera Prueba		Segunda Prueba	
	$f'c$ (kgf/cm ²)			
	Vertedor 1	Vertedor 2	Vertedor 1	Vertedor 2
Suelo residual (Sr)	0.61	0.50	2.99	0.80
Roca fracturada (Rf)	0.98	0.80	4.77	2.83
Roca sana (Rs)	4.77	1.64	3.30	2.99

En la figura 8.6 se comparan a $Y_{s,medido}$, $Y_{s,calculado}$ y el gasto unitario del prototipo (ver tabla 8.5 y 8.6) de esta forma se aprecia que, utilizando los gastos iniciales, tanto en V1 y V2 existe arrastre de partículas. En la primera prueba del V1 el Y_s alcanzó su mayor socavación con un $q_m=84.75$ m²/s; mientras en el V2 la descarga erosionó una profundidad de 8.64 m para un $q_m=59.40$ m²/s y 81.33 m²/s, pero aumentó para un $q_m=98.71$ m²/s, sin embargo, con los gastos unitarios posteriores la



socavación disminuyó, esto debido a dos razones: 1) la disipación del chorro es mayor debido al aumento del tirante y de la geometría del pozo y 2) se alcanzó el estado de equilibrio de la socavación.

El gráfico de la segunda prueba muestra valores iniciales de Y_s igual a 23 m para el V1 y 8.64 m para el V2, posteriormente la socavación decrece conforme aumentan los gastos y la resistencia del material, este comportamiento es más evidente en el vertedor 1 para 81.33 m²/s, 101.22 m²/s y 117.49 m²/s.

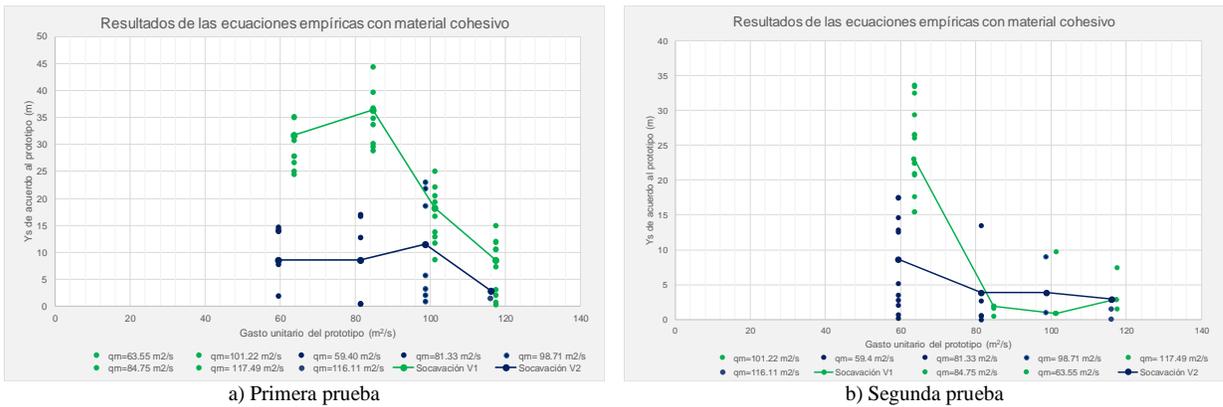


Figura 8.6 : Valores obtenidos con las ecuaciones empíricas para material cohesivo.

Nota: Las ecuaciones cuyos resultados son considerados para está grafica fueron obtenidos de +/- desviación estándar. Los datos se presentan de acuerdo al prototipo.

Las ecuaciones analizadas arrojan mejores resultados con materiales de baja cohesión, es decir bajo condiciones similares de un material suelto, tal como sucede en la primera prueba, sin embargo, a medida que la resistencia del material aumenta se obtiene una mayor cohesión entre las partículas, éste comportamiento se traduce en cálculos sobrestimados en comparación con el modelo.

8.2 Fórmula propuesta para el cálculo de Y_s .

De acuerdo al capítulo 6, se obtuvo una expresión matemática para calcular el valor de Y_s para material no cohesivo y cohesivo, para ambos casos los valores de los exponentes y del coeficiente se obtuvieron mediante el método de mínimos cuadrados. La expresión para calcular la socavación con material suelto resultó de la siguiente forma.

$$\frac{Y_s}{Z_o} = 0.55 \left(\frac{H \rho_w V^2}{(\rho_s - \rho_w) g D'_s Z_o} \right)^{0.2} \left(\frac{H}{Y_o} \right)^{0.12} \left(\frac{q}{(Z_o^3 g)} \right)^{0.05} \left(\frac{d_{90}}{d_{50}} \right)^{0.15} \quad (78)$$



En la tabla 8.10 se muestran los valores de Y_s obtenidos con la ecuación 78 y con el modelo físico, sin embargo, para los gastos $Q_m=0.073 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q_m=0.051 \text{ m}^3/\text{s}$ los valores de $Y_{S\text{calculado}}$ aumentan en algunos casos en un 200% con respecto al medido.

Tabla 8.10: Valores de Y_s obtenidos con la ecuación propuesta y con el modelo físico.

Gasto en modelo (m^3/s)	$Y_{S\text{calculado}}$ (m)	$Y_{S\text{medido}}$ (m)		Error %	$Y_{S\text{calculado}}$ (m)	$Y_{S\text{medido}}$ (m)	Error %
		Prueba 1					
Vertedor 1							
0.025	0.05	0.06		16.70%	0.06	0.09	33.33%
0.046	0.46	0.60		23.33%	0.46	0.50	8.00%
0.073	0.57	0.31		83.87%	0.56	0.18	211.00%
Vertedor 2							
0.016	0.09	0.05		80.00%	0.09	0.08	12.50%
0.031	0.20	0.18		11.11%	0.17	0.23	26.08%
0.051	0.41	0.35		17.14%	0.41	0.18	127.77%

Para revisar el ajuste de la ecuación 78 con las mediciones del modelo se utilizaron los indicadores de NSE, RMSE y MAPE, en el análisis no se consideró la última Y_s obtenida con el tercer gasto debido a la influencia del estado de equilibrio de la socavación. Las tablas 8.11 y 8.12 muestran el valor de cada indicador empleando material no cohesivo, el resultado de NSE, de acuerdo a la tabla 8.7, corresponde a un ajuste excelente, RMSE y MAPE se consideran aceptables.

Tabla 8.11: Valores de NSE, RMSE y MAPE de la Ec. 78 para el V1 y V2 en la primera prueba con material no cohesivo.

NSE	0.81	NSE > 0.8
RMSE	0.07	Aceptable
MAPE	24.07%	Aceptable

Tabla 8.12: Valores de NSE, RMSE y MAPE de la Ec.78 para el V1 y V2 en la segunda prueba con material no cohesivo.

NSE	0.97	NSE > 0.8
RMSE	0.04	Aceptable
MAPE	23.46%	Aceptable

En las figuras 8.7 y 8.8 se relacionan los valores de Y_s obtenidos de la ecuación 78, de las ecuaciones empíricas y del modelo físico. En la primera prueba, la ecuación propuesta muestra una tendencia a subestimar el valor de Y_s con un $Q_m=0.046 \text{ m}^3/\text{s}$, esto a causa de los deslizamientos de



taludes que ocurren principalmente en el V1 y que afectan en la geometría y en la profundidad final del pozo, estas condiciones no se tomaron en consideración para el desarrollo de la ecuación propuesta. Sin embargo, en el V2 los resultados entre el Y_s medido y calculado forman una paralela conforme aumenta el gasto, este comportamiento se origina por una disminución de deslizamientos, provocando un menor error entre los valores (ver tabla 8.10). Los resultados de la ecuación propuesta se comparan con los resultados de las ecuaciones empíricas para cada gasto, como se observa están dentro del rango de valores determinados por las ecuaciones con mejor ajuste.

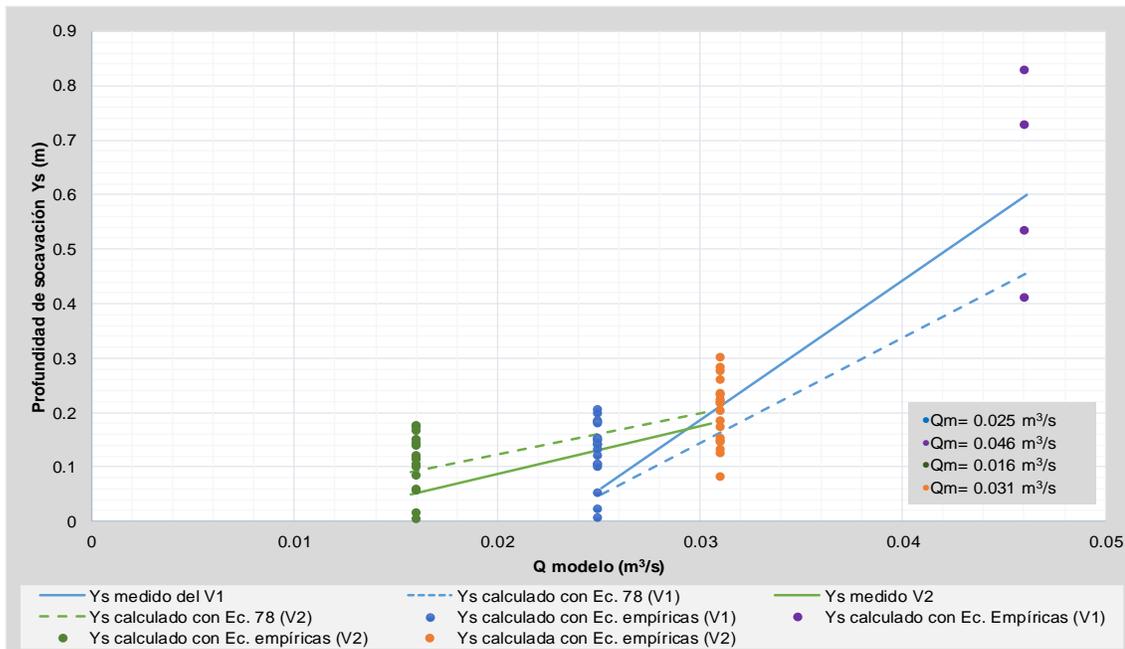


Figura 8.7: Valores de Y_s calculados con la fórmula propuesta y los valores medidos en el modelo en la primera prueba.
Nota: Valores de acuerdo al modelo.

Los valores para la segunda prueba señalan comportamientos similares a la primera, en el caso del V1 la profundidad de socavación es de 0.5 m para un $Q_m=0.046 m^3/s$ con una diferencia de 0.04 m con respecto al valor estimado, estos valores disminuyen el sesgo mostrado de la primera prueba para el mismo gasto. En el caso del V2, la diferencia entre las dos rectas recae en el comportamiento de la socavación, se muestra que para un $Q_m=0.031 m^3/s$ el valor de $Y_{s\text{medido}}$ es 0.05 m mayor en comparación con la primera prueba, este comportamiento se originó por modificaciones a los valores de Y_o , Z_o y H causados por una socavación con límite estático final. Es importante señalar que los valores de Y_s estimados con la ecuación 78 tienen un resultado aproximado en ambas pruebas, sin embargo, los valores obtenidos por medio de la experimentación tienen variaciones que se reflejan en la socavación final.

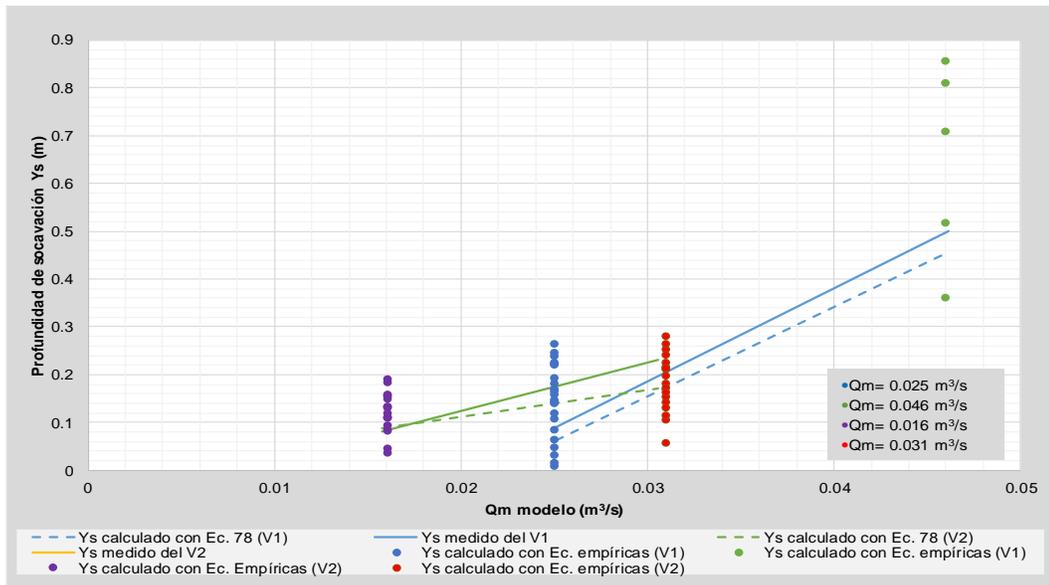


Figura 8.8: Valores de Y_s calculados con la fórmula propuesta y los valores medidos en el modelo en la segunda prueba.
Nota: Valores de acuerdo al modelo.

Para el cálculo de Y_s con material cohesivo se plantea la ecuación 79, de acuerdo al apartado 6.2. se consideró el valor de $f'c$ del material y la potencia del chorro. En este caso, la erosión depende directamente de la resistencia del material más que de la potencia, a una mayor resistencia menor será la socavación, tal es el caso del V1 y V2 en la segunda prueba con material cohesivo.

$$\frac{Y_s}{Z_o} = 1.6 \left(\frac{H}{Y_o} \right)^{0.9} \left(\frac{P_{jet}}{f'c \sqrt{g Z_o}} \right)^{0.3} \quad (79)$$

En la tabla 8.13 se presentan los valores de Y_s obtenidos con la ecuación 79, de este modo se obtuvo una buena correlación para los primeros resultados, sin embargo, para los últimos el tiempo de equilibrio influyó en la erosión final, obteniendo un valor de $Y_{s \text{ calculado}}$ mayor al medido en el modelo.

Tabla 8.13: Valores de Y_s obtenidos con la ecuación propuesta y con el modelo físico.

Gasto en modelo (m³/s)	Y_s calculado (m)	Y_s medido (m)	Error %	Y_s calculado (m)		Error %
				Prueba 2		
Vertedor 1						
0.049	0.29	0.33	12.12%	0.25	0.23	8.69%
0.066	0.18	0.20	10.00%	0.12	0.11	9.09%
0.078	0.22	0.19	15.79%	0.06	0.01	500%
0.091	0.16	0.09	77.77%	0.03	0.03	0%
Vertedor 2						
0.033	0.10	0.09	11.11%	0.10	0.09	10.00%
0.045	0.13	0.12	8.33%	0.05	0.04	25.00%
0.055	0.25	0.06	316.66%	0.041	0.03	36.67%
0.064	0.23	0.03	666.67%	0.044	0.03	46.67%



En el caso del V2 para $Q_m=0.055 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q_m=0.064 \text{ m}^3/\text{s}$ se observa una diferencia entre los valores de Y_s en la P1 y P2, esto a causa de que los datos mostrados en la tabla anterior se refieren a un pozo localizado a 0.70 m aguas abajo de la cubeta deflectora cuya profundidad oscila entre 0.05 y 0.06 m, como se muestra en la figura 8.9.



Figura 8.9 : Socavación del V2 utilizando material cohesivo durante la primera prueba.

Nota: Fotografía de Omar Fonseca Moreno. IMTA, 2018.

Del mismo modo que en el material suelto, se realizó el ajuste de la ecuación 79 con los indicadores NSE, RMSE y MAPE, en el análisis se utilizó el $Y_{s \text{ medido}}$ y el $Y_{s \text{ calculado}}$, sin considerar los valores de Y_s de los últimos gastos debido a la influencia que ejerce el estado de equilibrio de la socavación.

Tabla 8.14: Valores de NSE, RMSE y MAPE de la Ec. 79 para el V1 y V2 en la primera prueba con material cohesivo.

NSE	0.86	NSE > 0.8
RMSE	0.024	Acceptable
MAPE	11.25%	Acceptable

Tabla 8.15: Valores de NSE, RMSE y MAPE de la Ec. 79 para el V1 y V2 en la segunda prueba con material cohesivo.

NSE	0.97	NSE > 0.8
RMSE	0.023	Acceptable
MAPE	21.61%	Acceptable

Se muestra una buena correlación de la ecuación 79 para valores de Y_s con un error mínimo de 11.25% y un máximo de 21.61%. Sin embargo, la ecuación debe ser probada bajo diferentes tipos de granulometría, de resistencia y de aglutinante para corroborar su aplicabilidad.



Las figuras 8.10 y 8.11 muestran la evolución del pozo de socavación empleando los valores de Y_s obtenidos con la ecuación 79 y con el modelo físico. El eje de las ordenadas corresponde al número adimensional Y_s/Z_0 acumulado y el eje de la abscisa al número $P_{jet}/f^*c(gZ_0)^{1/2}$, de esta forma se relacionan las características del material, la potencia del chorro y la profundidad de socavación acumulada. En la figura 8.10 se muestran los resultados de la primera prueba con material cohesivo, los valores de $P_{jet}/f^*c(gZ_0)^{1/2}$ son pequeños debido a la variable f^*c que domina la expresión, es decir, a medida que la resistencia del material aumenta los valores del número adimensional disminuyen, basándose en el gráfico los datos del lado derecho corresponden a las primeras descargas que se caracterizan por tener menor resistencia y potencia del chorro. Para el caso del V1 y V2 los valores localizados entre 0.03 y 0.035 muestran una correlación aceptable entre el $Y_{S\ medido}/Z_0$ y $Y_{S\ calculado}/Z_0$, este comportamiento se repite para $Q_m=0.045\ m^3/s$ y $0.066\ m^3/s$ (correspondientes al segundo gasto), sin embargo, conforme Y_s/Z_0 aumenta se muestra una mayor diferencia entre los datos medidos y calculados. De acuerdo al gráfico, el V2 presenta el mayor sesgo en los puntos correspondientes al $Q_m=0.033\ m^3/s$ y $0.064\ m^3/s$ debido a la formación de un pozo vertical exactamente en la zona de impacto del chorro (ver figura 8.9).

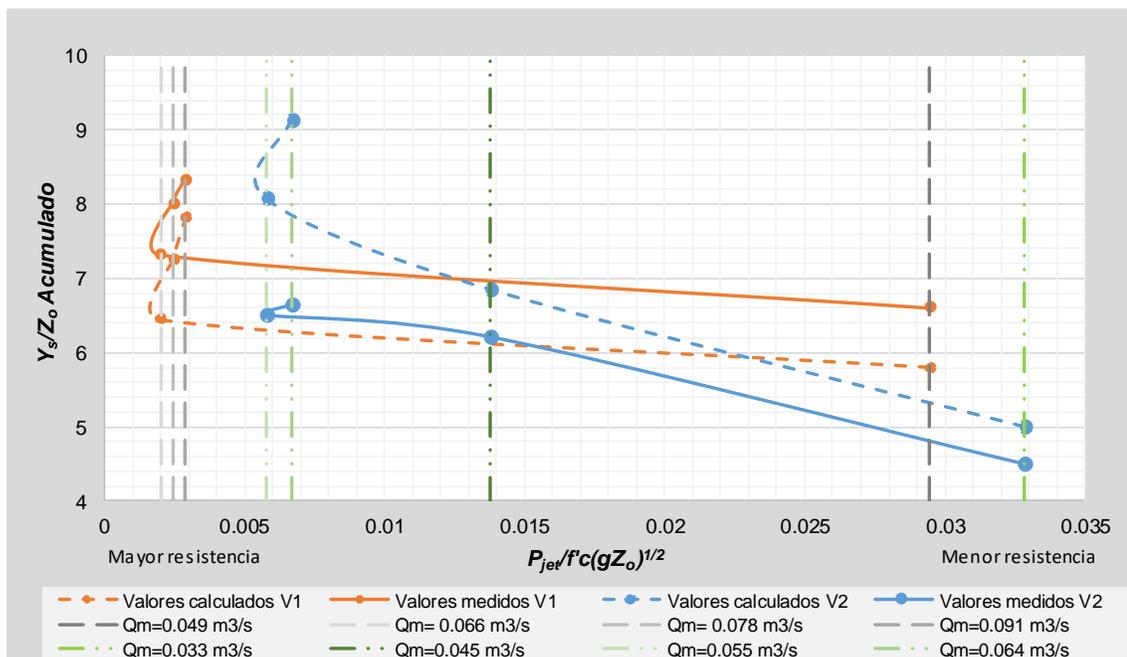


Figura 8.10: Comparación de los valores de Y_s/Z_0 obtenidos con la ecuación 79 y con el modelo para la primera prueba.

Nota: Valores de acuerdo al modelo.

Al igual que en la gráfica anterior, los valores del número adimensional $P_{jet}/f^*c(gZ_0)^{1/2}$ de la segunda prueba (figura 8.11) disminuyen conforme la resistencia del material aumenta, por lo tanto, las mayores resistencias se ubican sobre el lado izquierdo de la gráfica. En la segunda prueba Y_s/Z_0



tiene un mejor ajuste, esto debido a una mayor resistencia del material, una erosión uniforme y una disminución gradual de la profundidad de socavación. En el V1 se presenta una correlación aceptable entre el Y_s/Z_0 medido y calculado para los gastos $0.049 \text{ m}^3/\text{s}$ y $0.066 \text{ m}^3/\text{s}$, sin embargo, esto no ocurre para $0.079 \text{ m}^3/\text{s}$ y $0.091 \text{ m}^3/\text{s}$. En el caso del V2 existe una reducción de la socavación en comparación con la primera prueba, en la gráfica, el comportamiento se refleja por un aumento constante de Y_s/Z_0 , siendo éste más evidente para los $Q_m=0.033 \text{ m}^3/\text{s}$ y $0.045 \text{ m}^3/\text{s}$.

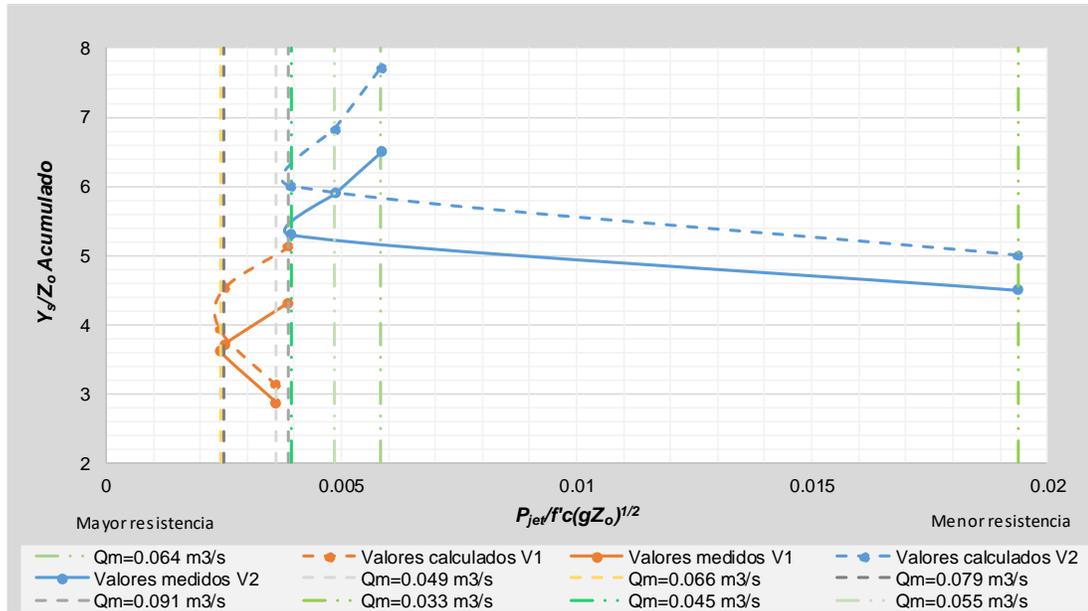


Figura 8.11 : Comparación de los valores de Y_s/Z_0 obtenidos con la ecuación 79 y con el modelo para la segunda prueba.

Nota: Valores de acuerdo al modelo.

Las figuras 8.10 y 8.11 muestran la relación entre la potencia del chorro, P_{jet} ; el $f'c$ del material; el gasto, Q ; y la distancia entre la cubeta y la superficie del colchón, Z_0 ; esto verifica el planteamiento de la ecuación propuesta para material cohesivo: al aumentar la resistencia del material la profundidad de socavación Y_s disminuye, siendo $f'c$ la variable que domina la expresión matemática.



9. Conclusiones.

9.1 Material no cohesivo.

Se estudió la socavación en la zona de descarga de los vertedores del modelo físico de la presa Santa María, para el fondo móvil se empleó una grava de $\frac{3}{4}$ " y $\frac{1}{4}$ " de diámetro depositada sin compactar en la zona de descarga, en cada vertedor se utilizaron tres diferentes gastos que descargan en forma ascendente hasta alcanzar el máximo. Entre cada descarga no se rellenó el pozo de socavación con la intención de reproducir una socavación continua, además, el levantamiento se obtuvo empleando un brazo de medición con escáner incluido. Los resultados demostraron la utilidad de los modelos físicos para representar fenómenos complejos como la socavación, de la experimentación se desprende las siguientes conclusiones.

La clasificación SUCS (ver figura 5.2) determinó al material de fondo como una grava mal graduada (*GP*) con poca presencia de finos, de acuerdo a la escala del modelo el material tiene un tamaño en prototipo de 1.83 m y 0.61 m, de esta forma se asegura que el desarrollo de la socavación se realiza bajo las condiciones más críticas, además, la elección del material obedece a una relación entre la fuerza erosiva del chorro y el peso propio del material, puesto que un material de menor tamaño y peso sería arrastrado con más facilidad sobrestimando los resultados de erosión.

Los gastos en cada vertedor demostraron una tendencia en relación con el aumento de Y_s , a medida que el gasto aumentaba el valor de la profundidad de socavación también lo hacía, este comportamiento se observó hasta el segundo gasto, en el tercero las condiciones de la socavación



cambiaron, se obtuvo una reducción del valor de Y_s en parte por la influencia del estado de equilibrio de la socavación y por el aumento del colchón aguas abajo.

La geometría del pozo mostró un desarrollo claro, con arrastre de partículas fuera del cuenco y con la formación de montículos en la periferia; el deslizamiento de las laderas fue determinante en la erosión final, este proceso originó un mayor ancho del cuenco principalmente en el vertedor 1, puesto que en éste la topografía tiene mayores pendientes con mayor susceptibilidad al deslizamiento.

De las 31 ecuaciones analizadas en este trabajo las de mayor correlación fueron Jaeger (1939), Chee & Kung (1974), Mirskhulava (1967) y Mason & Arumugam (1985) las cuales involucran variables como la carga H , el gasto unitario q , el tirante del colchón aguas abajo Y_o , el diámetro característico d_m , la aceleración de la gravedad g y el ángulo de entrada del chorro θ_j , esto se comprobó al emplear los indicadores Eficiencia Nash-Sutcliffe (NSE), Raíz del error cuadrático medio (RMSE) y Error de balance de masas (MAPE).

La expresión matemática propuesta en este trabajo se obtuvo utilizando los datos de Y_s del modelo, posteriormente sus exponentes y el coeficiente se encontraron con el método de mínimos cuadrados, los indicadores mostraron un buen ajuste de la fórmula con NSE=0.97, RMSE= 0.04 y MAPE de 23.46% (ver tabla 8.12), sin embargo, la ecuación no calcula correctamente la profundidad de socavación con el tercer gasto por las razones explicadas anteriormente.

9.2 Material cohesivo.

Para representar la resistencia de la roca, se utilizó diferentes proporciones de cemento, yeso y agua con la finalidad de dar distintas resistencias al material, el agregado grueso consistió en una grava de $\frac{3}{4}$ " y $\frac{1}{4}$ " de diámetro. El tiempo de fraguado de la mezcla fue fundamental pues a medida que ésta aumentaba también lo hacía su resistencia, en la experimentación se utilizó un tiempo de 24 horas. Se utilizaron 4 gastos distintos por cada vertedor que fueron incrementando hasta el máximo, el cuenco se formó debido a un proceso continuo de erosión, al igual que en el material no cohesivo, el pozo no se rellenó entre cada gasto.

Los valores de Y_s decrecieron de forma inversamente proporcional a la resistencia del material, sin embargo, de acuerdo a investigadores como Heng *et. al.* (2012) para representar una socavación de roca debe presentarse pendientes verticales en el pozo de socavación, esta condición se reflejó en ambos vertedores. Otro factor a considerar para la formación del pozo de socavación es la topografía inicial del lugar, en el caso del vertedor 1 existía una elevación en la zona de descarga lo que obligaba un desvío del chorro hacia la izquierda, acción que originó una mayor erosión en esa



zona. En el caso del vertedor 2 la socavación fue más uniforme, debido a la configuración de la topografía sin elevaciones que desviarán el chorro y que originaran una erosión irregular.

Al emplear las 31 ecuaciones empíricas se obtuvieron resultados sobrestimados con respecto al modelo, esto porque las ecuaciones no consideran una resistencia adicional del material, sin embargo, en las primeras descargas que erosionaron la capa superficial con menor resistencia si se obtuvo correlación entre las ecuaciones y el modelo, a medida que la socavación iba aumentando y también la resistencia las ecuaciones no pudieron estimar correctamente el valor de Y_s .

La ecuación propuesta para material no cohesivo incluye en el cálculo el valor de $f'c$, de este modo se relaciona la resistencia del material, además se involucra la potencia del chorro por área de impacto, otras variables que incluye son la carga H , el tirante del colchón aguas abajo Y_o , la aceleración de la gravedad g y la distancia entre la cubeta y la superficie del colchón aguas abajo Z_o . El cálculo de la profundidad de socavación se ajusta en los dos primeros gastos, en los dos últimos el resultado se dispara, esto se debe por la resistencia del material que es mayor a la potencia del chorro, de acuerdo a los indicadores Eficiencia Nash-Sutcliffe (NSE), Raíz del error cuadrático medio (RMSE) y Error de balance de masas (MAPE) se obtiene 0.86, 0.024 y 11.25% (ver tabla 8.14), respectivamente.

9.3 Método experimental.

Durante la realización de este trabajo se involucraron nuevas tecnologías disruptivas que permitieron la obtención de datos de manera rápida y eficaz, en el caso del brazo de medición portátil con escáner láser RS4 Hexagon® Manufacturing Intelligence que se empleó para obtener la topografía de la zona erosionada, permitió obtener la superficie aún en lugares muy reducidos que equipos convencionales no podrían resolver. La visualización en 3D de la superficie escaneada ayudó a determinar aquellas áreas críticas con mayor afectación por la erosión, para posteriormente obtener el perfil y las secciones del terreno con un software comercial.

9.4 Acerca de la presa Santa María.

A pesar de que la presa Santa María no está concluida y no hay manera de comprobar la socavación que se podría generar, los resultados en el modelo físico permiten aportar algunas consideraciones, para ello las conclusiones siguientes se basan en los resultados con material cohesivo de la prueba dos. De acuerdo a la topografía y al pozo de socavación, el chorro en el vertedor 1 golpea directamente una elevación localizada a 0.50 m (48 m en prototipo) aguas abajo de la cubeta deflectora, esta acción desvía la dirección del chorro hacia la izquierda provocando mayor erosión en



este lado, este comportamiento obliga la proyección de una estructura de protección como un tanque de amortiguamiento, otra medida, aunque costosa, es realizar un corte a dicha elevación para garantizar que el chorro golpee la zona de descarga sin obstáculos. En tanto, en el vertedor 2 la socavación se realiza uniformemente, para este caso un tanque de amortiguamiento sería una solución viable. Debido al diseño que poseen las cubetas deflectoras, éstas pueden desarrollar un chorro despegado aún con gastos pequeños lo que no representa un riesgo para la estabilidad de la estructura, además no se observó erosiones críticas al pie de los vertedores. En necesario resaltar que las mezclas empleadas para representar las diferentes estratigrafías solo fueron propuestas experimentales, para un estudio más profundo se deben realizar más pruebas con diferentes proporciones de cemento y yeso que represente lo más cercano posible al tipo de suelo *in situ*, además se deben comparar con casos de estudio que tengan un tipo de suelo similar a la presa Santa María. De esta forma la socavación que se genere en el modelo físico estará más apegada a la realidad.

9.5 Trabajos futuros.

La investigación sobre la socavación tiene muchas áreas por estudiar y proponer nuevas soluciones, las ecuaciones que se abordaron en esta tesis son producto de 50 años de estudios y pruebas experimentales que responden a escenarios específicos de experimentación, sin embargo, es el criterio del investigador determinar cuáles solucionan el problema de su investigación y proponer nuevas modificaciones a ellas con la finalidad de ampliar el conocimiento en la materia.

Estas 31 ecuaciones para material no cohesivo estiman de manera rápida y con la utilización de pocas variables la profundidad máxima de erosión, útil para proponer alternativas de protección de taludes, protección a estructuras o diseño de vertedores, aunque siempre se recomendará la utilización de modelos físicos que ayuden a sustentar las propuestas de acción. A pesar del avance en materia, se debe incentivar nuevas investigaciones que involucren mezclas de diversos aditivos para representar la resistencia de un suelo, mezclas con pintura, esmalte, grasa, cera de parafina, arcilla bentonita o materiales que cambian la resistencia con respecto al tiempo (Aswegen, Dunkley & Blake, 2001), de esta forma se puede crear un antecedente con las proporciones de materiales que representan una determina resistencia del suelo, esto daría grandes posibilidades a la modelación hidráulica, en conjunto con nuevas fórmulas que estimen el Y_s bajo las condiciones mencionadas.



10. Recomendaciones.

Las ecuaciones de este trabajo deben ser revisadas para averiguar bajo qué escenarios las variables se pueden aplicar, para el autor fue preciso realizar un compendio de ellas motivado por la poca información que hay de algunas, principalmente por las de mayor antigüedad y en otros casos los autores de dichas fórmulas no dan mayores detalles del proceso de obtención, esto dificultó la documentación y el análisis.

Además, debe cuidarse las proporciones del aditivo para representar un determinado suelo, pues esto alteraría los resultados finales de la socavación debido a que la resistencia del material a través del tiempo puede ser mayor a la potencia del chorro del modelo. En el caso del presente estudio las dimensiones del modelo si permitieron que el salto de esquí erosionara el lecho de descarga constituido por agregado grueso, cemento y yeso; para modelos más pequeños debe considerarse un aglutinante débil contra la erosión en proporción con el potencial del chorro con el que se cuente.

Una posible línea de investigación que se desprende de este estudio se relaciona con la modelación de distintos tipos de suelo, como: arcillosos, arenosos o calizos; algunos tipos de roca, como: ígneas o metamórficas, roca sana o roca intemperizada. Debido a que la modelación física es un proceso meramente experimental que se basa en *prueba y error*, se recomienda utilizar distintas mezclas de aglutinante con agregado, de tal forma que el material ensayado muestre patrones de erosión similares al tipo de suelo que se pretende modelar, es decir, que en el estudio se considere las características geológicas del estrato y se analice su representación en el modelo.



En algunos casos, la zona de descarga de los vertedores posee un mínimo tirante, como producto del estancamiento del agua por previas descargas o por la lluvia, es decir, no posee una condición idealizada donde existe una tirante mayor que permita la disolución del chorro; en tales casos, la descarga golpea directamente al estrato generando mayor erosión, bajo este esquema se recomienda usar por conveniencia un material no cohesivo que facilite apreciar el desarrollo de la socavación. Para representar dicho proceso erosivo, el cual se caracteriza por descargas continuas cuyos gastos no siguen un patrón, es decir, responden a una ley de demanda de gastos o de acuerdo a venidas extraordinarias, para esto se recomienda analizar el comportamiento del material utilizando una Q máximo, posteriormente sin reponer el material arrastrado descargar un gasto menor al primero, esto para observar las afectaciones que provocaría la segunda descarga sobre el cuenco de disipación, este proceso deberá seguir hasta observar una estabilidad en la erosión, además de comparar los resultados con las ecuaciones empíricas.



11. Simbología

A_{imp}	Área de impacto del chorro
d_{50}	Tamaño del sedimento el cual el 50% es de menor peso
d_{85}	Tamaño del sedimento el cual el 85% es de menor peso
d_{90}	Tamaño del sedimento el cual el 90% es de menor peso
d_m	Diámetro característico de la partícula
D_s	Distancia desde la superficie de agua al punto más profundo del pozo
D'_s	Diámetro representativo de la partícula
$f'c$	Resistencia a la compresión
F_D	Fuerza de arrastre sobre la partícula
F_L	Fuerza de sustentación
F_P	Resistencia de la partícula
Fr	Número de Froude
Fr_I	Número de Froude correspondiente al conjugado menor
g	Aceleración de la gravedad
H	Distancia entre el nivel del embalse y la superficie del colchón aguas abajo
J_s	Número de estructura relativa del terreno
K_b	Número del tamaño del bloque
K_d	Número de resistencia del corte en contorno con la discontinuidad
K_h	Índice de erosionabilidad
L_e	Escala de línea
L_m	Longitud del modelo
L_p	Longitud del prototipo
M_o	Momento de volcamiento
M_P	Momento de resistencia de la partícula
M_s	Número de resistencia de la masa
$P1$	Prueba uno durante la experimentación para material cohesivo y no cohesivo
$P2$	Prueba dos durante la experimentación para material cohesivo y no cohesivo
P_{jet}	Potencia del chorro
ρ_s	Densidad del sedimento
ρ_w	Densidad del agua
q	Gasto unitario
Q_m	Gasto del modelo
Q_p	Gasto del prototipo
Rf	Roca fracturada
Rs	Roca sana
Sr	Suelo residual
τ_c	Esfuerzo cortante crítico
τ_s	Esfuerzo cortante
V	Velocidad de salida
$V1$	Vertedor uno
$V2$	Vertedor dos
$y1$	Conjugado menor
$y2$	Conjugado mayor



Y_o	Tirante del colchón aguas abajo
Y_s	Profundidad de socavación
Ys <i>calculado</i>	Profundidad de socavación obtenido con ecuaciones
Ys <i>medido</i>	Profundidad de socavación medida en el modelo físico
Z_o	Distancia del labio de la cubeta a la superficie del colchón de agua
θ_j	Ángulo de entrada del chorro
θ	Ángulo de salida de la cubeta
γ	Peso específico del agua



12. Bibliografía

1. Aguirre, J., Olivero, M. L., & Moncada, A. T. (June de 2003). Particle densimetric Froude Number for estimating sediment transport. *Journal of Hydraulic Engineering*(129), 428-437.
2. Alias, N. A., Mohamed, T. A., Ghazali, A. H., & Megat Mohd, M. J. (2008). Impact of Takeoff Angle of Bucket Type Energy Dissipater on Scour Hole. *American Journal of Applied Sciences*, 5(2), 117-121.
3. American society of civil engineers . (2000). *Hydraulic modeling: concepts and practice* . USA: ASCE.
4. American Society of Civil Engineers. (2008). *Sedimentation engineering: processes, measurements, modeling and practice*. U.S.A.: ASCE.
5. Annandale, G. (1995). Erodibility. *Journal of Hydraulic Research*, 33(4), 471-494.
6. Arreguín Cortés, F. I. (2000). *Obras de excedencias*. México: IMTA.
7. Arreguín Cortés, F. I., Murillo Fernández, R., & Marengo Mogollón, H. (septiembre-octubre de 2013). Inventario nacional de presas. *Tecnología y Ciencias del Agua*, IV(4), 179-185.
8. Aswegen, W., Dunkley, E., & Blake, K. (2001). *Plunge pool scour reproduction in physical hydraulic models*. Stellenbosch, Sudáfrica: Water Research Commission.
9. Bazargan, J., & Kalantari, M. (2015). Presenting Relations for Estimate the Scour Depth Due to Free Falling Jets. *Journal of Civil Engineering and Urbanism*, 5(5), 218-225.
10. Bollaert, E. (2004). A comprehensive model to evaluate scour formation in plunge pools. *International Journal of Hydropower & Dams*(1), 94-101.
11. Bollaert, E., & Bretz, N. (2008). Plunge pool design at Gebidem Dam (Switzerland). *Fourth International Conference on Scour and Erosion 2008*, 614-620.
12. Bollaert, E., & Lesleighter, E. (2014). Spillway Rock Scour Experience and Analysis- the Australian Scene over the past four decades. *5th International Symposium on Hydraulic Structures*.
13. Bollaert, E., & Schleiss, A. (2003). Scour of rock due to the impact of plugging high velocity jets Part I: A state of the art review. *Journal of Hydraulic Research*, 41(5), 451-464.
14. Briseño Ramiro, R. A., Orozco Bustos, G., & Moreno López, M. F. (2015). Revisión y análisis de los principales riesgos de falla detectados en las inspecciones de seguridad de presas. *Congreso Nacional COMEII 2015*, 1-12.
15. Cabrera, J. (s.f.). Calibración de Modelos Hidrológicos. *Universidad Nacional de Ingeniería*.
16. Camargo Henández, J., & Franco, V. (Sin fecha). *Diseño y funcionamiento hidráulico de cubetas deflectoras*. México: UNAM.
17. Camargo Hernández, J., Franco, V., & Guido Aguilar, S. (1999). *Socavación al pie de las cubetas de lanzamiento. Formulación Teórica*. México: UNAM, Instituto de Ingeniería.
18. Castillo Elsitdié, L., & Pérez de la Cruz, F. J. (2009). Evaluación de las ecuaciones hidrodinámicas a pie de presa por efecto del desbordamiento por coronación. *I Jornadas de Ingeniería del Agua*.
19. Castillo, L. G., & Carrillo, J. M. (Junio de 2017). Comparation of methods to estimate the scour downstream of a ski jump. *International Journal of Multiphase Flow*, 92, 171 - 180.
20. Chane, B. (1984). *Thesis: Two-dimensional local scour in erodible bed downstream of solid aprons*. Tampere, Finlandia: Tampere University of Technology .
21. Chee, S. P., & Kung, T. (April de 1971). Stable profiles of plunge basins. *Journal of the American Water Resources Association*, 7(2), 303-308.
22. Chee, S., & Padiyar, P. (1969). The stability of blocks subjected to plunging water jets. *Eng. J. Inst. Canada*, 52(111), 22-24.
23. Chow, V. T. (1982). *Hidráulica de canales abiertos* (Segunda ed.). México: Diana.
24. Comisión Federal de Electricidad . (2011). *Reporte de resistencia de materiales a compresión, para diferentes combinaciones de agregados y lechada (cemento-yeso-agua)*. Mexico: CFE.
25. Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas. (1981). *Manual de diseño de obras civiles: Hidrotecnia: Hidráulica: A.2.10. Obras de Excedencias*. México: CFE.
26. Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigaciones Eléctricas. (1983). *Manual de diseño de obras civiles: hidrotecnia: hidráulica: A.2.15. Técnicas Experimentales*. México, D.F.: Comisión Federal de Electricidad .
27. Comisión Internacional de Grandes Presas CIGB / ICOLD. (2007). *Las presas y el agua en el mundo*. Paris, Francia: CIGB.
28. Comisión Nacional del Agua . (2009). *Semblaza historica del agua en México*. Mexico: SEMARNAT .



29. Comisión Nacional del Agua . (2013). *Seguridad Nacional de Presas* . México: D.F.: CONAGUA.
30. Comisión Nacional del Agua . (2016). *Estadísticas del agua en México*. Mexico: SEMARNAT.
31. Comisión Nacional del Agua. (1996). *Manual de Ingeniería de Ríos. Capítulo 13: Erosión en ríos*. México: DF: Instituto de Ingeniería, UNAM.
32. Comisión Nacional del Agua. (2012). *Sistema de seguridad de presas*. Obtenido de Sistema de seguridad de presas: <http://201.116.60.136/inventario/tubicacion.aspx?DSP,881>
33. Cruickshank, C. (Julio de 1962). Funcionamiento de cubetas deflectoras como disipadores de energía en vertedores. *Ingeniería, XXXII(3)*, 9-19.
34. D'Agostino, V., & Ferro, V. (2004). Scour on alluvial bed downstream of Grade-control structures. *Journal of Hydraulic Engineering, 130(1)*, 24-37.
35. Dargahi, B. (2003). Scour development downstream of a spillway. *Journal of Hydraulic Research, 41(4)*, 417-426.
36. Echávez Aldape, G. (1996). *Introducción a los modelos hidráulicos de fondo fijo y a la ingeniería experimental*. México: UNAM.
37. Estados Unidos de América. Department of the Interior. Bureau of Reclamation. (1979). *Diseño de pequeñas presas*. México, DF: CECSA.
38. García Flores, M., & Maza Álvarez, J. A. (1993). *Capítulo 8 del manual de Ingeniería de Ríos: Inicio de movimiento y acorazamiento*. México, D.F.: UNAM, Instituto de Ingeniería .
39. George, M. F., & Sitar, N. (2016). *3D Block Erodibility: Dynamicsof rock-water interaction in rock scour*. USA: University of California at Berkeley.
40. González S., E., Ochoa Álvarez, F., & Cortés Cortés , C. (2011). *Reporte de resistencia de materiales a compresión, para diferentes combinaciones de agregados y lechada (cemento- yeso - agua)*. Cuernavaca, Mor.: CFE.
41. Hafez, Y. I. (2016). Scour due to turbulent wall jets downstream of low-high-head hydraulics structures. *Cogent Engineering(3)*, 1-31.
42. Hager, W. (Diciembre de 1998). Plunger pool scour: Early history and hydraulicians. *Journal of Hydraulic Engineering, 124(12)*, 1185 - 1187.
43. Heng, S., Tingsanchali, T., & Suetsugi, T. (2012). Analysis of plunge pool scour hole formation below a chute spillway wih flip bucket using a physical model. *ASEAN Engineering Journal Part C, 1(1)*, 88-101.
44. Heng, S., Tingsanchali, T., & Suetsugi, T. (2013). Prediction formulas of maximun scour depth and impact location of a local scour hole below a chute spillway with a flip buckets. *WIT Transactions on Ecology and the Environment, 172*, 251-262.
45. Hoffmans, G., & Verheij, H. (1997). *Scour Manual*. Rotterdam, The Netherlands: Taylor & Francis Group.
46. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA). (2014). *Estudio en modelo físico del vertedor de la presa de almacenamiento Santa María, Mpio. de El Rosario, en el Estado de Sinaloa*. Jiutepec, Morelos.
47. Khatsuria, R. M. (2005). *Hydraulics of spillways and energy dissipators*. New York, USA: Marcel Dekker.
48. Kiseliov, P. (1974). *Manual de cálculos hidráulicos (en ruso)*. Moscú: Editorial Energía.
49. Kökpınar, M., & Kucukali, S. (2016). Effect of particle size on flip bucket scour. *Canadian Journal of Civil Engineering, 43(10)*, 759-768.
50. Leslighter, E. J., & Bollaert, E. F. (2013). Plunge Pool Rock Scour Experiences and Analysis Techniques. *Proceedings of 2013 IAHR World Congress*, 1-10.
51. Lopardo, R. A., Lopardo, M. C., & Casado, J. M. (2003). Erosión local aguas abajo de un disipador a resalto con insuficiente nivel de restitución.
52. Lopardo, R. A., Vernet, G. F., & Chividini, M. F. (1987). Free jet scour below dams and flip buckets. *Journal of Hydraulic Engineering, 113(9)*, 1192-1193.
53. Luz Noticias. (08 de 30 de 2016). *Luz Noticias*. Obtenido de Ordena Conagua abrir vertedor de presa Huites: <https://www.luznoticias.mx/ordenaconaguaabrirvertedordepresahuites-8709/>
54. Marengo Mogollón, H. (Mayo-Agosto de 1996). Análisis de riesgo de falla en presas, estadísticas y parámetros de referencia. *Ingeniería Hidráulica en México, 11(2)*, 65-77.
55. Mason, J. (March de 1989). Effects of air entrainment on pluge pool scour. *Journal of Hydraulic Engineering, 115(3)*, 385-399.
56. Mason, P. J. (1987). *Scour under air entrained jets below dams and flip buckets*.
57. Mason, P., & Arumugam, K. (Febrero de 1985). Free jet scour below dams and flip buckets. *Journal of hydraulic engineering, 111(2)*, 220 - 235.



58. Murillo Fernadez, R. (2012). Presas de Tierra y sus fallas. *XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica* , 1-7.
59. Murillo Fernández, R. (Diciembre de 2010). Programa nacional de seguridad de presas. *Ingeniería Civil*, 1(500), 30-34.
60. Nezu, I., & Nakagawa, H. (1993). *Turbulence in Open-Channel Flows*. Netherlands: A.A. Balkema.
61. Paz Roldán, G., Marengo, H., & Arreguín Cortés, F. I. (2005). *Las presas y el hombre*. Jiutepec, Morelos: IMTA.
62. Ponce, S. L. (1993). *Literature survey - Erosion characteristics of Dam Foundations*. U.S.A.: U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation.
63. Ramos Gutiérrez, L., & Montenegro Fragoso, M. (2012). Las centrales hidroeléctricas en México: pasado, presente y futuro. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 103-121.
64. Sarathi, P., Faruque, M., & Balachandar, R. (2010). Influence of tailwater depth, sediment size and densimetric Froude number on scour by submerged square wall jets. *Journal of Hydraulic Research*, 46(2), 158-175.
65. Sotelo Ávila, G. (2002). *Hidráulica de canales*. México, DF: UNAM, Facultad de Ingeniería.
66. Suárez Díaz , J. (2001). *Control de erosión en zonas tropicales*. Bucaramanga, Colombia : Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamiento.
67. Taraimovich, I. I. (1978). Deformations of channels below high-head spillways on rock foundations. *Hydrotechnical Construction*, 12(9), 917-923.
68. Universidad Nacional Autónoma de México. Instituto de Ingeniería. (1996). *Manual de ingeniería de ríos: erosión en ríos: capítulo 13*. Mexico, DF: UNAM. Instituto de Ingeniería.
69. Vega Roldán, O., & Arreguín Cortés, F. I. (1983). *Presas de almacenamiento y derivación*. Mexico, DF: UNAM. Facultad de Ingeniería .
70. Vergara Sánchez, M. (1993). *Técnicas de modelación en Hidráulica*. México, D.F.: Alfaomega.
71. Vizgo, M. (1966). Medidas de explotación, pronóstico y posibilidades de disminución de la erosión local en las construcciones hidrotécnicas (en ruso). 7, 173-196.
72. Walters, W. (1982). *Rock riprap design methods and their applicability to long-term protection of uranium mill tailing impoundments*. Washington.D.C.: U.S. Nuclear Regulatory Commission .
73. Whittaker, J. J., & Schleiss, A. (1984). Scour related to energy dissipators for high head structures. *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie*(73), 3-73.
74. Yang, C. T. (1996). *Sediment transport: Theory and practice*. E.U.A.: McGraw-Hill.
75. Yildiz, D., & Üzücek, E. (1994). Prediction of scour depth from free falling flip bucket jets. *International Water Power and Dam Construction*, 50-56.
76. Yuen, E.-M. (1984). Clear water scour by high velocity jets. *Electronic Theses and dissertations*(1444).
77. Zimmerman, F., & Maniak, U. (1967). Scours behind stilling basins with endsills of baffle-piers. *XII IAHR Congress Fort Collins*, 3(C14), 117-124.



13. Anexo

13.1 Fotográfico.



Formación de cavidades en el V1, utilizando material cohesivo, $Q_m=0.065 \text{ m}^3/\text{s}$. Primera prueba.



Formación de cavidades en el V1, utilizando material cohesivo, $Q_m=0.065 \text{ m}^3/\text{s}$. Primera prueba.



Formación de cavidades en el V1, utilizando material cohesivo, $Q_m=0.079 \text{ m}^3/\text{s}$. Primera prueba.



Formación de cavidades en el V1, utilizando material cohesivo, $Q_m=0.079 \text{ m}^3/\text{s}$. Primera prueba.



Socavación transversal del V2, utilizando material cohesivo, $Q_m=0.064 \text{ m}^3/\text{s}$. Primera prueba.



Formación de cavidades en el V1, utilizando material cohesivo, $Q_m=0.079 \text{ m}^3/\text{s}$. Segunda prueba.



13.2 Análisis adimensional.

Para obtener la ecuación 78 se utilizó el Teorema Pi (π) explicado por Vergara (1993), para ello se encontraron las variables que intervienen en el problema:

$$F(q, Z_o, V, D'_s, Y_o, Y_s, H, d_{90}, d_{50}, g, \rho_w, \rho_s) \quad (80)$$

De acuerdo al Teorema Pi los números adimensionales que resulten debe cumplir con la expresión $m-r$, donde m es el número de variables, y r número de unidades de referencia, es decir, $m - r = 12 - 3 = 9$, cada número adimensional se representa con π , así la expresión 80 resulta como:

$$f(\pi) = f(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \pi_4 \dots) = 0 \quad (81)$$

Se procede a construir los números adimensionales basándose en tres reglas:

1. La variable dependiente debe aparecer como numerador solo en un número adimensional.
2. Hacer números adimensionales conocidos, como el Número de Froude o el Número de Reynolds.
3. Las variables que describen longitudes del problema pueden formar números adimensionales dividiendo ésta con una longitud característica.

Con base en las 3 reglas, se redujo la cantidad de los números adimensionales de 9 a 7, se formó un número adimensional conocido: el Número de Froude de la partícula densimétrica.

$$\pi_1 = Y_s / Z_o$$

$$\pi_2 = H / Z_o$$

$$\pi_3 = Y_o / Z_o$$

$$\pi_4 = \frac{q}{\sqrt{Z_o^3 g}}$$

$$\pi_5 = d_{90} / Z_o$$

$$\pi_6 = d_{50} / Z_o$$

$$\pi_7 = \frac{\rho_w V^2}{(\rho_s - \rho_w) g D'_s}$$

Se combinó a π_2 y π_3 para formar un número adimensional que relacione la carga H y el tirante Y_o , se obtuvo:



$$\pi_8 = \frac{H/Z_o}{Y_o/Z_o} = \frac{H}{Y_o}$$

Del mismo modo se utilizó a π_5 y π_6 para formar un número adimensional que describa la uniformidad del material, resultando:

$$\pi_9 = \frac{d_{90}/Z_o}{d_{50}/Z_o} = d_{90}/d_{50}$$

Se advirtió que incluir el valor de H/Z_o en el Número de Froude de la partícula densimétrica se obtenía un mejor ajuste del cálculo para esta investigación, de este modo se obtuvo lo siguiente:

$$\pi_{10} = \frac{H \rho_w V^2}{(\rho_s - \rho_w) g D'_s Z_o}$$

Así, utilizando los números adimensionales π_1 , π_4 , π_8 , π_9 y π_{10} se obtiene la ecuación para calcular la profundidad de socavación en material no cohesivo:

$$\frac{Y_s}{Z_o} = F \left(\frac{\rho_w H V^2}{(\rho_s - \rho_w) g D'_s Z_o}, \frac{H}{Y_o}, \frac{q}{(Z_o^3 g)^{1/2}}, \frac{d_{90}}{d_{50}} \right) \quad (82)$$

Para la ecuación 79 se siguió el mismo proceso descrito por Vergara (1993), para este caso las variables del problema son:

$$F(Q, H, Y_o, Y_s, Z_o, f'c, \gamma, A) \quad (83)$$

Se calculó la cantidad de números adimensionales, $m-r=8-3=5$, debido a que se buscaba relacionar la potencia del chorro P_{jet} con el $f'c$ del material se encontró el número π_4 , de este modo se obtuvo en total 4 números adimensionales.

$$\pi_1 = Y_s/Z_o$$

$$\pi_2 = H/Z_o$$

$$\pi_3 = Y_o/Z_o$$

$$\pi_4 = \frac{P_{jet}}{f'c \sqrt{g Z_o}}$$

Con la intención de reducir los números adimensionales, se combinó π_2 y π_3 , se obtuvo:



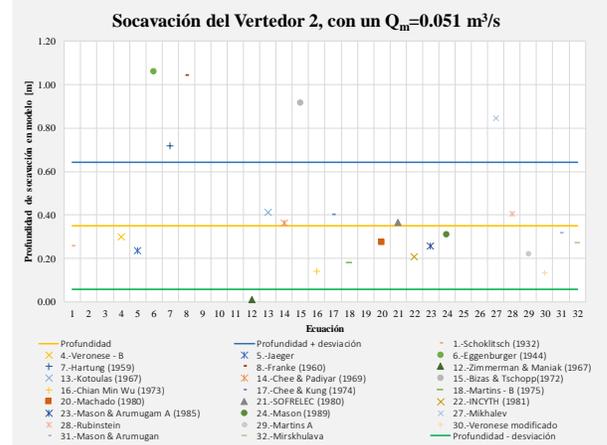
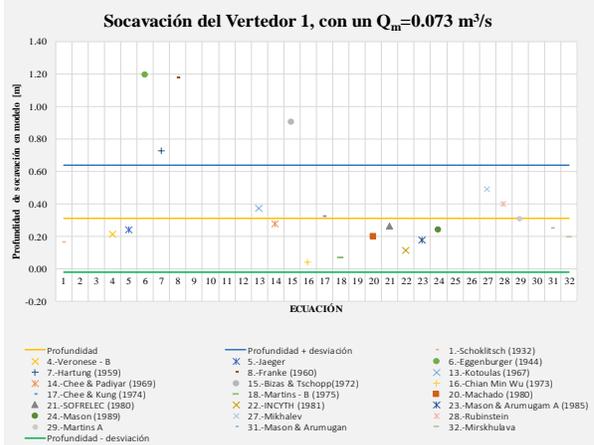
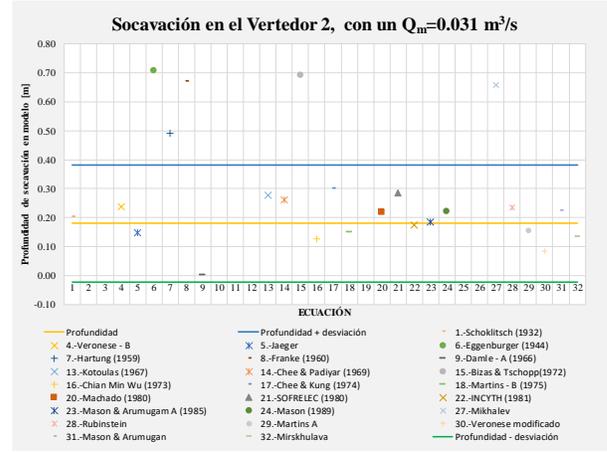
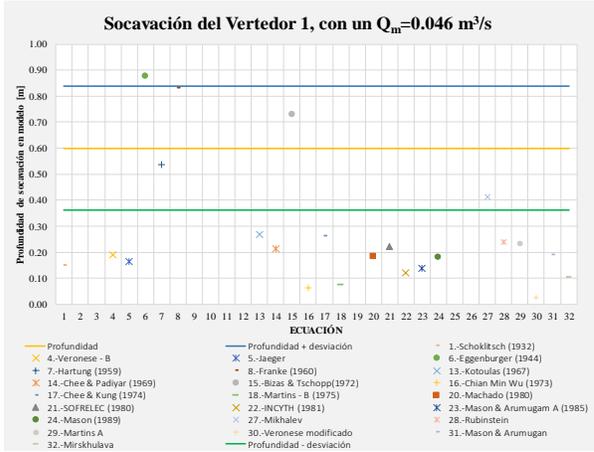
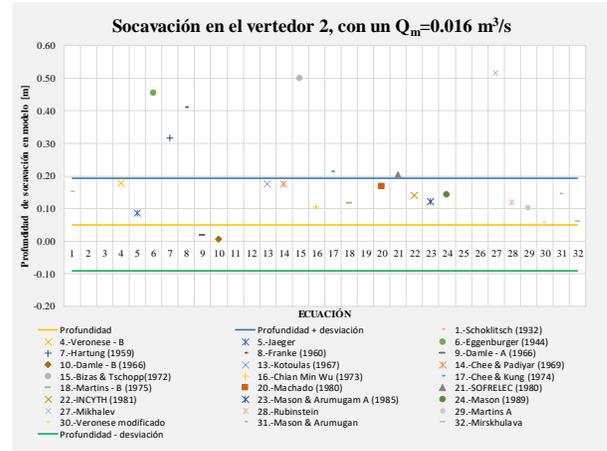
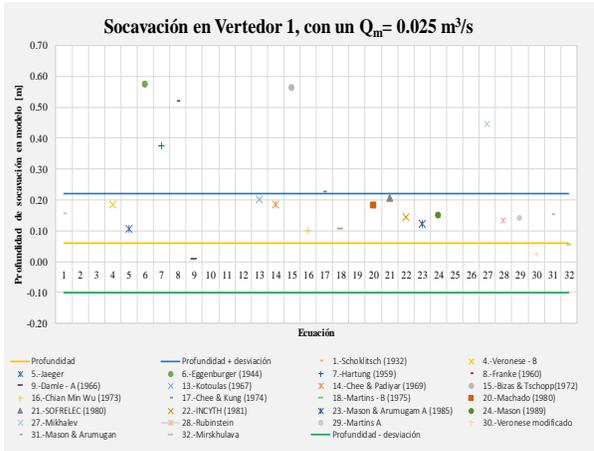
$$\pi_5 = \frac{H/Z_o}{Y_o/Z_o} = \frac{H}{Y_o}$$

De este modo, la relación matemática queda de la siguiente forma, utilizando π_1 , π_4 y π_5 :

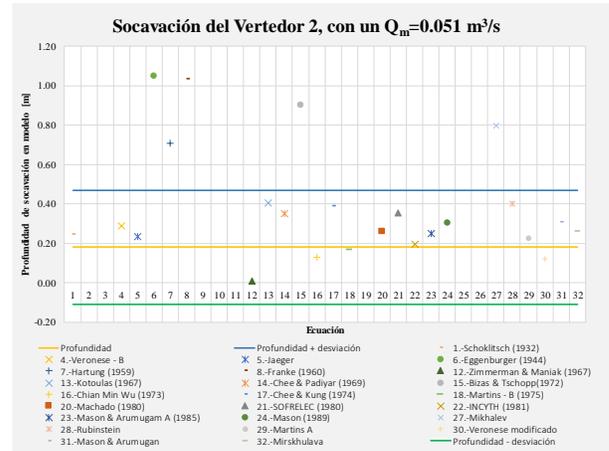
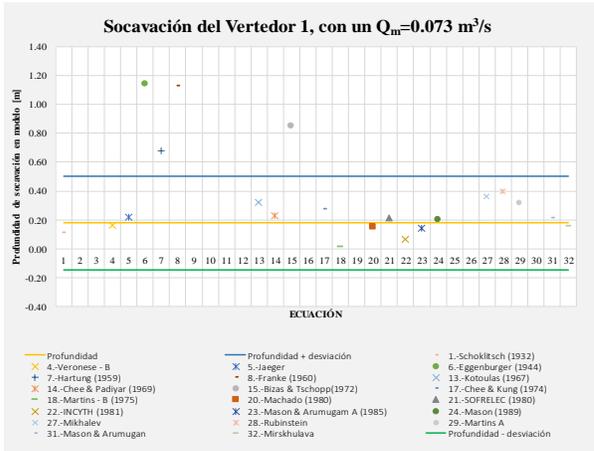
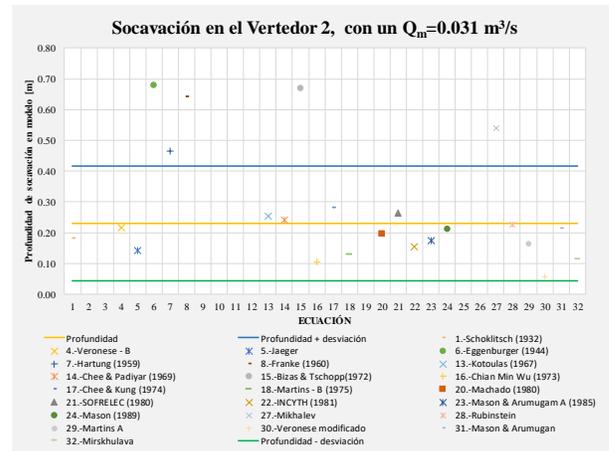
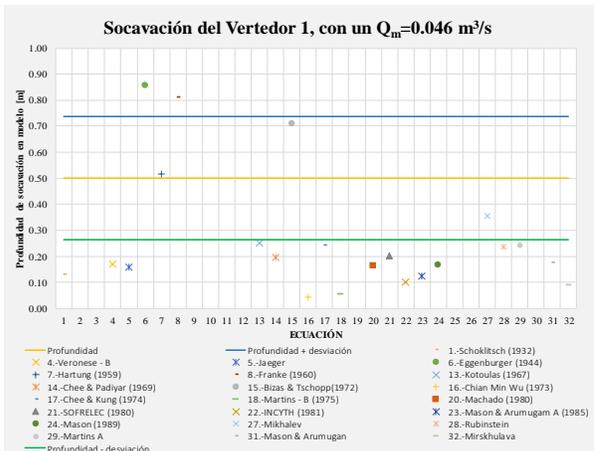
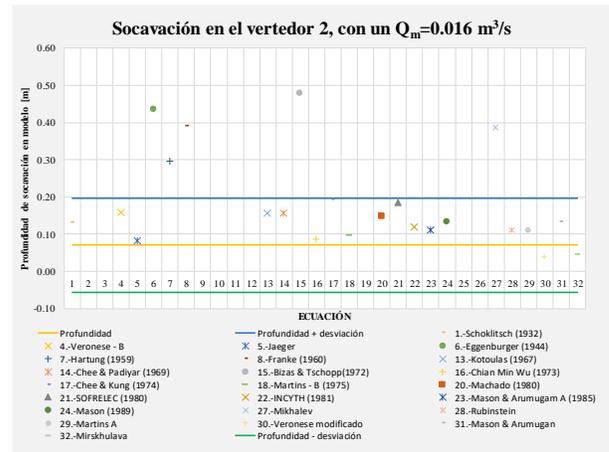
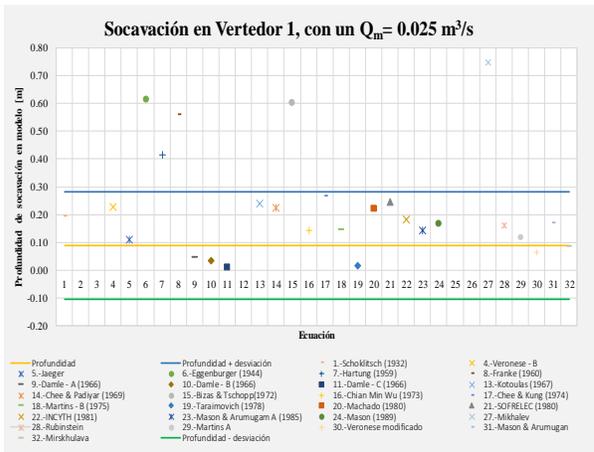
$$\frac{Y_s}{Z_o} = F\left(\frac{H}{Y_o}, \frac{P_{jet}}{f'c\sqrt{Z_o g}}\right) \quad (84)$$



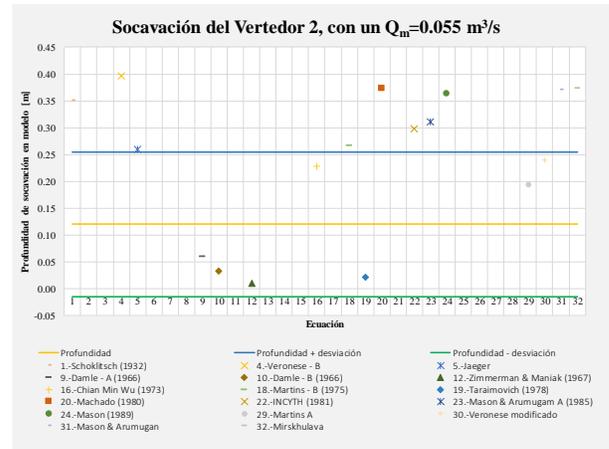
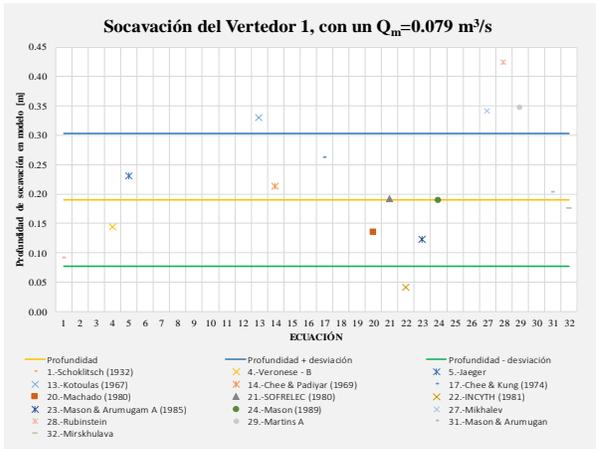
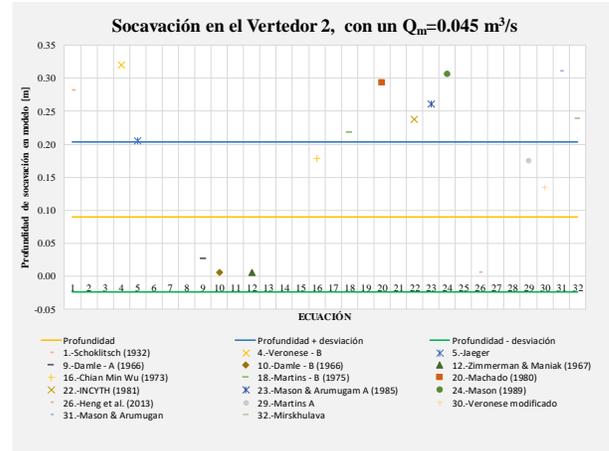
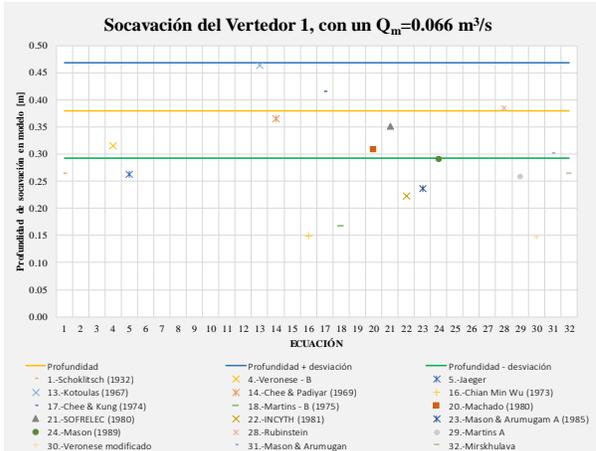
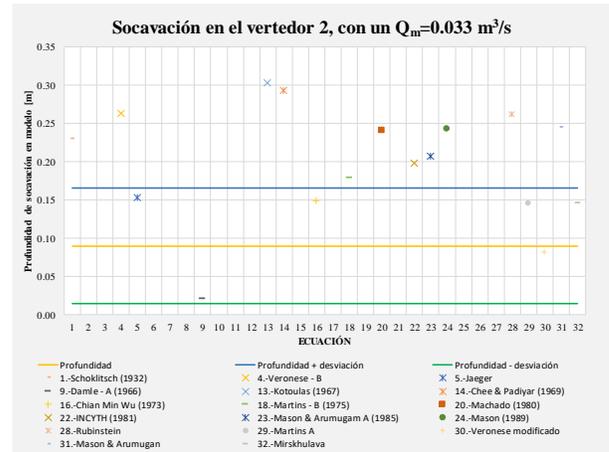
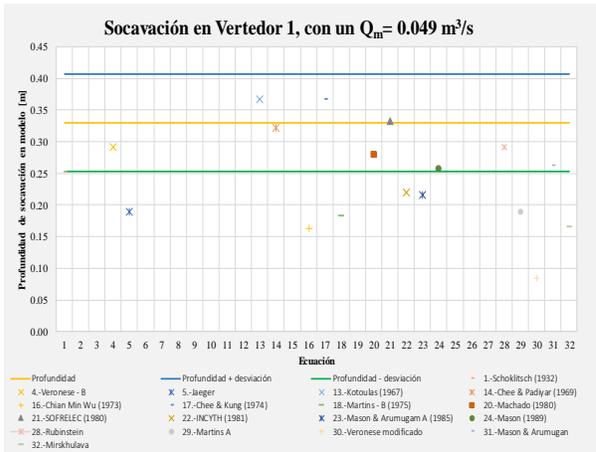
13.3 Análisis de ecuaciones.

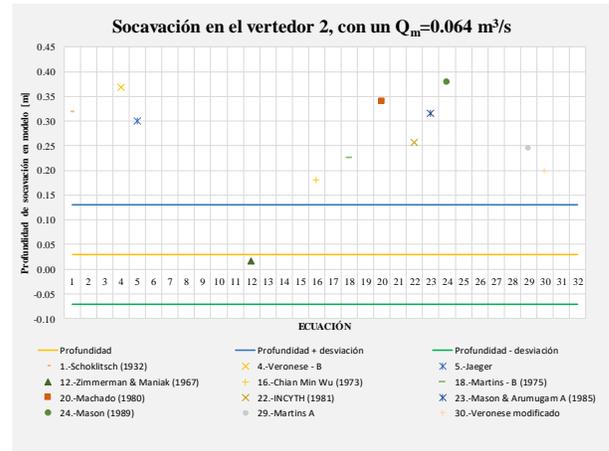
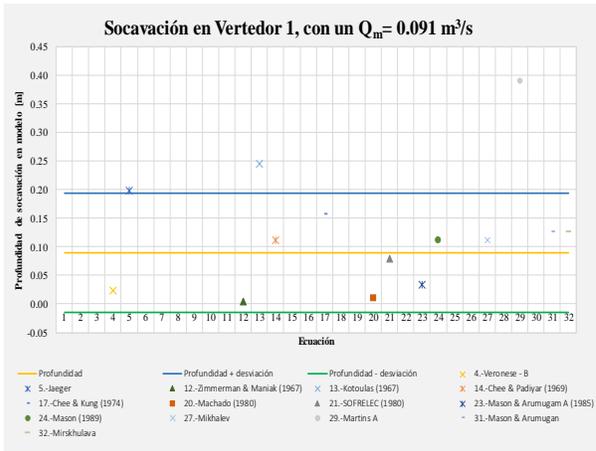


Ecuaciones con mayor correlación de acuerdo a la profundidad obtenida en el modelo para la primera prueba con material no cohesivo.

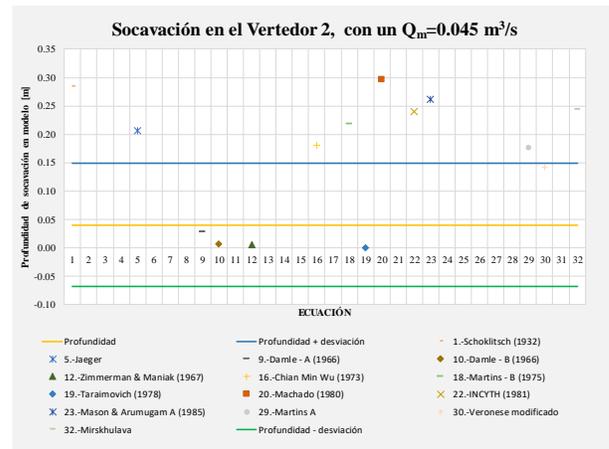
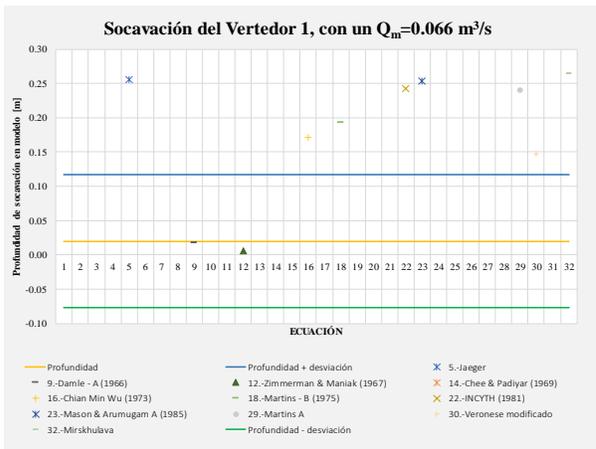
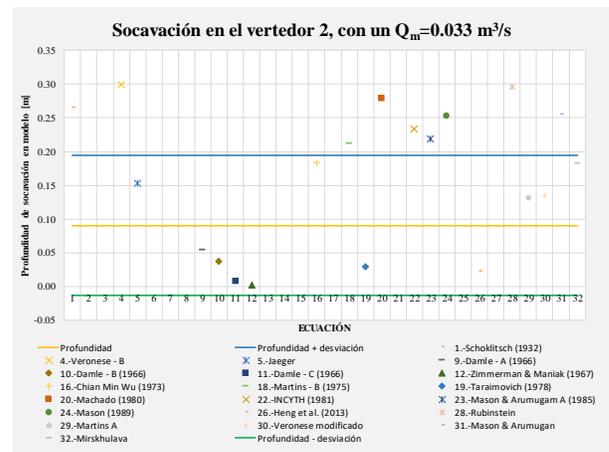
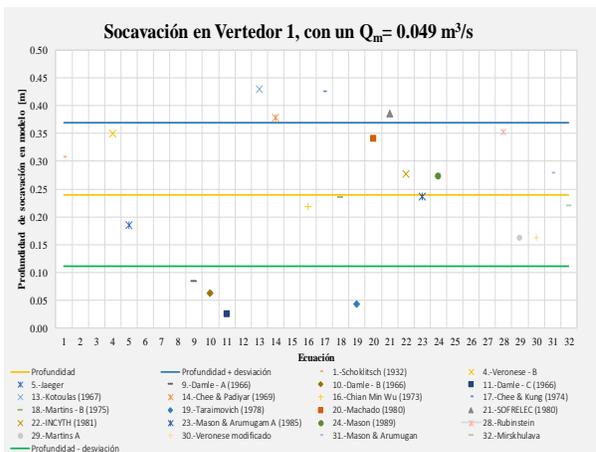


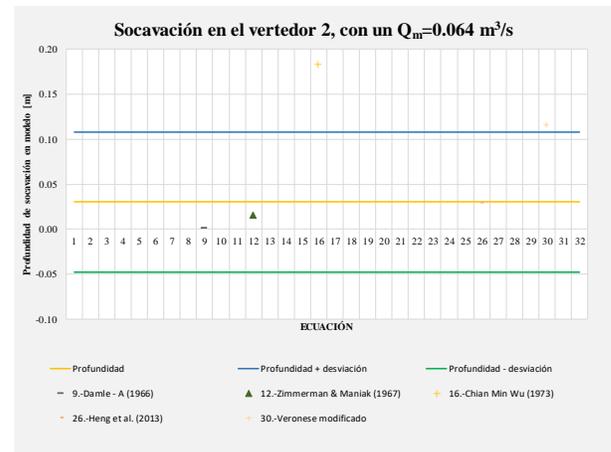
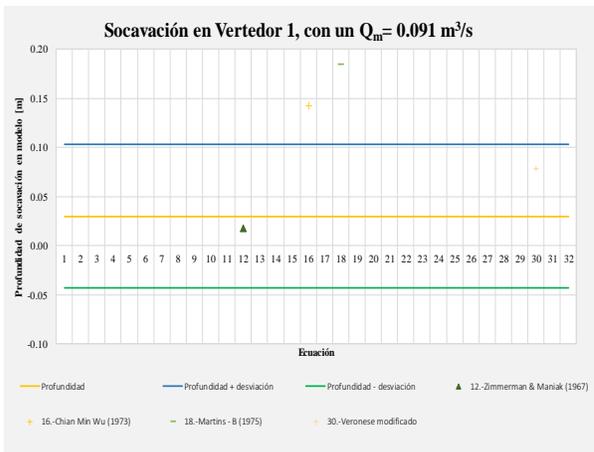
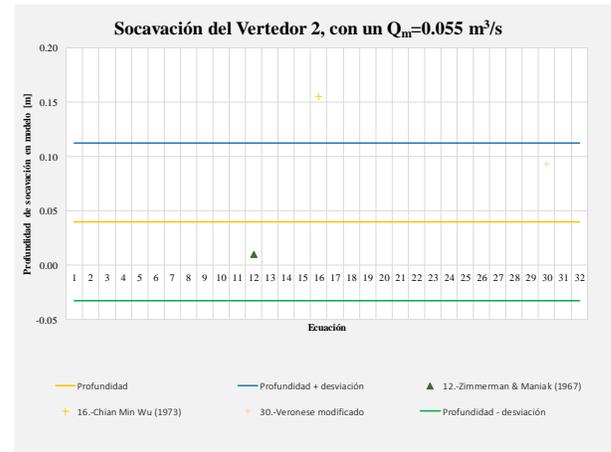
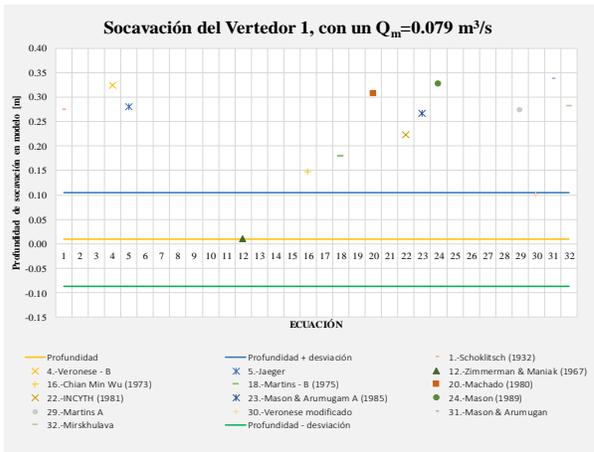
Ecuaciones con mayor correlación de acuerdo a la profundidad obtenida en el modelo para la segunda prueba con material no cohesivo.





Ecuaciones con mayor correlación de acuerdo a la profundidad obtenida en el modelo para la primera prueba con material cohesivo.





Ecuaciones con mayor correlación de acuerdo a la profundidad obtenida en el modelo para la segunda prueba con material cohesivo.