

# **ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL**

**MODELACIÓN NUMÉRICA (CFD) DEL LAVADO DE SEDIMENTOS  
EN EL EMBALSE DE LA PRESA TOACHI. PROGRAMA FLOW-3D**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE MAGISTER EN  
HIDRÁULICA, MENCIÓN DISEÑO DE OBRAS HIDRÁULICAS**

**AUTORES: CEVALLOS CEVALLOS PABLO ESTEBAN**

**OCHOA RODRIGUEZ DAMIAN MARCELO**

**DIRECTOR: ING. M.Sc CASA TIPÁN EDWIN PATRICIO**

**CODIRECTORA: ING. M.Sc HIDALGO BUSTAMANTE XIMENA DEL ROCÍO**

**Quito, agosto 2020**

## **DECLARACIÓN**

Nosotros, Cevallos Cevallos Pablo Esteban y Ochoa Rodriguez Damián Marcelo, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

---

**PABLO ESTEBAN  
CEVALLOS CEVALLOS**

---

**DAMIAN MARCELO  
OCHOA RODRIGUEZ**

## **CERTIFICACIÓN**

Certifico que el presente trabajo desarrollado por Pablo Esteban Cevallos Cevallos y Damian Marcelo Ochoa Rodriguez, bajo mi supervisión.

---

**Ing. M.Sc. Edwin Patricio Casa Tipán**  
**DIRECTOR DE PROYECTO**

## **DEDICATORIA**

Para mis pequeñas Luna y Joha, quienes iluminan mi camino y marcaran el siguiente paso por el resto de mi vida.

Damian Marcelo Ochoa Rodriguez

## **DEDICATORIA**

Los logros significativos de la vida siempre son producto de un trabajo combinado entre diferentes actores, entre ellos la familia y los amigos. Nada de lo que se ha plasmado en este trabajo de titulación se hubiera logrado sin el cariño y el apoyo incondicional de estas personas. Este trabajo va dedicado especialmente para ellos. Para mi esposa Rosana y mi padre Claudio, simplemente sin ustedes esto no hubiera sido posible.

Pablo Esteban Cevallos Cevallos

## **AGRADECIMIENTO**

Gracias, estimado Ing. Edwin por el apoyo y guía para desarrollar no solo el aprendizaje sino las ideas. Un buen representante de la comunidad politécnica, mis mejores augurios para su futuro en la academia y el mundo del Ingeniera a las que tanto falta le hacen profesionales comprometidos como usted.

Pablo y Damián

## ÍNDICE

<b>DECLARACIÓN .....</b>	<b>I</b>
<b>CERTIFICACIÓN.....</b>	<b>II</b>
<b>DEDICATORIA .....</b>	<b>III</b>
<b>AGRADECIMIENTO.....</b>	<b>V</b>
<b>ÍNDICE.....</b>	<b>VI</b>
<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>XIII</b>
<b>LISTA DE TABLAS .....</b>	<b>XIX</b>
<b>RESUMEN.....</b>	<b>XXII</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>XXIII</b>
<b>CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
<b>1.1 ANTECEDENTES.....</b>	<b>1</b>
<b>1.2 OBJETIVOS.....</b>	<b>3</b>
1.2.1 OBJETIVO GENERAL.....	3
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	3
<b>1.3 ALCANCE.....</b>	<b>3</b>
<b>1.4 JUSTIFICACIÓN.....</b>	<b>4</b>
<b>CAPITULO 2. BASE TEÓRICA Y ESTADO DEL ARTE.....</b>	<b>6</b>
<b>2.1 BASE TEÓRICA .....</b>	<b>6</b>
2.1.1 VALORACIÓN DE SERVICIOS ECOSISTÉMICOS EN PROYECTOS HIDROELÉCTRICOS .....	6
2.1.1.1 Relación economía, naturaleza, personas.....	6
2.1.1.2 Servicios Ecosistémicos .....	7
2.1.1.3 Efecto antrópico en el tránsito de sedimentos .....	10
2.1.1.4 Relación de los sedimentos y los servicios ecosistémicos en presas .....	11
2.1.2 ECUACIONES FUNDAMENTALES DE LA HIDRÁULICA.....	13
2.1.2.1 Ecuación de conservación de la masa o materia.....	15
2.1.2.2 Ecuación de conservación de la cantidad de movimiento.....	17
2.1.3 ECUACIONES DE NAVIER - STOKES .....	22
2.1.4 INTRODUCCIÓN A LA TURBULENCIA.....	28

2.1.4.1	Definiciones básicas.....	28
2.1.4.2	Primicias de los estudios sobre la turbulencia .....	31
2.1.4.3	Tratamiento de la Turbulencia .....	34
2.1.4.4	La cascada de energía .....	35
2.1.4.5	Escalas de la turbulencia.....	37
2.1.5	ESCALAS DE KOLMOGOROV .....	38
2.1.5.1	Introducción.....	38
2.1.5.2	Rangos de tamaño .....	38
2.1.5.3	Descripción del espectro y Ley -5/3 Kolgomorov .....	40
2.1.6	MODELOS DE TURBULENCIA .....	43
2.1.6.1	Direct Numeric Simulation (DNS) .....	43
2.1.6.2	Métodos de simulación de gran remolino (LES) .....	44
2.1.2.1	Reynolds Averaged Navier Stokes (RANS) .....	45
2.1.6.3	Modelos de turbulencia de dos ecuaciones .....	47
2.1.7	TRANSPORTE Y ARRASTRE DE SEDIMENTOS.....	54
2.1.7.1	Clasificación de transporte y arrastre de sedimentos .....	55
2.1.7.2	Tensión de corte crítica en sedimentos incoherentes .....	56
2.1.7.3	Mecanismos de transporte. ....	63
2.1.7.4	Transporte de sedimentos del lecho.....	64
2.1.7.5	Ecuaciones de Transporte de Fondo.....	65
2.1.7.6	Ecuación de Meyer-Peter y Müller.....	67
2.1.7.7	Ecuación de L.C. van Rijn .....	67
2.1.8	DINÁMICA COMPUTACIONAL DE FLUIDOS. (CFD) .....	68
2.1.8.1	Introducción a la Dinámica Computacional de fluidos. (CFD) .....	68
2.1.8.2	Modelación numérica en ingeniería .....	70
2.1.8.3	Naturaleza matemática de las ecuaciones fundamentales. ....	70
2.1.8.4	Ecuación general de transporte.....	71
2.1.8.5	Ecuación Fundamentales representadas en Flow-3D .....	73
2.1.8.6	Métodos numéricos .....	76
2.1.8.7	Métodos del Volumen de Fluido (VOF).....	80
2.1.8.8	Modelo de socavación de sedimento en software FLOW-3D .....	84
<b>2.2</b>	<b>ESTADO DEL ARTE.....</b>	<b>91</b>



2.2.1	LAVADO DE SEDIMENTOS EN EMBALSES .....	92
2.2.1.1	Eliminación de sedimentos por flushing.....	100
2.2.2	MODELACIÓN NUMÉRICA EN ARRASTRE DE SEDIMENTOS CON FLOW 3D .....	106
2.2.2.1	Simulación por ordenador .....	106
2.2.2.2	Una breve descripción de FLOW 3D .....	107
2.2.2.3	Revisión de la literatura .....	107
<b>CAPITULO 3.</b>	<b>METODOLOGÍA.....</b>	<b>116</b>
<b>3.1</b>	<b>DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ÁREA DE ESTUDIO.....</b>	<b>116</b>
3.1.1	UBICACIÓN GEOGRÁFICA.....	116
3.1.2	DESCRIPCIÓN DE LA PRESA TOACHI Y OBRAS COMPLEMENTARIAS CON DISEÑO ORIGINAL.....	117
3.1.3	FICHA TÉCNICA DEL PROYECTO .....	121
3.1.4	CAUDALES DEL RÍO.....	122
<b>3.2</b>	<b>MODELO FÍSICO-PRESA TOACHI.....</b>	<b>124</b>
3.2.1	GENERALIDADES DE MODELACIÓN FÍSICA.....	124
3.2.2	DESAGÜES DE FONDO.....	127
3.2.3	EMBALSE Y ATAGUÍA. ....	132
3.2.4	INSTRUMENTACIÓN PARA LA MEDICIÓN DE PRESIÓN .....	134
3.2.5	PLAN DE PRUEBAS DE CAUDALES LÍQUIDOS Y SÓLIDOS .....	135
3.2.5.1	Objetivos de la investigación experimental. ....	135
3.2.5.2	Plan de pruebas para la segunda fase de la investigación experimental. ....	136
3.2.5.3	Pruebas con caudal líquido y material sólido. ....	136
3.2.5.4	Granulometría de Material sólido.....	137
3.2.6	RESULTADOS DE PROCESO DE LAVADO DEL EMBALSE .....	138
3.2.6.1	Curva de descarga de los desagües de fondo.....	138
3.2.6.2	Distribución de presiones en desagües de fondo. ....	139
3.2.7	DESCRIPCIÓN DEL PROCESO DE LAVADO DEL EMBALSE. ....	141
3.2.7.1	Limpieza del material sólido del embalse .....	143
3.2.7.2	Comparación de resultados de lavado del embalse .....	148
<b>3.3</b>	<b>MODELO NUMÉRICO CFD.....</b>	<b>150</b>

3.3.1	GENERALIDADES DE LA FORMULACIÓN DE UN MODELO NUMÉRICO .....	150
3.3.2	GEOMETRÍA TRIDIMENSIONAL.....	152
3.3.2.1	Preparación de la geometría. ....	152
3.3.2.2	Importación de la geometría y limpieza .....	155
3.3.3	MALLADO ESTRUCTURADO.....	157
3.3.3.1	Construcción espacial de la simulación (Dominio computacional) ....	158
3.3.3.2	Definición de variables de simulación del modelo.....	158
3.3.3.3	Post Procesos del CFD dentro del proceso de la validación del mallado .....	162
3.3.4	CONDICIONES DE CONTORNO.....	163
3.3.4.1	Mallado y condiciones de contorno del dominio computacional .....	163
3.3.4.2	Parámetros físicos de Fluido .....	172
3.3.4.3	Caudal de ingreso .....	172
3.3.4.4	Bloque fluido en condiciones iniciales del embalse .....	173
3.3.4.5	Condición inicial de ingreso del Fluido.....	174
3.3.4.6	Gravedad y marco de referencia no inercial .....	175
3.3.4.7	Rugosidad del modelo.....	176
3.3.4.8	Puntos de medición de presión .....	177
3.3.4.9	Propiedades de los sedimentos.....	178
3.3.4.10	Medición de caudal solido en desagüe de fondo .....	185
<b>3.4</b>	<b>MODELACIÓN DE ESCENARIOS.....</b>	<b>186</b>
3.4.1	ECUACIONES DE TURBULENCIA.....	186
3.4.2	LONGITUD DE MEZCLA TURBULENTA.....	187
3.4.3	MODELOS DE ARRASTRE DE SEDIMENTOS .....	188
<b>3.5</b>	<b>CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DE RESULTADOS.....</b>	<b>188</b>
3.5.1	CRITERIOS REQUERIDOS PARA LA PUBLICACIÓN .....	189
3.5.1.1	Método numérico y nivel de la precisión de la solución. ....	189
3.5.1.2	Estudio de independencia de mallado .....	189
3.5.2	CALIBRACIÓN DE MODELO NUMÉRICO.....	191
3.5.2.1	Calibración Fase I – Influencia del modelo de turbulencia .....	192

3.5.2.2	Fase II Calibración de modelo numérico con arrastre de sedimentos .....	198
3.5.2.3	Medición de variables de arrastre de sedimentos .....	199
3.5.2.4	Calibración del modelo mediante la variación de parámetros .....	200
<b>3.6</b>	<b>METODOLOGÍA TEÓRICA DEL LAVADO DE SEDIMENTOS .....</b>	<b>210</b>
3.6.1	CAUDAL SOLIDO .....	210
<b>CAPITULO 4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN .....</b>		<b>212</b>
<b>4.1</b>	<b>OPTIMIZACIÓN DE PROCESO DE MODELACIÓN NUMÉRICA .....</b>	<b>212</b>
<b>4.2</b>	<b>ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA MODELACIÓN NUMÉRICA.....</b>	<b>215</b>
4.2.1	CURVA DE DESCARGA .....	215
4.2.2	LONGITUD DE SOCAVACIÓN .....	217
4.2.3	PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN.....	219
<b>4.3</b>	<b>INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS PARA LA VALORACIÓN DEL VOLUMEN DE LAVADO. ....</b>	<b>220</b>
4.3.1	TASA DE LAVADO .....	220
4.3.1.1	Tasa de lavado del desagüe derecho. ....	220
4.3.1.2	Tasa de lavado del desagüe izquierdo .....	225
4.3.1.3	Tasa de lavado del desagüe derecho + izquierdo .....	226
4.3.2	LAVADO EN FUNCIÓN DEL CAUDAL. ....	227
4.3.2.1	Desagüe Derecho .....	227
4.3.2.2	Desagüe Izquierdo. ....	229
4.3.2.3	Desagüe Derecho + Izquierdo. ....	230
<b>4.4</b>	<b>ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS ESCENARIOS MODELADOS.....</b>	<b>231</b>
4.4.1	MODELO DE VACIADO SIN SEDIMENTOS.....	231
4.4.2	INTERPRETACIÓN DE LAVADO DESAGÜE DERECHO.....	231
4.4.3	INTERPRETACIÓN DEL FENÓMENO DEL LAVADO DESAGÜE IZQUIERDO.....	233
4.4.4	INTERPRETACIÓN DEL FENÓMENO DEL LAVADO AMBOS DESAGÜES.....	234

4.4.5	INTERPRETACIÓN DEL FENÓMENO DEL LAVADO ENTRE FUNCIONAMIENTO UNITARIO Y COMBINADO DE LOS DESAGÜES DE FONDO .....	235
<b>4.5</b>	<b>ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DEL EMPLAZAMIENTO DE LA PRESA EN LOS PATRONES DE FLUJO DE LAVADO DE SEDIMENTOS. ....</b>	<b>237</b>
4.5.1	EFFECTO EN EL FLUSHING EN EL FUNCIONAMIENTO UNITARIO DEL DESAGÜE DE FONDO DERECHO .....	238
4.5.2	EFFECTO EN EL FLUSHING POR EL FUNCIONAMIENTO UNITARIO DEL DESAGÜE DE FONDO IZQUIERDO .....	240
4.5.3	EFFECTO EN EL FLUSHING POR EL FUNCIONAMIENTO COMBINADO DE LOS DOS DESAGÜES DE FONDO .....	242
<b>4.6</b>	<b>VENTAJAS E INCONVENIENTES DE LOS PAQUETES COMPUTACIONALES PARA LA MODELACIÓN DEL FENÓMENO ANALIZADO.....</b>	<b>243</b>
4.6.1	VENTAJAS.....	243
4.6.2	DESVENTAJAS .....	244
<b>4.7</b>	<b>DETERMINACIÓN DE LOS VALORES DE SEDIMENTOS LAVADOS EN FUNCIÓN DEL TIEMPO DE LAVADO DE LA PRESA. ....</b>	<b>244</b>
4.7.1	RELACIÓN DEL PORCENTAJE DE VOLUMEN LAVADO VS EL TIEMPO. ....	245
4.7.1.1	Efecto del tiempo de lavado en el desagüe derecho. ....	245
4.7.1.2	Efecto del tiempo de lavado en el desagüe Izquierdo.....	247
4.7.1.3	Efecto del tiempo de lavado en desagües derecho + izquierdo .....	248
4.7.2	TASA MEDIA DE LAVADO PARA PERIODOS EXTENDIDOS DE FLUSHING (M <sup>3</sup> /S).....	249
4.7.2.1	Tasa media de lavado para desagüe derecho.....	250
4.7.2.2	Tasa media de lavado para desagüe izquierdo .....	251
4.7.2.3	Tasa media de lavado para desagües Derecho + Izquierdo.....	252
<b>4.8</b>	<b>ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS DEL MODELO NUMÉRICO CON LOS RESULTADOS DEL MODELO FÍSICO. ....</b>	<b>253</b>

4.8.1	ANÁLISIS DE LONGITUD DE LAVADO ENTRE MODELO FÍSICO Y NUMÉRICO .....	253
4.8.2	ANÁLISIS DE PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN ENTRE MODELO FÍSICO Y NUMÉRICO.....	255
<b>4.9</b>	<b>COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS CON LAS ECUACIONES TEÓRICAS.....</b>	<b>256</b>
<b>4.10</b>	<b>PROPUESTA DE PLAN DE OPERACIÓN PARA DESAGÜES DE FONDO.....</b>	<b>258</b>
4.10.1	CONDICIONES DEL EMBALSE Y PRODUCCIÓN DE SEDIMENTOS .....	259
4.10.2	TASAS DE LAVADO ESTIMADAS PARA LA OPERACIÓN.....	260
4.10.3	PROPUESTA DE LAVADO POR DESAGÜE Y TIEMPO DE LAVADO	261
<b>CAPITULO 5.</b>	<b>CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS .....</b>	<b>264</b>
<b>5.1</b>	<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>264</b>
<b>5.2</b>	<b>TRABAJOS FUTUROS .....</b>	<b>268</b>
	<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>270</b>
	<b>ANEXOS.....</b>	<b>282</b>

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 2-1</b> Elementos primarios de relación entre las personas y la naturaleza ....	7
<b>Figura 2-2</b> Volumen de control con la masa de entrada y salida en dirección X ..	15
<b>Figura 2-3</b> Elemento infinitesimal de fluido, velocidades unidimensionales y su estado de deformaciones .....	20
<b>Figura 2-4</b> Elemento infinitesimal de fluido, campo de velocidades bidimensional y su estado de deformaciones .....	21
<b>Figura 2-5</b> Componentes de la presión en un elemento infinitesimal .....	24
<b>Figura 2-6</b> Componentes de los esfuerzos cortantes en un elemento infinitesimal en la dirección X .....	26
<b>Figura 2-7</b> Flujo turbulento en desarrollo .....	30
<b>Figura 2-8</b> El boceto de agua de Leonardo da Vinci saliendo de un agujero cuadrado hacia una piscina, circa 1500 .....	31
<b>Figura 2-9</b> Descripción del proceso de turbulencia .....	34
<b>Figura 2-10</b> Traza de velocidad en un flujo turbulento .....	35
<b>Figura 2-11</b> Descripción del proceso de turbulencia mediante ejemplos representativos .....	36
<b>Figura 2-12</b> Esquema de la cascada de energía y comparación simple con la hidráulica básica .....	38
<b>Figura 2-13</b> Espectro de energía para un flujo turbulento .....	42
<b>Figura 2-14</b> Espectro de la energía cinética de la turbulencia .....	42
<b>Figura 2-15</b> Métodos de cálculo y sus respectivos rangos de escalas resueltas ..	43
<b>Figura 2-16</b> Variables del problema del modelo RANS.....	46
<b>Figura 2-17.</b> Distribución de velocidad y de Esfuerzo de corte. ....	58
<b>Figura 2-18.</b> Diagrama de Shields Original en el sistema de ejes ( $\tau^*$ , $Re^*_p$ ).....	61
<b>Figura 2-19.</b> Angulo de reposo de una partícula.....	62
<b>Figura 2-20</b> Expansión de Taylor para la función $u(x)$ , alrededor del punto $x$ .....	79
<b>Figura 2-21</b> Vista esquemática de la aproximación de donador-receptor .....	81
<b>Figura 2-22</b> Superficie libre: Izquierda, Superficie Real, Derecha, superficie basa en el Método de Hirt.....	83

<b>Figura 2-23</b> Superficie libre: Izquierda, Superficie Real, Derecha, superficie basa en el Método de Hirt.....	83
<b>Figura 2-24</b> Erosión y degradación aguas abajo. ....	97
<b>Figura 2-25</b> Perdida del depósito debido a sedimentos. ....	99
<b>Figura 2-26</b> Cono de lavado por Flushing.....	101
<b>Figura 2-27</b> Secuencia del Flushing en la presa.....	102
<b>Figura 2-28</b> Sección transversal del canal creado por el Flushing.....	104
<b>Figura 2-29</b> Tipos de Lavado de Embalses .....	105
<b>Figura 3-1</b> Ubicación del proyecto Toachi - Pilatón .....	117
<b>Figura 3-2</b> Implantación de la presa Toachi y sus obras complementarias .....	118
<b>Figura 3-3</b> Esquema de la presa Toachi desde aguas arriba.....	119
<b>Figura 3-4</b> Esquema de la presa Toachi desde aguas abajo .....	119
<b>Figura 3-5</b> Vista en planta de la presa Toachi, subdivisión de bloques.....	120
<b>Figura 3-6</b> Vista aguas abajo de la presa Toachi, subdivisión de bloques .....	120
<b>Figura 3-7</b> Vista aguas arriba de la presa Toachi, subdivisión de bloques.....	120
<b>Figura 3-8</b> Análisis de caudales medios diarios en el río .....	123
<b>Figura 3-9</b> Modelo físico-presa Toachi .....	127
<b>Figura 3-10</b> Vista en corte del desagüe de fondo de la presa Toachi .....	128
<b>Figura 3-11</b> Vista aguas arriba del desagüe de fondo .....	129
<b>Figura 3-12</b> Corte desagüe de Fondo.....	129
<b>Figura 3-13</b> Esquema de la compuerta radial .....	130
<b>Figura 3-14</b> Vista frontal de desagüe de fondo en modelo .....	131
<b>Figura 3-15</b> Corte transversal desagüe de fondo en modelo .....	132
<b>Figura 3-16</b> Vista superior de embalse modelo físico. ....	134
<b>Figura 3-17</b> Vista de ubicación de tomas piezométricas en modelo físico .....	135
<b>Figura 3-18</b> Curva granulométrica embalse modelo físico .....	138
<b>Figura 3-19</b> Curva de descarga de desagüe de fondo apertura 100%.....	139
<b>Figura 3-20</b> Grafico adimensional de presiones sobre desagües. ....	140
<b>Figura 3-21</b> Vista de material suelto colocado antes del lavado .....	141
<b>Figura 3-22</b> Vista de material suelto colocado posterior al lavado .....	143
<b>Figura 3-23</b> Pruebas Desagüe derecho modelo Físico .....	144
<b>Figura 3-24</b> Pruebas Desagüe Izquierdo Modelo Físico .....	146

<b>Figura 3-25</b> Pruebas Desagüe Derecho + Izquierdo Modelo Físico.....	147
<b>Figura 3-26</b> Relación adimensional en función de la longitud de limpieza .....	149
<b>Figura 3-27</b> Relación adimensional en función de la profundidad de socavación .....	150
<b>Figura 3-28</b> Planificación General de un proyecto CFD .....	152
<b>Figura 3-29</b> Construcción de geometría de presa en formato CAD .....	153
<b>Figura 3-30</b> Solido terminado en formato CAD para su exportación a STL.....	154
<b>Figura 3-31</b> Modelo Tridimensional de Proyecto Modelo Físico .....	154
<b>Figura 3-32</b> Modelo TIN de topografía de modelo Físico.....	155
<b>Figura 3-33</b> Dibujo tridimensional de Modelo Físico .....	156
<b>Figura 3-34</b> Modelo Raster de topografía del modelo físico.....	157
<b>Figura 3-35</b> Simulación de modelo definitivo $Q= 0.02005 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	159
<b>Figura 3-36</b> Definición de fronteras del bloque malla general .....	164
<b>Figura 3-37</b> Malla general de sedimentos del modelo numérico .....	165
<b>Figura 3-38</b> Definición de fronteras del bloque malla general de sedimentos ....	165
<b>Figura 3-39</b> Malla de entrada del modelo numérico.....	166
<b>Figura 3-40</b> Definición de fronteras del bloque malla de entrada .....	167
<b>Figura 3-41</b> Malla de vertederos del modelo numérico .....	168
<b>Figura 3-42</b> Definición de fronteras del bloque malla de vertederos .....	168
<b>Figura 3-43</b> Malla Trans1 Trans 2 del modelo numérico.....	169
<b>Figura 3-44</b> Definición de fronteras del bloque malla Trans1 y Trans2 .....	170
<b>Figura 3-45</b> Malla de transporte de sedimentos del modelo numérico .....	171
<b>Figura 3-46</b> Definición de fronteras del bloque malla Trans Sedimentos .....	171
<b>Figura 3-47</b> Parámetros físicos del fluido en el modelo numérico.....	172
<b>Figura 3-48</b> Ingreso de caudal de entrada en frontera Volume flow rate, caudal ejemplo de $0.03016 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	173
<b>Figura 3-49</b> Ingreso de condición inicial del fluido en fluid región .....	174
<b>Figura 3-50</b> Ingreso de condición inicial del fluido en Volume flow rate .....	175
<b>Figura 3-51</b> Ingreso de valor de la gravedad local en el modelo numérico .....	176
<b>Figura 3-52</b> Posición de las tomas piezométricas ubicadas en los desagües de fondo del modelo de la presa Toachi .....	178



<b>Figura 3-53</b> Posición de las tomas piezométricas ubicadas en los desagües de fondo modelo Numérico .....	178
<b>Figura 3-54</b> Definición de los sedimentos en el modelo Numérico.....	179
<b>Figura 3-55</b> Ángulos de reposo para sedimento uniforme no cohesivo .....	183
<b>Figura 3-56</b> Cara de control para medición de caudales sólidos evacuados .....	186
<b>Figura 3-57</b> Ecuaciones de turbulencia disponibles en el programa FLOW3D ..	187
<b>Figura 3-58</b> Envolvente de presiones Modelo físico .....	193
<b>Figura 3-59</b> Envolvente de presiones Modelo numérico $\kappa$ - $\omega$ .....	194
<b>Figura 3-60</b> Envolvente de presiones Modelo numérico $\kappa$ - $\epsilon$ .....	195
<b>Figura 3-61</b> Envolvente de presiones Modelo numérico RNG .....	197
<b>Figura 3-62</b> Medición de la longitud de lavado en CIVIL 3D .....	200
<b>Figura 3-63</b> Medición de la profundidad de dragado en CIVIL 3D .....	200
<b>Figura 3-64</b> Longitud de lavado con Entrainment Coefficient 0.018.....	206
<b>Figura 3-65</b> Profundidad de lavado con Entrainment Coefficient 0.018 .....	206
<b>Figura 3-66</b> Longitud de lavado con Entrainment Coefficient 0.020.....	207
<b>Figura 3-67</b> Profundidad de lavado con Entrainment Coefficient 0.020 .....	207
<b>Figura 3-68</b> Longitud de lavado con Entrainment Coefficient 0.025.....	208
<b>Figura 3-69</b> Profundidad de lavado con Entrainment Coefficient 0.025 .....	208
<b>Figura 4-1</b> Fase I -Construcción y Validación .....	212
<b>Figura 4-2</b> Fase II – Afinación del mallado y calibración.....	213
<b>Figura 4-3</b> Fase III – Producción y Post procesamiento .....	214
<b>Figura 4-4</b> Curva de descarga Desagüe Derecho 100% Apertura .....	215
<b>Figura 4-5</b> Curva de descarga Desagüe Izquierdo 100% Apertura.....	216
<b>Figura 4-6</b> Curva de descarga II Desagües 100 % de Apertura.....	216
<b>Figura 4-7</b> Tasa de lavado, Desagüe Derecho $Q= 0.02005 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	221
<b>Figura 4-8</b> Sedimentos suspendidos Modelo Numérico, $Q = 0.02005 \text{ m}^3/\text{s}$ Desagüe Derecho .....	221
<b>Figura 4-9</b> Tasa de lavado $Q= 0.03016 \text{ m}^3/\text{s}$ Desagüe Derecho .....	222
<b>Figura 4-10</b> Sedimentos suspendidos $Q= 0.03016 \text{ m}^3/\text{s}$ Desagüe Derecho.....	223
<b>Figura 4-11</b> Tasa de lavado $Q=0.03253 \text{ m}^3/\text{s}$ Desagüe derecho .....	224
<b>Figura 4-12</b> Sedimentos suspendidos $Q=0.03253 \text{ m}^3/\text{s}$ Desagüe Derecho .....	224
<b>Figura 4-13</b> Tasa de lavado $Q=0.03198 \text{ m}^3/\text{s}$ Desagüe izquierdo.....	225

<b>Figura 4-14</b> Tasa de sedimento suspendido $Q=0.03198 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	225
<b>Figura 4-15</b> Tasa de lavado $Q= 0.0370 \text{ m}^3/\text{s}$ Desagüe derecho + izquierdo .....	226
<b>Figura 4-16</b> Tasa de sedimento suspendido $0.03740 \text{ m}^3/\text{s}$ , Desagüe derecho + izquierdo .....	227
<b>Figura 4-17.</b> Material lavado en función del caudal de descarga- Modelo Desagüe derecho.....	228
<b>Figura 4-18</b> Material lavado en función del caudal de descarga- Modelo. Desagüe Izquierdo.....	229
<b>Figura 4-19</b> Material lavado en función del caudal de descarga- Modelo. Desagües Derecho + Izquierdo.....	230
<b>Figura 4-20</b> Resultados de los escenarios modelados en modelo numérico para funcionamiento del desagüe de fondo derecho .....	232
<b>Figura 4-21</b> Resultados de los escenarios modelados en modelo numérico para funcionamiento del desagüe de fondo derecho e izquierdo.....	234
<b>Figura 4-22</b> Longitud de limpieza - Escenarios modelados para funcionamiento unitario y combinado de los desagües de fondo.....	236
<b>Figura 4-23</b> Profundidad de socavación. Escenarios modelados para funcionamiento unitario y combinado de los desagües de fondo.....	237
<b>Figura 4-24</b> Líneas de corriente por efecto del flushing, desagüe derecho $Q=$ $0.02005 \text{ m}^3/\text{s}$ , Escala de color para velocidad del flujo en $\text{m/s}$ .....	238
<b>Figura 4-25</b> Líneas de corriente por efecto del flushing, desagüe derecho $Q=$ $0.03016 \text{ m}^3/\text{s}$ , Escala de color para velocidad del flujo en $\text{m/s}$ .....	239
<b>Figura 4-26</b> Líneas de corriente por efecto del flushing, desagüe derecho $Q=$ $0.03253 \text{ m}^3/\text{s}$ , Escala de color para velocidad del flujo en $\text{m/s}$ .....	239
<b>Figura 4-27</b> Líneas de corriente por efecto del flushing, desagüe izquierdo $Q=$ $0.03198 \text{ m}^3/\text{s}$ , Escala de color para velocidad del flujo en $\text{m/s}$ .....	241
<b>Figura 4-28</b> Efecto del flushing por el funcionamiento combinado de los desagües de fondo con un caudal de $0.03740 \text{ m}^3/\text{s}$ en modelo numérico. ....	242
<b>Figura 4-29</b> Porcentaje volumétrico lavado en función del tiempo, Modelo Numérico - Desagüe Derecho.....	246
<b>Figura 4-30</b> Efecto de sedimentación en el lado derecho del embalse $Q= 0.0353$ $\text{m}^3/\text{s}$ . $T=500\text{s}$ .....	246

<b>Figura 4-31</b> Efecto de sedimentación en el lado derecho del embalse $Q= 0.02005$ $m^3/s$ . $T=500s$ .....	247
<b>Figura 4-32</b> Porcentaje volumétrico lavado en función del tiempo, Modelo Numérico - Desagüe Izquierdo.....	248
<b>Figura 4-33</b> Porcentaje volumétrico lavado en función del tiempo, Modelo Numérico - Desagüe Derecho + Izquierdo .....	249
<b>Figura 4-34</b> Volumen lavado neto modelo numérico, Desagüe derecho $Q=0.02005 m^3/s$ .....	251
<b>Figura 4-35</b> Volumen lavado neto modelo numérico, Desagüe izquierdo $Q=$ $0.03198 m^3/s$ .....	252
<b>Figura 4-36</b> Volumen lavado neto modelo numérico, Desagües derecho + izquierdo $Q = 0.03740 m^3/s$ .....	252
<b>Figura 4-37</b> Curva Adimensional 1. Comparación entre valores de modelo físico y numérico .....	254
<b>Figura 4-38</b> Curva Adimensional 2. Comparación entre valores de modelo físico y numérico .....	256

## LISTA DE TABLAS

<b>Tabla 2-1</b>	Tasas de masa de entrada y salida en un volumen de control.....	16
<b>Tabla 2-2</b>	Comparación entre los métodos de cálculo de modelos de turbulencia RANS.....	54
<b>Tabla 2-3</b>	Coeficiente de Richardson-Zaki.....	88
<b>Tabla 3-1</b>	Datos principales de la presa Toachi .....	121
<b>Tabla 3-2</b>	Caudales medios diarios del sitio de implantación de la presa Toachi, expresados en m <sup>3</sup> /s .....	122
<b>Tabla 3-3</b>	Caudales extraordinarios presa Toachi.....	124
<b>Tabla 3-4</b>	Datos principales de los desagües de fondo de la presa Toachi.....	127
<b>Tabla 3-5</b>	Ficha técnica de desagües de fondo en modelo físico .....	130
<b>Tabla 3-6</b>	Ficha técnica de embalse y ataguía en modelo físico. ....	133
<b>Tabla 3-7</b>	Pruebas con caudal líquido y material solido Desagüe derecho .....	136
<b>Tabla 3-8</b>	Pruebas con caudal líquido y material solido Desagüe izquierdo .....	137
<b>Tabla 3-9</b>	Pruebas con caudal líquido y material solido ambos desagües. ....	137
<b>Tabla 3-10</b>	Granulometría de material de prueba / arena .....	137
<b>Tabla 3-11</b>	Pruebas con caudal líquido y material solido ambos desagües. ....	140
<b>Tabla 3-12</b>	Condiciones Iniciales de pruebas con sedimentos.....	143
<b>Tabla 3-13</b>	Resultados modelación física desagüe derecho Q=533.10 m <sup>3</sup> /s.....	144
<b>Tabla 3-14</b>	Resultados modelación física desagüe Izquierdo Q=565.39 m <sup>3</sup> /s... ..	146
<b>Tabla 3-15</b>	Resultados modelación física solido ambos desagües Q=750.48 m <sup>3</sup> /s .....	147
<b>Tabla 3-16</b>	Lavado de embalse en función de la longitud de limpieza .....	148
<b>Tabla 3-17</b>	Lavado de embalse en función de la profundidad de socavación. .	149
<b>Tabla 3-18</b>	Resumen de bloques de malla del modelo numérico .....	172
<b>Tabla 3-19</b>	Plan de pruebas del modelo numérico.....	173
<b>Tabla 3-20</b>	Materiales de los componentes del modelo físico .....	176
<b>Tabla 3-21</b>	Datos de calibración para la rugosidad de los materiales .....	177
<b>Tabla 3-22</b>	Tamaño de los sedimentos .....	179
<b>Tabla 3-23</b>	Clases de tamaño de grano .....	180
<b>Tabla 3-24</b>	Densidades absolutas de los sedimentos .....	181

<b>Tabla 3-25</b>	Gravedad específica de los tipos de rocas y materiales artificiales.	182
<b>Tabla 3-26</b>	Rugosidad equivalente en función del coeficiente de Nikurasde y el tamaño de sedimentos de un río .....	184
<b>Tabla 3-27</b>	Modelos para estudio de independencia de mallado .....	190
<b>Tabla 3-28</b>	Índice de convergencia de Malla.....	190
<b>Tabla 3-29</b>	Medición de presiones y parámetro adimensional $\kappa\text{-}\omega$ .....	193
<b>Tabla 3-30</b>	Comparación de envolvente de presión $K\text{-}\omega$ .....	194
<b>Tabla 3-31</b>	Medición de presiones y parámetro adimensional $K\text{-}\epsilon$ .....	195
<b>Tabla 3-32</b>	Comparación de envolvente de presión $K\text{-}\epsilon$ .....	196
<b>Tabla 3-33</b>	Medición de presiones y parámetro adimensional RNG.....	196
<b>Tabla 3-34</b>	Comparación de envolvente de presión RNG .....	197
<b>Tabla 3-35</b>	Variación de parámetros para la calibración del modelo numérico ..	199
<b>Tabla 3-36</b>	Pruebas variando la ecuación de transporte .....	199
<b>Tabla 3-37</b>	Comparación de resultados entre las ecuaciones de transporte $Q = 0.02005 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	201
<b>Tabla 3-38</b>	Resultados con diferentes ángulos de reposo del material $Q = 42.45 \text{ l/s}$ .....	202
<b>Tabla 3-39</b>	Comportamiento de la profundidad de lavado en función del ángulo de reposo.....	203
<b>Tabla 3-40</b>	Comportamiento de parámetros en función de la rugosidad de Nikurasde.....	203
<b>Tabla 3-41</b>	Resultados obtenidos con Entrainment Coefficient de 0.018 .....	204
<b>Tabla 3-42</b>	Resultados obtenidos con Entrainment Coefficient de 0.020 .....	205
<b>Tabla 3-43</b>	Resultados obtenidos con Entrainment Coefficient de 0.025 .....	205
<b>Tabla 3-44</b>	Análisis de resultados obtenidos variando el Entrainment Coefficient .....	209
<b>Tabla 3-45</b>	Comportamiento de la longitud de lavado en función del Entrainment Coefficient.....	209
<b>Tabla 3-46</b>	Estimación del caudal sólido formulación teórica .....	211
<b>Tabla 4-1</b>	Parámetros de calibración de escenarios de lavado de sedimentos	218
<b>Tabla 4-2</b>	Comparación de valores obtenidos de longitud de socavación .....	218
<b>Tabla 4-3</b>	Comparación de valores obtenidos de profundidad de socavación....	219

<b>Tabla 4-4</b> Longitud de limpieza y profundidad de socavación probados, desagüe derecho.....	231
<b>Tabla 4-5</b> Longitud de limpieza y profundidad de socavación probados en el desagüe izquierdo.....	233
<b>Tabla 4-6</b> Longitud de limpieza y profundidad de socavación compilados .....	235
<b>Tabla 4-7</b> Comparación de datos del estudio en modelo físico y numérico.....	254
<b>Tabla 4-8</b> Comparación de los resultados obtenidos en modelo físico y numérico. Parámetro profundidad de socavación.....	255
<b>Tabla 4-9</b> Comparación de resultados prácticos con ecuaciones empíricas ....	257
<b>Tabla 4-10</b> Aporte anual de sedimentos estimado y condiciones de operación de embalse .....	259
<b>Tabla 4-11</b> Tasas volumétricas medias de lavado por cada desagüe Prototipo.	260
<b>Tabla 4-12</b> Volumen de sedimentos para Lavado.....	261
<b>Tabla 4-13</b> Tiempos de lavado proyectados para presa Toachi.....	262
<b>Tabla 4-14</b> Tiempos de lavado requeridos en presa – Días .....	262

## RESUMEN

Este trabajo de titulación tiene como objetivo principal, estudiar el lavado de sedimentos de fondo por medio del proceso de “Flushing” en el embalse de la presa Toachi, aplicando métodos de modelación numérica tridimensional para la mecánica fluidos. Se describe brevemente la importancia económica del manejo de sedimentos. La revisión teórica relaciona el fenómeno de turbulencia, su modelación numérica y la aplicación de la dinámica computacional de fluidos (CFD). Se describen bases teóricas del arrastre de sedimentos y del proceso de lavado de fondo de presas.

El modelo numérico se desarrolla con el código comercial de CFD FLOW-3D, y se basa en el modelo físico desarrollado por la Escuela Politécnica Nacional para el proyecto Toachi-Pilatón (EPN & Hidrotoapi E.P., 2011). A partir de los resultados de la modelación física se calibra el modelo numérico en sus parámetros hidráulicos y de arrastre de sedimentos. Los resultados de este trabajo definen una metodología para la modelación numérica para embalses de presas similares, de manera que pueda ser replicada con fines prácticos. Se analizan las variables más relevantes en el proceso de modelación. Se definen parámetros generales para proceso de lavado de fondo en presas de acuerdo con las tasas de lavado de sedimentos obtenidas y un plan de operación para el desagüe de fondo es propuesto. Se comparan los métodos empíricos con los resultados de la modelación numérica. Como parte final de este documento se plantean estudios complementarios enfocados a mejorar el entendimiento de este fenómeno hidráulico.

**Palabras clave:** Dinámica computacional de Fluidos. Lavado de fondo en presas. FLOW-3D. Presa Toachi. Sedimentos. Embalse.

## ABSTRACT

This dissertation project has as a main objective to study the reservoir sediment management through the “Flushing” process in the Toachi Dam reservoir, applying tridimensional numerical modeling for fluid dynamics. The economic important of sediment management is briefly described. A theoretical review relates the theoretical basis of the turbulence phenomena, its numerical modeling, and the application of computational fluid dynamics (CFD). The theoretical bases of sediment scour and the “Flushing” process applied on damn reservoirs are also described.

The numerical model is solved by using the CFD FLOW-3D commercial code and it is based on the physical model developed by the Escuela Politécnica Nacional, for the Toachi-Pilatón hydroelectric project. (EPN & Hidrotoapi E.P., 2011). From the physical model results, the numerical model was calibrated on its hydraulic parameters and sediment scour process according to the “Flushing” test data. The results of this project define a methodology for numerical modelling of dam reservoirs with similar characteristics, so that could be replicated and used for practical purposes. Most relevant variables in the modelling process are analyzed. General parameters are also defined for the flushing process according to the sediment flushed rate obtained, and a maintenance operation plan is proposed. Empirical methods and the results of the numerical modeling are compared, as a final part of this document, complementary studies focused on improving the understanding of this hydraulic phenomena are proposed.

**Keywords:** Computational Fluid Dynamics. Dam Flushing process. FLOW-3D, Toachi Dam. Sediments. Reservoir.



# **CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN**

## **1.1 ANTECEDENTES**

La generación de sedimentos y el transporte de estos en cuencas, no siempre ha sido un fenómeno que se ha contemplado en proyectos de obras hidráulicas, lo cual da como resultado diseños no adecuados en relación con los efectos de los procesos de sedimentación en embalses, en especial en cuencas que presentan altas tasas de erosión del material de fondo del lecho. La colmatación de los embalses introduce al análisis efectos no deseados para el funcionamiento del aprovechamiento hídrico como tal, efectos que en el transcurso del tiempo reduce considerablemente la capacidad neta del embalse en perjuicio de sus objetivos principales, tales como abastecimiento de agua para consumo humano, agua de riego para la agricultura, control de inundaciones o producción de energía eléctrica (Fruchard & Camenen, 2012), este último como principal objetivo de los aprovechamiento alrededor del mundo.

La retención de sedimentos modifica el transporte de nutrientes y materia orgánica, la misma que es necesaria para la conservación de los ecosistemas existentes tanto aguas arriba, como aguas debajo de la presa (L.C. van Rijn, 1986). La retención de los sedimentos en las proximidades de la presa, incluso en distancias considerables aguas arriba de esta, altera la pendiente longitudinal que originalmente presentaba el cauce, lo que afecta directamente al comportamiento de los ríos frente a situaciones de eventos extremos y sus efectos directos en crecidas máximas. Este hecho desencadena en un aumento del área de las llanuras de inundación naturales existentes en los cursos de agua, lo cual inevitablemente induce problemas de inundación en las inmediaciones del río (L.C. van Rijn, 1986). Debido a esto es importante realizar una evaluación del lavado de sedimentos en el embalse, con el fin de determinar los tiempos de descarga de lavado “flushing” a través de los desagües de fondo construidos en la presa.

En el laboratorio del Centro de Investigaciones y Estudios en Recursos Hídricos (CIERHI), se realizó la investigación experimental en modelo físico de la presa Toachi y sus obras complementarias a escala 1:50, durante los años 2011 y

2012. En este estudio se analizó en primera instancia el comportamiento hidráulico de la presa Toachi en su diseño original y posteriormente se plantearon modificaciones en el diseño para obtener un buen funcionamiento de los vertederos de excesos, desagües de fondo, cuencos de disipación de energía al pie de la presa y lavado general del embalse (EPN & Hidrotopi E.P., 2011). Aprovechando los resultados experimentales disponibles del lavado del embalse, en el presente trabajo de titulación se busca complementar el estudio en modelo físico con la modelación numérica del lavado del embalse de la presa Toachi. En referencia al lavado del embalse que es el escenario de interés para este trabajo de titulación, se realizaron pruebas considerando una colmatación de sedimentos en el embalse hasta la corta 927msnm (cota que corresponde a la cresta de los desagües de fondo). Con este nivel de colmatación se realizaron pruebas de lavado del embalse considerando los escenarios de apertura de la compuerta derecha, izquierda y apertura total de las dos compuertas de cierre de los desagües de fondo (EPN & Hidrotopi E.P., 2012). Como resultado de estas pruebas se obtuvieron curvas adimensionales que describen el comportamiento del caudal en función de la longitud de limpieza y la profundidad de socavación para la operación de los desagües de fondo.

El modelo numérico FLOW 3D, es un programa que resuelve las ecuaciones de Navier Stokes discretizadas en un esquema basado en la resolución de diferencias finitas. El programa incorpora un mecanismo de cálculo en el cual se puede analizar el comportamiento del flujo analizando algunos modelos de turbulencia y además, simular numéricamente el transporte de sedimentos (Flow Sciences Inc., 2008). C

En el presente trabajo de titulación, la calibración del modelo numérico se la realizara con los datos experimentales del modelo físico, para lo cual se analizarán diferentes pruebas en el modelo numérico, variando los coeficientes y ecuaciones de transporte de sedimentos que posee el paquete computacional, así como los modelos de turbulencia, de tal manera que se llegue a representar adecuadamente el fenómeno físico. Las ecuaciones de transporte a ser utilizadas y que posee el programa, con las propuestas con Van Rijn, y por Meyer-Peter & Müller. En relación

con el modelo de turbulencia, se utilizarán los métodos de cálculo basados en RANS (Reynolds Average Navier-Stokes), esto debido a que los métodos de cálculo LES (Large Eddy Simulation) exigen gastos computacionales demasiado altos, que no presentan una relación beneficio/costo adecuada y tampoco introducen una marcada ventaja en comparación a la calidad de los resultados obtenidos y de interés en el área de la ingeniería (An et al., 2012). Los tipos de métodos RANS a ser utilizados son los de dos ecuaciones basados en  $k-\epsilon$ ,  $k-\omega$  y el RNG  $k-\epsilon$ .

## **1.2 OBJETIVOS**

### **1.2.1 OBJETIVO GENERAL**

Analizar el lavado de los sedimentos depositados en el embalse aguas arriba de la presa Toachi, mediante la aplicación de un modelo numérico utilizando el programa computacional FLOW-3D.

### **1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- a) Realizar la modelación numérica mediante un programa CFD (Flow-3D) del trabajo realizado en modelo físico de la presa Toachi y obras complementarias.
- b) Comparar los resultados de la modelación numérica de distintos modelos de turbulencia y modelos de arrastre de sedimentos con los valores obtenidos en el modelo físico.
- c) Evaluar el patrón de flujo durante los procesos de lavado con el funcionamiento de los desagües de fondo en el modelo numérico.
- d) Desarrollar un plan de operación para los desagües de fondo en función de los resultados obtenidos.

## **1.3 ALCANCE**

La presente investigación en modelo numérico de la presa Toachi busca determinar los valores del volumen de lavado del embalse, la tasa de lavado durante el periodo de lavado y la geometría final del embalse luego del periodo de lavado. Para determinar estos valores, se llevan a cabo varias pruebas de

funcionamiento de los desagües de fondo, siendo estas la apertura del desagüe derecho, desagüe izquierdo y funcionamiento paralelo de los desagües de fondo de la presa Toachi. Los escenarios de modelación respetan las condiciones probadas en el modelo físico, de tal manera que se realice una calibración de los datos, así como una comparación de los resultados obtenidos entre el modelo físico y el modelo numérico objeto de esta investigación.

Previo a la modelación de los escenarios fijados, se realiza un análisis del modelo con los diferentes modelos que el paquete computacional propone, tanto a nivel de modelos de turbulencia, así como de modelos de arrastre de sedimentos, de tal manera que se pueda comparar la calibración más acertada la cual represente de mejor manera el fenómeno físico que está siendo evaluado. Ya con el modelo calibrado, se realizará la modelación de todos los caudales planteado en el plan de pruebas del modelo físico en relación con el funcionamiento de los desagües de fondo. Con esto se podrá realizar una comparación entre los resultados del modelo físico y modelo numérico, discutir los resultados y concluir acerca de estos, principalmente de los parámetros de mayor interés tales como la longitud de limpieza y la profundidad de socavación.

## **1.4 JUSTIFICACIÓN**

Los análisis de los procesos de lavado de los sedimentos son fundamentales como parámetros iniciales para determinar estrategias para la eliminación de los sedimentos acumulados por la acción del paramento de la presa. Dos de los procesos de análisis más importantes para asegurar la estabilidad de la presa y asegurar la mayor eficiencia del aprovechamiento cual sea que este fuera, son el nivel de agua efectivo que actúa en la estructura, y los procesos de lavado que deben ser realizados en esta (L.C. van Rijn, 1986). Los procesos antes mencionados, están directamente ligados y por ende la importancia del adecuado lavado de los sedimentos existentes en la presa en su fase de funcionamiento y a lo largo de toda su vida útil.

Existen varios paquetes computacionales por medio de los cuales, se puede realizar la modelación tridimensional de la hidrodinámica de fluidos. El programa

FLOW-3D es uno de los programas comerciales que realizan la evaluación hidrodinámica de fluidos, teniendo como característica especial, un módulo específico destinado al tratamiento y evaluación del transporte de sedimentos. Los resultados del análisis del lavado de sedimentos determinan los tiempos requeridos para la operación de los desagües de fondo. El tiempo de lavado es uno de los fundamentos del funcionamiento de la presa, principalmente desde el punto de vista de los procesos de operación y mantenimiento del proyecto para que este sea sustentable durante la vida útil (Heredia et al., 2012).

## **CAPITULO 2. BASE TEÓRICA Y ESTADO DEL ARTE**

### **2.1 BASE TEÓRICA**

#### **2.1.1 VALORACIÓN DE SERVICIOS ECOSISTÉMICOS EN PROYECTOS HIDROELÉCTRICOS**

Es importante relacionar las variables relacionadas con la gestión de sedimentos y su efecto en obras hidroeléctricas y reservorios, su costo no solo financiero, sino económico y ambiental, es así como se expone de manera introductoria en este capítulo una descripción general a la relación entre la economía y su afectación por la gestión de sedimentos.

##### **2.1.1.1 Relación economía, naturaleza, personas**

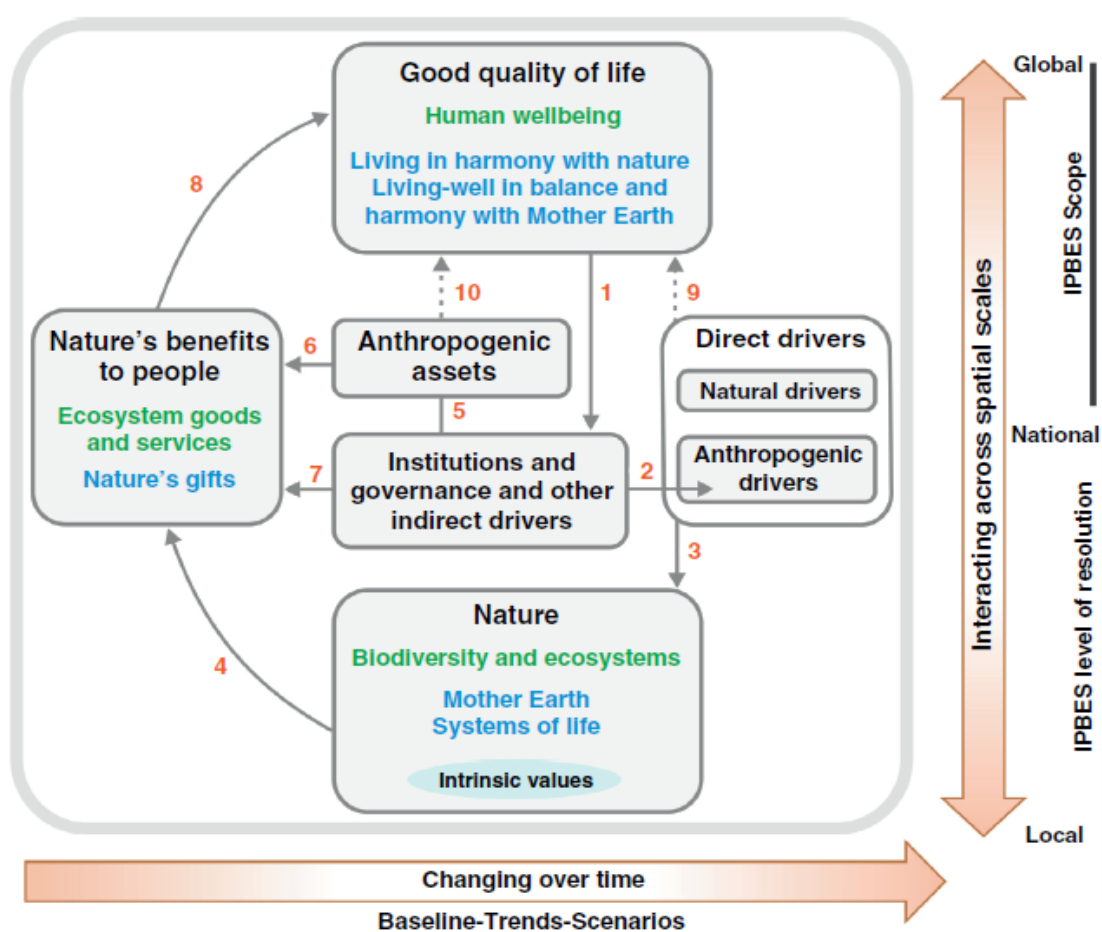
La plataforma intergubernamental de políticas y ciencias de la biodiversidad y servicios ecosistémicos (IPBES) de la ONU, tiene como objetivo, la conservación y uso sostenible de la biodiversidad, bienestar humano a largo plazo, y desarrollo sostenible. Los componentes clave para la realización de sus objetivos son, la naturaleza, los beneficios que las personas obtienen de la naturaleza y una buena calidad de vida, además se resalta el rol central que tienen la instituciones, el gobierno y la toma de decisiones en la relación entre estos componentes.

El marco conceptual del IPBES incluye seis elementos primarios interconectados, los que representan los sistemas naturales y sociales que operan en diferentes escalas de tiempo y espacio. **Figura 2-1**

- Naturaleza
- Activos Antropogénicos.
- Beneficios de la Naturales para las personas
- Instituciones, sistemas de gobiernos y otros actores indirectos.
- Actores Directos (Naturales y antropogénicos)
- Buena calidad de vida.

Existiendo interacciones complejas que unen estos seis elementos (Díaz et al., 2015).

Con niveles de ingreso más altos se da un cambio a actividades económicas con un efecto de degradación ambiental menor, regulaciones ambientales más efectivas, y el cambio de actitud de la sociedad en reducir la degradación ambiental conduciendo a mejoras en la calidad del ambiente. Sin embargo, el cambio de calidad Ambiental por crecimiento económicos que ha sido hipotetizado se da solo en países relativamente pobres (Sukhdev et al., 2014).



**Figura 2-1** Elementos primarios de relación entre las personas y la naturaleza  
Fuente: (Díaz et al., 2015)

### 2.1.1.2 Servicios Ecosistémicos

Los servicios ecosistémicos son beneficios provistos por los ecosistemas. Estos pueden ser categorizados en:

- Servicios de provisión: comida, agua, madera, fibra, recursos energéticos, etc.
- Servicios de regulación: regulación del clima, inundaciones, enfermedades, calidad del agua, tratamiento del agua, etc.
- Servicios culturales: recreación, paisajismo, realización espiritual
- Servicios de soporte: producción de suelo, polinización, ciclos de nutrientes, etc. (Reid et al., 2005)

De un análisis de los servicios brindados por los ecosistemas en un proyecto de presa se pueden obtener, servicios de provisión de agua para riego, consumo humano, producción de energía eléctrica, y servicios de regulación de inundaciones.

Entre los años 1960 y 2000, la demanda de servicios ecosistémicas ha crecido significativamente con la población que se duplicó a seis mil millones, y la economía global en seis veces su tamaño para cumplir con esta demanda la producción de alimentos se ha incrementado en dos y media veces, el uso de agua duplicado, la capacidad hidroeléctrica duplicada y la producción de madera en un cincuenta por ciento. El crecimiento de esta demanda de servicios ecosistémicos se ha satisfecho con el aumento del consumo y el aumento de la producción, ya sea por medios de explotación y mejoras tecnológicas. Esto ha tenido un efecto en muchos ecosistemas, algunos han cambiado de manera inadvertida por la construcción de caminos, puertos o la descarga de contaminantes de ciudades. Pero muchos de estos cambios en los ecosistemas fueron directa o indirectamente resultado de la necesidad de cumplir con la demanda de los servicios ecosistémicos.

Por ejemplo, existen relación en las modificaciones ecosistémicas asociadas al desarrollo de presas y la expansión en la incidencia local de enfermedades infecciosas con la malaria, esquistosomiasis, e infecciones por arbovirus, especialmente en las zonas tropicales. (Reid et al., 2005)



Los servicios ecosistémicos son los flujos de valor a disposición de las sociedades humanas gracias al estado y la cantidad del capital natural (Pascual et al., 2012). Esta clasificación resulta útil para observar cómo unos servicios ecosistémicos (los de provisión y parte de los culturales) entran en la actividad económica valorándose de manera precisa vía precios (valor de uso directo), mientras que el resto lo van a hacer de forma indirecta (valor de uso indirecto) formado parte del precio de otros bienes. Esta visión que asigna valores de uso directos e indirectos a los servicios ecosistémicos está dominado por la teoría económica del crecimiento. En ella son esenciales las nociones de equilibrio del mercado y las preferencias de los consumidores. Un enfoque económico para la valoración de los servicios ecosistémicos que este centrado en la teoría económica del crecimiento está sujeto a críticas, que en cierto caso, parte de prejuicios no demostrados. (Santos R. & Lopez G., 2015)

La economía, como el estudio de la metodología de como asignar recursos limitados, proporciona información a la sociedad en base a una valoración sobre el nivel de escasez de los recursos (Pascual et al., 2012). El aprovechamiento de los servicios ecosistémicos da como resultado una amplia gama de aplicaciones a favor del desarrollo, tanto a nivel individual y como sociedad. La estimación de los servicios ecosistémicos y biodiversidad es una respuesta directa de lo que la sociedad está dispuesta a entregar para conservar estos recursos naturales. (Costanza et al., 1998) afirma que, dado que la economía mundial depende directamente de los ecosistemas ya que ellos son el soporte de la vida misma, el valor económico total de la naturaleza y los servicios que esta provee puede ser equivalente a la economía global.

Las valoraciones de tipo económico dan como resultado elementos que influyen en la toma de decisiones en lo referente a creación de políticas públicas sobre el uso adecuado, manejo y conservación de los servicios ecosistémicos (Sukhdev et al., 2014). La valoración económica es expresada en función de una unidad monetaria cualquiera que esta sea, de tal manera que sea de aplicabilidad en los procesos de decisión de las mencionadas políticas públicas, las mismas que

aseguran el correcto manejo de los servicios en la actualidad y en el futuro (Money, Cropper, & Reid, 2005).

Los servicios ecosistémicos de importancia, a los que se debe dar una valoración económica son la provisión de alimentos, el servicio de regulación climática (captura de carbono) y el servicio de provisión y regulación hídrica (Ochoa et al., 2017). Las incidencias económicas de interés a ser identificadas en este caso corresponden a las que se den como resultado de la intervención de un ecosistema, en términos de los beneficios entregados por medio de una generación hidroeléctrica (provisión y regulación hídrica).

La biodiversidad y los ecosistemas tienen una influencia directa en cuanto a la disponibilidad y regulación del flujo de agua. En su trabajo, (de Groot et al., 2002), indican que los ecosistemas de tipo terrestre son los encargados de mantener un llamado equilibrio natural, equilibrio manifestado por medio de la regulación de caudales, la mitigación de las inundaciones y disminución de los procesos de sedimentación. Otros procesos controlados por los ecosistemas es la regulación del agua subterránea, la misma que es indispensable en lo referente a la disponibilidad de agua en los periodos de estiaje. La disponibilidad de agua menciona la cantidad necesaria para cualquier uso, sea este consumo humano, riego o uso industrial.

### **2.1.1.3 Efecto antrópico en el tránsito de sedimentos**

Es importante entender que existe una producción natural y un efecto antrópico en los patrones de tránsito de sedimentos en los flujos superficiales. Es bien conocido que las tasas erosivas pueden incrementar ostensiblemente bajo los efectos de cultivos u otras actividades agrícolas estos procesos han aumentado la presencia de sedimentos en los ríos, la presencia de sedimentos por efecto de la actividad humana se ha multiplicado de cinco a diez veces y ha sido ampliamente documentada. Se ha identificado también que este incremento en la producción de sedimentos está relacionado con el crecimiento población en las áreas de análisis. Basado en estos análisis se ha estimado que la producción de sedimentos en países en vías de desarrollo ha presentado un incremento con una tasa 1.6 veces

la tasa de crecimiento poblacional. También es importante considerar el impacto que genera la reducción de tránsito de sedimentos, efecto de la construcción de reservorios, en cuyo caso se atrapa la mayoría de los sedimentos en suspensión arrastrados por el río. (Walling & Webb, 1996). Esta retención de sedimentos tendrá de acuerdo con la particularidad de la cuenca múltiples efectos los que deben ser estudiados.

Los ecosistemas de agua fresca han sido modificados por la creación de presas, y extracción de agua para uso humano. La construcción de presas y otras estructuras de retención en ríos afectado mediana o severamente el flujo del 60% de los sistemas fluviales más largos del mundo. La remoción y retención del agua para uso humano a afectado el flujo de muchos de los sistemas fluviales más grandes, Con la reducción del flujo se ha reducido el tránsito de sedimentos fuente de nutrientes importantes para la vida de estuarios. A nivel mundial, aunque se ha incrementado el flujo de sedimento a los ríos en un 20%, los embalses y presas han reducido un 30% de la llegada de sedimentos a los océanos. (Reid et al., 2005).

#### **2.1.1.4 Relación de los sedimentos y los servicios ecosistémicos en presas**

El manejo de los sedimentos se debe hacer de forma integral: origen, transporte por los ríos, tránsito dentro en los embalses y traslado aguas abajo hasta el mar; por lo que debe ser mediante planes interinstitucionales y sociales. Sin embargo, es cierto que las medidas para disminuir la producción de sedimentos en la cuenca son de alto costo, y de impacto a muy largo plazo. (Jiménez et al., 2005)

Los usos principales del agua embalsada en presas son generación eléctrica, riego, y abastecimiento de agua para consumo humano, y los valores de esta agua pueden ser evaluados según su uso. En el caso de la energía hidroeléctrica, el valor del agua puede ser evaluada por la carga hidráulica en relación con las turbinas o por recursos alternativos de potencia disponible, también se pueden considerar que el uso de esta agua regresa al río y no se ha consumido, entonces se puede seguir usando con otros propósitos lo que le da un valor residual. Estos valores podrán ser determinados para evaluar los efectos generados por la

implantación de la presa tanto aguas arriba como aguas abajo. (Mccartney et al., 2001).

- **Ejemplo práctico de efecto en el embalse**

El valor del servicio ecosistémico puede ser estimado evaluando en como el aumento de sedimentos disminuye las utilidades económicas de infraestructura hidroeléctrica causada por las cargas de sedimento que han aumentado por efectos de la deforestación o el uso intensivo de suelo. A medida que un embalse se llena con sedimento, su capacidad de almacenamiento es reducida y la generación eléctrica se ve limitada en periodos de sequía. Eventualmente, la estructura deberá ser dada de baja, cuando el embalse no pueda almacenar suficiente agua para potenciar las turbinas, cubrir su costo de operación, y dar una ganancia económica. La tasa anual de sedimentación puede expresarse con un porcentaje de pérdida de capacidad de almacenamiento por año debido a la sedimentación, la misma que variara dependiente en el clima y geología, así como el uso de suelo y cuidado de la cuenca. El promedio mundial es del uno por ciento, lo que se traduce en periodos de vida del proyecto de cien años o menos. Mientras agencias de desarrollo como el banco mundial aumentan su compromiso con la producción hidroeléctrica como parte de sus estrategias de inversión contra el cambio climático, Si las pérdidas de utilidad en la producción eléctrica son extrapoladas solo a en los proyectos planeados en Brasil, el impacto de la pérdida de capacidad de generación eléctrica en su periodo de vida colectiva se aproxima a USD 600 Millones anuales. (Pascual et al., 2012). Por eso la importancia de estimar los costos que podrían ser optimizados con proceso de reforestación lo que propenderían a reducir la tasa de perdida capacidad del embalse, así como proceso de lavado de sedimento que aumenten el periodo de vida de dichos proyectos.

- **Ejemplo práctico de efecto aguas abajo**

Las presas interrumpen la continuidad longitudinal de los sistemas fluviales, aguas abajo el agua liberada después de su aprovechamiento por la presa posee la energía para mover los sedimentos, pero posee poco o ningún sedimento, Esta

agua es conocida como agua clara o agua hambrienta debido a que el exceso de energía es usado en la erosión de la base del canal y sus taludes por periodos de años después de la construcción de la presa, resultando en la incisión (profundización del cauce) y el engrosamiento de la rugosidad de fondo hasta llegar a un equilibrio. Como un efecto opuesto también se puede dar el caso de la reducción del efecto de las crecidas en el cauce provocando una acumulación de sedimentos y pérdida del cauce. La incisión es más pronunciada en ríos con materiales de grano fino.

Para mitigar los efectos se han dado medias de reinserción de gravas artificialmente al cauce, para mejorar las condiciones de habitabilidad de especies endémicas, El esfuerzo más grande documentado se ha dado en el rio Sacramento, Estados unidos, donde se estima se invirtieron USD 22 millones entre 1979 y el 2000 en grava importada para el rio. A pesar de que estos proyectos han provisto de hábitats para las especies de peces por tiempos cortos, han sido lavados en periodos de crecida. Un ejemplo adicional se presenta en la frontera de Francia y Alemania donde se estima se depositan en promedio 170000 toneladas de grava. Para reducir el efecto de la incisión en el rio Rhine aguas debajo de la presa Iffezheim. (Kondolf, 1997)

### **2.1.2 ECUACIONES FUNDAMENTALES DE LA HIDRÁULICA**

Las ecuaciones fundamentales de la hidráulica son ecuaciones de conservación de las propiedades fluidas, las mismas que se encuentran aplicadas en un sistema completamente cerrado, en el cual, la masa ni entra ni sale de una superficie denominada volumen de control (White, 2003).

Las ecuaciones a las cuales nos referimos pueden ser expresadas de forma diferencial y de manera integral. Cuando se encuentran expresadas en su forma diferencial, estas se encuentran aplicadas sobre un elemento de tamaño infinitesimal de fluido en el cual se cumplen todas las hipótesis del medio continuo (es decir que el elemento es de dimensiones tales que en el mismo se puede contener una gran cantidad de moléculas). En el caso en el que las ecuaciones se encuentren expresadas de manera integral, estas se encontraran aplicadas a

volumen fijo de fluido que está siendo atravesado por el fluido analizado (caso de análisis fijo o indeformable), o el volumen de fluido puede encontrarse deformándose o en movimiento.

Cualquier problema de mecánica de fluidos puede resolverse a partir de las ecuaciones fundamentales en su forma diferencial, que determinan la densidad, la presión y las tres componentes de velocidad en cada punto, en función de la posición  $x$ ,  $y$ ,  $z$  y del tiempo  $t$ . Sin embargo, estas contienen términos en función de derivadas parciales de segundo orden, las mismas que se encuentra fuertemente acopladas entre sí, razón por la cual se puede encontrar una solución analíticas solo en casos muy particulares (Carrillo, 2018).

En el estudio de la dinámica de los fluidos y de la hidráulica en el caso particular, además de las variables densidad, presión y velocidad; es de gran importancia el estudio, análisis y determinación de las fuerzas que se encuentran actuando en el fluido. Las fuerzas mencionadas pueden ser de origen interno o de origen externo.

- Gravedad (Fuerza externa)
- Presión (Fuerza interna)
- Viscosidad (Fuerza interna)
- Elasticidad (Fuerza interna)
- Tensión superficial (Fuerza interna)

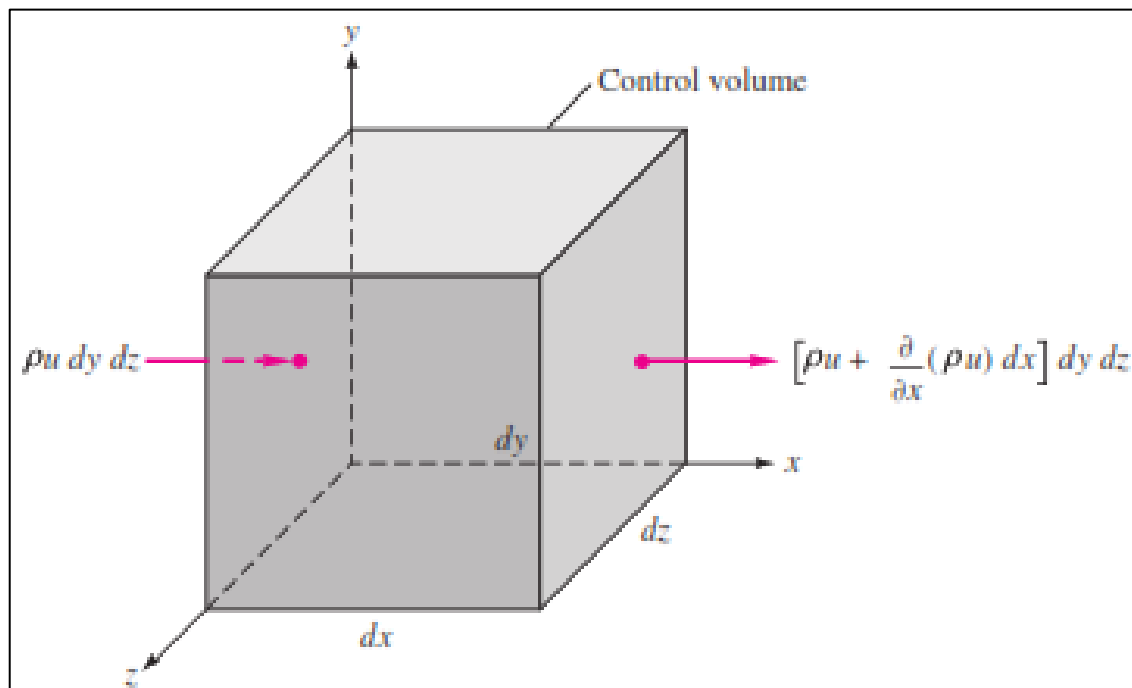
Para que un medio sea considerado como continuo, debe satisfacer ciertos principios fundamentales, en los cuales se considera la interrelaciones entre las magnitudes, las mismas que pueden ser de tipo escalar, vectorial o tensorial.

- Conservación de la masa o materia
- Segunda ley de Newton (ecuación de cantidad de movimiento)
- Conservación de energía (primer principio de la termodinámica)
- Segundo principio de la termodinámica

### 2.1.2.1 Ecuación de conservación de la masa o materia

La ecuación de conservación de la masa o de continuidad, se explica mediante el análisis de la ley de Lomonosov-Lavoisier. La ley del Lomonosov-Lavoisier establece que la masa de un sistema cerrado permanece constante, sin importar los diferentes procesos que se produzcan dentro del sistema.

Si no se considera un sistema cerrado si no un volumen de control como es el caso de la mecánica de fluidos y el caso particular de la hidráulica, no se puede asegurar de manera directa que se produzca en realidad una conservación de la masa. Para estos casos, se utiliza un método en el cual se relaciona directamente el método del sistema cerrado con el método del volumen de control como .



**Figura 2-2** Volumen de control con la masa de entrada y salida en dirección X  
Fuente: Fluid Mechanics (White, 2003)

Una manera de expresar la ecuación de conservación de la masa dentro de un volumen de control es la dada por (White, 2003).

$$\int \frac{\partial \rho}{\partial t} dV + \sum_i ((\rho_i A_i V_i)_{sale}) - \sum_i ((\rho_i A_i V_i)_{entra}) = 0$$

Ecuación 2-1

Realizando un análisis de los tres ejes cartesianos en los cuales se encuentra el paralelepípedo de la **Figura 2-2**, se obtiene el siguiente cuadro de resumen.

**Tabla 2-1**

*Tasas de masa de entrada y salida en un volumen de control*

Cara	Tasa de masa entrante	Tasa de masa saliente
X	$\rho u dy dz$	$\left[ \rho u + \frac{\partial}{\partial x} (\rho u) dx \right] dy dz$
Y	$\rho v dx dz$	$\left[ \rho v + \frac{\partial}{\partial x} (\rho v) dy \right] dx dz$
Z	$\rho w dx dy$	$\left[ \rho w + \frac{\partial}{\partial x} (\rho w) dz \right] dx dy$

Elaborado por: Cevallos & Ochoa

Reemplazando las fuerzas de la **Tabla 2-1** en la **Ecuación 2-1** se obtiene la siguiente ecuación de manera general.

$$\frac{\partial(\rho)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho v)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho w)}{\partial t} = 0$$

Ecuación 2-2

Para simplificar la **Ecuación 2-2**, se puede introducir a la misma el vector gradiente, el mismo que tiene la siguiente disposición:

$$\nabla = \mathbf{i} \frac{\partial}{\partial x} + \mathbf{j} \frac{\partial}{\partial y} + \mathbf{k} \frac{\partial}{\partial z}$$

Tenemos la ecuación de conservación de masa expresada de manera compacta, tal como en la forma de la Ecuación 2-3.

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \vec{v}) = 0$$

Ecuación 2-3



Finalmente, para el caso de un flujo permanente e incompresible, es decir, que su densidad es constante y que no cambia en el tiempo, se presenta su correspondiente ecuación:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial x} = 0$$

Ecuación 2-4

### 2.1.2.2 Ecuación de conservación de la cantidad de movimiento

Para tener un mejor entendimiento de la ecuación de la cantidad de movimiento, se dividirá su análisis en dos partes. Una primera parte relacionada con la ecuación de Euler y una posterior relacionada con la ley de viscosidad de Stokes.

#### Ecuación de Euler

Entre los años 1707 y 1783, Euler realiza el planteamiento de las ecuaciones generales de cantidad de movimiento, para el caso de estudio en el cual no se consideran los efectos viscosos, y en donde, las presiones ejercidas sobre el elemento se ubican en el centro de gravedad de cada una de las caras del paralelepípedo definido como elemento de análisis (Carrillo, 2014).

El paralelepípedo estudiado por Euler tiene dimensiones infinitesimales en cada uno de sus lados  $\partial x, \partial y, \partial z$  y cuyo volumen es el producto de los tres lados de este. Sobre este volumen, es aplicada la segunda ley de Newton tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

$$\sum F_x = ma_x$$

Ecuación 2-5

$$\sum F_y = ma_y$$

Ecuación 2-6

$$\sum F_z = ma_z$$

Ecuación 2-7

Como se mencionó anteriormente, las ecuaciones de Euler no toman en cuenta el fenómeno del efecto viscosos sobre el paralelepípedo, razón por la cual las únicas fuerzas que actúan en cada una de las tres direcciones son la velocidad y la presión. Las componentes de la aceleración local en cada una de las tres direcciones son:

$$a = \left\{ \begin{array}{l} a_x = \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \\ a_y = \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} \\ a_z = \frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} \end{array} \right\}$$

Ecuación 2-8

En referencia a las fuerzas de presión, Euler indico en su trabajo que las mismas se obtienen tras dividir la superficie del volumen fluido en elementos diferenciales y se suman vectorialmente las fuerzas ejercidas por el fluido en el exterior sobre el interior a través de cada elemento de superficie.

Las resultantes de las fuerzas de presión son el producto de las variaciones espaciales de  $\rho$  (densidad) y para una partícula de fluido de tamaño infinitesimal, la fuerza resultante será el producto del volumen del elemento de lados  $dx$ ,  $dy$ ,  $dz$  multiplicado por la gradiente local de presiones, expresadas como  $\frac{\partial p}{\partial x}$ ,  $\frac{\partial p}{\partial y}$ ,  $\frac{\partial p}{\partial z}$ .

Tomando en cuenta todo lo mencionado, para el caso de las fuerzas a lo largo del eje  $x$  tendríamos:

$$-\frac{\partial p}{\partial x} (dxdydz) + P = [\rho(dxdydz)] \left[ \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right]$$

Si se realiza el mismo proceso para el caso de la dirección  $Y$ , y de la dirección  $Z$ , se tendrían las siguientes ecuaciones:

$$-\frac{\partial p}{\partial x} + P = \rho \left[ \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right]$$

Ecuación 2-9

$$-\frac{\partial p}{\partial y} + Q = \rho \left[ \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right]$$

Ecuación 2-10

$$-\frac{\partial p}{\partial z} - \rho g + R = \rho \left[ \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right]$$

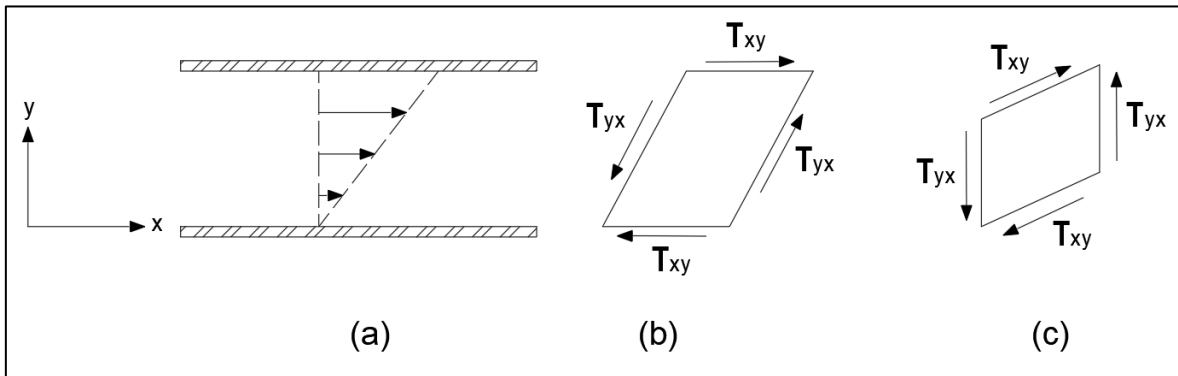
Ecuación 2-11

En el caso de la Ecuación 2-11, se puede ver que en la dirección Z (suponiendo que el eje Z es la dirección en la que actúa la acción de la gravedad) se tiene una fuerza ocasionada por la acción de la gravedad. Las componentes P, Q, R son las fuerzas externas que se encuentran aplicadas en cada una de las caras del elemento (fuerzas conocidas) (Carrillo, 2014).

### **Ley de viscosidad de Stokes**

El caso de la ley de viscosidad de Stokes es una generalidad de las ecuaciones planteadas por Euler, en las cuales además se introducen dentro del análisis las fuerzas provocadas por las tensiones y los campos de velocidad.

La ley de viscosidad de Stokes, parte de los principios de la Ley de Hooke, la misma que es aplicable a los cuerpos que presentan deformabilidad elástica. El cambio realizado para obtener la ley de Stokes es el remplazar la componente correspondiente al módulo de tensión cortante por el coeficiente de viscosidad, y de la misma manera cambiar el ángulo de cortadura del elemento por los campos de velocidad (estos campos son lineales y rotacionales).



**Figura 2-3** Elemento infinitesimal de fluido, velocidades unidimensionales y su estado de deformaciones

Elaborado por: Cevallos & Ochoa

Analizando la **Figura 2-3** se puede ver que la deformación del elemento de área  $dx dy$  se deforma en un tiempo  $\Delta t$  cuando la superficie superior se desliza respecto a la superficie inferior. Para el caso de fluidos newtonianos en la superficie superior e inferior se generan esfuerzos cortantes que son proporcionales al gradiente de velocidad y a la viscosidad del fluido:

$$\tau_{xy} = \mu \frac{\partial V_x}{\partial y}$$

Ecuación 2-12

A la vez que aparece este esfuerzo cortante, debe aparecer otro en las caras verticales del elemento dado que de no ocurrir esto, el elemento tendría una aceleración angular infinita dado su tamaño de razón infinitesimal. La relación antes mencionada y extrapolando el ejemplo al caso de tres dimensiones, se debe cumplir las siguientes relaciones:

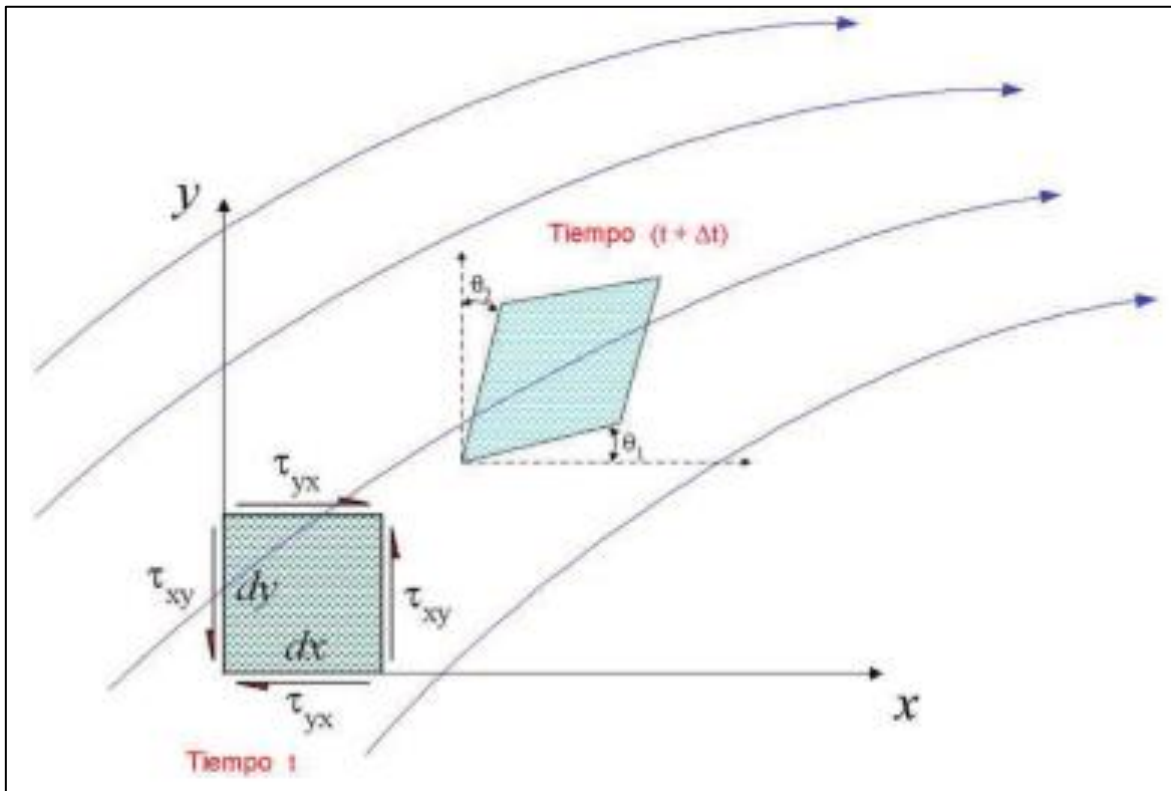
$$\tau_{xy} = \tau_{yx}; \tau_{yz} = \tau_{zy}; \tau_{xz} = \tau_{zx}$$

Si el caso de estudio es lo opuesto, es decir, que el elemento se deslice respecto a las superficies laterales, el esfuerzo cortante será:

$$\tau_{yx} = \mu \frac{\partial V_y}{\partial x}$$

De manera general, si el elemento se mueve en ambas direcciones, es decir en el eje X y en el eje Y como se describe en la **Figura 2-4**, las tensiones resultantes serán la suma de las analizadas anteriormente:

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = \mu \frac{\partial V_x}{\partial y} + \mu \frac{\partial V_y}{\partial x}$$



**Figura 2-4** Elemento infinitesimal de fluido, campo de velocidades bidimensional y su estado de deformaciones

Fuente: Fluid Mechanics (Shames, 2001)

Los esfuerzos en las caras XZ, y, YZ pueden ser encontrados con el mismo procedimiento empleado para el caso de la cara XY.

Siempre y cuando se esté analizando un fluido newtoniano (que es el caso en estudio), se cumplirá que los esfuerzos viscosos mantienen proporcionalidad con las deformaciones producidas por el movimiento. El estudio de los esfuerzos cortantes toma en cuenta dos constantes de proporcionalidad: Por un lado, se tiene  $\mu$ , que es la viscosidad dinámica concordante con las deformaciones de tipo lineal y  $\lambda$ , que es la viscosidad que hace referencia a las deformaciones volumétricas del

elemento. Las componentes totales de esfuerzos son nueve, siendo seis de tipo tangencial y tres de tipo normal a las caras del elemento infinitesimal.

$$\tau \text{ (Tangenciales)} = \left\{ \begin{array}{l} \tau_{xy} = \tau_{yx} = \mu \frac{\partial V_x}{\partial y} + \mu \frac{\partial V_y}{\partial x} \\ \tau_{yz} = \tau_{zy} = \mu \frac{\partial V_y}{\partial z} + \mu \frac{\partial V_z}{\partial y} \\ \tau_{xz} = \tau_{zx} = \mu \frac{\partial V_x}{\partial z} + \mu \frac{\partial V_z}{\partial x} \end{array} \right\}$$

Ecuación 2-13

Los esfuerzos normales vienen relacionados tanto por la viscosidad dinámica como por la volumétrica, tal como se puede ver en el ejemplo del caso de análisis del esfuerzo normal a la cara YZ.

$$\tau_{xx} = 2\mu \left( \frac{\partial V_x}{\partial x} \right) + \lambda \left( \frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} \right)$$

En el caso de tratar con gases, una buena aproximación es la de  $\lambda = -2/3\mu$ , donde el valor de la deformación volumétrica se puede calcular por medio del divergente de la velocidad. Para el caso de análisis en el cual se considera un fluido incomprensible, sabemos que la deformación volumétrica es cero, razón por la cual se pueden escribir las siguientes expresiones que definen los esfuerzos normales:

$$\tau \text{ (Normales)} = \left\{ \begin{array}{l} \tau_{xx} = 2\mu \left( \frac{\partial V_x}{\partial x} \right) \\ \tau_{yy} = 2\mu \left( \frac{\partial V_y}{\partial y} \right) \\ \tau_{zz} = 2\mu \left( \frac{\partial V_z}{\partial z} \right) \end{array} \right\}$$

Ecuación 2-14

### 2.1.3 ECUACIONES DE NAVIER - STOKES

Las ecuaciones generales que gobiernan la mecánica de fluidos en tres dimensiones y que consideran todas las variables que se encuentran en el fluido, fueron planteadas hace dos siglos por los científicos Claude Navier (1785 – 17836) y George Stokes (1819-1903). Fueron el resultado de introducir los efectos del

transporte viscoso en las ecuaciones planteadas por Euler (1707-1783). Las ecuaciones planteadas por Euler han sido desarrolladas anteriormente en este trabajo, referirse a Ecuación 2-9, Ecuación 2-10 y Ecuación 2-11.

La segunda ley de Newton establece que la sumatoria de fuerzas es igual al producto de la masa por la aceleración, todas las fuerzas consideradas en cada uno de los ejes un elemento de dimensiones infinitesimales. Las fuerzas que se encuentran actuando se clasifican en dos grupos:

- Fuerzas de superficie: Presión, Viscosidad y Tensión Superficial
- Fuerzas de cuerpo o volumétricas: Gravedad, Fuerza Centrífuga, Fuerza de Coriolis y Fuerza Electromagnética).

En el caso de estudio de un flujo en estado de movimiento, el efecto de la tensión superficial es despreciable, pudiendo escribirse de manera general la siguiente ecuación:

$$m \cdot a = F_{Presión} + F_{Viscosidad} + F_{Gravedad} + F_m$$

Ecuación 2-15

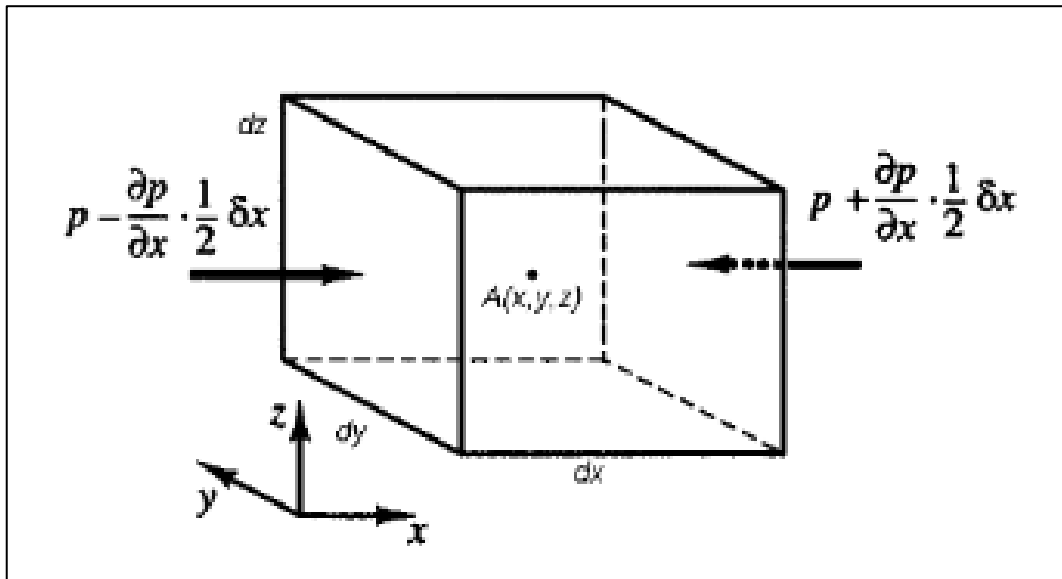
En la Ecuación 2-15, el término  $F_m$ , toma en cuenta la suma de todas las demás fuerzas volumétricas que podrían estar actuando sobre el elemento infinitesimal bajo ciertas condiciones específicas y en un momento dado.

Las componentes de velocidad pueden ser expresadas por medio de la teoría Lagrangiana, es decir que cada uno de los componentes de la velocidad puede venir expresado por medio de una función dependiente de la posición (x, y, z) y del tiempo t. En un punto determinado ( $X_0, Y_0, Z_0$ ), la ecuación de velocidad nos da la variación de la velocidad con el tiempo en el punto analizado, mientras que en un tiempo determinado ( $t_0$ ) nos da la velocidad de flujo en ese instante evaluado.

De manera homologa a la Ecuación 2-8, remplazando los valores de ( $\mu, v, w$ ) por los de ( $V_x, V_y, V_z$ ) para evitar confusiones con el término de viscosidad, tenemos que:

$$a = \begin{cases} a_x = \frac{\partial V_x}{\partial t} + V_x \frac{\partial V_x}{\partial x} + V_y \frac{\partial V_x}{\partial y} + V_z \frac{\partial V_x}{\partial z} \\ a_y = \frac{\partial V_y}{\partial t} + V_x \frac{\partial V_y}{\partial x} + V_y \frac{\partial V_y}{\partial y} + V_z \frac{\partial V_y}{\partial z} \\ a_z = \frac{\partial V_z}{\partial t} + V_x \frac{\partial V_z}{\partial x} + V_y \frac{\partial V_z}{\partial y} + V_z \frac{\partial V_z}{\partial z} \end{cases}$$

Ecuación 2-16

**Figura 2-5** Componentes de la presión en un elemento infinitesimal

Fuente: Fluid Mechanics (Shames, 2001)

Realizando un análisis de las fuerzas de presión actuando sobre el centro de un elemento infinitesimal **Figura 2-5** Componentes de la presión en un elemento infinitesimal **Figura 2-5** y considerando primeramente las fuerzas que actúan en la dirección X para luego extrapolar estos resultados a las otras caras, tenemos que:

$$\text{Cara vertical izquierda: } p + dp = p - \frac{\partial p}{\partial x} \frac{dx}{2}$$

$$\text{Cara vertical derecha: } p + dp = p + \frac{\partial p}{\partial x} \frac{dx}{2}$$

Para encontrar el diferencial de presión resultante en la dirección X, se debe sumar las dos expresiones obtenidas en el análisis de esta dirección obteniendo:



$$p - \frac{\partial p}{\partial x} \frac{dx}{2} - \left( p + \frac{\partial p}{\partial x} \frac{dx}{2} \right) = -\frac{\partial p}{\partial x} dx$$

Homologando este resultado para las otras caras del elemento y considerando que la fuerza resultante es la presión por el diferencial de área, se obtiene las siguientes relaciones:

$$P = \left\{ \begin{array}{l} P_x = -\frac{\partial p}{\partial x} dx dy dz \\ P_y = -\frac{\partial p}{\partial y} dx dy dz \\ P_z = -\frac{\partial p}{\partial z} dx dy dz \end{array} \right\}$$

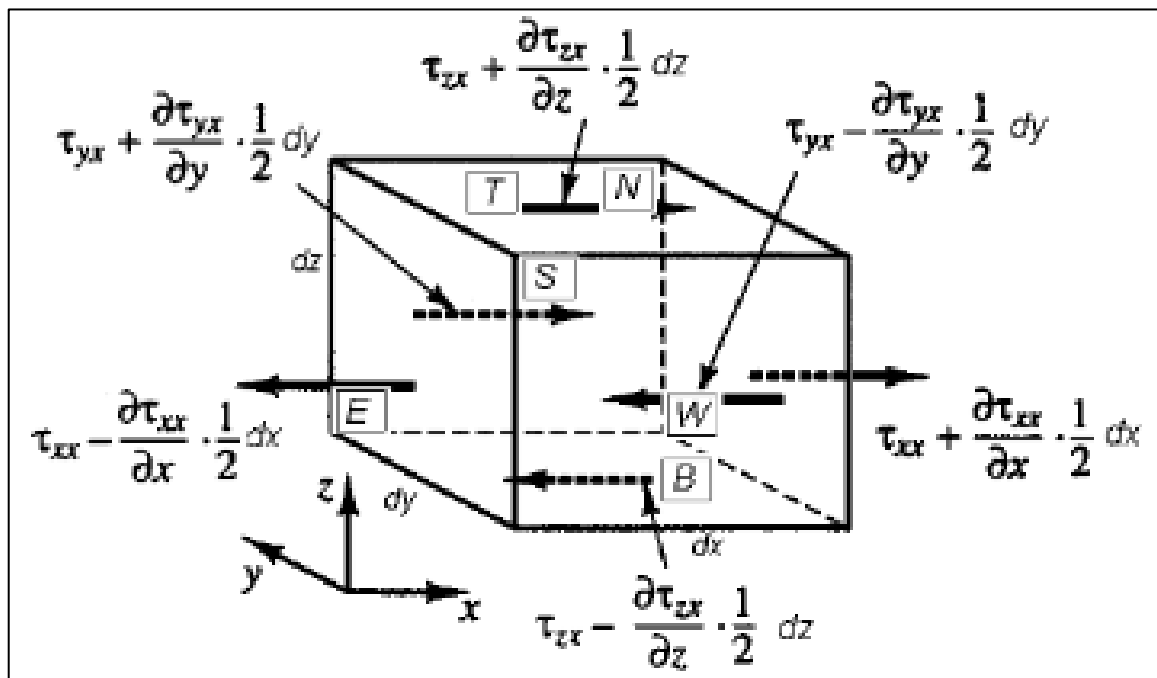
Ecuación 2-17

En la convección de ejes que está siendo analizada, el peso del fluido solo actúa en la dirección del eje Z. La fuerza resultante se obtiene tras multiplicar la masa del fluido por la aceleración de la gravedad, obteniéndose así:

$$dW = -(\rho dx dy dz)g$$

Ecuación 2-18

El proceso realizado para analizar las presiones en cada una de las caras del elemento se puede realizar para el caso de los esfuerzos cortantes (que como ya vimos en el análisis de las ecuaciones de Stokes, son un total de nueve). En la **Ecuación 2-18** se realiza el análisis de los esfuerzos cortantes en la dirección X, los cuales pueden ser extrapolados posteriormente para los ejes Y, Z.



**Figura 2-6** Componentes de los esfuerzos cortantes en un elemento infinitesimal en la dirección X

Fuente: Fluid Mechanics (Shames, 2001)

Si se realiza en la **Figura 2-6** la sumatoria de fuerzas a lo largo del eje X se tiene como resultado la siguiente expresión:

$$\left[ \tau_{xx} + \frac{\partial \tau_{xx}}{\partial x} * \frac{1}{2} dx - \left( \tau_{xx} - \frac{\partial \tau_{xx}}{\partial x} * \frac{1}{2} dx \right) \right] + \left[ \tau_{yx} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} * \frac{1}{2} dy - \left( \tau_{yx} - \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} * \frac{1}{2} dy \right) \right] + \left[ \tau_{zx} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} * \frac{1}{2} dz - \left( \tau_{zx} - \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} * \frac{1}{2} dz \right) \right]$$

Y desarrollando los términos y dado que la fuerza resultante se obtiene tras multiplicar las fuerzas por el área, se obtiene:

$$f_x = \frac{\partial \tau_{xx}}{\partial x} dx dy dz + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} dx dy dz + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} dx dy dz$$

Si se homologa los resultados obtenidos en dirección X a los ejes Y, Z, finalmente se obtiene las siguientes expresiones:

$$f_v = \left\{ \begin{array}{l} f_x = \frac{\partial \tau_{xx}}{\partial x} dx dy dz + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} dx dy dz + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} dx dy dz \\ f_y = \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} dx dy dz + \frac{\partial \tau_{yy}}{\partial y} dx dy dz + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} dx dy dz \\ f_z = \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} dx dy dz + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} dx dy dz + \frac{\partial \tau_{zz}}{\partial z} dx dy dz \end{array} \right\}$$

Ecuación 2-19

Una vez obtenidas las fuerzas de presión y las de viscosidad, se puede aplicar la Ecuación 2-15 en cada uno de los ejes. Se realizará a manera de ejemplo en el eje X, para luego homologar estos resultados para el caso de análisis en los ejes Y, Z.

$$m \cdot a = F_{Presión} + F_{Viscosidad} + F_{Gravedad} + F_s$$

$$(\rho dx dy dz) \left( \frac{\partial V_x}{\partial t} + V_x \frac{\partial V_x}{\partial x} + V_y \frac{\partial V_x}{\partial y} + V_z \frac{\partial V_x}{\partial z} \right) = \left( -\frac{\partial p}{\partial x} dx dy dz \right) + \left( \frac{\partial \tau_{xx}}{\partial x} dx dy dz + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} dx dy dz + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} dx dy dz \right) - (\rho dx dy dz) g_x + F_{Sx} dx dy dz$$

Se podría dividir a ambos miembros de la ecuación para el volumen expresado en manera diferencial dx dy dz se obtiene las siguientes ecuaciones en los ejes X, Y, Z y se tendría las ecuaciones de Navier-Stokes.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho \left( \frac{\partial V_x}{\partial t} + V_x \frac{\partial V_x}{\partial x} + V_y \frac{\partial V_x}{\partial y} + V_z \frac{\partial V_x}{\partial z} \right) = -\frac{\partial p}{\partial x} + \left( \frac{\partial \tau_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} \right) - \rho g_x + F_{Sx} \\ \rho \left( \frac{\partial V_y}{\partial t} + V_x \frac{\partial V_y}{\partial x} + V_y \frac{\partial V_y}{\partial y} + V_z \frac{\partial V_y}{\partial z} \right) = -\frac{\partial p}{\partial y} + \left( \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} \right) - \rho g_y + F_{Sy} \\ \rho \left( \frac{\partial V_z}{\partial t} + V_x \frac{\partial V_z}{\partial x} + V_y \frac{\partial V_z}{\partial y} + V_z \frac{\partial V_z}{\partial z} \right) = -\frac{\partial p}{\partial z} + \left( \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zz}}{\partial z} \right) - \rho g_z + F_{Sz} \end{array} \right\}$$

Ecuación 2-20

Globalmente hablando, se pueden realizar algunas observaciones sobre las ecuaciones generales de la Mecánica de los fluidos, las mismas que pueden entenderse de la misma manera para el caso de la Hidráulica (Parra et al., 2008):

- Constituyen un sistema fuertemente acoplado, muy difícil de resolver analíticamente.

- Se trata de un sistema de cinco ecuaciones con seis incógnitas ( $u$ ,  $v$ ,  $w$ ,  $p$ ,  $\rho$ ,  $T$ ), que se completa con la ecuación de estado o de comportamiento. Para el caso de un líquido,  $p$  es constante.
- Aunque las ecuaciones de Navier-Stokes son las de cantidad de movimiento, esta denominación se extiende usualmente a las ecuaciones de continuidad y de conservación de la energía.
- El sistema de ecuaciones se completa con las condiciones iniciales y de contorno. Las condiciones iniciales en problemas transitorios deben especificar las variables en un instante inicial de partida. Las condiciones de contorno son físicas, las mismas que están impuesta por el entorno  $r$ .

## 2.1.4 INTRODUCCIÓN A LA TURBULENCIA

### 2.1.4.1 Definiciones básicas

El fenómeno de la turbulencia aparece en un flujo, cuando en un instante dado las fuerzas viscosas que genera el fluido son menores a las fuerzas producidas por el movimiento de este. Esta descompensación en el equilibrio de fuerzas origina fluctuaciones del movimiento tanto en tiempo como en espacio que pueden seguir infinitamente al mantenerse el desequilibrio entre las fuerzas de viscosidad y las de inercia.

Es muy complicado dar una definición precisa acerca de la turbulencia, pero se puede dar algunas características de los flujos turbulentos tales como los que citan (Tennekes & Lumley, 1972):

- **Irregularidad:** Una de las características del flujo turbulento es la irregularidad. Esta característica de estos flujos hace imposible que se pueda dar un enfoque determinista al fenómeno, razón por la cual para definir este problema se debe incurrir a los métodos estadísticos.
- **Difusividad:** La difusividad es la característica de los flujos turbulentos que produce una mezcla rápida, un aumento de velocidad y transferencia de masa. En lo referente a las aplicaciones de orden práctico, es la característica más importante de los flujos turbulentos entre las cuales se

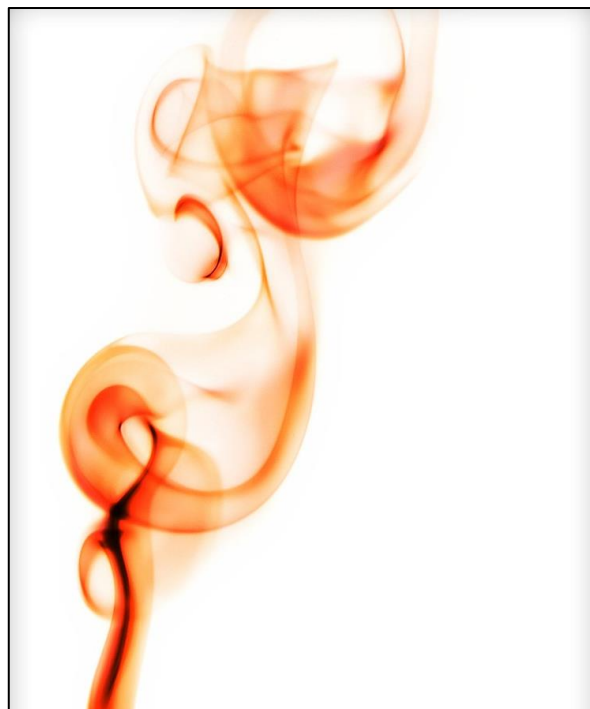
puede mencionar: aumento de las tasas de transferencia de calor en turbomáquinas, fuente de la resistencia al flujo en tubería a presión y evita la separación de la capa límite en los perfiles aerodinámicos con altos ángulos de ataque entre los más importantes.

- **Números de Reynold altos:** Los procesos turbulentos se originan cuando los números de Reynolds de los flujos se vuelven demasiado grandes. Las inestabilidades que ocasiona la turbulencia se producen por la interacción entre los términos viscosos y los inerciales no lineales de las ecuaciones de Navier-Stokes. La interacción indicada es muy compleja debido a que, matemáticamente hablando, las ecuaciones parciales no lineales no se han desarrollado al punto de poder dar una solución general a las mismas. La irregularidad y aleatoriedad del flujo que ya fue mencionada son efectos que combinados con la no linealidad de las ecuaciones dan como resultado que las ecuaciones que describen la turbulencia sean prácticamente intratables.
- **Fluctuaciones de la vorticidad en tres dimensiones:** El fenómeno de la turbulencia es rotacional y tridimensional. Los procesos de turbulencia se caracterizan por los altos niveles de fluctuación en la vorticidad. Las fluctuaciones aleatorias de vorticidad no podrían mantenerse si las fluctuaciones de velocidad fueran bidimensionales, debido a que este fenómeno se produce debido a una propiedad mecánica de la vorticidad (llamada estiramiento del vórtice) la misma que está ausente en flujos bidimensionales.
- **Disipación de energía:** Los flujos de tipo turbulento, siempre son de tipo disipativos. Los esfuerzos cortantes viscosos realizan los trabajos de deformación, los mismos que aumentan la energía interna del fluido a expensas de la energía cinética de la turbulencia. El fenómeno de la turbulencia necesita continuamente un ingreso de energía para compensar las fuerzas de viscosidad que se oponen a estas, de otra manera la turbulencia decaería de manera rápida.
- **Continuidad:** La turbulencia es un fenómeno de tipo continuo que se encuentra gobernado por las ecuaciones fundamentales de la mecánica de

fluidos (para el caso en estudio por las ecuaciones fundamentales de la hidráulica).

- **Solución:** Las propiedades turbulentas no son características de un fluido propiamente dicho, si no del flujo de este. Si el número de Reynolds es lo suficientemente grande, las características dinámicas de la turbulencia, como esta se produce y evoluciona, son las mismas para todos los fluidos (sean estos líquidos o gases). Dado que las propiedades turbulentas no dependen de la estructura molecular del fluido si nos del flujo en sí, estas características dependen del entorno (condiciones iniciales y de contorno). Por las razones antes expuestas, las teorías de la turbulencia no tratan todos los tipos de flujo, en cambio se particularizan en flujos con condiciones de contorno simples tales como problemas de capa límite, chorros y ondas.

El flujo turbulento es un fenómeno de alta complejidad e inestabilidad, el cual dentro de sus procesos se crea, se disipa y en cierto momento bajo la acción de las fuerzas viscosas desaparece completamente. En la **Figura 2-7** se indica un flujo turbulento en desarrollo.



**Figura 2-7** Flujo turbulento en desarrollo

**Fuente:** "smoke" by Dean McCoy Photography is licensed under CC BY 2.0

### 2.1.4.2 Primicias de los estudios sobre la turbulencia

El fenómeno de la turbulencia, sus fuentes de generación y sus efectos han sido estudiados desde la antigüedad debido al interés y la importancia de estos. Las primeras investigaciones y análisis sobre el fenómeno datan de (1452-1519) por parte de Leonardo Da Vinci, **Figura 2-8** el cual la describe de la siguiente manera:

*“Observad el movimiento de la superficie del agua, que se asemeja al del cabello, que tiene dos movimientos, de los cuales uno es causado por el peso del pelo, el otro por la dirección de los rizos; por tanto, el agua tiene movimientos turbulentos, una parte de los cuales se debe a la corriente principal, y la otra a un movimiento aleatorio e inverso”.*



**Figura 2-8** El boceto de agua de Leonardo da Vinci saliendo de un agujero cuadrado hacia una piscina, circa 1500

**Fuente:** Fluid Mechanics from the Beginning to the Third Millennium (Gad-EI-Hak, 1998)

En el siglo XIX inicio el estudio masivo del fenómeno de la turbulencia. Darcy y por otra parte Hägen encontraron mediante sus estudios los valores de las pérdidas de presión en los circuitos de agua urbanos. Del análisis de los datos recolectados, encontraron que las pérdidas tenían dos componentes, el primero relacionado con el cuadrado de la velocidad media de flujo e independiente de la viscosidad del fluido (que es el término que hasta la actualidad se usa para el cálculo de pérdidas en tuberías) y un segundo componente que mantiene una dependencia de tipo lineal en función de la longitud, la velocidad de flujo y la viscosidad del fluido.

Bousinesq (1877) realiza una publicación en la cual se distingue por primera vez hasta el momento el flujo en régimen laminar y turbulento. En este estudio, además de la diferenciación entre los flujos, realiza un análisis en lo referente al transporte de cantidad de movimiento en el cual concluye que este es mayor en el caso de tratarse con flujos de tipo turbulentos. Como aporte adicional de este estudio se obtuvo además lo que hasta el momento se conoce como la viscosidad turbulenta.

Avanzando un poco más en la historia, en el año 1883 el científico Osborne Reynolds puso en evidencia los tipos de flujo que pueden presentarse en el movimiento de un fluido, definiendo y conceptualizando el flujo laminar, el flujo de transición y el flujo turbulento. En el experimento realizado, Reynolds pudo encontrar que la transición entre los tipos de flujo está relacionada de manera directa con un parámetro adimensional, el cual en la actualidad se lo conoce en la mecánica de fluidos como número de Reynolds. Reynolds encontró la siguiente relación.

$$R_e = \frac{V * L}{\nu}$$

Ecuación 2-21

En la Ecuación 2-21, los parámetros son:

V = Velocidad de flujo



$L$  = Longitud característica

$\nu$  = Viscosidad cinemática

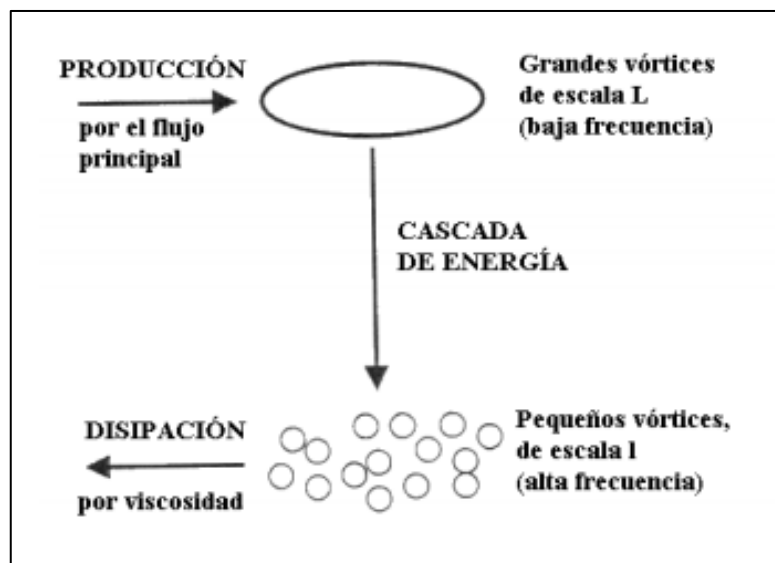
El aporte adicional de Reynolds es que incorporo en este estudio el tratamiento estadístico, utilizando para esto una descomposición de los campos analizados en dos componentes, uno correspondiente al valor medio y un segundo que hace referencia a una fluctuación de media nula. Como se verá más adelante, este aporte fue de gran importancia para estudios futuros acerca de la resolución de las ecuaciones de Navier-Stokes.

En la primera etapa del Siglo XX, se vieron dos líneas de investigación plenamente diferenciadas en el campo de estudio de la turbulencia. La primera línea se dedicó al desarrollo puntual de modelos de turbulencia específicos que eran necesarios para llegar a una resolución de las ecuaciones planteadas por Reynolds. Los investigadores que obtuvieron mejores resultados en esta investigación fueron Taylor, Prandtl y Von Kármán. Una segunda línea de investigación se dedicó exclusivamente al estudio de las escalas de turbulencia. Richardson planteo que la turbulencia es un fenómeno multiescala en el cual postula que las estructuras de orden superior generadas por las fuerzas externas son inestables y en cierto punto se rompen, con lo cual se originan estructuras de menor orden que de igual manera se rompen dando lugar a un proceso de disminución de tamaño de los vórtices que termina en un punto tal en el cual los efectos de la viscosidad son predominantes y la energía es disipada. Las teorías planteadas por Richardson fueron el punto de partida para Taylor, el mismo que estudio la turbulencia homogénea y para Von Kármán y Howarth que realizaron análisis acerca de la transferencia de energía entre los grupos de estructuras de diferente tamaño.

En los primeros años de la década de 1940, Kolmogorov publico la teoría de la cascada de energía (conocida como K41), en la cual extiende la idea de los fenómenos multiescala planteada anteriormente por Richardson. Este trabajo es considerado como el hito más importante en el estudio de la turbulencia.

En 1949, Batchelor y Townsend presentan su trabajo acerca del fenómeno de intermitencia, el mismo que aparece en el análisis de las series temporales de las velocidades de las estructuras más pequeñas.

En 1974, Brown y Roshko mediante sus experimentos analizan las grandes estructuras coherentes o también llamados grandes paquetes de ondas. La teoría se basa en un enfoque de tipo determinista acerca de la organización estructural de cada tipo de flujo **Figura 2-9**.



**Figura 2-9** Descripción del proceso de turbulencia  
Fuente: A first course in Turbulence (Tennekes & Lumley, 1972)

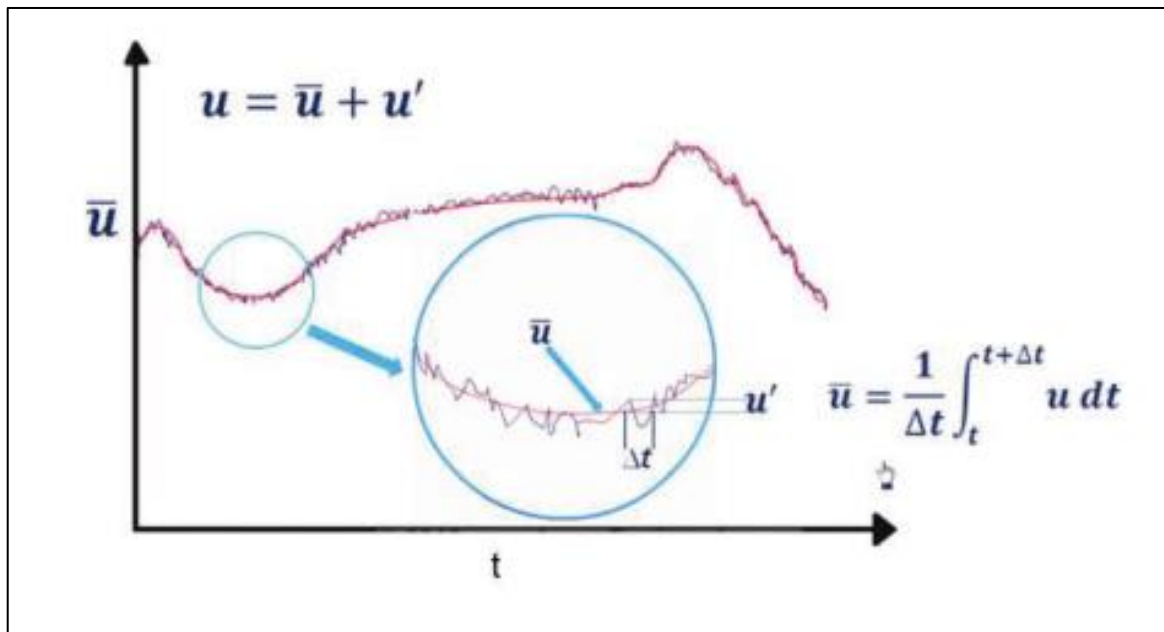
#### 2.1.4.3 Tratamiento de la Turbulencia

Las leyes de la viscosidad de Stokes y las ecuaciones de Navier – Stokes son aplicables a un flujo turbulento si se usan las velocidades y magnitudes reales. Pero desde un punto de vista físico e ingenieril resulta más práctico obtener expresiones a partir de valores temporales medios **Figura 2-21**, y que estas magnitudes pueden ser medidas por un observador con instrumentos convencionales

Para derivar las ecuaciones aplicables para movimientos del tipo turbulento, se debe trabajar con los valores temporales medios de dichas magnitudes debidas a las fluctuaciones inducidas por la turbulencia.

$u = \bar{u} + u'$ ; esta expresión se debe introducir en lugar de  $u \frac{\partial u}{\partial x}$

Ecuación 2-22



**Figura 2-10** Trazo de velocidad en un flujo turbulento

Fuente: Learn Engineering, Introduction to Turbulence

#### 2.1.4.4 La cascada de energía

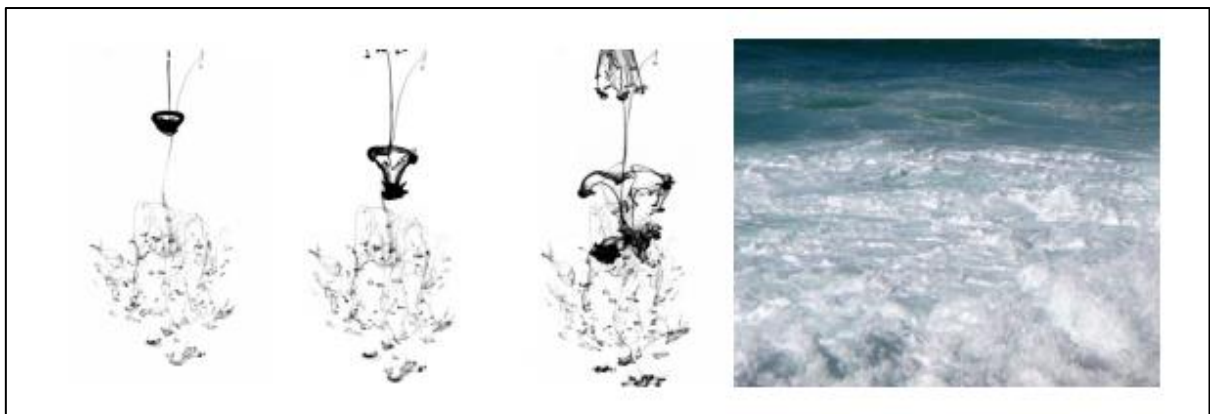
La turbulencia desarrollada en flujos con números de Reynolds superior a varios cientos o miles, contienen remolinos con amplio rango continuo de escalas de tamaño y de tiempo. Los remolinos más grandes son de tamaño  $l_0$  similar a la anchura de una capa de cortadura del flujo (como ejemplo la capa límite) y tiene además las mayores velocidades de la turbulencia  $u_0$ , y son responsables de la mayor parte del transporte – mezcla de momento. Mientras, el tamaño de los remolinos más pequeños disminuyen con el aumento del número de Reynolds del flujo, y estos remolinos son responsables de la disipación de energía (López Montaña, 2017).

Como resumen, la cascada de energía es un proceso mediante el cual se da produce la transferencia de la energía cinética desde las mayores escalas a las medianas y éstas a su vez hacia las más pequeñas.

Richardson en 1922 describió a través de este verso el concepto de cascada de energía:

*“los grandes remolinos tienen pequeños remolinos que se alimentan de su velocidad y los pequeños remolinos tienen otros más pequeños, y así hasta la viscosidad”.*

A medida que el tamaño de los remolinos es más pequeño así mismo se extinguen de manera más rápida. Este fenómeno puede ser observado en la **Figura 2-11** en su parte derecha. En esta representación se observa la turbulencia que se genera tras el choque de una ola en la playa de un mar. Los remolinos cuyo tamaño varía en el rango de mediano y pequeño que visualmente dan un aspecto rugoso a la superficie desaparecen rápidamente, mientras lo más grandes que se encuentran en el fondo aún son notorios en el panorama.



**Figura 2-11** Descripción del proceso de turbulencia mediante ejemplos representativos

**Fuente:** Procesos de turbulencia (López Montaña, 2017)

En su trabajo (Bradshaw, 1996) describe el estiramiento de vórtice como el mecanismo básico en la cascada de energía. En su trabajo indica que en un volumen de fluido de características turbulentas dos partículas tienden a separarse, los remolinos individuales se estiran, por continuidad se estrechan, y por conservación del momento angular aumentan su vorticidad y su energía cinética de rotación. El resultado neto, por conservación de la energía, es que los movimientos-remolinos de mayor escala han realizado un trabajo sobre los de menor escala, transfiriendo a éstos una cantidad de energía cinética que se redistribuye entre los

diferentes componentes de la velocidad. Como proceso final, en los remolinos de menor tamaño (aquellos que poseen una mayor tasa de deformabilidad) la disipación (efecto generado por la difusión viscosa) evita la formación de líneas de vorticidad infinitesimales.

#### 2.1.4.5 Escalas de la turbulencia

Como se mencionará más adelante en la conceptualización de las escalas de Kolmogorov, la cascada de energía es la representación de un conjunto de remolinos, los cuales se encuentran agrupados en diferentes escalas, las cuales presentan características tales como velocidad, longitud y tiempo.

Habitualmente, los tipos de vórtices presentes en el flujo turbulento se agrupan en tres grupos de estudio los cuales son:

- a) **Macro escala:** Esta es la escala que agrupa los vórtices de mayor tamaño. El número de Reynolds que se presenta en los vórtices que pertenecen a esta escala es el mismo que se produce en el flujo principal. Los vórtices pertenecientes a esta escala tienen una gran influencia de las condiciones de contorno particulares del problema y su comportamiento es anisótropo (es decir que cambia su comportamiento según la dirección en la que se realice el análisis)
- b) **Escala intermedia:** Los vórtices pertenecientes a este grupo no presentan aun en su comportamiento tasas de disipación de energía importantes. En este grupo se sigue manteniendo la transferencia de energía hacia los vórtices de menor escala o tamaño. Esta escala es conocida también como sub-rango inercial.
- c) **Microescala:** La microescala es la escala más pequeña en ser analizada. En esta se produce netamente los procesos de disipación de energía. Los vórtices que forman parte de este grupo presentan un comportamiento isotrópico (es decir que su comportamiento no tiene ninguna relación con la dirección en la cual se realiza el análisis).

## 2.1.5 ESCALAS DE KOLMOGOROV

### 2.1.5.1 Introducción

Kolmogorov (1941) y su teoría de equilibrio universal establecen que los remolinos más pequeños deben estar en un estado tal que la tasa a la que reciben la energía de los remolinos más grandes sea muy semejante a la tasa a la cual los remolinos pequeños disipan la energía, que como se indicó anteriormente se produce en forma de energía calórica. Como conclusión de su teoría, establece que el movimiento en las escalas más pequeñas esta dado por la acción de:

- La tasa con la cual los remolinos más grandes transfieren la energía, descrita como  $\varepsilon = -dk/dy [L^2/T^3]$ .
- La viscosidad cinemática, descrita como  $\nu [L^2/T]$

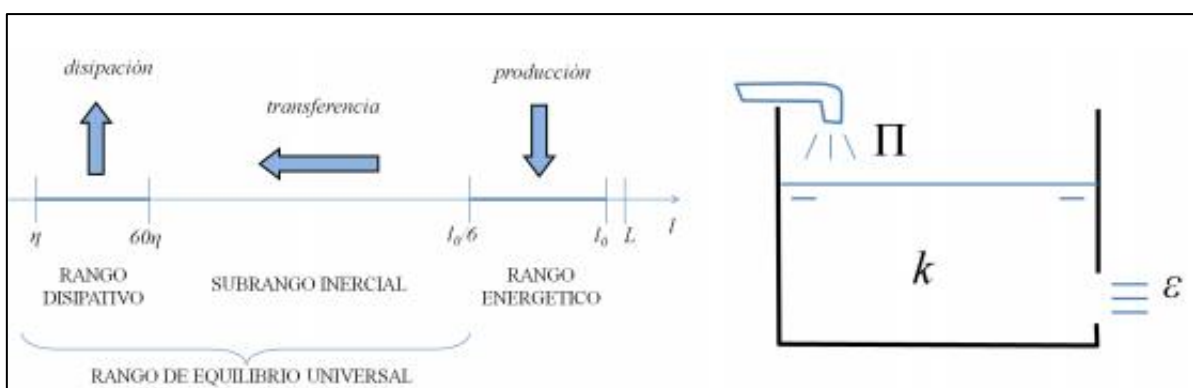
Las escalas establecidas por Kolmogorov son la de longitud ( $\eta$ ), tiempo ( $t$ ) y la de velocidad ( $v$ ).

$$\eta = (\nu^3/\varepsilon)^{1/4} \quad t = (\nu/\varepsilon)^{1/2} \quad v = (\nu\varepsilon)^{1/4}$$

Ecuación 2-23

### 2.1.5.2 Rangos de tamaño

Kolmogorov separa la cascada de energía en tres rangos para facilitar la descripción de su teoría, estos rangos se pueden observar en la **Figura 2-12**.



**Figura 2-12** Esquema de la cascada de energía y comparación simple con la hidráulica básica

Fuente: Rangos de la turbulencia (López Montaña, 2017)

El rango energético es el que contiene la mayor cantidad de remolinos, de aspecto y estadísticas anisotrópicas. Estos remolinos dependen netamente de la geometría del flujo y de las condiciones de contorno. La transferencia de energía cinética hacia las escalas más pequeñas se produce de manera continua a una tasa denominada  $\varepsilon$ . Se puede observar que, en este rango, se cumple que  $l > l_o/6$ .

El rango de equilibrio universal esta caracterizado porque los movimientos no son dependientes de la geometría del flujo medio y de las condiciones de contorno (Tennekes & Lumley, 1972). Este hecho se produce dado que sus escalas de tiempo son mucho más rápidas (pequeñas) que las del flujo medio, así que se adaptan de manera rápida a los cambios o anisotropías que imponen los grandes remolinos. Por esta razón, en este rango se presentan estadísticas y aspectos isotrópicos (llamada también isotropía local). A medida que va decreciendo la escala, las deformaciones son más rápidas y la turbulencia se produce de mayor manera, de tal manera que en las escalas más pequeñas se pierde cualquier sentido de dirección permanente. Dentro de este rango se encuentran los sub-rango inercial y disipativo. Este rango se produce cuando  $l_o/6 > l$ .

En el sub-rango inercial (rango en el cual se cumple  $l_o/6 > l > 60\eta$ ) gobiernan principalmente los efectos inerciales, esto debido a que los valores del número de Reynolds son aún elevados en estas escalas. Dicho lo anterior, en este rango no influyen los efectos viscosos y la geometría del flujo, y su comportamiento dinámico es determinado netamente por la tasa de transferencia  $\varepsilon$ . Los remolinos de un tamaño  $l$  tienen una velocidad y un tiempo característico dados.

En el sub-rango disipativo (rango en el cual se cumple  $60\eta > l > \eta$ ) predominan las fuerzas de viscosidad y se disipa la totalidad de la energía transferida  $\varepsilon$ . El movimiento en este rango está determinado por los parámetros  $\varepsilon$  y  $\nu$ . A medida que se reduce esta escala, ambos parámetros tienden al mismo valor y en ese punto el movimiento se detiene en la escala  $\eta$  de Kolmogorov. Así, una vez fijada la tasa de transferencia  $\varepsilon$ , la viscosidad determina la menor escala  $\eta$ ; y cuanto menor es la viscosidad, menor también es esta escala.

El análisis de estos efectos se ven descritos y analizados en la llamada ley 2/3 de Kolmogorov, la misma que se estudiara en apartados posteriores de este trabajo.

### 2.1.5.3 Descripción del espectro y Ley -5/3 Kolgomorov

La descripción del espectro tratado por Kolgomorov, se lo realiza por medio de la transformada de Fourier. El análisis es desarrollado en función de los números de onda (representados como  $\kappa$ ) o su equivalente en función de las longitudes de onda (representados como  $\lambda=2\pi/\kappa$ ). Con estos conceptos y analizando el fenómeno en función de la transformada de Fourier, se establece que:

$$k = \int_0^{\infty} E(\kappa) d\kappa$$

Ecuación 2-24

En la Ecuación 2-24,  $E(\kappa)d\kappa$  es la energía cinética turbulenta contenida entre todos los números de onda y  $k$  es la energía cinética por unidad de masa de la velocidad fluctuante turbulenta.

La función  $E(\kappa)$  es una función de los siguientes parámetros:

- Longitud característica de los grandes remolinos  $l$  y del tensor de velocidad de deformación  $S$ , esto debido a que el fenómeno de la turbulencia está influenciado de gran manera por los remolinos grandes o de orden superior.  $S$  incrementa la turbulencia mediante la interacción del flujo con los remolinos de orden superior.
- Viscosidad cinemática y de la tasa de suministro de energía de los vórtices grandes  $\epsilon$ , dado que los procesos de turbulencia siempre son disipativos.

En su trabajo (Taylor, 1935) concluye que para procesos de turbulencia como presencia de altos números de Reynolds,  $k$  puede ser expresada en función de  $\epsilon$  y  $l$ , como lo indica la Ecuación 2-25



$$\varepsilon \approx \frac{k^3}{l} \quad k = (\varepsilon l)^{2/3}$$

Ecuación 2-25

El valor de  $l$  es la longitud de escala que es usada por la mayoría de los modelos de turbulencia, pero hasta el momento no se ha podido cuantificar con claridad y precisión. Del análisis de las escalas, se puede deducir que el valor de  $l$  es mucho mayor al valor de escala de longitudes  $\eta$  planteado por Kolmogorov.

Sustituyendo la Ecuación 2-25 en la longitud de escala de Kolmogorov de la Ecuación 2-21 se obtiene que:

$$\frac{l}{\eta} = \frac{l}{(v^3/\varepsilon)^{1/4}} \approx \frac{l \left( \frac{k^3}{l} \right)}{v^{3/4}} \approx Re_T^{3/4}$$

Y desarrollando la ecuación se obtiene la siguiente relación:

$$Re_T^{3/4} = \frac{k^{1/2} l}{v}$$

Ecuación 2-26

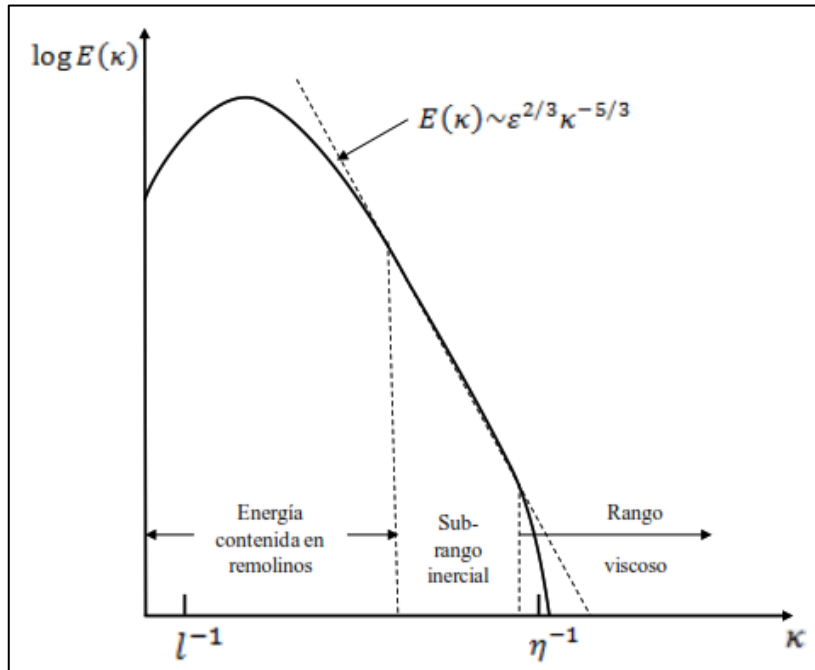
$Re_T$  es el valor del número de Reynolds turbulento y siempre que este sea mayor o igual a uno, se mantendrá la hipótesis inicial que  $l > \eta$ .

La hipótesis principal de la teoría planteada por Kolmogorov es que, para número de Reynolds de gran valor, existe un rango tal entre los vórtices más grandes y los más pequeños en el cual, el proceso de cascada de energía es completamente independiente de la energía que se encuentra contenida en los remolinos y de los efectos de la viscosidad. Partiendo de estos hechos y por medio de análisis dimensional se deduce que, para este rango de tamaños de vórtices, se cumple:

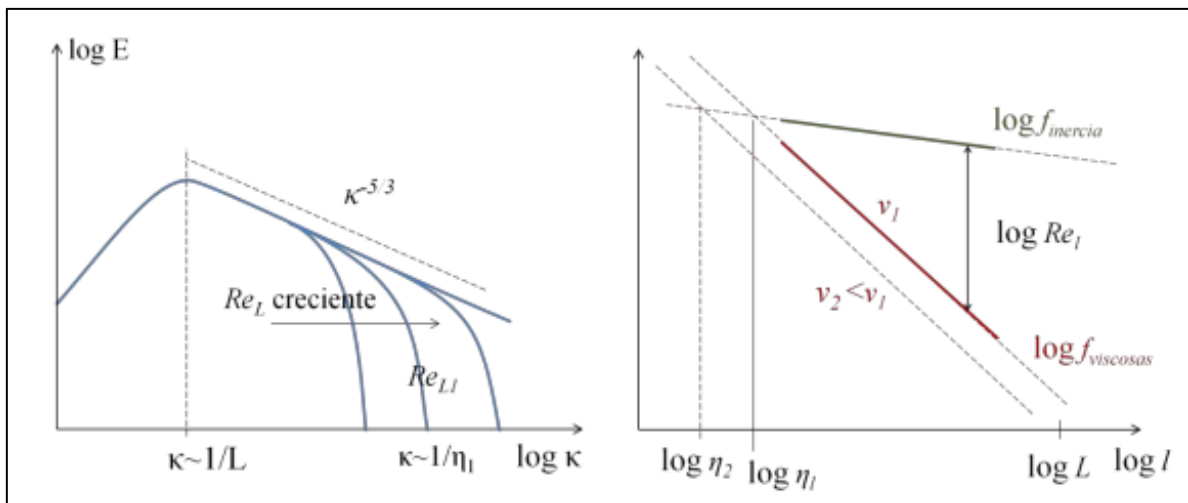
$$E(\kappa) = f(\varepsilon, \kappa) = C_K \varepsilon^{2/3} \kappa^{-5/3} \quad \frac{1}{l} < \kappa < \frac{1}{\eta}$$

Ecuación 2-27

El rango de análisis en el cual se cumple lo descrito por Kolmogorov, es el denominado sub-rango inercial o escala intermedia **Figura 2-13** y **Figura 2-14**.



**Figura 2-13** Espectro de energía para un flujo turbulento  
Fuente: Turbulence Modelling for CFD (Wilcox, 2006)



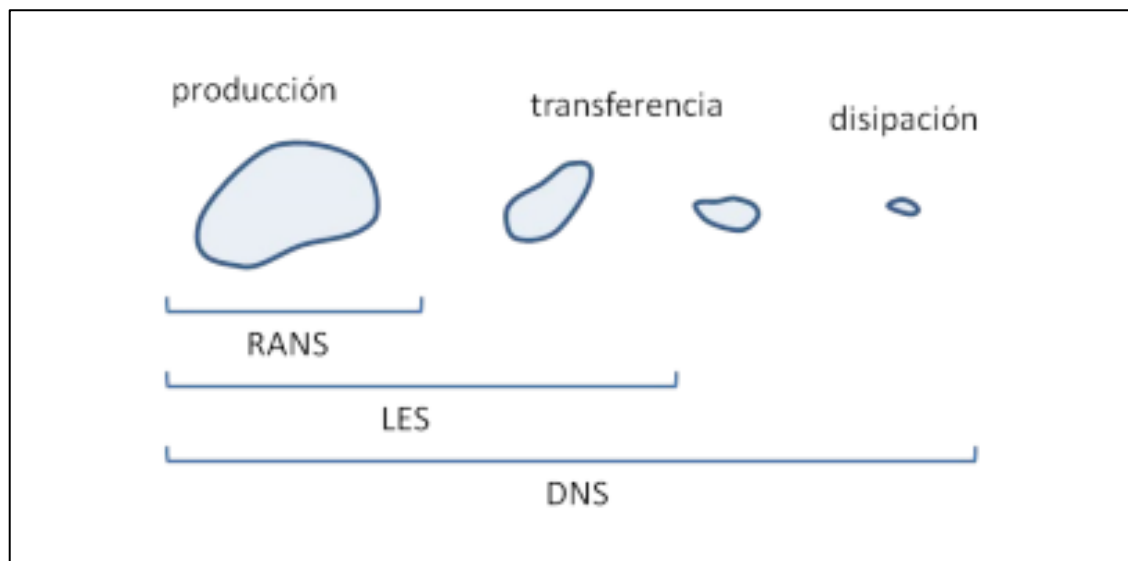
**Figura 2-14** Espectro de la energía cinética de la turbulencia  
Fuente: Rangos de la turbulencia (López Montaña, 2017)

## 2.1.6 MODELOS DE TURBULENCIA

El problema en la resolución de las ecuaciones de Navier-Stokes es principalmente el problema de cierre que existe en estas, en otras palabras, el problema fundamental es que existen un mayor número de incógnitas que ecuaciones. Los modelos de turbulencia parten de la modelización de la viscosidad turbulenta, la misma que se realiza por medio de ecuaciones de tipo algebraicas.

Desde hace un siglo se han sucedido numerosas propuestas de modelos de turbulencia, pero ninguna de ellas ha resultado suficientemente eficaz ni universal, siendo la falta de precisión en el análisis de flujos turbulentos un problema de primera magnitud en la comunidad de análisis fluidodinámico (Wilcox, 2006).

Dependiendo del rango de escalas de movimiento que se desee evaluar o analizar, existen varios métodos para el cálculo de estos flujos, siendo los de mayor aplicación los métodos de cálculo DNS, LES y RANS **Figura 2-15**.



**Figura 2-15** Métodos de cálculo y sus respectivos rangos de escalas resueltas

Fuente: Rangos de la turbulencia (López Montaña, 2017)

### 2.1.6.1 Direct Numeric Simulation (DNS)

La simulación numérica directa (Direct Numeric Simulation, DNS) consiste en resolver directamente las ecuaciones no estacionarias de Navier-Stokes, recogiendo toda la amplitud de escalas del movimiento turbulento; por ello todavía

solamente son posibles los cálculos para números de Reynolds moderados (López Montaña, 2017). Como alcance a lo dicho anteriormente, en investigaciones recientes se han alcanzado valores entre  $10^5 < Re < 10^6$  en una malla de entre  $4.03 \times 10^6$  y  $6.5 \times 10^{10}$  nudos para turbulencia homogénea (Durbin & Reif, 2011), y en flujos alrededor de la geometría de la estructura de una ala para  $Re=400.000$  con mallas de  $4.63 \times 10^8$  (Vinuesa et al., 2018).

Actualmente, los modelos DNS son usados netamente para fines investigativos los cuales dan como resultado valores muy similares y de igual detalle que los obtenidos en un modelo físico e incluso mejores en algunos casos. Dado que este método resuelve todas las escalas de la turbulencia, por ende, ocasionan un alto costo computacional y son poco utilizados para fines ingenieriles.

#### **2.1.6.2 Métodos de simulación de gran remolino (LES)**

Los métodos de simulación de gran remolino se basan en el hecho de que los movimientos a gran escala son más energéticos que los de pequeña escala. El modelo se basa en resolver únicamente la escala de los grandes vórtices y para los pequeños realizar una aproximación de su efecto.

EL enfoque habitual para la resolución de problemas de turbulencia es utilizar los métodos Reynolds Averaged Navier Stokes (RANS) los mismo que resuelven las cantidades promediadas de la variable en función del tiempo. Sin embargo, para algunos problemas específicos es necesario la resolución de todas las escalas de turbulencia (métodos DNS) o también se pueden filtrar las ecuaciones, eliminando longitudes de escala y pasos de tiempo muy cortos (como es el caso de los métodos LES).

Dentro de la mecánica computacional de fluidos es de gran importancia elegir el método de cálculo del modelo de turbulencia más adecuado. Por ejemplo, en flujos que se encuentran en transición, es de gran importancia resolver todas las escalas razón por la cual el método más adecuado sería el DNS, siempre y cuando se tenga acceso a computadoras con gran capacidad de procesamiento (referente a la capacidad de cálculo de las iteraciones para la resolución de las aproximación

por métodos numéricos) Para números de Reynolds mayores, en el cual se supone que el flujo está en estado turbulento completamente desarrollado (Carrillo, 2014) recomienda el uso de métodos de cálculo LES en los siguientes casos:

- El flujo es probable que sea inestable, con grandes escalas de agitación de una capa de corte o desprendimientos de vórtices.
- El flujo es probable que sea inestable con estructuras coherentes (ciclones).
- Hay simetrías en la geometría y en el flujo que podría causar ruptura de la simetría en bifurcaciones.
- El flujo es gravitacional, con grandes zonas inestables creadas por el calentamiento desde abajo, o por la existencia de un líquido más ligero bajo un líquido más pesado (flujo multifásico en tuberías inclinadas).
- Se sabe que no funciona un enfoque tipo RANS (por ejemplo, debido a la existencia de turbulencia altamente anisotrópica).
- Se requiere una buena representación de la estructura turbulenta para procesos de pequeña escala, como micro mezclas o reacciones en sustancias químicas.
- Se requiere otros datos fluctuantes (por ejemplo, fuerzas fluctuantes o ráfagas de viento).
- El usuario puede esperar hasta una semana para la obtención de resultados, usando un equipo con 8 o 16 procesadores).

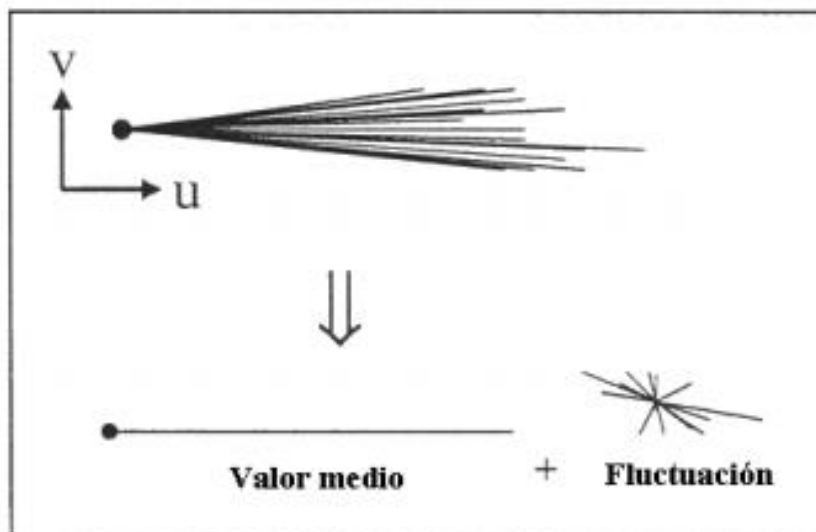
#### **2.1.2.1 Reynolds Averaged Navier Stokes (RANS)**

Los métodos de cálculo de modelos de turbulencia que se encuentran basados en las ecuaciones RANS en conjunto con el manejo de las ecuaciones de cierre que aproximan los efectos viscosos, son los métodos más usados en los trabajos realizados dentro de la ingeniería.

Existe una gran variedad de métodos de cálculo de modelos de turbulencia en la literatura y en el mercado, contruidos con ecuaciones que a veces parecen haber salido de la nada; para elegir un método de cálculo adecuado para mejorar los resultados de los análisis CFD, es necesario comprender los planteamientos de estos métodos, distinguiendo entre las cuestiones fundamentales y las

peculiaridades, y conocer qué, constantemente proceden de aplicar principios universales y cuáles son empíricas.

Los métodos de cálculo de modelos de turbulencia RANS es una modificación de las ecuaciones de Navier-Stokes en la cual se realiza un cambio en la variable analizada por dos componentes, uno correspondiente a sus promediados y una segunda correspondientes a sus valores fluctuantes.



**Figura 2-16** Variables del problema del modelo RANS

Fuente: A first course in Turbulence (Tennekes & Lumley, 1972)

Los métodos de cálculo RANS, **Figura 2-16** son usados para representar fenómenos en los cuales los tiempos de escala son muy superiores a los tiempos de escala correspondientes a las fluctuaciones turbulentas. Este método realiza el cambio de variable de la siguiente manera:

$$\Phi(\vec{x}, t) = \bar{\Phi}(\vec{x}, t) + \Phi'(\vec{x}, t)$$

Ecuación 2-28

En la Ecuación 2-28 la componente media viene dada por:

$$\bar{\Phi} = \frac{1}{\Delta t} \int_t^{t+\Delta t} \Phi dt$$

Ecuación 2-29

El valor de  $\Delta t$  toma valores pequeños con relación a la escala de tiempo que está siendo empleada para la resolución de ecuaciones, pero de magnitud tal que es mayor al tiempo en el cual se presentan las fluctuaciones turbulentas.

Los promedios utilizados para representar la primera componente de la variable son promediados estadísticos, razón por la cual al modelo de turbulencia RANS se lo conoce también como modelo de turbulencia estadística.

Al introducir la componente media y la promediada dentro de las ecuaciones de Navier-Stokes, se introducen incógnitas adicionales al problema llamadas tensiones de Reynolds las mismas que son muy difíciles de determinar. Al existir más incógnitas que ecuaciones, se genera un problema de cierre de la turbulencia. Existen algunas teorías que logran el cierre de las ecuaciones promediadas, las mismas que se analizan a continuación.

### **2.1.6.3 Modelos de turbulencia de dos ecuaciones**

Los modelos de turbulencia de dos ecuaciones son los más utilizados para aplicaciones dentro de la ingeniería y el campo práctico debido a que ofrecen la mejor relación (beneficio – costo) con relación a las variables gasto computacional vs la precisión numérica obtenida.

Como ya se indicó en los modelos de viscosidad de remolino, los modelos de dos ecuaciones parten de la hipótesis del gradiente de difusión para poder hallar una relación entre las tensiones de Reynolds con los gradientes de velocidad media y la viscosidad turbulenta.

En los modelos de dos ecuaciones como lo son el modelo  $k-\varepsilon$  y el  $k-\omega$ , la base para encontrar la longitud de escala de la velocidad turbulenta es la energía cinética turbulenta y la tasa de disipación de la energía, siendo estas dos variables calculadas en función de la resolución de sus ecuaciones de transporte.

La energía total instantánea derivada de un flujo turbulento puede ser expresada de la siguiente manera:

$$E_c(t) = E_c + k = \text{Energía cinética media} + \text{Energía cinética turbulenta}$$

Ecuación 2-30

$$E_c = \text{Energía cinética media} = \frac{1}{2} [U^2 + V^2 + W^2]$$

Ecuación 2-31

$$k = \text{Energía cinética turbulenta} = \frac{1}{2} [\overline{u'^2} + \overline{v'^2} + \overline{w'^2}]$$

Ecuación 2-32

- **Modelos k-ε**

El modelo k-ε (Harlow y Nakayama, 1968; Launder y Sharma, 1974) es el modelo más utilizado para modelaciones numéricas en el campo ingenieril. El modelo en su validación ha mostrado resultados fiables en lo referente a estabilidad, robustez numérica y sobre todo una capacidad de predicción bastante aproximada a la realidad. El modelo tiene su fundamento en que el flujo tratado es turbulento completamente desarrollado y que los efectos de la viscosidad molecular son despreciables.

Las variables consideradas en este modelo son:

- k, que es la energía cinética turbulenta, la misma estadísticamente hablando se encuentra definida por medio de la varianza de las fluctuaciones de la velocidad. Dimensionalmente hablando se encuentra definida por [ L<sup>2</sup>T<sup>-2</sup>].
- ε, que es la tasa de disipación de las fluctuaciones de la velocidad. Dimensionalmente hablando viene representada por [ L<sup>2</sup>T<sup>-3</sup>], es decir por unidades de k por unidad de tiempo.

Los valores de k, ε se obtiene de la resolución de sus ecuaciones de transporte, las mismas que se encuentran definidas por:

$$\mu_t = C_\mu \rho \frac{k^2}{\varepsilon}$$

Ecuación 2-33



$$\frac{\partial(\rho k)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j}(\rho U_j k) = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[ \left( \mu + \frac{\mu_t}{\sigma_k} \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right] + P_k - \rho \varepsilon + P_{kb}$$

Ecuación 2-34

$$\frac{\partial(\rho \varepsilon)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j}(\rho U_j \varepsilon) = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[ \left( \mu + \frac{\mu_t}{\sigma_\varepsilon} \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right] + \frac{\varepsilon}{k} [C_{1\varepsilon} P_k - C_{2\varepsilon} \rho \varepsilon + C_{1\varepsilon} P_{\varepsilon b}]$$

Ecuación 2-35

En la Ecuación 2-34 y Ecuación 2-35, se describen los siguientes términos:

$P_k$ , representa la producción turbulenta por efecto de las fuerzas viscosas

$P_{kb}, P_{\varepsilon b}$ , representan la producción turbulenta por efecto de las fuerzas de gravedad

$C_\mu, C_{1\varepsilon}, C_{2\varepsilon}, \sigma_k, \sigma_\varepsilon$ , son parámetros con valores constantes que provienen tras un análisis experimental y de valores iniciales y de frontera, tomando los valores de 0.09, 1.44, 1.92, 1.0 y 1.3 respectivamente.

Representando físicamente las expresiones de transporte para encontrar  $k$ ,  $\varepsilon$  se puede encontrar la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} \left[ \begin{array}{l} \text{Velocidad de} \\ \text{cambio de } k/\varepsilon \end{array} \right] + \left[ \begin{array}{l} \text{Transporte} \\ \text{de } k/\varepsilon \\ \text{por convección} \end{array} \right] \\ = \left[ \begin{array}{l} \text{Transporte} \\ \text{de } k/\varepsilon \\ \text{por disusión} \end{array} \right] + \left[ \begin{array}{l} \text{Producción} \\ \text{de } k/\varepsilon \end{array} \right] - \left[ \begin{array}{l} \text{Destrucción} \\ \text{de } k/\varepsilon \end{array} \right] \end{aligned}$$

Ecuación 2-36

Como se indicó al inicio de este apartado, los modelos  $k$ - $\varepsilon$  son los más utilizados para modelación de fenómenos ingenieriles, excepto los siguientes como describe (Carrillo, 2014):

- Flujos con separación de capa límite.
- Flujos con cambios repentinos en la velocidad media de deformación.
- Flujos de fluidos en rotación.
- Flujos sobre superficies curvas.

- **El modelo RNG k-ε**

Mediante un análisis re normalizado de las ecuaciones de Navier-Stokes, (Yakhot y Orszag, 1986; Orszag et al., 1993) realizan una mejora al modelo k-ε y presentan el modelo RNG k-ε.

En referencia a las ecuaciones de transporte para k, ε, se mantienen las mismas ecuaciones del modelo estándar, (véase Ecuación 2-34, Ecuación 2-35, Ecuación 2-36), con el cambio en los subíndices de los coeficientes, de la siguiente manera:

Los coeficientes  $C_{\mu RNG}$ ,  $C_{2\epsilon RNG}$ ,  $\sigma_{k RNG}$ ,  $\sigma_{\epsilon RNG}$ ,  $\beta_{RNG}$  toman los valores de 0.085, 1.68, 0.7179, 0.7179 y 0.012 respectivamente. En cuanto al valor de  $C_{1\epsilon RNG}$ , este toma su valor del desarrollo de las siguientes ecuaciones:

$$C_{1\epsilon RNG} = 1.42 - f_n$$

Ecuación 2-37

$$f_n = \frac{\eta \left(1 - \frac{\eta}{4.38}\right)}{1 + \beta_{RNG} \eta^3}$$

Ecuación 2-38

$$= \sqrt{\frac{P_k}{\rho C_{\mu RNG} \epsilon}}$$

Ecuación 2-39

- **Modelo k-ω**

Los modelos basados en k-ω fueron desarrollados para eliminar la problemática de un inicio tardío de la separación y una subestimación de esta bajo gradientes de presión negativos actuantes que presenta el modelo k-ε.). El modelo se basa en los siguientes fundamentos teóricos:

- $k$ , que es la energía cinética turbulenta, la misma estadísticamente hablando se encuentra definida por medio de la varianza de las fluctuaciones de la velocidad. Dimensionalmente hablando se encuentra definida por  $[L^2T^{-2}]$ .
- $\omega$ , es el inverso de la tasa de disipación de las fluctuaciones de la velocidad. Dimensionalmente hablando viene representada por  $[T^3L^{-2}]$ , es decir unidad de tiempo por unidades de  $k$ .

El modelo  $k$ - $\omega$  relaciona la viscosidad turbulenta en función de la energía cinética turbulenta y la frecuencia turbulenta de la siguiente manera:

$$\mu_k = \rho \frac{k}{\omega}$$

Ecuación 2-40

La ventaja principal del modelo es que sus ecuaciones de desarrollo presentan mucha más simplicidad con respecto al modelo estándar, pero a su vez presenta mayor precisión y robustez en sus resultados.

- **Modelos de turbulencia de tensiones de Reynolds**

Dentro del estudio de flujos, cuando se presentan casos donde el transporte turbulento y los efectos de la anisotropía son predominantes, las hipótesis de viscosidad turbulenta en los que se basan los modelos  $k$ - $\epsilon$  y  $k$ - $\omega$  no son del todo válidas y los resultados de las modelaciones con la aplicación de estos modelos suelen ser altamente inexactas. Para los casos citados anteriormente se han desarrollado los modelos en base de las tensiones de Reynolds. Estos modelos pueden representar fenómenos o flujos con mayor grado de dificultad, tales como:

- Flujos netamente generados por acción de las fuerzas de gravedad
- Flujos en los cuales las líneas de corriente presentan fuertes curvaturas en sus líneas
- Flujos en los cuales la velocidad de deformación media presenta cambios abruptos y rápidos.
- Flujos con fuertes componentes de turbulencia (vórtices de gran escala)

El modelo analizado al no basarse en la viscosidad turbulenta resuelve cada uno de los componentes del tensor de tensiones de Reynolds y su tasa de disipación. Como es de esperarse, para la resolución de este modelo se requiere un mayor gasto computacional y se reduce sustancialmente la robustez numérica del proceso.

Como se ha mencionado, el método resuelve cada uno de los componentes del tensor de Reynolds, es decir, que se resuelve una ecuación de transporte individual para cada una de las seis componentes de las tensiones de Reynolds. La ecuación diferencial de transporte del modelo de tensiones de Reynolds es:

$$\frac{\partial \overline{\rho u'_i u'_j}}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j} (U_k \rho \overline{u'_i u'_j}) - \frac{\partial}{\partial x_j} \left[ \left( \mu + \frac{2}{3} C_s \rho \frac{k^2}{\varepsilon} \right) \frac{\partial u'_i u'_j}{\partial x_k} \right] = P_{ij} - \frac{2}{3} \delta_{ij} \rho \varepsilon + \Phi_{ij} + P_{ij,b}$$

Ecuación 2-41

Donde:

$P_{ij}$ , es la producción de turbulencia de corte de las tensiones de Reynolds.

$P_{ij,b}$ , es la producción de turbulencia gravitacional de las tensiones de Reynolds.

$\Phi_{ij}$ , es el tensor de presión – deformación.

$C_s$ , es un valor constante.

- **Modelos de tensiones de Reynolds basados en omega**

Los modelos basados en omega son modelos que en su fundamento teórico son los mismos que un modelo k-ε con la diferencia que evalúan de una manera más adecuada la problemática de la separación de flujo y trabajan de excelente manera con números de Reynolds bajos.

Las ecuaciones planteadas para el modelo es el siguiente:

$$\phi_{ij} = \beta' C_1 \rho \omega \left( -\overline{u'_i u'_j} + \frac{2}{3} k \delta_{ij} \right) - \hat{\alpha} \left( P_{ij} - \frac{2}{3} P \delta_{ij} \right) - \hat{\beta} \left( D_{ij} - \frac{2}{3} P \delta_{ij} \right) - \hat{\gamma} \hat{\rho} \kappa \left( S_{ij} - \frac{1}{3} S_{kk} \delta_{ij} \right)$$

Ecuación 2-42

$$P_{ij} = -\overline{\rho u'_i u'_k} \frac{\partial U_j}{\partial x_k} - \overline{\rho u'_j u'_k} \frac{\partial U_i}{\partial x_k}; \quad P = 0.50 P_{kk}$$

Ecuación 2-43

$$D_{ij} = -\overline{\rho u'_i u'_k} \frac{\partial U_k}{\partial x_j} - \overline{\rho u'_j u'_k} \frac{\partial U_k}{\partial x_i}$$

Ecuación 2-44

$$\mu_T = \rho \frac{k}{\omega}$$

Ecuación 2-45

La Ecuación 2-43 representa la relación presión-tensión, la Ecuación 2-44 define el tensor de producción de las tensiones de Reynolds y la Ecuación 2-45 el valor de la viscosidad turbulenta. Los coeficientes del modelo son hallados de manera experimental y son:

$$C_1 = 1.80$$

$$C_2 = 0.52$$

$$\beta' = 0.09$$

$$\hat{\alpha} = (8 + C_2)/11$$

$$\hat{\beta} = (8C_2 - 2)/11$$

$$\hat{\gamma} = (60C_2 - 4)/55$$

- **Comparación entre los métodos de cálculo de modelos de turbulencia**

(Carrillo, 2014) realiza una comparación entre los diferentes modelos de turbulencia RANS debido a que son los más utilizados en modelaciones numéricas en la rama ingenieril en la cual se expone sus fortalezas y debilidades. Esta comparación se muestra en la tabla **Tabla 2-1**.

**Tabla 2-2***Comparación entre los métodos de cálculo de modelos de turbulencia RANS*

Modelo	Fortalezas	Debilidades
<i>k-ε</i>	Estable, numéricamente robusto, económico, razonablemente preciso, ampliamente utilizado	No es adecuado en flujos con separación de capa límite, grandes gradientes de presión, fuerte curvatura de las líneas de corriente, remolinos y flujos de rotación. Predice que la expansión lateral de los chorros circulares es un 25% más rápida que en chorros planos.
<i>RNG k-ε</i>	Buen comportamiento en flujos moderadamente complejos como chorros incidentes, flujos de separación, remolinos y flujos secundarios.	Sujeto a las limitaciones debidas a la hipótesis de viscosidad de remolino isotrópica. El mismo problema que el modelo <i>k-ε</i> estándar con chorros circulares y planos.
<i>k-ω</i>	Tratamiento de las paredes más robusto y preciso. Mejor predicción de flujos con separación de capa límite.	Fuerte sensibilidad a las condiciones de lámina libre. Sujeto a las limitaciones debidas a la hipótesis de viscosidad de remolino isotrópica.
<i>BSL</i>	Mejor predicción de flujos con separación de capa límite. Modelo <i>k-ω</i> cerca de los contornos sólidos y <i>k-ε</i> en el resto de las regiones.	Continúa fallando en la predicción del inicio y la cantidad de separación de la capa límite. Sujeto a las limitaciones debidas a la hipótesis de viscosidad de remolino isotrópica.
<i>SST</i>	Elevada precisión de inicio y de la cantidad de flujo separado bajo gradientes de presión adversos. Recomendado para simulaciones de alta precisión de la capa límite.	Sujeto a las limitaciones debidas a la hipótesis de viscosidad de remolino isotrópica.
<i>Reynolds Stress Model</i>	Modelos físicamente más complejos: flujos con fuerte anisotropía, cambios bruscos de velocidad de deformación, fuerte curvatura de las líneas de corriente, flujos secundarios, flujos generados por efecto de la gravedad.	Menor robustez numérica, requiere más esfuerzo computacional (2-3 veces superior), ecuaciones de cantidad de movimiento y turbulencia fuertemente acopladas.

**Fuente:** Metodología numérica y experimental para el diseño de los cuencos de disipación en el sobrevertido de presas de fabrica (Carrillo, 2014)

### 2.1.7 TRANSPORTE Y ARRASTRE DE SEDIMENTOS

Las mediciones sedimentológicas son de vital importancia en proyectos de ingeniería así como para las investigaciones que se realizan para incrementar el conocimiento del complejo fenómeno de transporte de sedimentos.

Las mediciones del transporte de sedimentos, la composición granulométrica del transporte y las propiedades del sedimento del lecho, son elementos básicos para estudios hidráulicos, se usan para caracterizar el proceso de transporte y el balance sólido en un tramo de río, transporte, para validar modelos morfo dinámicos para calibrar distintas metodologías de medición y modelos morfo dinámicos. (Basile, 2018)

Cuando el esfuerzo de corte del lecho inducido por el flujo supera la tensión de umbral de movimiento inicia el movimiento del sedimento, las partículas de sedimento que forman el lecho pasaron a la condición de movimiento. El flujo de transporte de lecho es el modo de transporte de sedimentos donde las partículas de sedimento se deslizan, ruedan, o viajan en sucesión de saltos bajos, llamados saltación, pero pertenecen al movimiento cercano del fondo, de donde pueden salir temporalmente. (Dey, 2014)

#### **2.1.7.1 Clasificación de transporte y arrastre de sedimentos**

Previo a la presentación de las ecuaciones que representan el proceso de transporte de sedimentos es importante realizar algunas definiciones iniciales.

- **Transporte de fondo**

El transporte de fondo está constituido por el sedimento que se mueve por arrastre, rodadura o saltación en un estrato cerca del lecho del río. El transporte de fondo y la velocidad del agua en proximidades del lecho varían considerablemente con respecto al espacio y al tiempo.

- **Transporte en suspensión**

El transporte en suspensión está conformado por el transporte en la columna de agua del material del lecho y de la carga de lavado. El transporte en suspensión de sedimentos del lecho, es decir, originado a partir del material presente en el lecho, depende de las condiciones hidrodinámicas y de la composición granulométrica del mismo. En este tipo de transporte, las partículas pierden

contacto con el lecho y realizan trayectorias largas, comparables a la profundidad del flujo, sostenidas por las pulsaciones turbulentas de la corriente hídrica.

El perfil de concentración de sedimentos en suspensión del material del lecho en la columna de agua no es uniforme. La concentración de sedimentos en suspensión disminuye a medida que uno se mueve desde el fondo a la superficie. La turbulencia produce la difusión de sedimento desde las zonas de alta concentración cerca del lecho hacia las zonas de baja concentración cerca de la superficie del agua.

#### - **Movimiento incipiente de sedimentos**

El equilibrio de una partícula, en el fondo de un río aluvial, es perturbado si la resultante de las fuerzas desestabilizadoras de arrastre y alzamiento hidrodinámico, son mayores que las fuerzas estabilizadoras que resisten el movimiento, tales como gravedad y cohesión. La cohesión es importante para limos y arcillas o arenas finas con diversos contenidos de limos y arcilla.

Cuando el sedimento que compone el lecho es granular incoherente las partículas resisten el movimiento principalmente debido al peso sumergido. Las partículas granulares de sedimento no cohesivo se mueven como entidades simples. En cambio, cuando el material constitutivo del lecho es fino y contiene limo y arcillas, las fuerzas cohesivas predominan y son responsables de la resistencia a la erosión que exhiben tales materiales. En caso de ser movilizadas, las partículas de un lecho cohesivo se mueven generalmente formando un conjunto agregado de partículas. (Basile, 2018)

#### **2.1.7.2 Tensión de corte crítica en sedimentos incoherentes**

Un lecho granular que soporta el esfuerzo de corte debido a un flujo, vera en algún momento el desplazamiento de partículas por la fuerza de arrastre del agua. Determinar esto es el objeto del problema del umbral, principio, o condición crítica del arrastre o movimiento de fondo. El conocimiento que se tiene proviene principalmente de ensayos en laboratorio con arenas uniformes. Aunque no hay



acuerdo completo, existe un consenso en torno a un resultado conocido como Abaco de Shields. (Vide, 2009)

- **Curva de Shields en el sistema de ejes ( $\tau, Re^*p$ )**

Un flujo turbulento uniforme que se desarrolla en un canal rectangular ancho cuyo fondo está constituido por sedimento granular uniforme de diámetro **d**. Para dicho flujo, el perfil logarítmico de distribución de velocidad en vertical se expresa en forma general como:

$$\frac{\bar{u}(z)}{u^*} = 5.75 \log\left(\frac{z}{k_s}\right) + B_s$$

Ecuación 2-46

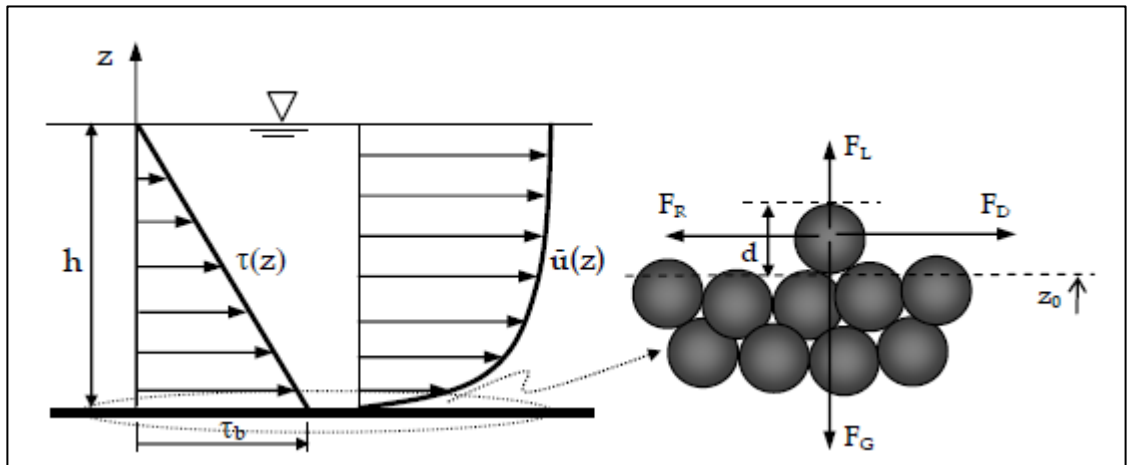
$$B_s = f(Re^*) = f\left(u^* \frac{k_s}{\nu}\right)$$

Ecuación 2-47

Donde:

u(z)	Perfil de Velocidades en vertical z
u*	Velocidad de corte
Ks	Altura de rugosidad equivalente de Nikuradse
Bs	Función de Rugosidad
Re*	Numero de Reynolds de contorno
$\nu$	Viscosidad cinemática

En la **Figura 2-17**. se observa el perfil de velocidades en vertical  $\bar{u}(z)$  dado por la **Ecuación 2-47** conjuntamente con la distribución de tensión de corte en la vertical  $\tau(z)$ , cuyo máximo valor en correspondencia con el fondo es  $\tau_b$ . El campo de flujo turbulento uniforme genera fuerzas que tienden a desestabilizar las partículas del fondo y otras fuerzas que resisten dicha acción, las cuales se representan en la figura.



**Figura 2-17.** Distribución de velocidad y de Esfuerzo de corte.

Fuente: (Basile, 2018)

Las fuerzas que tienden a desestabilizar la partícula son la fuerza de arrastre hidrodinámico (**FD**), asociada a la tensión de corte  $\tau_b$  que actúa sobre el fondo y la fuerza de levantamiento hidrodinámico (**FL**), asociada al efecto Bernoulli, es decir, la presión dinámica es mayor en la parte inferior de la partícula (donde la velocidad del flujo es menor) que en la parte superior (donde la velocidad del flujo es mayor), lo cual origina una fuerza neta dirigida hacia arriba, que tiende a levantar la partícula:

$$F_D = C_D \rho \frac{u_b^2}{2} \alpha_1 d^2$$

Ecuación 2-48

$$F_L = C_L \rho \frac{u_b^2}{2} \alpha_2 d^2$$

Ecuación 2-49

Donde:

- $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  Coeficientes de forma de la partícula (para una esfera  $\alpha_1 = \alpha_2 = 0.7854$ )
- $u_b$  Velocidad característica del lecho
- $C_D$  Coeficiente de resistencia

$C_L$  Coeficiente de levantamiento  
 $\rho$  Densidad del agua

La fuerza estabilizadora (**FG**) asociada al peso sumergido de la partícula se expresa como:

$$F_G = \alpha_3 g (\rho_s - \rho) d^3$$

Ecuación 2-50

Donde:

$\alpha_3$  Es un factor que depende de la forma de la partícula (para una esfera  $\alpha_3=0.5236$ )  
 $\rho_s$  Densidad del solido

La fuerza que resiste el movimiento de la partícula (**FR**), es:

$$F_R = \mu_s (F_G - F_L)$$

Ecuación 2-51

Donde:

$\mu_s$  coeficiente de fricción estática de Coulomb.

El movimiento incipiente se verifica cuando la fuerza hidrodinámica de arrastre ( $F_D$ ) iguala a la fuerza resistente ( $F_R$ ), por lo tanto, reemplazando, posteriormente igualando y reordenando, se obtiene:

$$\frac{u_b^2}{(s-1)gd} = \frac{2\mu_s\alpha_3}{\alpha_1 C_D + \mu_s \alpha_2 C_L}$$

Ecuación 2-52

Donde:

$s$  Gravedad específica del sedimento ( $s = \rho_s / \rho$ ).

Considerando que la velocidad característica es:  $u_b = \bar{u}(z=d)$  y además  $k_s=d$ , de la Ecuación 2-46 se obtiene:

$$\frac{u_b}{u_*} = f_1\left(\frac{u_* d}{\nu}\right)$$

Ecuación 2-53

Reemplazando en la Ecuación 2-53 en la Ecuación 2-52 e indicando la condición hidrodinámica crítica con el subíndice c, tenemos:

$$\frac{u_{*c}^2}{(s-1)gd} = \frac{2\mu_s\alpha_3}{(\alpha_1 C_D + \mu_s\alpha_2 C_L)} f_1^{-2}(Re_{*pc})$$

Ecuación 2-54

Donde:

$Re_{*pc}$  Numero de Reynolds de la partícula crítica basado en la velocidad de corte y el diámetro del sedimento:  $Re_{*pc} = u_{*c}d/\nu$ . Dado que los coeficientes  $C_D$  y  $C_L$  dependen del número de Reynolds de la partícula y los coeficientes restantes dependen de la partícula de sedimento, todo el miembro derecho va a ser una función  $f$  del  $Re_{*p}$ , en este caso en condiciones críticas. Por lo tanto, puede expresarse como:

$$\frac{u_{*c}^2}{(s-1)gd} = f(Re_{*pc})$$

Ecuación 2-55

donde,  $u_{*c}$  es la velocidad de corte crítica. La expresión de la velocidad de corte es:

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}}$$

Ecuación 2-56

Reemplazando en el primer miembro de se obtiene:

$$\tau_{*c} = \frac{\tau_{bc}}{(\rho_s - \rho)gd} = f(Re_{*pc})$$

Ecuación 2-57

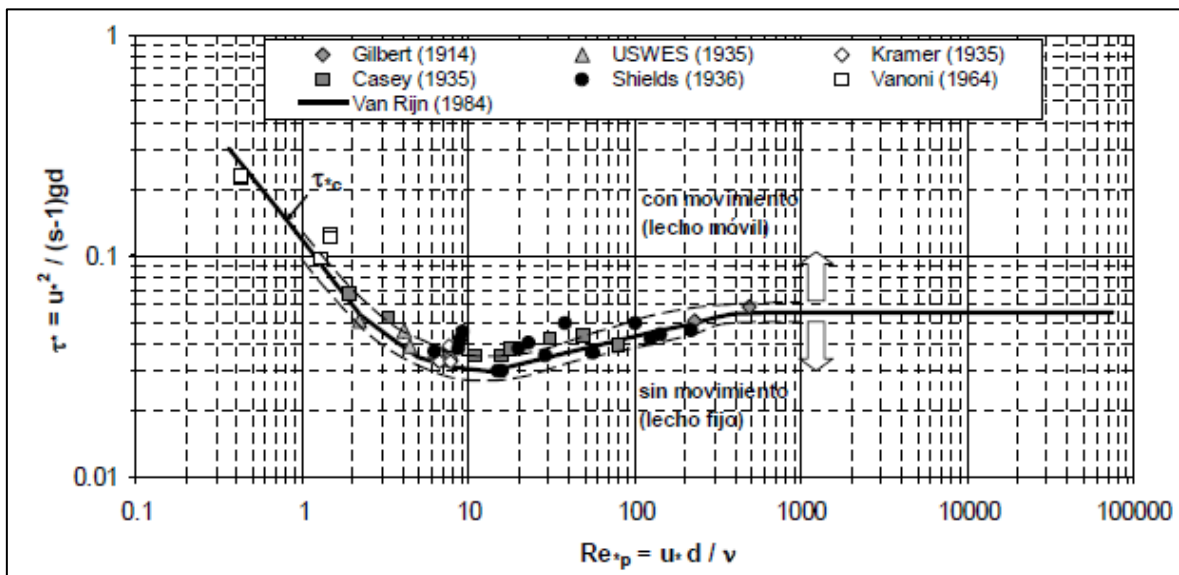
Donde:

$\tau_{*c}$  La tensión de corte adimensional crítica sobre el fondo o parámetro de Shields

$\tau_{bc}$  La tensión de corte crítica.

Shields (1936) fue el primero en arribar a la expresión a través de análisis dimensional y, mediante una serie de experimentos en un canal de laboratorio, logró corroborar la validez de ésta para una vasta gama de partículas angulares.

En la Figura se observan los resultados experimentales obtenidos por Shields (1936) **Figura 2-18**, juntamente con los datos de otros investigadores, incluidos por Shields en su diagrama original, los cuales son representados según la relación dada por la ecuación.



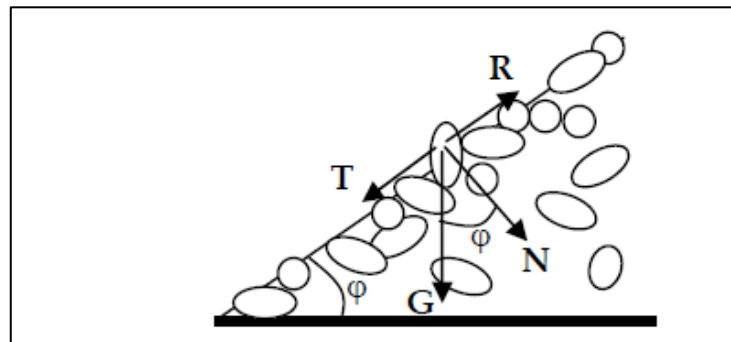
**Figura 2-18.** Diagrama de Shields Original en el sistema de ejes ( $\tau_*$ ,  $Re_{*p}$ )

Fuente: (Basile, 2018)

La tensión de corte crítica, correspondiente al movimiento incipiente, fue definida por Shields como aquella para la cual el transporte de fondo tiende a cero. Esto lo determinó correlacionando la tasa de transporte de sedimentos con la tensión de corte sobre el fondo y extrapolando para transporte nulo. (Basile, 2018)

#### - **Angulo de Reposo**

El ángulo de reposo se define como el ángulo estable que adopta un conjunto de partículas de sedimento granular cuando se las dispone apiladas tal como se muestra esquemáticamente **Figura 2-19**.



**Figura 2-19.** Angulo de reposo de una partícula  
Fuente: (Basile, 2018)

Es decir, el coeficiente de fricción estática de Coulomb es igual a la tangente del ángulo de reposo. (Basile, 2018)

$$\mu_s = \operatorname{tg} \phi$$

Ecuación 2-58

$\phi$       Angulo de reposo

#### - **Sedimentos cohesivos**

Los sedimentos cohesivos se diferencian de los sedimentos granulares incoherentes en sus propiedades y en su comportamiento ante la acción hidrodinámica del flujo encauzado. Mientras los sedimentos granulares incoherentes resisten el movimiento debido al peso sumergido de las partículas, el sedimento cohesivo resiste el movimiento debido principalmente a la cohesión.

Los sedimentos cohesivos requieren tensiones de corte relativamente elevadas para erosionar una “partícula” y, dado el tamaño pequeño de las mismas, tensiones relativamente bajas para transportarla directamente en suspensión. En primer lugar, debemos distinguir entre los sedimentos cohesivos compactos consolidados y aquellos recientemente depositados no consolidados.

El mecanismo de erosión en sedimentos cohesivos consolidados involucra la interacción de procesos físicos, químicos y electroquímicos muy complejos. Si bien se han producido avances, el mecanismo no está todavía entendido completamente y se necesitan más investigaciones en dicha temática.

Los sedimentos cohesivos recientemente depositados (estuarios, embalses, etc.), que no se encuentran consolidados, resisten tensiones de corte críticas relativamente más bajas que los sedimentos cohesivos compactos consolidados y presentan una cierta similitud con los sedimentos incoherentes, ya que puede existir un transporte activo de los mismos y consecuentemente reposición de material desde aguas arriba.

### **2.1.7.3 Mecanismos de transporte.**

El flujo turbulento que se desarrolla sobre un lecho fijo puede ser descrito a través de ecuaciones que tienen origen en relaciones de cierre de tipo empírico (concepto de longitud de mezcla, etc). La rugosidad del fondo, la velocidad y la profundidad del flujo son las variables más importantes que intervienen en el proceso. La descripción del movimiento de las partículas bajo la acción de la corriente hídrica es también de naturaleza empírica. Por lo tanto, es entendible que las bases teóricas para representar la compleja interacción entre el flujo hídrico y el sedimento que conforma el lecho móvil de un río aluvial sean limitadas.

La mayor parte del conocimiento sobre transporte de sedimentos y morfología fluvial ha sido obtenida a partir de investigación experimental y argumentaciones con base física de carácter general. Un buen ejemplo de esto lo

constituye el criterio obtenido por Shields para definir el movimiento incipiente de sedimentos.

De acuerdo con el modo en que las partículas de sedimento se mueven en el campo de flujo, el transporte de sedimentos puede ser dividido en transporte de fondo y transporte en suspensión.

En el transporte de fondo las partículas ruedan o saltan por distancias comparables al diámetro de estas. La magnitud del transporte depende de la tensión de corte y del diámetro, y es confinado en un estrato de espesor igual a la altura de la forma de fondo o, en el caso de fondo plano, a la dimensión de los mayores diámetros ( $d_{90}$ ) del sedimento del lecho. El transporte de fondo es independiente del diámetro solo para tensión de corte aplicada mucho mayor que la crítica.

En el transporte en suspensión las partículas pierden contacto con el fondo efectuando trayectorias relativamente largas, es decir, no comparables al diámetro sino a la profundidad del flujo, sostenidas por las pulsaciones turbulentas de la corriente hídrica. La tendencia a la sedimentación de una partícula en suspensión es continuamente compensada por la acción difusiva del campo de flujo turbulento. Tal transporte depende sustancialmente de la relación entre la velocidad de corte y la velocidad de caída de las partículas. De esta manera, el transporte en suspensión siempre depende del diámetro del sedimento. (Basile, 2018)

#### **2.1.7.4 Transporte de sedimentos del lecho**

El transporte de sedimentos del lecho puede ser dividido en transporte de fondo y transporte en suspensión. Los dos modos de transporte de material del lecho tienen influencia en los procesos de erosión y sedimentación de ríos aluviales.

Numerosas ecuaciones han sido propuestas para calcular el transporte de sedimentos en función de las características morfológicas, hidráulicas y sedimentológicas locales de los cursos de agua. La validez de estas es limitada al rango de variación de los parámetros hidrodinámicos y sedimentológicos para los



cuales han sido verificadas. Generalmente, cuando se superan dichos límites, proporcionan valores de transporte notablemente distintos a los medidos.

Las ecuaciones proporcionan el transporte de sedimentos en condiciones de equilibrio, es decir, en condiciones de flujo permanente y uniforme tanto para la corriente hídrica como para el sedimento. El transporte sólido en condiciones de equilibrio se denomina también capacidad de transporte, es decir, la cantidad de sedimentos del lecho que la corriente hídrica puede movilizar aguas abajo en función de los parámetros hidrodinámicos y sedimentológicos locales del río. (Basile, 2018)

#### 2.1.7.5 Ecuaciones de Transporte de Fondo

La mayoría de las ecuaciones pueden presentarse básicamente como relaciones entre dos grupos adimensionales. Uno de ellos relacionado al transporte y otro relacionado al flujo. El relacionado al transporte se denomina transporte adimensional de Einstein (Einstein, 1950):

$$\Phi = \frac{q_b}{\sqrt{(s-1)gd^3}}$$

Ecuación 2-59

Donde:

- q<sub>b</sub>: transporte de fondo volumétrico (volumen sólido, es decir, sin vacíos) por unidad de ancho de las partículas de diámetro d
- d diámetro
- g: aceleración de la gravedad y
- s: gravedad específica del sedimento (s=ρ<sub>s</sub>/ρ), siendo

El otro grupo relacionado con el flujo hídrico es el parámetro de Shields o tensión de corte adimensional:

$$\tau_* = \frac{\tau_b}{(\rho_s - \rho)gd} = \frac{u_{*c}^2}{(s-1)gd}$$

Ecuación 2-60

Donde:

$\tau_b$  tensión de corte sobre el fondo,

$u^*$  velocidad de corte,

De manera tal que, el transporte adimensional es una cierta función de la tensión de corte adimensional:

$$\Phi = f(\tau_*)$$

Ecuación 2-61

$\mu_r$ , se denomina factor de formas de fondo y muchos autores lo usan como un término de cierre o factor de ajuste.

Reemplazando en la velocidad de corte asociada a la resistencia de grano,

$$u'^* = U/C'f = U/(C'/g^{0.5}),$$

$$u'^* = \frac{U}{C'f} = \frac{U}{C'/g^{0.5}}$$

Ecuación 2-62

Donde:

$U$  Velocidad media de flujo,

$C'f$  Factor de fricción para resistencia de grano o coeficiente de Chezy  $C'$  adimensional

haciendo lo mismo, pero con la velocidad de corte para la resistencia total, se obtiene:

$$\tau'_* = \frac{U^2}{C'^2(s-1)d} \quad , \quad \tau_* = \frac{U^2}{C^2(s-1)d}$$

Ecuación 2-63

Analizando la relación se determina:

$$\tau'_* = \mu_r \tau_*, \quad \mu_r = \left(\frac{C}{C'}\right)^2$$

En caso de lecho plano:  $C=C'$  a  $\mu_r=1$  a  $\tau^*=\tau^*$ ; en caso de lecho con formas de fondo:  $C<C'$  a  $\mu_r<1$  a  $\tau^*<\tau^*$ . Cabe señalar que, el coeficiente de Chezy es un coeficiente de resistencia por “conducción”, es decir, un aumento de la resistencia implica una disminución de  $C$  y viceversa.

#### 2.1.7.6 Ecuación de Meyer-Peter y Müller

La ecuación de Meyer-Peter y Müller (1948), es una relación empírica basada en el exceso de tensión de corte adimensional. La misma fue verificada con datos experimentales utilizando sedimentos uniformes y no uniformes con diámetros entre 0.4 mm y 28.65 mm (Basile, 2018).

$$\Phi = \frac{q_b}{\sqrt{(s-1)gd^3}} = 8(\tau'_* - \tau_{*c})^{3/2}$$

Ecuación 2-64

Donde la tensión de corte adimensional crítica es:  $\tau^*c=0.047$ , es decir, ligeramente inferior al valor de 0.06 que da la curva de Shields para flujo turbulento completamente desarrollado y  $\tau^*$  ya fue definido anteriormente como:  $\tau^*=\mu_r\tau^*$ . Para  $\tau^*<0.047$  el transporte es nulo (Basile, 2018).

#### 2.1.7.7 Ecuación de L.C. van Rijn

La ecuación de van Rijn (1984a) fue derivada a través de análisis teóricos, y verificada con datos de laboratorio y de campo, utilizando arenas cuasi uniformes con diámetros entre 0.2 mm y 2 mm:

$$\Phi = \frac{q_b}{\sqrt{(s-1)gd^3}} = 0.053 \frac{T}{D_*^{0.3}}^{2.1}$$

Ecuación 2-65

Donde:

$D^*$  Diámetro Adimensional

$T$  El parámetro de transporte

$$D^* = d_{50} \left[ \frac{(s-1)g}{\nu^2} \right]^{\frac{1}{3}}, T = \left( \frac{u_*'}{u_{*c}} \right)^2$$

Ecuación 2-66

Donde:

$d_{50}$  es el diámetro del sedimento del lecho para el cual el 50 % es más fino,

$u_*'$  es la velocidad de corte asociada a la resistencia de grano

## 2.1.8 DINÁMICA COMPUTACIONAL DE FLUIDOS. (CFD)

### 2.1.8.1 Introducción a la Dinámica Computacional de fluidos. (CFD)

¿Qué es CFD?, para poder plantear una respuesta debemos entender primero que los aspectos físicos de cualquiera de los fluidos están regidos por los principios fundamentales:

- Conservación de la masa
- Segunda Ley de Newton
- La conservación de la energía

Los principios físicos fundamentales pueden ser expresados en términos de ecuaciones matemáticas, que en su forma más general son ecuaciones integrales o ecuaciones diferenciales parciales. La dinámica computacional de fluidos es el arte de reemplazar estas ecuaciones, en formas algebraicas discretizadas. Los que a su manera pueden ser resueltas de manera numérica lo que representa el campo del flujo en puntos discretos en tiempo o espacio. El resultado final de un CFD es así una recolección de números, un concepto totalmente diferente a una solución analítica.

Sin embargo, en un panorama más amplio, el objetivo de la mayoría de los análisis de ingeniería son las descripciones cuantitativas de cualquier problema físico (Anderson, 1995).

La dinámica de fluidos y el fenómeno de transporte tienen una profunda influencia en el ambiente en el que vivimos. Los movimientos de los fluidos producen vientos, lluvias, inundaciones y huracanes. Las variables convectivas y difusivas son responsables de la fluctuación de temperatura, y el transporte de contaminantes en el aire, agua y suelo.

La habilidad de entender, predecir y controlar el fenómeno de transporte es esencial para muchas aplicaciones científicas e industriales. La aproximación tradicional a la investigación del proceso físico está basada en las observaciones, modelos físicos y mediciones. La cantidad de información que puede ser obtenida por este método es usualmente limitado y está sujeta a errores de medición. Mas aun, los experimentos son solo posibles con modelos de pequeña escala o si el equipo está ya construido. Una investigación experimental puede ser muy costoso en términos de tiempo, y dinero, peligros o incluso imposible. De manera alternativa un modelo analítico o computacional puede ser presentado en las bases de un modelo matemático apropiados. Como regla este modelo consiste en varias ecuaciones diferenciales y/o algebraicas, lo que hace posible predecir como las cantidades de interés evoluciona e interactúan con otras. Una dificultad es que esta aproximación a un problema físico complicado da como resultado la formulación de ecuaciones matemáticas complejas que no pueden ser resueltas analíticamente (Kuzmin, 2010).

La modelación de fluidos es basada en las ecuaciones Fundamentales. Estas ecuaciones han sido conocidas por algún tiempo sin embargo han sido de poco valor hasta que los métodos numéricos y las computadoras digitales fueron inventadas. La segunda mitad del siglo veinte ha sido testigo del avance exponencial de la capacidad de cálculo de procesadores, además de la universalización del acceso a computadores de escritorio y Workstation capaces de llevar millones de cálculos por segundo. Esto ha diversificado la oferta de paquetes

no comerciales y comerciales para el cálculo CFD, lo que juntamente con una nueva rama de la matemática aplicada dedicada a la simulación numérica de fluidos ha incrementado el tipo de problemas que se puede modelar.

La selección del modelo CFD, está dada por el fenómeno a ser modelado, las variables a ser analizadas y los recursos disponibles. Es así como el modelo debe ser lo más detallado posible sin hacerlo mucho costoso computacionalmente (Kuzmin, 2010).

#### **2.1.8.2 Modelación numérica en ingeniería**

El modelado tradicional en ingeniería se basa en gran medida en modelos empíricos o semi empíricos. Estos modelos a menudo funcionan muy bien para operaciones de unidades conocidas, pero no son confiables para las nuevas condiciones del proceso. El desarrollo de nuevos equipos y procesos depende de la experiencia de los expertos, y la escalado de modelos de laboratorio a escala completa es muy lenta y difícil. Las ecuaciones adimensionales de diseño y los nuevos parámetros en los modelos existentes deben determinarse con el cambio de equipo o las condiciones del proceso fuera de la base de datos experimental validada. Una nueva tendencia es que los ingenieros utilizan cada vez más la dinámica de fluidos computacional (CFD) para analizar el flujo y el rendimiento en el diseño de nuevos equipos y procesos. CFD permite un análisis detallado del flujo combinado con la transferencia de masa y calor. Las herramientas modernas de CFD también pueden simular el transporte de especies químicas, reacciones químicas, combustión, evaporación, condensación y cristalización (Andersson et al., 2011).

#### **2.1.8.3 Naturaleza matemática de las ecuaciones fundamentales.**

Las ecuaciones fundamentales de flujo de un fluido Newtoniano son ecuaciones diferenciales parciales de segundo orden en el sentido que se sus segundas derivadas aparecerán como términos lineares. Es conocido que este tipo de ecuaciones representan distintos tipos de fenómenos físicos dependiendo en los valores relativos de los coeficientes (Jayanti, 2018).

#### 2.1.8.4 Ecuación general de transporte

##### - Teorema de transporte de Reynolds

El teorema de transporte de Reynolds considera una región de flujo delimitada por un volumen de control y en el cual, se ha seleccionado un sistema en un tiempo inicial. Todas las partículas del sistema se encuentran dentro del volumen de control. Con el paso del tiempo, las partículas cruzan la superficie de control desde el exterior, al mismo tiempo que otras permanecen dentro del volumen de control.

La variación temporal de la variable  $\phi$  en el mencionado volumen de control antes definido tomando en cuenta la teoría y principios dados por la conservación, se puede expresar de la siguiente manera (Finnemore & Franzini, 2002):

$$\frac{d}{dt}(\phi_{SIST}) = \frac{d}{dt} \left( \int \phi \rho dV \right) + \int \phi \rho (V \cdot \eta) dA$$

Ecuación 2-67

Del análisis de la expresión anterior, se puede deducir que existen dos mecanismos que generan el flujo, por un lado, se tiene la convección y por otro la difusión. La convección es un proceso asociado directamente al movimiento de un fluido (es decir, a niveles macroscópicos) y el difusivo que se encuentre asociado con los procesos de movimiento a nivel molecular (Heras et al., 2012).

$$\underbrace{\frac{\partial(\rho\phi)}{\partial t}}_{\text{Temporal}} + \underbrace{\nabla \cdot (\rho v \phi)}_{\text{Convectivo}} = \underbrace{\nabla(\Gamma \nabla \phi)}_{\text{Difusivo}} + \underbrace{S}_{\text{Fuente}}$$

Ecuación 2-68

En la expresión anterior, se pueden distinguir los siguientes componentes:

- Término temporal, que es el término que representa la variación local con el tiempo dentro del volumen de control, donde la variable específica  $\phi$  aumenta o disminuye.
- Término convectivo, que es el término que representa el movimiento o transporte de la variable  $\phi$  de un punto a otro, generado por acción de la velocidad de flujo.
- Término difusivo, que es el término que representa los procesos de transferencia que ocurren a nivel molecular. Este término representa la difusión de cantidad de movimiento por acción de los efectos viscosos.
- Término fuente, que es el término que considera cualquier otro tipo de origen o destrucción de la variable transportada  $\phi$ .

Hasta ahora no se ha discutido cómo se resuelven estas ecuaciones. Se procura exponer los aspectos fundamentales de los procedimientos numéricos para resolver problemas con CFD. Con el enfoque de dar al lector un trasfondo numérico y una comprensión de algunos de los problemas numéricos que pueden ocurrir. Para esto es necesario generalizar las ecuaciones fundamentales en una forma general.

Al considerar una variable de tipo específico (en este caso la variable  $\Phi$ ) sobre un volumen de control dado se puede explicar de manera general el principio de conservación. Si tomamos un volumen de control, cuyas dimensiones sean  $\Delta_x, \Delta_y, \Delta_z$ , la conservación se puede expresar de la siguiente manera (Fernández Oro, 2012).

$$\left[ \begin{array}{l} \text{Incremento de } \Phi \\ \text{en el volumen de} \\ \text{control} \\ \text{respecto al tiempo} \end{array} \right] = \left[ \begin{array}{l} \text{Flujo neto de } \Phi \\ \text{que entra} \\ \text{en el} \\ \text{volumen de control} \end{array} \right] + \left[ \begin{array}{l} \text{Generación neta de } \Phi \\ \text{en el interior} \\ \text{del volumen de control} \\ \text{respecto al tiempo} \end{array} \right]$$

Se puede obtener la ecuación general de conservación también de manera vectorial. Esto se logra tras introducir los conceptos de los mecanismos fundamentales de generación de flujo, los cuales son la convección y la difusión. La convección es un proceso que se da a nivel macroscópico y la difusión que se



origina a niveles microscópicos. Analizando los términos de la ecuación con estos conceptos, se llega a la siguiente expresión:

$$\frac{\partial(\rho\Phi)}{\partial t} + \nabla(\rho\vec{V}\Phi) = \nabla(\Gamma\nabla\Phi) + S$$

Ecuación 2-69

### 2.1.8.5 Ecuación Fundamentales representadas en Flow-3D

#### Ecuación de la continuidad de la Masa

$$\frac{\partial}{\partial x}(\rho u A_x) + R \frac{\partial}{\partial y}(\rho v A_y) + \frac{\partial}{\partial z}(\rho w A_z) + \xi \frac{\rho u A_x}{x} = R_{DIF} + R_{SOR}$$

Ecuación 2-70

Donde:

$V_F$	es el volumen fraccional abierto al flujo
$\rho$	es la densidad del fluido
$R_{DIF}$	Es el termino difusivo turbulento
$R_{SOR}$	Es el termino fuente de la masa

Los componentes de velocidad (u,v,w) están en el sistema de coordenadas cartesianas (x,y,z) o polares (r,R<sub>SOR</sub>,z). A<sub>x</sub> es el área fraccional abierta al flujo en la dirección x, A<sub>y</sub> y A<sub>z</sub> so fracciones de área similares para las caras y y z, El coeficiente R y  $\xi$ , depende en el sistema de coordenadas seleccionado. Y el valor de  $\xi$  es cero cuando se selecciona el sistema cartesiano.

El termino difusivo turbulento es usado cuando existe un proceso de mezcla en fluidos con densidad no uniforme.

El termino de Es el termino fuente de la masa R<sub>SOR</sub> es un término de fuente de densidad, por ejemplo, la entrada de masa.

- **Ecuación de la cantidad de movimiento.**

Las ecuaciones del movimiento para la velocidad del fluido en los componentes (u,v,w) son las ecuaciones de Navier-Stokes con algunos términos adicionales.

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ u A_x \frac{\partial u}{\partial x} + v A_y R \frac{\partial u}{\partial y} + w A_z \frac{\partial u}{\partial z} \right\} - \xi \frac{A_y v^2}{x V_F} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + G_x + f_x - b_x - \frac{R_{SOR}}{\rho V_F} (u - u_w - \delta u_s)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ u A_x \frac{\partial v}{\partial x} + v A_y R \frac{\partial v}{\partial y} + w A_z \frac{\partial v}{\partial z} \right\} + \xi \frac{A_y u v}{x V_F} = -\frac{1}{\rho} \left( R \frac{\partial p}{\partial y} \right) + G_y + f_y - b_y - \frac{R_{SOR}}{\rho V_F} (v - v_w - \delta v_s)$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left\{ u A_x \frac{\partial w}{\partial x} + v A_y R \frac{\partial w}{\partial y} + w A_z \frac{\partial w}{\partial z} \right\} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + G_z + f_z - b_z - \frac{R_{SOR}}{\rho V_F} (w - w_w - \delta w_s)$$

**Ecuación 2-71**

Donde:

- G<sub>x</sub>,G<sub>y</sub>,G<sub>z</sub> Son las aceleraciones del cuerpo  
 f<sub>x</sub>, f<sub>y</sub>,f<sub>z</sub> Son aceleraciones viscosas  
 b<sub>x</sub>,b<sub>y</sub>,b<sub>z</sub> Son perdidas del flujo en medios porosos,

Y los términos finales representan el ingreso de masa representado por un componente en la geometría.

- U<sub>w</sub> es la velocidad del componente de fuente  
 U<sub>s</sub> es la velocidad del fluido en la superficie de la fuente relativa

Donde:

$$\mathbf{U}_s = \frac{dQ}{\rho_Q dA} \mathbf{n}$$

**Ecuación 2-72**

Donde:

- dQ Es la tasa de flujo de masa  
 ρ<sub>Q</sub> es la fuente de densidad del fluido  
 dA Es el área de fuente de superficie en la celda  
 n es la dirección normal a la superficie

Cuando  $\delta = 0.0$  la fuente esta considerar del tipo de presión de estancamiento, si  $\delta = 1.0$  la fuente se considerar como presión estática.

Para Viscosidad dinámica variable las aceleraciones viscosas son:

$$\rho V_F f_x = w s x - \left\{ \frac{\partial}{\partial x} (A_x \tau_{xx}) + R \frac{\partial}{\partial y} (A_y \tau_{xy}) + \frac{\partial}{\partial z} (A_z \tau_{xz}) + \frac{\xi}{x} (A_x \tau_{xx} - A_y \tau_{yy}) \right\}$$

$$\rho V_F f_y = w s y - \left\{ \frac{\partial}{\partial x} (A_x \tau_{xy}) + R \frac{\partial}{\partial y} (A_y \tau_{yy}) + \frac{\partial}{\partial z} (A_z \tau_{yz}) + \frac{\xi}{x} (A_x + A_y \tau_{xy}) \right\}$$

$$\rho V_F f_z = w s z - \left\{ \frac{\partial}{\partial x} (A_x \tau_{xz}) + R \frac{\partial}{\partial y} (A_y \tau_{yz}) + \frac{\partial}{\partial z} (A_z \tau_{zz}) + \frac{\xi}{x} (A_x \tau_{xz}) \right\}$$

Ecuación 2-73

Donde:

$$\begin{aligned} \tau_{xx} &= -2\mu \left\{ \frac{\partial u}{\partial x} - \frac{1}{3} \left( \frac{\partial u}{\partial x} + R \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{\xi u}{x} \right) \right\} \\ \tau_{yy} &= -2\mu \left\{ R \frac{\partial v}{\partial y} + \xi \frac{u}{x} - \frac{1}{3} \left( \frac{\partial u}{\partial x} + R \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{\xi u}{x} \right) \right\} \\ \tau_{zz} &= -2\mu \left\{ \frac{\partial w}{\partial z} - \frac{1}{3} \left( \frac{\partial u}{\partial x} + R \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{\xi u}{x} \right) \right\} \\ \tau_{xy} &= -\mu \left\{ \frac{\partial v}{\partial x} + R \frac{\partial u}{\partial y} - \frac{\xi v}{x} \right\} \\ \tau_{xz} &= -\mu \left\{ \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right\} \\ \tau_{yz} &= -\mu \left\{ \frac{\partial v}{\partial z} + R \frac{\partial w}{\partial y} \right\} \end{aligned}$$

Ecuación 2-74

#### - Ecuación General de transporte de escalares

Flow 3-D también usa cantidades escalares generales. Un escalar puede definirse como una propiedad del fluido, o una cantidad que está en un sitio específico del dominio computacional. Los modelos de escalares son los usados para modelos de arrastre de sedimentos. Generalmente un escalar es definitivo típicamente como la concentración  $C$  en términos de más por volumen fluido en una

celda. La ecuación de transporte se resuelve para cualquier escalar, definido en el modelo.

$$\frac{\partial C}{\partial t} + \frac{1}{V_F} \left[ uA_x \frac{\partial C}{\partial x} + vA_y \frac{\partial C}{\partial y} + wA_z \frac{\partial C}{\partial z} \right] = \frac{1}{V_F} \left[ \frac{\partial}{\partial x} \left( A_x D \frac{\partial C}{\partial x} \right) + R \frac{\partial}{\partial y} \left( A_y D R \frac{\partial C}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( A_z D \frac{\partial C}{\partial z} \right) \right] + C_{SOR}$$

Ecuación 2-75

Donde:

D es el coeficiente difusivo y  
 $C_{SOR}$  es el termino fuente

En los casos más simples, los escalares no afectan la dinámica del fluido, Se mueven con el flujo medio y se dispersan con el coeficiente difusivo D

#### 2.1.8.6 Métodos numéricos

Los pioneros de CFD emplearon **diferencias finitas** para aproximar las ecuaciones que describen la mecánica de fluidos. Con diferencias finitas, las derivaciones espaciales y temporales parciales que aparecen en las ecuaciones se aproximan a través de la serie Taylor. Aunque no hay ninguna restricción formal, las diferencias finitas se emplean típicamente sólo en geometrías cartesianas.

Los **métodos de elementos finitos** requieren una malla 2D o 3D y son muy flexibles en términos de geometría y elementos de malla; casi cualquier tipo de elemento de malla se puede emplear. En cada elemento de malla, se utiliza una función base. Esta función base debe describir localmente la solución de (parte de) la ecuación de gobierno que se debe aproximar. El método finito-elemento tiene como objetivo minimizar la diferencia entre la solución exacta y la colección de funciones base; esto se puede hacer, por ejemplo, mediante un método Galerkin. No se discute que los métodos de elementos finitos son el método preferido para los problemas de mecánica sólida.

Sin embargo, los problemas en el área de la mecánica de fluidos generalmente se rigen por la conservación local. Por ejemplo, la ecuación de continuidad dicta la conservación local de la masa. La conservación local no es

necesariamente una propiedad del método de elementos finitos, ya que la diferencia entre las funciones base y la solución exacta se minimiza globalmente. La adaptación del método de elementos finitos para reflejar la conservación local sigue siendo en gran medida el foco de la investigación numérica, por lo tanto, el método históricamente no se ha utilizado tanto para CFD.

El principio del **método de volumen finito** es la conservación local, y esta es la razón clave de su éxito en CFD. Para resolver las ecuaciones numéricamente con el método finito volumen, todo el dominio computacional se divide en subvolúmenes "pequeños", las *llamadas celdas*. Empleando la ley de Gauss, las derivadas parciales expresan un principio de conservación, como la velocidad, por ejemplo, pueden ser reescritos en cada celda como una contribución algebraica. La ecuación fundamental, expresada en las ecuaciones diferenciales parciales, se reformula, en cada celda computacional, en un conjunto de ecuaciones algebraicas lineales (Hirsch, 2007)

#### - **Métodos de diferencias finitas**

En función de que el software estudiado en este proyecto es Flow 3D y que su núcleo de cálculo es una variación del método de diferencias finitas se desarrolla solo este método para el lector.

La aproximación por el método de las diferencias finitas es el más antiguo de los métodos aplicados para obtener soluciones numéricas de ecuaciones diferenciales, y la primera aplicación se atribuye a Leonhard Euler (1707-1783) en 1768. La idea de métodos de diferencias finitas es en realidad bastante simple, ya que corresponde a una estimación de una derivada por la relación de dos diferencias de acuerdo con la definición teórica de la derivada.

Para una función  $u(x)$ , la derivada en el punto  $x$  se define por: **Figura 2-20**

$$u_x = \frac{\partial u}{\partial x} = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{u(x + \Delta x) - u(x)}{\Delta x}$$

## Ecuación 2-76

Si eliminamos el límite en la ecuación anterior, obtenemos una diferencia finita, que explica el nombre dado a este método.

Si  $\Delta x$  es pequeño pero finito, la expresión en el lado derecho es una aproximación al valor exacto de  $u(x)$ . La aproximación se mejorará reduciendo el valor  $\Delta x$ , pero para cualquier valor finito de  $\Delta x$ , se introduce un error, el error de truncamiento, que tiende a cero para  $\Delta x$  tendiendo a cero.

La potencia de  $\Delta x$  con la que este error tiende a cero se denomina el orden de precisión de la aproximación de la diferencia, y se puede obtener de un desarrollo de la serie Taylor de  $u(x + \Delta x)$  alrededor del punto  $x$ .

En realidad, todo el concepto de aproximaciones de diferencias finitas se basa en las propiedades de las expansiones de Taylor.

Desarrollando  $u(x + \Delta x)$  alrededor de  $u(x)$  tenemos

$$u(x + \Delta x) = u(x) + \Delta x \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\Delta x^2}{2} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\Delta x^3}{3!} \frac{\partial^3 u}{\partial x^3} + \dots$$

## Ecuación 2-77

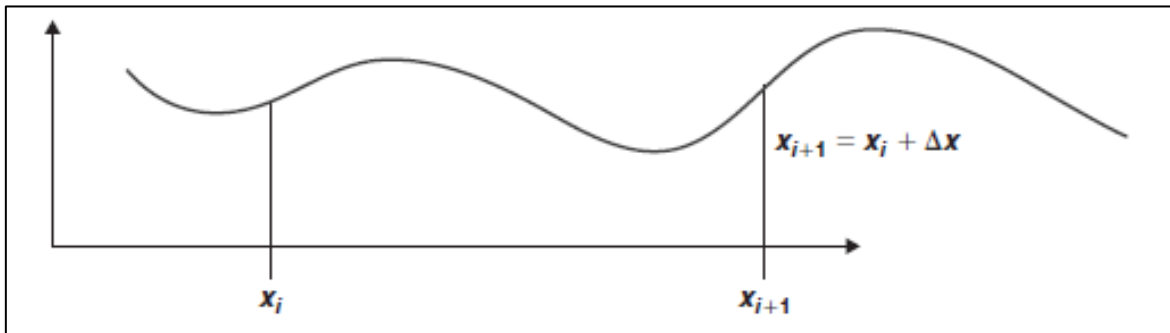
La relación se puede escribir de la siguiente manera

$$\frac{u(x + \Delta x) - u(x)}{\Delta x} = u_x(x) + \frac{\Delta x}{6} u_{xx}(x) + \frac{\Delta x^2}{6} u_{xxx}(x) + \dots$$

## Ecuación 2-78

Dando como resultado que

- El lado derecho de la ecuación es en realidad una aproximación de la primera derivada de  $u(x)$  en  $x$
- El resto de los términos del lado derecho de la ecuación representan el error truncado en la aproximación



**Figura 2-20** Expansión de Taylor para la función  $u(x)$ , alrededor del punto  $x$

Fuente: (Hirsch, 2007)

Si restringimos el error de truncamiento a su término dominante, es decir, a la potencia más baja en  $\Delta x$ , vemos que esta aproximación para  $u(x)$  tiende a cero como la primera potencia de  $\Delta x$  y se dice que es de primer orden en  $\Delta x$  y escribimos

$$\frac{u(x + \Delta x) - u(x)}{\Delta x} = u_x(x) + \frac{\Delta x}{6} u_{xx}(x) = u_x(x) + O(\Delta x)$$

Ecuación 2-79

Lo que indica que el error de truncamiento  $O(\Delta x)$  tiende a cero como la primera potencia en  $\Delta x$ . Se puede obtener un gran número de aproximaciones de diferencias finitas para las derivadas de funciones.

#### - **Comentario sobre la importancia de las expansiones de Taylor**

La expansión Taylor en realidad nos dice algo bastante notable sobre las propiedades de las funciones continuas. El lado izquierdo es el valor de la función  $u$  a una distancia arbitraria  $\Delta x$  desde el punto  $x$ , sin restricción en esta distancia. En el lado derecho, todas las cantidades se evalúan en el punto  $x$ . Por lo tanto, lo que la expansión Taylor nos dice es que podemos saber el valor de la función a una distancia arbitraria lejos del punto  $x$  (digamos 5000 km), si sabemos 'todo', cuáles son las derivadas, en este único punto  $x$ . En la práctica, para cualquier valor finito de  $\Delta x$ , el conocimiento de un número finito de derivadas en el punto  $x$ , será suficiente para evaluar el valor de  $u(x)$  en el punto  $(x+\Delta x)$  con una precisión preestablecida. (Hirsch, 2007)

### 2.1.8.7 Métodos del Volumen de Fluido (VOF)

Método patentado por el fundador de Flow. Science, Casa comercial creadora del software Flow-3D.

La superficie libre existe en muchas simulaciones realizadas con *FLOW-3D*. Es difícil modelar superficies libres en cualquier entorno computacional porque los parámetros de flujo y las propiedades de los materiales, como la densidad, la velocidad y la presión experimentan una discontinuidad en él. En *FLOW-3D*, se descuida la inercia del gas adyacente al líquido, y el volumen ocupado por el gas se sustituye por un espacio vacío, vacío de masa, representado sólo por presión y temperatura uniformes. Este enfoque tiene la ventaja de reducir el esfuerzo computacional ya que en la mayoría de los casos los detalles del movimiento del gas no son importantes para el movimiento de líquido mucho más pesado. La superficie libre se convierte en uno de los límites externos del líquido. Una definición adecuada de las condiciones límite en la superficie libre es importante para una captura precisa de la dinámica de superficie libre. El método *Volumen de fluido (VOF)* se emplea en *FLOW-3D* para este propósito. Consta de tres componentes principales: la definición del volumen de la función fluida, un método para resolver la ecuación de transporte VOF y establecer las condiciones límite en la superficie libre. (Flow Sciences Inc., 2008)

#### - Breve descripción del algoritmo VOF

En cada celda de un mallado, usualmente se usa un valor para cada variable que define el estado del flujo. El uso de varios puntos en una celda para definir la región ocupada por fluido parece innecesariamente excesivo. Suponiendo que se puede definir una función  $F$ , cuyo valor es la unidad en cualquier punto ocupado por fluido y Cero en el resto de los casos. El valor medio de  $F$  en una celda podría entonces representar el volumen fraccional de la celda ocupada por el fluido. En particular, una celda con un valor 1 de  $F$  corresponde a una celda llena de fluido, una con valor cero, no tiene fluido, y el valor del volumen fraccional de fluido (VOF), provee una aproximación brusca de la superficie libre en el modelo. Aun así, el

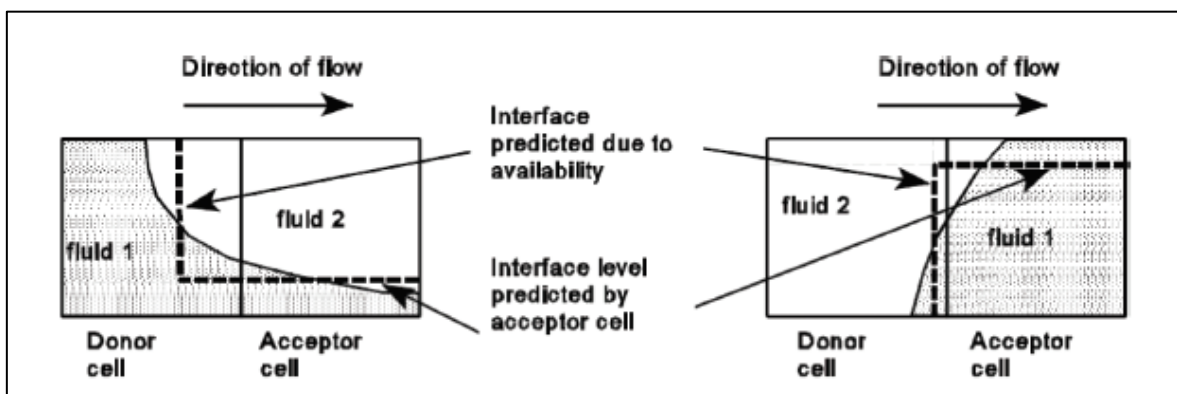


método VOF requiere un solo valor para cada celda y es consistente con el registro del resto de variables.

Adicionalmente al definir que celdas contienen una frontera. La dirección normal a esta frontera se presenta en la dirección en la cual los valores de  $F$  cambian más rápido. Al ser  $F$  una función con pendiente elevada, sus derivadas deben ser calculadas de una manera especial. Cuando es correctamente calculada, las derivadas de esta pueden ser usadas para determinar la normal de la superficie libre. Finalmente, cuando ambas la dirección normal y el valor de  $F$  en la celda son conocidas, una línea que corta la celda puede ser construida y se aproxima a interfaz de superficie libre liquido-aire (Hirt & Nichols, 1981).

#### - Método del Donador - Aceptador

La idea principal de la aproximación de Donador-Receptor es que el valor del volumen fraccional en la celda a donde se dirige el flujo, la celda receptora, es usada en anticipación de la transferencia de fluido en cada paso. El problema con esta aproximación es que el uso de la celda a donde se dirige el flujo en los cálculos puede llevar a situaciones irreales los que se pueden representar como valores de cero o la unidad en el dominio de la superficie de la celda. En la figura **Figura 2-21** se muestra este método con el primer fluido en gris y el volumen de fluido igual a la unidad (Ketabdari, 2016).



**Figura 2-21** Vista esquemática de la aproximación de donador-receptor

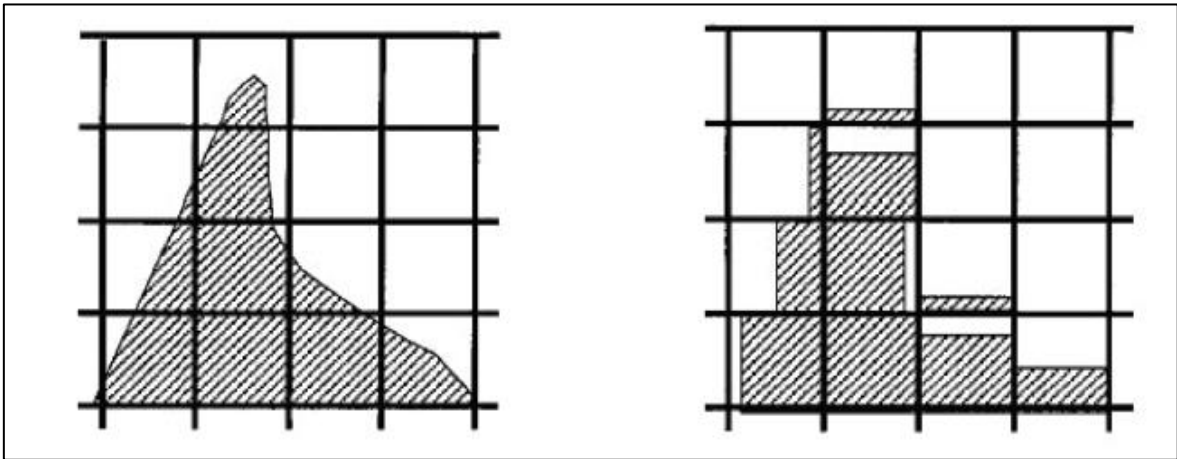
Fuente: (Ketabdari, 2016)

La idea esencial es usar información sobre  $F$  aguas abajo, así como aguas arriba de una frontera de flujo para establecer una forma de interfaz cruda, y luego usar esta forma en el cálculo del flujo. El método VOF, usa información sobre la pendiente de la superficie para mejorar el algoritmo del flujo, además la función  $F$  es usada para definir una ubicación de la superficie y su orientación. El modo de advección básica desarrollado para el uso de la técnica VOF, puede ser entendido como el que considera la cantidad de  $F$  que sea trasladada través de la cara derecha de una celda durante un paso de tiempo  $dt$ . Los flujos a través de las caras de la celda son completamente análogos. El flujo total del volumen fluido y volumen vacío cursando la cara derecha de la celda por unidad de área transversal es  $V = u dt$ , donde  $u$  es la velocidad normal de la cara. El signo de  $u$  determina el donador y receptor, la cantidad de  $F$  desplazada a través de la cara de la celda un paso de tiempo es  $dF$  por el área transversal de la cara de la celda.

El algoritmo previene que el donador transfiera más fluido del que tiene en el momento inicial. Así como previene que el flujo que ingresa sea mayor al vacío inicial en la celda receptora. (Hirt & Nichols, 1981)

- **Construcción de la superficie Libre.**

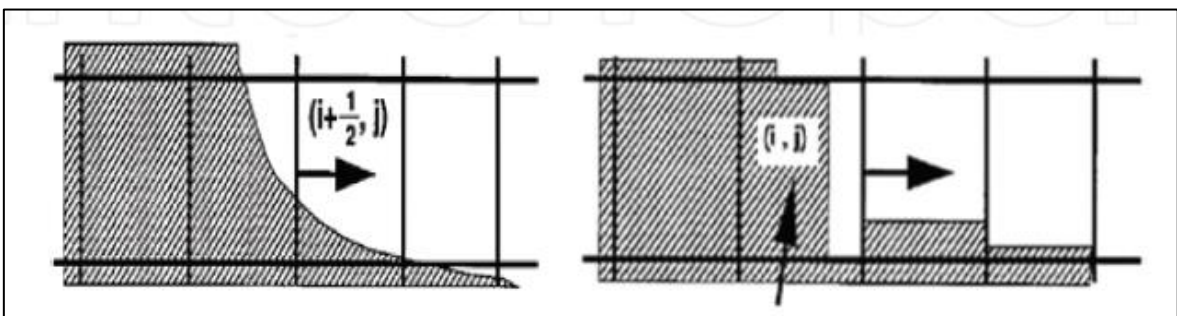
En este método las superficies libres pueden ser reconstruidas basadas en líneas paralelas con respecto a una de las coordenadas principales del sistema. Sin embargo, las celdas vecinas son consideradas para los cambios del flujo y definen la normal del vector en la celda estudiar. Luego, superficie libre es considerada ya sea como una línea horizontal o una línea vertical en la celda con respecto a la normal relativa componente del vector. La **Figura 2-22** muestra la superficie libre actual y la simulada por el método de Hirt.



**Figura 2-22** Superficie libre: Izquierda, Superficie Real, Derecha, superficie basa en el Método de Hirt

Fuente: (Ketabdari, 2016)

Los flujos de celdas provenientes son usados por flujos paralelos para reconstruir la interfaz, mientras que los flujos del donador-receptor son usados por flujos normales a estos. Por ejemplo, de acuerdo con la figura abajo mostrada, la interfaz en la celda  $(i, j)$ , es considerada en tener un movimiento en dirección positivo con respecto al eje coordenado  $x$  en la cara  $i+1/2$  en el método de donador-receptor. Por tanto, la superficie reconstruida en la celda  $(i, j)$ , es vertical, y esta celda es considerada como una celda flujo abajo para la celda  $(i+1, j)$ . **Figura 2-23**



**Figura 2-23** Superficie libre: Izquierda, Superficie Real, Derecha, superficie basa en el Método de Hirt

Fuente: (Ketabdari, 2016)

El método de volumen de fluido presentado por Hirt y Nichols es uno de los primeros métodos en este campo. En este método, una curva  $y(x)$  se ajusta a las nueve celdas vecinas de la interfaz. De esta manera, la suma del volumen de fluido de tres celdas ubicadas en una columna crea un valor para  $y$ . Al ajustar la curva

parabólica a los valores de tres columnas vecinas y luego de diferenciar dos veces estos valores, se puede definir la curvatura de la superficie. (Ketabdari, 2016)

#### **2.1.8.8 Modelo de socavación de sedimento en software FLOW-3D**

El modelo de socavación de sedimentos del programa asume múltiples especies de sedimentos no cohesivos con diferentes propiedades, incluyendo el tamaño del grano, la densidad de masa, la tensión de corte crítica, el ángulo de reposo y los parámetros para el retención y transporte. Por ejemplo, la arena mediana, la arena gruesa y la grava fina se pueden clasificar en tres especies diferentes en una simulación. El modelo es aplicable tanto para modelos de aguas poco profundas y modelos tridimensionales. El modelo estima el movimiento del sedimento prediciendo la erosión, advección y deposición de sedimentos. Lo hace por:

- Cálculo del transporte de sedimentos suspendidos.
- Cálculo de sedimentos debido a la gravedad.
- Cálculo de la resistencia del sedimento debido a la resistencia a la tensión de corte de lecho y perturbaciones de flujo.
- Cálculo del transporte de movimiento inferior, mediante el que los granos de sedimento ruedan, saltan o se deslizan a lo largo del lecho del paquete de sedación.

En FLOW-3D esto se hace considerando dos estados en los que pueden existir sedimentos: sedimentos suspendidos y en paquetes. El sedimento suspendido es típicamente de baja concentración y se transporta con flujo de fluido. El sedimento compactado existe en la fracción de paquete crítica que se puede definir por el usuario (el valor predeterminado es 0.64). Sólo una capa superficial delgada de granos de sedimento consolidados (en el espesor de unos pocos diámetros de grano) puede moverse en forma de transporte de carga de lecho.

El sedimento es arrastrado por el lecho, levantado y suspendido nuevamente debido al esfuerzo de corte y pequeños remolinos en la interfaz del paquete de sedimentos. Debido a que no es posible calcular la dinámica de flujo sobre cada

grano individual de sedimento, se debe utilizar un modelo empírico. El modelo utilizado aquí se basa en Mastbergen y Van den Berg (Mastbergen & Van Den Berg, 2003)

Además, la ecuación Soulsby-Whitehouse se puede utilizar para estimar el parámetro crítico de Shields, o se puede especificar un parámetro definido por el usuario. De forma predeterminada, el parámetro crítico de shields es 0,05.

Si se quiere estimar por el modelo numérico el primer paso para calcular el parámetro crítico Shields es calcularlo de forma adimensional  $d_{*i}^*$ : (Richard Soulsby, 1997).

$$d_{*,i} = d_i \left[ \frac{\rho_f (\rho_i - \rho_f) \|g\|}{\mu_f^2} \right]^{\frac{1}{3}}$$

Ecuación 2-80

- $\rho_i$  es la densidad del paquete de sedimentos  $i$ ,
- $\rho_f$  es la densidad del fluido
- $d_i$  es el diámetro
- $\mu_f$  es la viscosidad dinámica del fluido
- $\|g\|$  es la magnitud de la aceleración de la gravedad  $g$

A partir de esto, el parámetro crítico de Shields adimensional se calcula utilizando la ecuación Soulsby-Whitehouse:

$$\theta_{cr,i} = \frac{0.3}{1 + 1.2d_{*,i}} + 0.055[1 - \exp(-0.02d_{*,i})]$$

Ecuación 2-81

El parámetro crítico de Shields se puede modificar para superficies inclinadas para incluir el ángulo de reposo. La idea aquí es que, en las interfaces inclinadas, el paquete de sedimento es menos estable y por lo tanto es más fácilmente arrastrado por el fluido que se mueve por la pendiente. La modificación altera aún más  $\theta_{cr,i}$ :

$$\theta'_{cr,i} = \theta_{cr,i} \frac{\cos\psi \sin\beta + \sqrt{\cos^2\beta \tan^2\varphi_i - \sin^2\psi \sin^2\beta}}{\tan\varphi_i}$$

Ecuación 2-82

donde  $\beta$  es el Angulo de pendiente de fondo,  $\varphi_i$  es el Angulo de reposo definido por el usuario para el tipo de sedimento  $i$  ( el valor de defecto es  $32^\circ$ ), y  $\psi$  es el alguno del flujo y la dirección en contra pendiente. Para el flujo directamente pendiente arriba es  $\psi = 0^\circ$  (Flow Sciences Inc., 2008).

El parámetro local de Shields es calculado basado en el esfuerzo de corte local,  $\tau$ :

$$\theta_i = \frac{\tau}{\|\mathbf{g}\| d_i (\rho_i - \rho_f)}$$

Ecuación 2-83

donde  $\tau$  se calcula utilizando la ley de la pared y la ley cuadrática de tensión de corte inferior para flujo turbulento 3D y flujo turbulento de aguas poco profundas, respectivamente, con consideración de la rugosidad de la superficie del lecho. Se supone que la altura de rugosidad Nikuradse de la superficie  $k_s$  del lecho es proporcional al diámetro medio local del grano en el paquete de sedimentos,  $d_{50,packed}$

$$k_s = c_{rough} d_{50,packed}$$

Ecuación 2-84

Donde  $c_{rough}$  es definido por el usuario y esta predeterminado con un valor de 1.0.

La velocidad de arrastre de izado de sedimento es calculada con:

$$\mathbf{u}_{lift,i} = \alpha_i \mathbf{n}_s d_*^{0.3} (\theta_i - \theta'_{cr,i})^{1.5} \sqrt{\frac{\|\mathbf{g}\| d_i (\rho_i - \rho_f)}{\rho_f}}$$

## Ecuación 2-85

Donde  $\alpha_i$  está el parámetro de arrastre, cuyo valor recomendado es 0.018, y  $\mathbf{n}_s$  es el punto de salida normal a la interfaz de lecho de paquete de sedimentos.  $u_{lift,i}$  se utiliza para calcular la cantidad del paquete de sedimentos que pasa al estado de suspensión, actuando efectivamente como una fuente de masa de sedimentos suspendidos en la interfaz del lecho de paquete de sedimentos. Después de eso, el sedimento se transporta con flujo de fluido.

El depósito es el proceso en que los granos de sedimento se asientan fuera de la suspensión en el paquete de sedimentos del lecho debido a su peso o se asientan a descansar en el transporte de lecho. La sedimentación y el arrastre de los granos son procesos opuestos y a menudo ocurren al mismo tiempo. Se utiliza la ecuación de velocidad de sedimentación propuesta por Soulsby:

$$u_{settling,i} = \frac{\nu_f}{d_i} [(10.36^2 + 1.049d_*^3)^{0.5} - 10.36]$$

## Ecuación 2-86

donde  $\nu_f$  viscosidad cinemática del fluido. Se asume que la velocidad de sedimentación se da en la dirección de la gravedad.

$$\mathbf{u}_{settling,i} = u_{settling,i} \frac{\mathbf{g}}{\|\mathbf{g}\|}$$

## Ecuación 2-87

Para considerar las interacciones partícula - partícula, La correlación de Richardson-Zaki's es aplicada a la velocidad de sedimentación.

$$\mathbf{u}_{settling,i}^* = \mathbf{u}_{settling,i} (1 - \min(0.5, c_s))^\zeta$$

## Ecuación 2-88

donde  $c_s$  es la fracción total del sedimento suspendido de la fracción volumétrica. El exponente  $\zeta$  es:

$$\zeta = \zeta_{\text{user}} \zeta_0$$

Ecuación 2-89

$\zeta_{\text{user}}$  es el coeficiente de Richardson-Zaki (predeterminado 1.0), y  $\zeta_0$  es el coeficiente Richardson-Zaki definido por **Tabla 2-3**:

**Tabla 2-3**

Coeficiente de Richardson-Zaki

$Re < 0.2$	$\zeta_0 = 4.35$
$0.2 < Re < 1.0$	$\zeta_0 = 4.35/Re^{0.03}$
$1.0 < Re < 500$	$\zeta_0 = 4.45/Re^{0.1}$
$500 < Re$	$\zeta_0 = 2.39$

Fuente: (Flow Sciences Inc., 2008)

Aquí el  $Re$  el número de partícula de Reynolds,

$$Re = \frac{d_i u_{\text{settling},i}}{\nu_f}$$

Ecuación 2-90

El transporte de carga de lecho es el modo de transporte de sedimentos debido a la rodadura o rebote sobre la superficie del paquete de sedimentos del lecho.

En el programa Flow-3D a través de su modelo numérico calcula el transporte de fondo en cada celda que contiene la interfaz con el lecho de fondo pudiendo usar las ecuación de Meyer-Peter Müller (1948), Nielsen (1992) o Van Rijn (1984) (Flow Sciences Inc., 2008).

Por el alcance de este proyecto de titulación a continuación se revisa a más detalle las dos ecuaciones usadas para el desarrollo de la modelación numérica:

- Meyer, Peter and Müller



$$\Phi_i = \beta_{\text{MPM},i} (\theta_i - \theta'_{\text{cr},i})^{1.5} c_{b,i}$$

Ecuación 2-91

- Van Rijn

$$\Phi_i = \beta_{\text{VR},i} d_{*,i}^{-0.3} \left( \frac{\theta_i}{\theta'_{\text{cr},i}} - 1.0 \right)^{2.1} c_{b,i}$$

Ecuación 2-92

donde  $\beta_{\text{MPM},i}$ ,  $\beta_{\text{VR},i}$  son coeficientes típicos de 8.0, 0.053, respectivamente.  $c_{b,i}$  es la fracción volumétrica del paquete de sedimentos  $i$  en el lecho. No existe en las ecuaciones originales, pero esta considera aquí para representar el efecto de múltiples tipos de sedimento en el paquete de sedimentos.  $\Phi_i$  el coeficiente adicional de la tasa de transporte de lecho de fondo está relacionado con la tasa de transporte volumétrico,  $q_{b,i}$

$$q_{b,i} = \Phi_i \left[ \|g\| \left( \frac{\rho_i - \rho_f}{\rho_f} \right) d_i^3 \right]^{\frac{1}{2}}$$

Ecuación 2-93

La ecuación de transporte calcula la tasa de transporte del lecho en unidades de volumen por unidad de ancho del lecho. Otra pieza de información que es necesitada para estimar el espesor del lecho. i.e. el ancho del sedimento saltante. La relación elegida para estimar el ancho estimado es.

$$\frac{\delta_i}{d_i} = 0.3 d_{*,i}^{0.7} \left( \frac{\theta_i}{\theta'_{\text{cr},i}} - 1 \right)^{0.5}$$

Ecuación 2-94

Para calcular el movimiento de las partículas en cada celda, el valor de  $q_{b,i}$  es convertida en la velocidad de fondo por:

$$u_{\text{bedload},i} = \frac{q_{b,i}}{\delta_i c_{b,i} f_b}$$

Ecuación 2-95

donde  $f_b$  es la fracción crítica del paquete de sedimentos. La velocidad de fondo se asume va en la misma dirección en la que va el fluido adyacente al a la interfaz del fluido y el paquete de sedimentos.

Para cada tipo de sedimento, la consideración es calculada resolviendo su propia ecuación de transporte.

$$\frac{\partial C_{s,i}}{\partial t} + \nabla \cdot (\mathbf{u}_{s,i} C_{s,i}) = \nabla \cdot \nabla (D C_{s,i})$$

Ecuación 2-96

Aquí  $C_{s,i}$  es la concentración de  $i$  masa suspendida del tipo de sedimento, que se define como la masa de sedimentos por volumen de la mezcla de fluidos y sedimentos;  $D$  es la difusividad;  $\mathbf{u}_{s,i}$  es la velocidad del sedimento suspendido. Se observa que cada especie de sedimento en suspensión se mueve a su propia velocidad que es diferente de la de fluido y otras especies. Esto se debe a que los granos con diferentes densidades de masa y tamaños tienen una inercia diferente y reciben una fuerza de arrastre diferente.

En consecuencia, la concentración  $c_{s,i}$  de volumen de sedimentos suspendidos se define como el volumen del tipo  $i$  de sedimentos suspendidos por volumen de la mezcla de fluidos y sedimentos. Está relacionado con  $C_{s,i}$  por

$$c_{s,i} = \frac{C_{s,i}}{\rho_i}$$

Ecuación 2-97

Para resolver la ecuación para  $C_{s,i}$ ,  $\mathbf{u}_{s,i}$  debe calcularse primero. Se supone que: 1) los granos en suspensión no tienen interacciones fuertes entre sí; 2) la diferencia de velocidad entre los granos suspendidos y la mezcla fluido-sedimento es principalmente la velocidad de sedimentación de los granos  $\mathbf{u}_{settling,i}$ .  $\mathbf{u}_{s,i}$  y se evalúa así utilizando

$$\mathbf{u}_{s,i} = \bar{\mathbf{u}} + \mathbf{u}_{settling,i} C_{s,i}$$

Ecuación 2-98

donde  $\bar{\mathbf{u}}$  denota la velocidad de la mezcla de líquido y sedimento.

El modelo tiene limitaciones. No es válido para suelos cohesivos, incluyendo limos y arcillas. Se debe tener precaución cuando se aplica con granos excesivamente grandes debido a la validez limitada de la teoría de sedimentos utilizada en el modelo. Debido a la naturaleza empírica de la teoría de sedimentos y otras aproximaciones como las de los modelos de turbulencia, la calibración de parámetros puede ser necesaria en aplicaciones para lograr los mejores resultados.

Tenga en cuenta que las alteraciones en las ecuaciones empíricas para la velocidad de elevación, el parámetro crítico de Shields y la velocidad de sedimentación en aguas poco profundas se pueden realizar modificando las rutinas personalizables por el usuario (Flow Sciences Inc., 2008).

## 2.2 ESTADO DEL ARTE

Los lagos naturales y ríos de todo el mundo contienen alrededor de 93.000 km<sup>3</sup> de agua dulce, aproximadamente el 0,27 por ciento del recurso total de agua dulce de la tierra) (Morris & Fan, 1998). Si bien el volumen absoluto de almacenamiento de aguas subterráneas es grande, es mucho menos accesible que las aguas superficiales porque la mayoría se encuentra demasiado profunda. Por lo tanto, las aguas subterráneas son mucho menos importantes que los suministros de superficie.

El almacenamiento de agua en lagos naturales (91.000 km<sup>3</sup>) más embalses (7000 km<sup>3</sup>) es ligeramente menor que la precipitación global anual de 119.000 km<sup>3</sup> sobre áreas terrestres, y aproximadamente el doble de la escorrentía anual hacia el océano de 47.000 m<sup>3</sup>, una cifra que incluye aguas superficiales, aguas subterráneas y descargas glaciares. El 41 por ciento restante de las precipitaciones mundiales se devuelve a la atmósfera como evapotranspiración. (Morris & Fan, 1998).

Los embalses del mundo están perdiendo su volumen de reserva debido al proceso de sedimentación a un promedio anual de 1%, o alrededor de 50km<sup>2</sup> por año, La estimación media de la edad útil del volumen de reserva de un embalse se estima en 22 años. La magnitud de la capacidad perdida a la fecha es muy grande. (Mahmood, 1987)

Dada la magnitud de la sedimentación en reservorios del mundo, se han planteado diferentes métodos para su mitigación: Métodos que apuntan al controlar la entrada de sedimentos al reservorio; métodos de remoción hidráulica de la carga de sedimento que ya ha entrado al reservorio, y finalmente, el dragado de depósitos existentes.

La descarga o "Flushing" de sedimentos es la práctica de erosionar hidráulicamente y descargar los depósitos existentes en los reservorios. Para ser efectivo, requiere que el reservorio sea lavado por períodos largos de tiempo. La teoría muestra que la descarga de sedimentos no afectará los depósitos aguas arriba y su eficacia se verá disminuida en depósitos de limo y arcilla de pocos años de existencia. (Mahmood, 1987)

### **2.2.1 LAVADO DE SEDIMENTOS EN EMBALSES**

Todos los ríos transportan sedimentos, así como agua, y la construcción de presas afecta el transporte de ambas sustancias, pero con diferencias importantes. Debido a que los ríos transportan mucha más agua que sedimentos, se tarda mucho más en llenar un depósito con sedimentos que con agua, mucho más lo que resulta en que la acumulación gradual de sedimentos tiende a ser ignorada. La

mayoría de los sedimentos se acumulan bajo el agua donde no es visible aumenta aún más el problema de la percepción pública, política e de ingeniería. Pero la diferencia más importante es esta: el agua se puede retirar fácilmente de un depósito, pero el sedimento no. A medida que los embalses envejecen, los impactos de la sedimentación son cada vez más graves y mejor reconocidos, y la frecuencia y gravedad de los problemas relacionados con los sedimentos está aumentando.

#### - **Consecuencias aguas arriba del embalse**

Una amplia gama de problemas relacionados con sedimentos puede ocurrir aguas arriba de las presas como resultado de la captura de sedimentos.

##### ○ **Pérdida de almacenamiento.**

La deposición de sedimentos en la reserva del embalse reducirá y eventualmente eliminará la capacidad de almacenamiento utilizable, haciendo que el depósito sea inútil para el suministro de agua o el control de inundaciones. Si la capacidad de remanso se basa en el almacenamiento de inundación dentro del embalse, la sedimentación puede hacer que la presa no sea segura cuando se pierde este almacenamiento de inundación.

##### ○ **Deposición Delta.**

La parte más gruesa de la carga de sedimentos que fluye se deposita donde los ríos entran en los embalses, formando depósitos delta que no sólo agotan el almacenamiento del depósito, sino que también pueden causar la degradación del canal extendiéndose muchos kilómetros aguas arriba de la reserva del embalse. La degradación de los canales puede aumentar las inundaciones de infraestructuras, comunidades y tierras agrícolas en llanuras inundables; aumentar los niveles de las aguas subterráneas, creando la acumulación de agua y la salinización del suelo; reducir el espacio de navegación debajo de los puentes; y sumergir las tomas aguas arriba. Si las áreas del delta se vegetan mucho, los niveles de inundación aguas arriba pueden elevarse aún más debido al aumento de la rugosidad hidráulica, y la

vegetación puede atrapar sedimentos promoviendo una degradación adicional. En las zonas áridas, la transpiración de grandes áreas de vegetación freatófita en áreas delta puede aumentar significativamente las pérdidas de agua del embalse.

- **Navegación.**

Tanto la navegación comercial como la recreativa pueden verse gravemente deterioradas por la acumulación de sedimentos, especialmente en las zonas delta y en las proximidades de las esclusas. En los proyectos de navegación creados por una cadena de presas y esclusas de cabeza baja a lo largo de un río, esencialmente las condiciones fluviales abiertas prevalecerán durante las altas descargas, pasando así la mayoría de los sedimentos a través de las estructuras. Sin embargo, la acumulación de sedimentos puede desencadenar en bloqueos, canales de aproximación y regiones delta. El acceso recreativo puede verse afectado a medida que se acumulan sedimentos en puertos deportivos y rampas para barcos.

- **Contaminación atmosférica.**

En los depósitos de riego vacíos estacionalmente, los depósitos sedimentarios de sedimentos finos pueden erosionarse y transportarse por el viento, creando un riesgo para la molestia y la salud.

- **Peligro de terremoto**

Los depósitos de sedimentos tienen una mayor masa que el agua, y algunas investigaciones indican que la presencia de sedimentos contra la presa puede aumentar significativamente la fuerza del temblor contra la estructura.

Los sedimentos que se acumulan cerca de la presa pueden ser licuados por eventos sísmicos provocando que fluyan hacia las salidas inferiores y entierren, entrando y obstruyendo cualquier conducto que esté abierto.

- **Abrasión**

En las instalaciones hidroeléctricas, los sedimentos de más de 0,1 mm acelerarán en gran medida la erosión de los alabes de turbinas y las boquillas de rueda Pelton,

y en el caso de los sedimentos angulares de cuarzo (por ejemplo, de cuencas hidrográficas glaciares) y el funcionamiento de la cabeza alta, el daño puede ser causado por tamaños de grano aún más pequeños. Esto reduce la eficiencia de generación de energía y requiere la eliminación de unidades generadoras del servicio para su reparación.

- **Pérdida de energía.**

La pérdida de almacenamiento elimina el potencial de capturar altos flujos para la posterior generación de energía. Cuando se construyen una serie de centrales hidroeléctricas a lo largo de un río, la carrera de cola de una central eléctrica puede descargarse en el alcance del delta de otro depósito aguas abajo. La deposición del delta puede elevar el nivel de agua del lecho de arroyo y la carrera de cola, reduciendo el cabezal de potencia disponible y posiblemente inundando la central eléctrica si no hay una acción correctiva.

- **Tomas y salidas**

Los sedimentos pueden bloquear u obstruir las tomas de entrada y las salidas de bajo nivel en las presas y pueden obstruir o dañar las puertas no diseñadas para el paso de sedimentos. Durante las inundaciones extremas, la deposición de muchos metros de material puede ocurrir en pocas horas.

- **Erosión de la costa y deslizamientos de tierra.**

Los embalses que tienen una forma de embalse estrecha o dendrítica pueden tener largas costas en relación con la superficie, y grandes olas erosivas pueden desarrollarse en grandes reservorios en la zona ventosa. La erosión de la costa puede ser sustancial en áreas de suelos loessales. Por ejemplo, las seis presas del Cuerpo de Ingenieros en la parte superior del río Misuri incautan 1200 km de río, pero crean 9560 km de costa. Los deslizamientos de tierra y los flujos de escombros pueden llenar parcial o completamente los embalses.

- **Ecología.**

Los cambios en la carga de sedimentos y la acumulación de sedimentos dentro del embalse pueden alterar dramáticamente la ecología del embalse, afectando la composición de las especies y la pesca recreativa y de subsistencia. En las zonas donde la sedimentación continúa sin cesar, el hábitat de aguas abiertas pasará a los humedales y eventualmente a tierras al alza debido a la continua deposición de sedimentos por encima de la elevación normal de la piscina durante los flujos de inundación. Una gran fracción de los orgánicos, nutrientes y contaminantes ocurre en forma de partículas o se coloca sobre arcillas, y la deposición de sedimentos orgánicos puede tener un papel importante en las reservas de oxígeno del depósito.

- **Consecuencias aguas abajo del embalse**

- **Efectos ambientales**

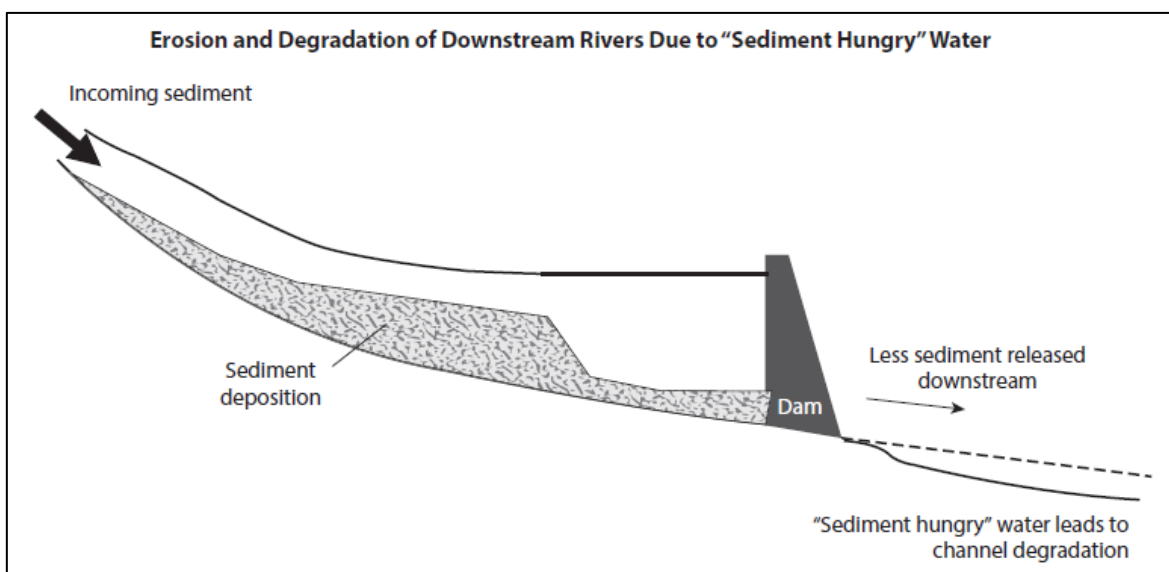
Los ríos aguas abajo de presas sufren impactos ambientales grandes debidos a la reducción del flujo y la alteración de los períodos hidrológicos, reducción de cargas de sedimentos, alteración en las dinámicas de nutrientes, cambios de la temperatura, y la aparición de una barrera de migración para las especies nativas. La presencia de materia orgánica en el flujo, contaminantes, pesticidas y otros químicos que se asientan como sedimentos finos tendrá efectos importantes en los procesos de descarga y consecuencias aguas abajo.

- **Morfología del río.**

El efecto de las presas puede tener efectos dramáticos por la reducción del abastecimiento de sedimentos del lecho. Aguas limpias en el río aguas abajo de la presas tienden de a socavar la base de la corriente causando superficies más agrestes, degradación, y volverla inestable. La degradación del canal puede incrementar los niveles de las orillas y las tasas de erosión de las orillas. Incrementar la socavación en puentes, bajar los niveles en captaciones, reducir la profundidad de navegación, y disminuir los niveles de aguas subterráneas en geologías aluviales, afectando también humedales y áreas de agricultura. (Morris



& Fan, 1998). Este efecto es también conocido como un agua “Hambrienta de sedimentos” **Figura 2-24** (Annandale et al., 2016).



**Figura 2-24** Erosión y degradación aguas abajo.

Fuente: (Annandale et al., 2016)

- **La importancia de la gestión de sedimentos para garantizar la Sostenibilidad de los proyectos de embalse**

La amenaza sostenida de sedimentación de los embalses y el aumento previsto de la demanda de grandes proyectos de embalses como resultado de los efectos del cambio climático obligar a los gobiernos a asumir un papel de liderazgo en el desarrollo sostenible. Invertir en proyectos con beneficios duraderos y garantizar que las inversiones realizadas a corto plazo, incorporando medidas de gestión de sedimentos que reduzcan futuros costos de mantenimiento y garantizar la funcionalidad a largo plazo de las presas e infraestructura hidroeléctrica.

Si el almacenamiento es tan importante, ¿por qué la gestión de sedimentos de los embalses almacenamiento de depósitos no se considera rutinariamente al diseñar presas? La respuesta es que la mayoría de los diseñadores y economistas confían en paradigmas de diseño obsoletos y son técnicas modernas de manejo de sedimentos de reservorios.

El propósito es enfatizar la importancia de la gestión de sedimentos para prevenir o minimizar la pérdida de almacenamiento. Sin gestión de sedimentos, proyectos de presas tienen riesgo de agotar los sitios de almacenamiento de agua de primera calidad, incluso existe el riesgo probable de mayores cargas de sedimentos debido al cambio en el clima en los próximos 30-100 años. Sin embargo, con la gestión de sedimentos, estos sitios de almacenamiento, un factor clave producción para el suministro rentable de agua y energía, se puede mantener como un recurso sostenido durante largos períodos, a menudo superior a 100 años (en algunos casos, a perpetuidad).

- **Reconocer el costo del espacio de almacenamiento perdido**

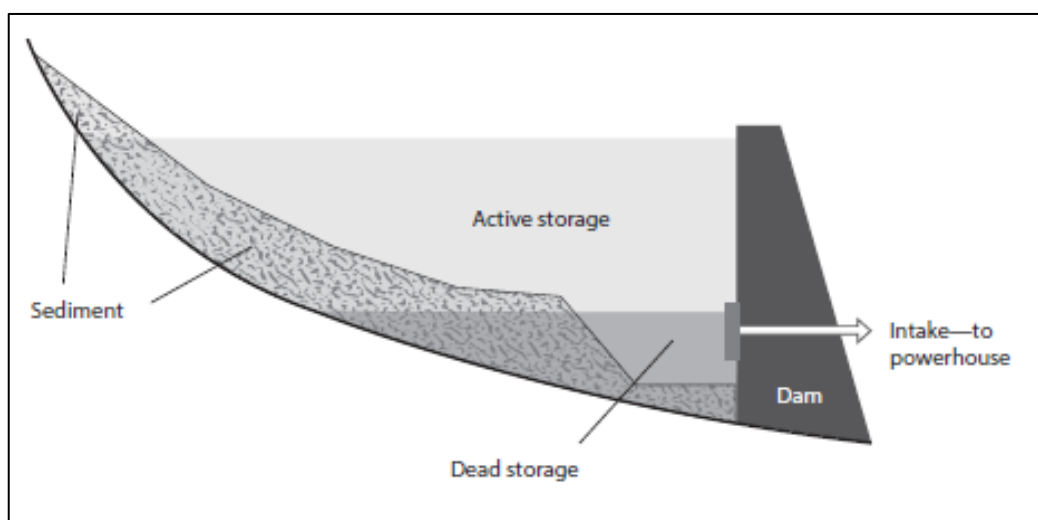
Se requiere espacio de almacenamiento del embalse para proporcionar servicios confiables de gestión de inundaciones, energía y suministro de agua. Es probable que aumente la demanda de espacio de almacenamiento de los embalses a debido a los efectos del cambio climático y el aumento de la variabilidad hidrológica debido al mismo efecto resultarán en una mayor demanda de almacenamiento de depósitos, y el hecho de que está en aumento la importancia de preservar el espacio de almacenamiento.

En teoría, la escasez del volumen de embalse se refleja en el costo de oportunidad de los servicios prestados por el embalse, es decir, si otros sitios de suministro de agua y energía eléctrica son más caros que el embalse actualmente en uso, consecuentemente, el valor de los servicios proporcionado por ese sitio debe ser más alto. En la práctica, la estimación del valor del almacenamiento es bastante difícil. En consecuencia, en los análisis económicos de este tipo, no se dan por una medida directa del valor del almacenamiento del depósito en sí, sino de los servicios que ofrece el embalse.

- **Pérdida de almacenamiento y sus impactos**

El conocer la forma en que los sedimentos se depositan en un reservorio, es esencial para determinar los impactos de la sedimentación en la ejecución de proyectos de presas y embalses. El impacto típico que se da aguas arriba del

embalse es el resultado de que el almacenamiento en la suma total del de espacio de almacenamiento activo y muerto debido al depósito de sedimentos. El espacio de almacenamiento muerto es aquel que se encuentra por debajo del nivel de agua determinado por la elevación de la salida de agua más baja, mientras que espacio de almacenamiento activo contiene el agua que puede ser liberada para la generación de energía o para el suministro de agua, o puede, en el caso de las presas de control de inundaciones, ser reservado para la gestión de inundaciones.



**Figura 2-25** Pérdida del depósito debido a sedimentos.

Fuente: (Annandale et al., 2016)

La deposición de sedimentos comienza con frecuencia en el lado ascendente de un reservorio y se mueve gradualmente aguas abajo en forma de delta. Parte del sedimento se deposita aguas arriba del alto nivel del agua, Como se muestra en la **Figura 2-25**, a medida que el delta se mueve gradualmente en el depósito, afecta el espacio de almacenamiento activo de manera temprana. Estas son observaciones muy importantes para tener en cuenta a la hora de investigar la viabilidad de los proyectos de presas y embalses. Una vieja y común, pero incorrecta suposición es que el espacio de almacenamiento muerto está reservado para los sedimentos depositados. Esto claramente no es el caso. La deposición de sedimentos en el espacio de almacenamiento activo es tan frecuente y común como en el espacio de almacenamiento muerto, particularmente en grandes embalses.

Es necesario tener en cuenta dicha pérdida en el espacio de almacenamiento activo del depósito desde el principio en la vida de un proyecto para reconocer su impacto el embalse. (Annandale et al., 2016)

### **2.2.1.1 Eliminación de sedimentos por flushing**

El Flushing es el lavado por el arrastre de los sedimentos depositados en reservorios a través del uso de desagües en presas, bajando el nivel del embalse e incrementado las velocidades del flujo en el reservorio. Esta técnica no es usada en todo tipo de presas porque:

- En general es útil solamente en embalses angostos
- Requiere volúmenes grandes de agua que pasen a través de la presa
- Requiere el vaciado del embalse

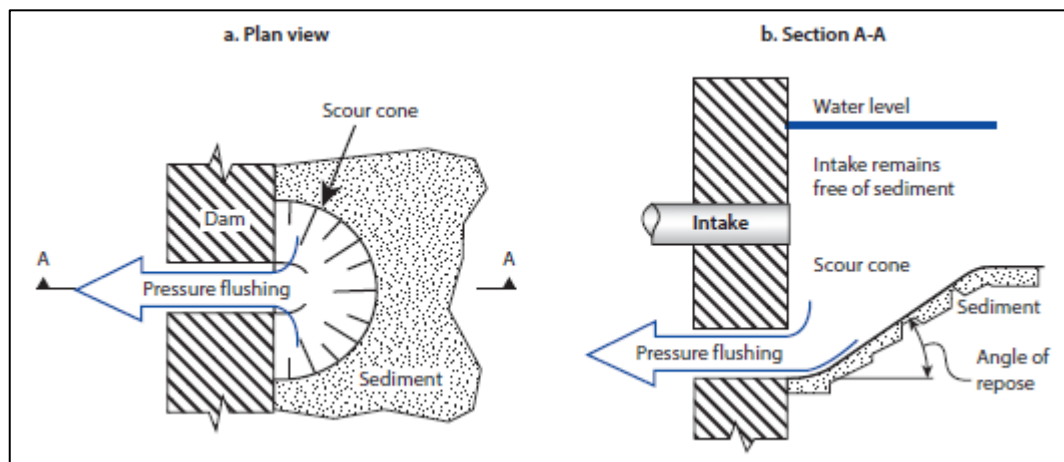
Sin embargo, ha probado ser ampliamente efectivo en algunas presas.

Otros criterios que han sido considerados para considerar que un embalse sea lavado por “Flushing” de manera factible son:

- Las cantidades de sedimento transportadas desde los desagües de fondo sea los suficiente para permitir un balance entre la entrada y salida de sedimentos a largo plazo
- El volumen de los depósitos que permanecen en el embalse luego de que se ha logrado el balance de sedimentos se los suficientemente pequeña para permitir un volumen de almacenamiento requerido.
- El costo del Flushing no debe superar los beneficios, los costos se pueden evaluar por el volumen de agua usado, o por variables ecosistémicas como la inyección de alta concentración del sedimento en el cauce aguas abajo, los beneficios están en función del nuevo volumen de agua almacenada en el embalse. (Atkinson, 1996)

#### **- Proceso de lavado por Flushing**

El lavado de presión se produce cuando se abre una salida de bajo nivel, sumergida para liberar sedimento, mientras que el nivel del embalse es alto, produciendo un cono de socavación localizado inmediatamente por encima de la salida de lavado a presión.



**Figura 2-26** Cono de lavado por Flushing.

Fuente: (Annandale et al., 2016)

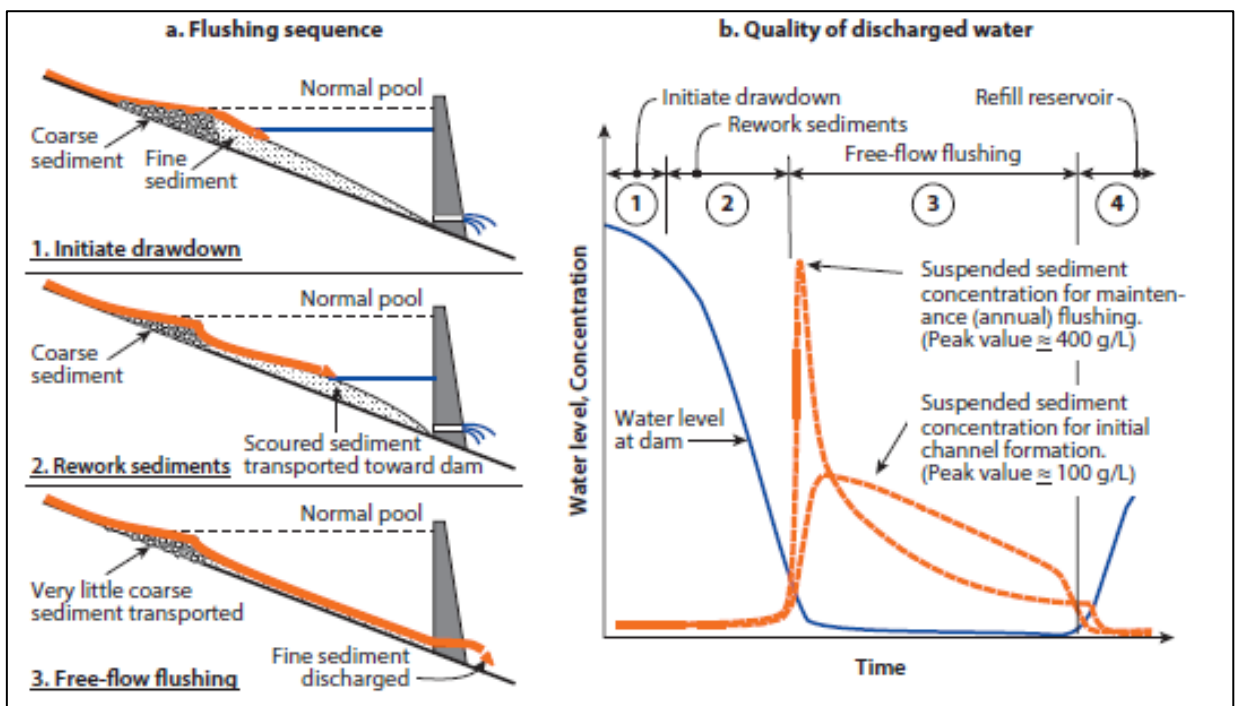
Esta técnica se puede utilizar para mantener una toma libre de sedimentos en el área de afectación, como se ilustra en la **Figura 2-26**. En sedimentos granulares el ángulo de reposo del cono de socavación bajo condiciones sumergidas se aproximarán al ángulo sumergido de reposo del sedimento, en el orden de aproximadamente 30 grados. En el caso de sedimentos cohesivos este ángulo puede ser diferente.

El lavado por “Flushing” o Simple, se da abriendo el desagüe en el nivel más bajo, para vaciar completamente el embalse, por lo tanto, arrastrando depósitos de sedimentos. El lavado secuencial ocurre cuando dos o más reservorios en serie se descargan simultáneamente; El agua se libera de un depósito superior para escurrir los sedimentos del inferior, y el sedimento liberado del reservorio superior pasa a través de la corriente descendente a través de los embalses con un re deposito mínimo.

La secuencia generalizada de un evento de vaciado se ilustra esquemáticamente en la **Figura 2-27**. A medida que el depósito se vacía al inicio del proceso de lavado, el sedimento de aguas arriba se rastrea, se configura y se

mueve progresivamente más cerca de la presa a medida que el nivel del embalse cae. Cuando el nivel desciende para que alta velocidad de flujo se mantenga a lo largo de toda la longitud del depósito, los sedimentos reacomodados salen por el desagüe como un flujo de lodo espeso, creando un alto pico en la concentración de sedimentos suspendidos. La concentración cae rápidamente a medida que el sedimento fácilmente erosionado se retira del canal de lavado y la tasa de arrastre se estabiliza.

Esta variación en la calidad del agua descargada es conceptualizada en la parte B de la **Figura 2-27**. Tenga en cuenta que, cuando un depósito con sedimentos consolidados se descarga por primera vez, las concentraciones máximas son típicamente más bajas que en un depósito que se descarga regularmente, pero la alta concentración el flujo se mantiene mientras el canal de lavado esté activo siendo erosionado.



**Figura 2-27** Secuencia del Flushing en la presa

Fuente: (Annandale et al., 2016)

Para el lavado regular, el sedimento depositado en el canal de erosión cada año no se consolida. Se moviliza y descarga rápidamente tan pronto como exista

flujo libre a través de la salida de bajo nivel, lo que resulta en un pico extremadamente alto de la concentración de sedimentos suspendidos.

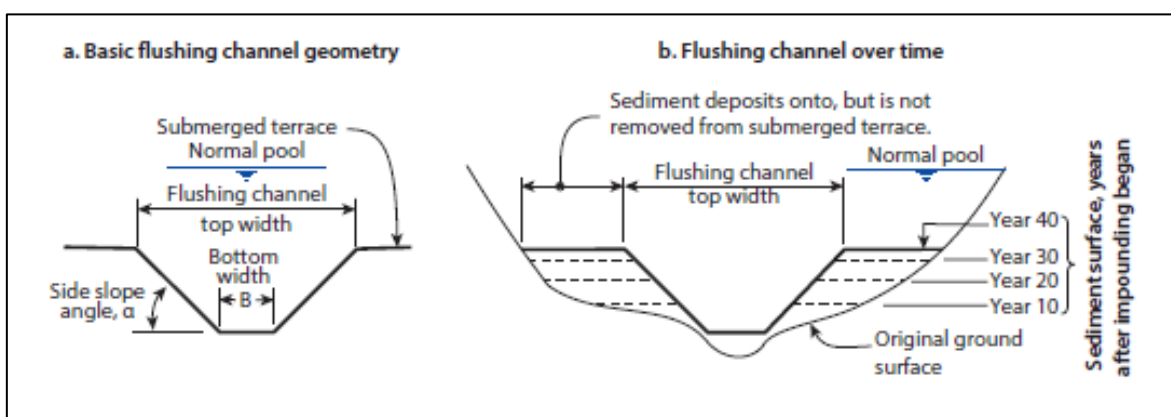
El lavado libera altas cargas de sedimentos con volúmenes de agua limitados, con frecuencia produciendo impactos ambientales aguas abajo, incluyendo baja concentración de oxígeno disuelto, alta concentración de sedimentos que interfiere con la función de branquias de peces, reducción de la visibilidad y penetración de la luz, y los impactos morfológicos de los canales, como el llenado de llanuras de inundación y la obstrucción de gravas de río con sedimentos finos, eliminando así sitios de desove y hábitat. Los impactos sociales y económicos incluyen los procesos de tratamiento de agua para consumo humano, sedimentación dentro de los canales de riego si no están diseñados para transportar sedimentos, etc.

Aunque la la cantidad total de sedimentos liberados no es diferente de lo que habría sido transportado aguas abajo a falta de la presa, la combinación de sedimentos en altas concentraciones durante el lavado, cambio de hidrología aguas abajo debido a la presa, y el potencial de liberar agua llena de sedimentos fuera de sincronía con los ciclos hidrológicos y biológicos naturales pueden producir grandes Impactos.

La concentración máxima instantánea de sedimentos suspendidos en el agua de un depósito con acumulación de sedimentos finos puede superar los 100.000 miligramos por litro. Medidas para minimizar los impactos ambientales adversos de los embalses el lavado incluye optimizar el momento de la liberación de lavado para evitar períodos sensibles (como el desove), proporcionando grandes flujos de dilución de eventos naturales de crecidas o liberaciones de otras presas aguas arriba, y el lavado con más frecuencia para que cada evento libere una menor cantidad de sedimentos que puede ser más fácilmente asimilado por el entorno descendente. (Annandale et al., 2016)

El volumen a largo plazo que puede sostenerse por el lavado está limitado por el anchura y profundidad del canal de lavado. La **Figura 2-28** ilustra la geometría del canal de lavado en él y el canal de vaciado y sección transversal del

canal mientras la sedimentación continúa formando terrazas. En los embalses estrechos puede ser factible mantener el volumen original del embalse, pero en depósitos anchos sólo una pequeña porción del volumen puede mantenerse libre de sedimentos. Debido a la duración limitada y la descarga de los eventos de lavado, la fracción gruesa de sedimentos que es entregado al embalse por grandes eventos de inundación pueden seguir acumulándose. En este caso, el lavado no creará un equilibrio completo de sedimentos a través de un embalse, y eventualmente se llenará con material grueso a pesar del control de sedimentos finos por lavado. (Mahmood, 1987)



**Figura 2-28** Sección transversal del canal creado por el Flushing

Fuente: (Annandale et al., 2016)

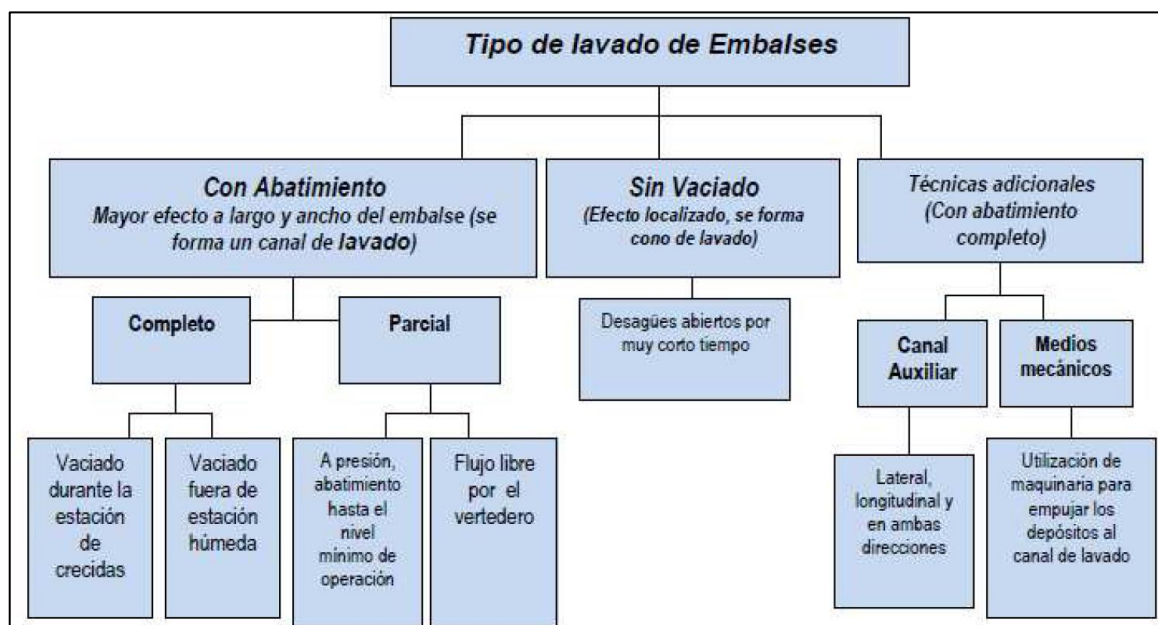
La terraza sumergida fuera del canal de erosionado por el lavado seguirá acumulando sedimentos, aunque la tasa de acumulación será reducida considerablemente porque las corrientes de densidad turbia viajarán a lo largo y depositarán sedimentos dentro del canal de lavado. Estos depósitos de corriente de densidad turbia se pueden quitar fácilmente durante el siguiente evento de lavado. Si un desagüe o sifón se coloca en el extremo aguas abajo del canal de lavado, la corriente que fluye a lo largo del canal de descarga puede ser liberada más allá de la presa.

El depósito de sedimentos en la terraza sumergida en la figura se puede minimizar si el nivel del embalse se baja para evitar la inmersión de la terraza durante períodos de alta entrada de sedimentos. (Annandale et al., 2016)



## - Clasificación del lavado de sedimentos

El “flushing” es considerado un enfoque económico para recuperar la capacidad de almacenaje de los reservorios, con depósitos severos, el lavado de sedimentos se refiere a la operación en la cual se lava los sedimentos acumulados en el vaciado del reservorio aguas abajo a través de las estructuras de lavado, usando las fuerzas tractivas o el flujo acelerado del río. Básicamente hay dos tipos de operación de lavado. Con y sin vaciado total de la presa. (Sumi et al., 2017). Y se han usado técnicas opcionales para completar el lavado por vaciado como se muestra en la **Figura 2-29**.



**Figura 2-29** Tipos de Lavado de Embalses

Fuente: (Kantoush et al., 2010)

El lavado es considerado como un método extremadamente efectivo para descargar sedimentos en términos de aprovechar la fuerza tractiva en el canal natural del río, sin embargo, cuando esta técnica es introducida, un estudio extensivo es necesario en las fases de planeación, considerado que las condiciones entrada, entradas de sedimento, capacidad de reserva, granulometría de los sedimentos, y operación del reservorio. También deberá ser considerada la información del lavado en experiencias a escala real con respecto a la formación del canal de lavado. Los fenómenos en estos reservorios no han sido bien

investigados, ni teóricamente explicada la formación de los canales en el delta del reservorio. (Sumi et al., 2017)

Estudios indican que el proceso de “Flushing” para remover sedimentos que ya han sido depositados es inefectivo excepto en el área inmediata a las entradas de los desagües aguas arriba. Parece claro por las observaciones en eventos reales que, si las compuertas se operan en un plan predeterminado en función de los pronósticos de flujos de crecida de la cuenca de drenaje, al menos el 10 % del sedimento entrante y hasta un 25% puede ser desalojado del embalse a través de dos desagües, sin afectar de manera adversa el volumen de reserva del embalse. (Brune, 1953)

## **2.2.2 MODELACIÓN NUMÉRICA EN ARRASTRE DE SEDIMENTOS CON FLOW 3D**

La mayoría de los estudios de campo y laboratorio del lavado por “Flushing” reportados han sido limitados a periodos cortos del vaciado del reservorio, Varios modelos numéricos han sido usados para investigar periodos largos hidráulicos del lavado y paso de sedimentos, Casi todos los modelos han sido basados en modelaciones unidimensionales. Para embalses relativamente pequeños, la existencia del canal de lavado ha sido frecuentemente ignoradas en el análisis numérico porque se ha asumido que el ancho del canal de lavados ha sido aproximadamente el mismo ancho del valle. También se han desarrollado modelaciones bidimensionales de volúmenes finitos en flujo variado y transporte de sedimento para simular la formación del canal durante el proceso de sedimentos. (Wen Shen, 1999)

### **2.2.2.1 Simulación por ordenador**

Aunque las técnicas empíricas descritas en secciones anteriores pueden utilizarse en estudios de prefactibilidad, las simulaciones por ordenador de la deposición de sedimentos son preferibles durante los estudios de viabilidad y el diseño final. La experiencia ha demostrado que enfoques de modelado de flujo inestables y no uniformes deben seguirse durante simulaciones por ordenador de

sedimentación de reservorios, especialmente si con niveles fluctuantes de agua (debido a la apertura y cierre de tomas de corriente en la presa) se simulan. Se ha encontrado que el flujo escalonado, constante y no uniforme Modelado (a veces denominado modelado de estado cuasi inestable) crea problemas de equilibrio durante la simulación, que conducen a una simulación incorrecta. La simulación por ordenador de los procesos con sedimentos del reservorio está es altamente especializada.(Annandale et al., 2016)

### **2.2.2.2 Una breve descripción de FLOW 3D**

Flow-3D resuelve el sistema de ecuaciones tridimensionales de Navier Stokes para simular el flujo, con el método del VOF (volumen de fluido) el mismo que sigue la superficie libre. Patentado como TruVOF, es una de las características propias del software y provee tres funciones importantes para el flujo de superficie libre: ubicación precisa, orientación de la superficie libre dentro de la celda, seguimiento preciso del movimiento a través de las celdas, y una condición de frontera precisa en la superficie libre. La técnica VOF, ha sido desarrollada por el fundador de la empresa propietaria Flow Science. El software incluye varios modulo opcionales que agrega o modifica las ecuaciones básica de Navier-Stokes , incluyendo opciones que describen el efecto de la turbulencia, tensión superficial, arrastre de sedimentos, etc. (Burnham, 2011) .

### **2.2.2.3 Revisión de la literatura**

En su mayoría salvo algunos casos se ha presentado en inglés. Se han dado múltiples estudios en el análisis de flujo de vertedero de presas, puentes, ríos, etc. Por el alcance de este trabajo de titulación nos enfocaremos en literatura que corresponde al análisis aquí realizado. Se resumen las buenas prácticas y resultados aprendidos

- **Lecciones aprendidas y guías para modelar Presas y Ríos.**

Existen limitaciones de los modelos de turbulencia, una limitación es la subestimación de circulaciones secundarias, patrones de flujo y efectos de remolinos cuando se usan modelos de dos ecuaciones isotrópicas para resolver las ecuaciones promediadas de Navier Stokes, Las ecuaciones RANS, están limitadas en su habilidad de resolver flujos altamente arremolinados, estas asumen una relación lineal entre la presión y los esfuerzos cortantes y por tanto no son sensibles a presión normal y anisotropía, esto causa al modelo ahogar la formación del vórtice y otros flujos secundarios (Burnham, 2011) .

- **Algunas Situaciones no son factibles de ser modeladas**

Los problemas de sedimentos generalmente esta limitados a efectos, y alcances en las simulación, Análisis multianuales y de cuencas muy anchas están más allá de las capacidad de modelamiento del programa con un periodo de tiempo razonable, Resolver este tipo de ecuaciones requiere un paso del tiempo variable y la orden de centésimas de segundo a milésimas de segundos, es extremadamente intensivo computacionalmente modelar escenarios de más de dos horas de tiempo real, por tanto modelos se recomiendan modelos 1-D o 2-D, para análisis extensos (Burnham, 2011).

- **La importancia de verificar los resultados**

Mientras los modelos numéricos aparentemente tienden a ser precisos, no siempre capturan todo el detalle del modelo físico, y en ocasiones sobre dimensionan o sub dimensionan los resultados reales, es por esto por lo que los modelos exitosos deben ser revisados en función de encontrar errores, Buenas prácticas incluyen revisar curvas de descarga y envolventes de los resultados numéricos y compararlos con estudios similares, fotografías o ábacos. Cuando los resultados necesitan ser altamente precisos por seguridad o situaciones económicas, un modelo físico es recomendable, En estos casos, los modelos CFD, pueden ser un guía para la implementación del modelo físico así reduciendo el costo final del modelo (Burnham, 2011) .

- **Modelo de transporte de sedimentos y transporte de rocas desarrollados con Flow-3D**

La modelación numérica de sedimentos es un campo de vanguardia de estudio y desarrollo, por empresa y academia. Existen diversos modelos 1-d, 2-d , 3-d de transporte de sedimentos disponibles en el mercado. Flow-3D ha sido usado para investigar sedimentos y el transporte de rocas desde el 1995, usualmente calculando la velocidad y la distribución de presión con ecuaciones empíricas. Desde el 2002, tiene un modelo de arrastre. Este modelo ha sido extensivamente revisado en su forma actual, lo que permite hasta 10 clases de sedimento por modelo, dentro de sus características específicas en relación a su exposición se pueden modificar diferentes características, Angulo de fondo, ángulo de reposo del sedimento, arrastre de carga suspendida, advección, asentamiento, así como transporte de fondo., por la naturaleza empírica del modelos de arrastre al ser prohibitiva con una solución única para todos los modelos se deben aplicara las características propias (Burnham, 2011) .

○ **Recopilación de modelos numéricos con FLOW-3D**

- Un modelo numérico 3D de flujo alrededor de una pila cilíndrica y dentro del hoyo de socavación de equilibrio mostró un buen valor cuantitativo y cualitativo con datos experimentales. Las diferencias observadas en los resultados se atribuyeron al modelo de turbulencia seleccionado, al promedio temporal de los datos experimentales en comparación con la salida instantánea del modelo numérico y al método experimental de determinar el esfuerzo de corte en el lecho (Richardson, J. E. et al., 1995).

- Tres modelos numéricos en 3D fueron desarrollado de un puente proyectado sobre el río Quinnipiac en New Haven, Connecticut. El dominio del modelo incluía dos apoyos de elevación central, dos celdas de baúl y un sistema de guardabarros de madera continuo. El guardabarros fue modelado como un obstáculo poroso con 30% de porosidad. Los escenarios de simulación incluían la configuración as-built, el cruce con el guardabarros eliminado y el cruce con los apoyos solamente. El evento de crecida con periodo de retorno de 100 años

(12.100 CFS) fue tomado como el flujo de diseño. En los resultados se observaron remolinos aguas abajo, que se aplicaron para calcular la profundidad de la socavación potencial (Kent & Richardson, 1999).

- Se desarrollaron una serie de modelos numéricos en 3D para estudiar las fuerzas de tracción en el relleno de roca volcada durante el cierre del río a través del avance de los Embaulados en el proyecto de la presa Wuskwatim en el río Burntwood, Manitoba. (Teklemariam et al., 2002)

- Se utilizaron una serie de modelos numéricos 3-D FLOW-3D junto con modelos HEC-RAS 1-D para probar el efecto hidráulico de un diseño de una serie de piscinas rápidas propuestos para la bifurcación izquierda de la rama norte del río Chicago, Illinois. FLOW-3D se utilizó para probar el sistema hidráulico de la unidad de piscinas-rápidas, mientras que HEC-RAS se utilizó para probar el alcance del sistema hidráulico. Los resultados de FLOW-3D demostraron que el diseño propuesto no aumenta la probabilidad de erosión de los lechos o bancos (Rodríguez et al., 2004).

- Se desarrollaron una serie de modelos numéricos 3D para estudiar la capacidad de FLOW-3D para modelar el desprendimiento de vórtice y la formación de pozos de socavación asociados cerca de tuberías cilíndricas en ambientes costeros con olas. Los resultados numéricos que utilizan el modelo de escudería de sedimentos FLOW-3D mostraron una buena relación con los resultados físicos experimentales para la distribución de la velocidad, la magnitud de la estructura del vórtice, la forma del vórtice, la ubicación del vórtice y las predicciones numéricas del paso del tiempo durante las etapas iniciales de la socavación. La escala temporal del desarrollo de la socavación fue significativamente sub dimensionada para etapas posteriores. La forma del agujero de socavación del modelo numérico estaba de acuerdo con el experimento, pero sub dimensiono la profundidad. Se utilizaron dos modelos de turbulencia; el modelo de Large Eddy Simulation (método de cálculo LES) y el modelo estándar  $\kappa$ - $\epsilon$ . El modelo LES mostró una predicción superior de las estructuras de vórtice. (Smith, Heather Dianne, 2007).

- Cuatro simulaciones numéricas de erosión de arena suelta causada por un chorro de un desagüe de un muro de inundación excedido modelado con el módulo de arrastre de sedimentos de FLOW-3D. La comparación con los experimentos de laboratorio mostró una muy buena relación con el modelo numérico, con una diferencia máxima observada en la profundidad máxima de la socavación del 16% (1,4 cm). La relación varió para la ubicación del agujero de socavación y el tiempo para alcanzar la profundidad de equilibrio, desde una relación casi idéntica hasta un 50% de error: 10,4 cm y 1,5 segundos de diferencia, respectivamente. (Wang, G., et al., 2009)

- FLOW-3D se utilizó junto con el modelado físico, el análisis del método de elementos finitos (FEM) y las comprobaciones empíricas para predecir la profundidad máxima de socavación alrededor de las columnas del puente de Incheon, Corea del Sur (Cho 2010).

- Se estudiaron tres casos de modelación numérica para determinar la idoneidad de utilizar el modelo de partículas Lagrangianas de FLOW-3D para determinar las trayectorias de movimiento de sedimentos suspendidos. Los resultados fueron cualitativos y se ajustaban a la expectativa (Vasquez, J., 2010)

- Los modelos numéricos de un chorro de caída libre y el orificio de socavación asociado se desarrollaron utilizando el modelo de arrastre de FLOW-3D. Los resultados se compararon con experimentos de laboratorio y ecuaciones de diseño de la Administración Federal de Carreteras de los Estados Unidos (FHWA, por sus principales servicios). La profundidad, longitud y anchura del agujero de barrido numérico estuvieron más ajustadas con el experimento físico que las ecuaciones FHWA. La diferencia máxima entre experimento numérico y físico fue del 5% (Amiraslani, S. et al., 2010)

- Se ha comparado el software de modelación numérica Flow-3d con otro software de código abierto Open-Foam, con un estudio de caso que considera un canal rectangular con una columna cilíndrica adosada a su fondo. Se ha modelado con el modelo de turbulencia  $\kappa$ - $\epsilon$ . y comparados como resultados obtenidos de datos experimentales de laboratorio en un canal con un transporte de sedimentos.

En los resultados se observa que no ha mejoras en los resultados en mallados menores a 3mm. (Bayón-Barrachina et al., 2014)

- Se ha comparado modelo numérico en Flow-3D con la investigación realizada en modelos físicos en tabla estacas, de manera cualitativa, los resultados mostrar que el número de Froude. y la relación de la velocidad con la velocidad crítica, afecta la exactitud de los modelos, como resultado del aumento del acuda. Los modelos de Flow-3D necesita se calibrados, al calibrar con las curvas de descarga la exactitud de la profundidad de socavación se vuelve mejor en su exactitud. El modelo se realizó como el modelo  $\kappa$ - $\epsilon$  y RNG, y para el arrastre de sedimentos con la fórmula de Van Rijn. (Pourshahbaz et al., 2017)

- Estudios en Flow-3D, se han usado para investigar el efecto de sección transversal, de columnas de puentes y la capacidad predictiva de modelos numéricos. Los modelos numéricos se utilizaron para comparar con distintos sets de modelos físicos y literatura. El modelo de turbulencia RNG  $\kappa$ - $\epsilon$  y Van Rijn para el transporte de sedimentos fueron usados. El estudio demostró una buena capacidad para predecir la socavación alrededor de las columnas con diferentes formas de la columna, pero sub dimensiona la profundidad de la socavación en la punta de la columna. Se puede calibrar el modelo para predecir de manera ajustada la profundidad del hoyo de socavación sacrificando la exactitud de la simulación de la forma de este. (Omara & Tawfik, 2018)

- Estudios han analizado los efectos de los escombros en la profundidad de socavación alrededor de columnas cilíndricas en arena uniforme, flujos turbulentos en un canal rectangular, Los escombros se han modelado con formas triangulares y rectangulares , en estado flotante y en la cama de arena, usando un modelo de turbulencia de  $\kappa$ - $\epsilon$  y RNG, y se han comparado con valores experimentales, donde fue posible verificar que los escombros flotantes presente un efecto con mayor socavación y en el caso de escombros en la cama de arena como medida de contención de la socavación alrededor de la pila. (Mendonça et al., 2019)



## - **Modelo de transporte de sedimentos en presas y flushing**

- Los modelos numéricos tridimensionales de lavado de sedimentos en embalses muestran problemas cuando se desplaza la superficie libre, en este modelo se compara un modelo numérico tridimensional con el algoritmo de Flow-3D y un modelo bidimensional, también observa el modelo de arrastre con la ecuación de Van Rijn, probado en el embalse de Kali Gandaki en Nepal, en el cual se han realizado experimentos de modelación física. Existen resultados razonables entre el modelo físico y numérico tridimensional, mientras que el modelo bidimensional, ubica de manera equivocada el punto más profundo de la socavación. (Olsen & Haun, 2010)

- Los modelos numéricos de transporte de sedimentos se compararon con los resultados de modelo físico de una escala de 1:35. Los modelos físicos y numéricos fueron validados contra el prototipo mediante mediciones de turbidez (fotómetro de luz dispersa y muestras de cono Imhoff) tomadas durante una prueba funcional anual de la salida inferior del depósito. Los tres métodos mostraron una buena relación en sus resultados, que los autores identificaron como "semejanza", teniendo en cuenta que todos los modelos de sedimentos, tanto físicos como numéricos, vienen con una gran cantidad de dispersión en los resultados (Möller, G et al., 2011)

- Se ha probado la combinación de modelos numéricos bidimensionales de aguas poco profundas, con modelos tridimensionales para la simulación de transporte de sedimentos más detallada dentro las capacidades del software Flow-3D, lo que permitió que se modele la totalidad de la cuenca incluyendo el cuenco y la barrera con sus características hidráulicas. (Wei et al., 2014)

- Análisis de socavación en cuencos de amortiguamiento se han realizado para comparar la exactitud del modelo numérico Flow-3D con modelos físicos llevados en laboratorio, los resultados del modelo numérico presentan buenos resultados con la data experimental en términos de profundidad de socavación y la altura del montículo que se acumula aguas abajo del hoyo. El Angulo de impacto del chorro es identificado como el parámetro más importante para lograr las

condiciones de flujo estable, profundidad de socavación y la altura del montículo. (Epely-Chauvin et al., 2014)

- Pruebas detalladas de laboratorio e in situ se tomaron para definir los parámetros del suelo para el modelado de la estabilidad de la pendiente. También se describe un modelo relativamente complejo utilizando Flow-3D para evaluar los impactos del flujo turbulento en la estrategia de diseño para la berma estabilizadora de pendiente y el análisis para apoyar la selección del armado de la escollera y riprap. El uso de simulaciones Flow 3D fue eficaz para determinar la velocidad de flujo esperada y la elevación del agua de modo que se pudiera llevar a cabo un diseño eficiente de protección contra la erosión y estabilización de la pendiente para resistir el flujo de diseño. (Shiqiang Ye & Paul Toth, 2015)

- Cuatro métodos complementarios fueron usados para estudiar el transporte de sedimento y el lavado de la presa Cardenillo en Paute, Formulas empíricas 1 dimensionales para estimar el proceso de sedimentación, formulas bi dimensionales para el lavado durante un proceso de 72 horas, y un modelo tridimensional en Flow-3D muestra el detalle del transporte de sedimentos a través de las salidas de fondo de la presa, donde el efecto del aumento de la rugosidad debido al transporte de sedimentos. (Castillo L et al., 2015)

- Para los procesos de modificaciones de la Cabinet Gorge Dam, se asistieron con modelos CFD en Flow-3D, basado en los valores iniciales de campo, se desarrollaron modelos para ayudar en los ajustes del diseño para el prototipo y su mejora antes de las modificaciones. El modelo CFD permitió que el diseño se simplifique mientras se mantiene las mejoras en la profundidad del cuenco del prototipo inicial, y reduciendo el efecto de las modificaciones en la capacidad del vertedero. (Dunlop et al., 2016)

- Se compararon modelos numéricos con tres procesos complementarios de formulación empíricas obtenidas en modelos físicos y prototipos, metodologías semi empíricas basadas en variaciones de presión y fluctuación del índice de erosión y CFD. Los resultados demostraron la posibilidad de combinar metodologías para resolver fenómenos complejos, las simulaciones numéricas

fueron usadas para combinar la formulación clásica, permitiendo un mejor entendimiento del fenómeno físico. Y obtener una solución adecuada, Esta metodología lleva a proponer cuencos de amortiguamiento pre excavados. Deben llevarse análisis de sensibilidad para probar que los modelos numéricos son robustos para diferentes entradas, y no solo para un escenario simple. Algunos de los parámetros deben ser considerados para reducir la incertidumbre en un modelo numérico incluyendo los parámetros del modelo de turbulencia. Un modelo físico debe ser debe ser construido para comparar los resultados con otras metodologías (Castillo & Carrillo, 2016)

- Vertederos de salto de ski son comunes en vertederos de presas para disipar energía y dirigir el flujo al cuenco de amortiguamiento, se tiene mucha información experimental del instituto de investigación del agua de Irán. El campo del flujo con diferentes descargas, números de Froud entre 3.5 y 7.5 fueron modelado en Flow-3D, La exactitud de los resultados en el modelo numérico pueden ser usados en casos similares para presas mayores. El experimento observa resultados en modelos de arenas, grava (Movahedi et al., 2018).

## **CAPITULO 3. METODOLOGÍA**

### **3.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ÁREA DE ESTUDIO**

El proyecto Toachi – Pilatón es uno de los proyectos hidroeléctricos en Ecuador. El proyecto global tiene una producción de 253MW, por medio de la acción combinada de sus dos centrales. La central Sarapullo, que aprovecha solamente las aguas del río Pilatón, produce un total de 49MW, y la central Alluriquín que produce un total de 204MW. El aprovechamiento es de tipo cascada y este compuesto por una captación en el río Pilatón, un túnel de baja carga, conducción de tubería a presión, la casa de máquinas Sarapullo, la Presa Toachi, un estanque de disipación de energía, la galería de interconexión entre los dos aprovechamientos y una minicentral a pie de presa con una capacidad de producción de 1.4MW.

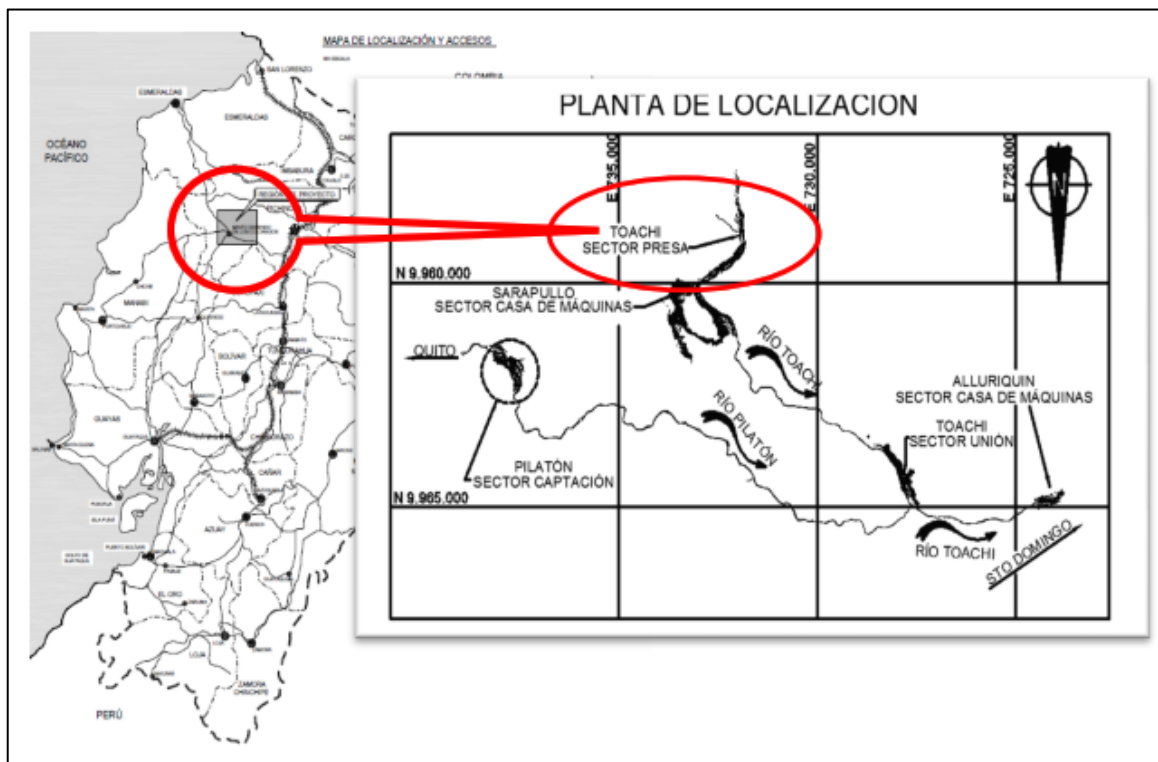
Previo al desarrollo de la modelación numérica es importante definir la importancia practica del proyecto de desarrollo aquí presentado. Es así como hay que comprender las condiciones propias de la presa estudiada. Por tanto, se presentan datos generales que permiten entender las particularidades de proyecto de infraestructura estudiado. Donde se han estiman su monto de ejecución bordee los 859 millones de dólares americanos en su fecha de terminación. Es así como medidas de operación y mantenimiento adecuadas deberán ser consideradas para garantizar su durabilidad a lo largo de todo el periodo de vida útil. Tal como se expresó en la sección 2.2.1 existen diversas consecuencias por la acumulación de sedimentos aguas arriba de la presa, por tanto, la importancia de poder conocer de la mejor manera posible el comportamiento hidráulico del lavado para permitir plantear las mejores prácticas en el proceso del control de sedimentos.

#### **3.1.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA**

El proyecto Toachi – Pilatón se ubica al sur oriente del Distrito Metropolitano de Quito, junto a la vía Quito-Alóag- Santo Domingo de los Tsáchilas-Guayaquil. Se extiende por tres provincias: Pichincha, Santo Domingo de los Tsáchilas y Cotopaxi. (EPN & Hidrotoapi E.P., 2011)

La presa del Toachi está localizada en las coordenadas N 9'959,340; E 731,980 del sistema UTM WGS 84. En la

**Figura 3-1**, se presenta un esquema de la ubicación del proyecto, en el cual se señala específicamente la zona de la presa Toachi (EPN & Hidrotoapi E.P., 2011)



**Figura 3-1** Ubicación del proyecto Toachi - Pilatón

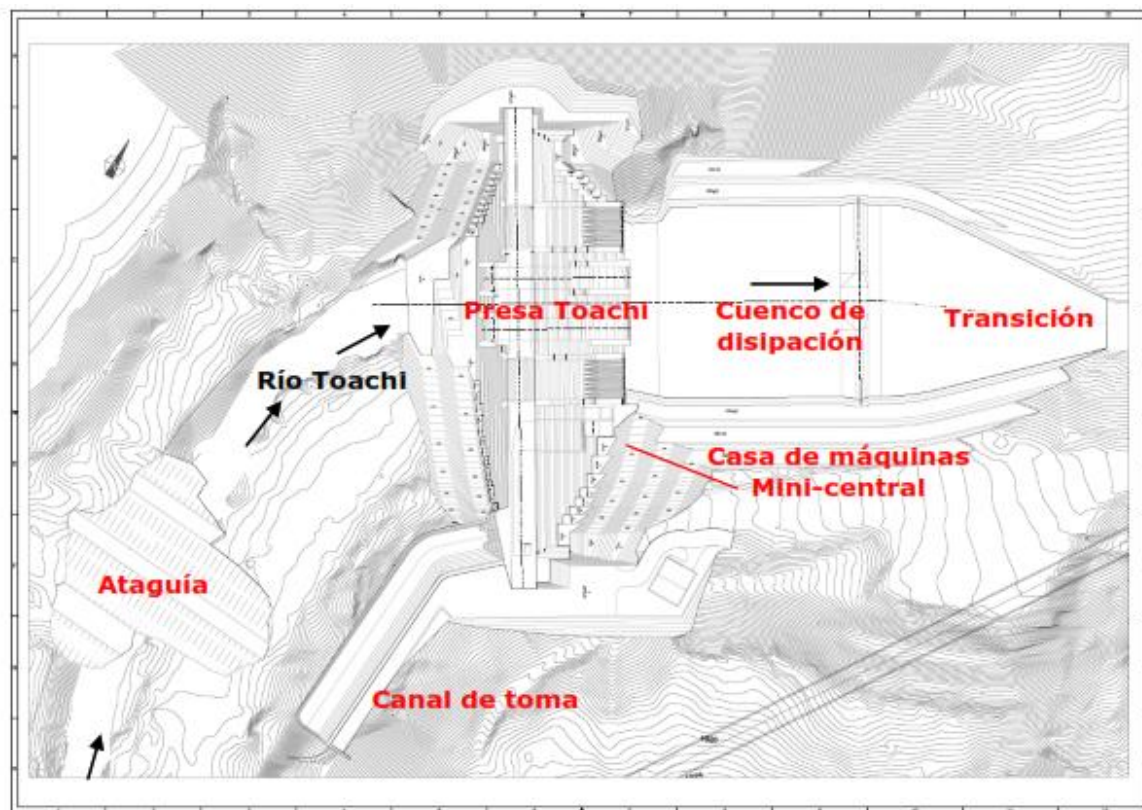
**Fuente:** Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)

### 3.1.2 DESCRIPCIÓN DE LA PRESA TOACHI Y OBRAS COMPLEMENTARIAS CON DISEÑO ORIGINAL

La presa prevista para embalsar las aguas del río Toachi permite su captación mediante el canal y la obra de toma dispuesto en la margen derecha del embalse y se une mediante la estructura especial de interconexión que se ubica dentro del cuerpo de la presa, a los caudales descargados por la central Sarapullo luego de que han sido aprovechados en la respectiva casa de máquinas. Los caudales conjuntos cruzan transversalmente toda la presa dentro de su galería rectangular de 9.50 m de ancho y 5.60 m de altura para finalmente continuar por el

túnel de carga de la central Alluriquín (EPN & Hidrotoapi E.P., 2011). Una visión general de las obras se presenta en la

**Figura 3-2.**



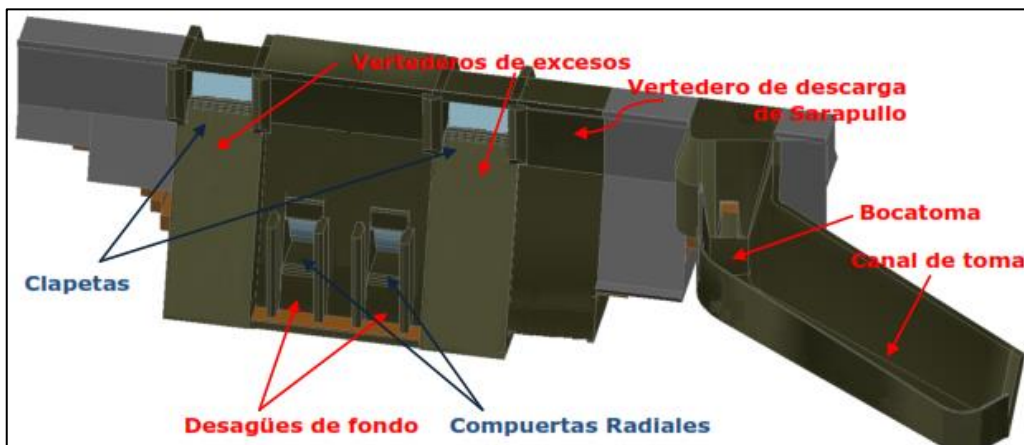
**Figura 3-2** Implantación de la presa Toachi y sus obras complementarias  
**Fuente:** Proyecto hidroeléctrico Toachi – Pilatón. Presa Toachi. Hidráulica. Memoria de cálculo (Hidrotoapi E.P, 2009)

El cuerpo de la presa Toachi está constituida de hormigón, la cual está constituida por 10 bloques unitarios que conforman todo el conjunto. Tiene una altura correspondiente a 59 metros, teniendo como medidas en su corona una longitud de 170.50 m y un ancho de 10.00 m. Dentro de la fisionomía de la presa, se encuentra constituida por dos vertederos de excesos ubicados en los bloques No.2 y No.5, dos desagües de fondo en los bloques No.3 y No.4 y el vertedero Sarapullo que se encuentra en el bloque No.6.

Las obras complementarias de la presa están conformadas por dos vertederos de excesos, dos desagües de fondo, un vertedero de excesos para el caudal proveniente de las aguas turbinas en la central Sarapullo y finalmente

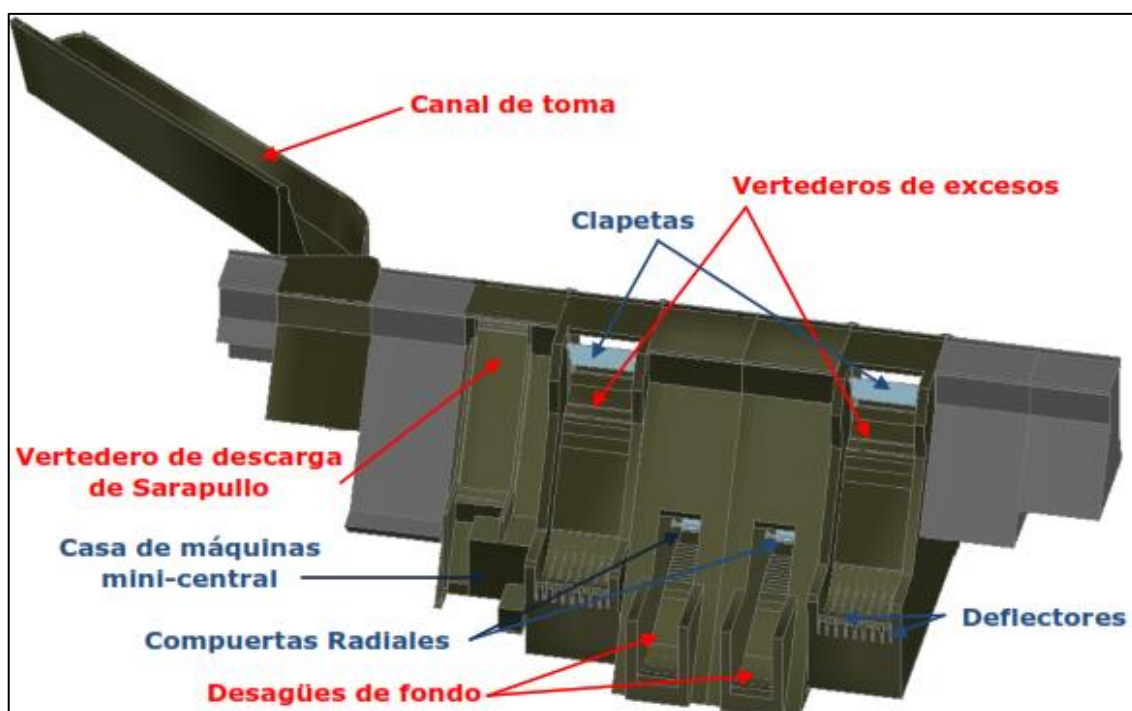
termina con un cuenco dissipador en el pie de la presa. La disposición de las obras se encuentra esquematizado en las

**Figura 3-3, Figura 3-4, Figura 3-5, Figura 3-6 y Figura 3-7.**



**Figura 3-3** Esquema de la presa Toachi desde aguas arriba

Fuente: Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)



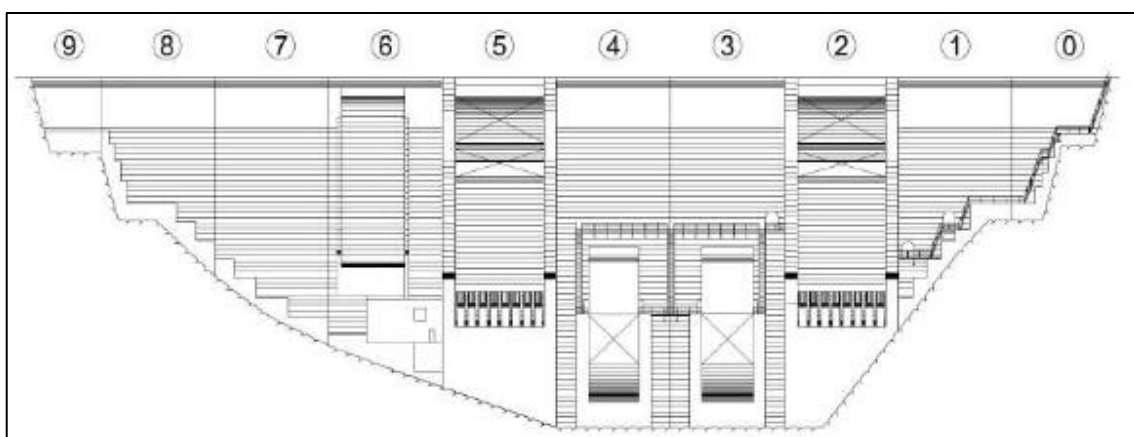
**Figura 3-4** Esquema de la presa Toachi desde aguas abajo

Fuente: Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)



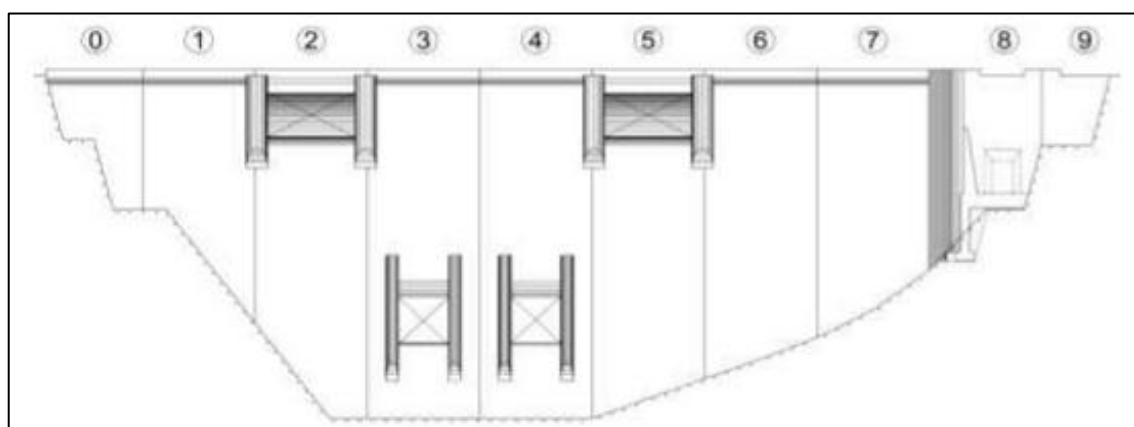
**Figura 3-5** Vista en planta de la presa Toachi, subdivisión de bloques

**Fuente:** Proyecto hidroeléctrico Toachi – Pilatón. Presa Toachi. Hidráulica. Memoria de cálculo (Hidrotoapi E.P, 2009)



**Figura 3-6** Vista aguas abajo de la presa Toachi, subdivisión de bloques

**Fuente:** Proyecto hidroeléctrico Toachi – Pilatón. Presa Toachi. Hidráulica. Memoria de cálculo (Hidrotoapi E.P, 2009)



**Figura 3-7** Vista aguas arriba de la presa Toachi, subdivisión de bloques

**Fuente:** Proyecto hidroeléctrico Toachi – Pilatón. Presa Toachi. Hidráulica. Memoria de cálculo (Hidrotoapi E.P, 2009)



### 3.1.3 FICHA TÉCNICA DEL PROYECTO

Los datos principales de la presa Toachi se presentan en la **Tabla 3-1**.

**Tabla 3-1**

*Datos principales de la presa Toachi*

ESTRUCTURA	UNIDADES	PROTOTIPO
Dimensiones básicas		
Área de embalse	km <sup>2</sup>	0.50
Ancho de bloques	m	8.00 x 18.00
Altura máxima	m	59.00
Longitud de la corona	m	170.50
Ancho de la corona	m	10.00
Inclinación del paramento aguas arriba	V:H	1/0.30
Inclinación del paramento aguas abajo	V:H	1/0.7
Cotas		
Máxima de regulación	msnm	970.00
Cota mínima de regulación	msnm	965.00
Cota máxima de regulación	msnm	970.00
Caudal		
Medio del río Toachi	m <sup>3</sup> /s	41.40
Ecológico	m <sup>3</sup> /s	4.14
Embalse		
Volumen útil de regulación	Hm <sup>3</sup>	2.00
Volumen total	Hm <sup>3</sup>	8.50
Tiempo de llenado	Horas	54.00
Volumen de sedimentos anual	Hm <sup>3</sup>	0.86
Vertedero de excesos		
Cota de la cresta	msnm	962.50
Tipo de perfil	-	Creager
Caudal de diseño	m <sup>3</sup> /s	965.00
Ancho de la estructura	m	14.00
Carga hidráulica de diseño	m	7.50
Desagüe de fondo		
Cota superior de las pilas	msnm	942.10
Caudal de descarga	m <sup>3</sup> /s	800.00
Cota de la cresta del desagüe	m	927.00
Número de pilas semicirculares	-	2

**Fuente:** Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)

### 3.1.4 CAUDALES DEL RÍO

Para relacionar el modelo físico, numérico y prototipo es importante presentar el comportamiento de las crecidas del río que será embalsado por la presa, y poder relacionar estos valores para plantear los periodos de lavado de presa donde la afectación a la operación permita provocar el menor impacto.

La información base que consta dentro del estudio del modelo físico, indica los valores de los caudales medios diarios que han sido registrados en el sitio de implantación de la presa Toachi y que fueron entregados en su momento por HIDROTOAPI-EP. Los valores de registro se encuentran en la **Tabla 3-2**.

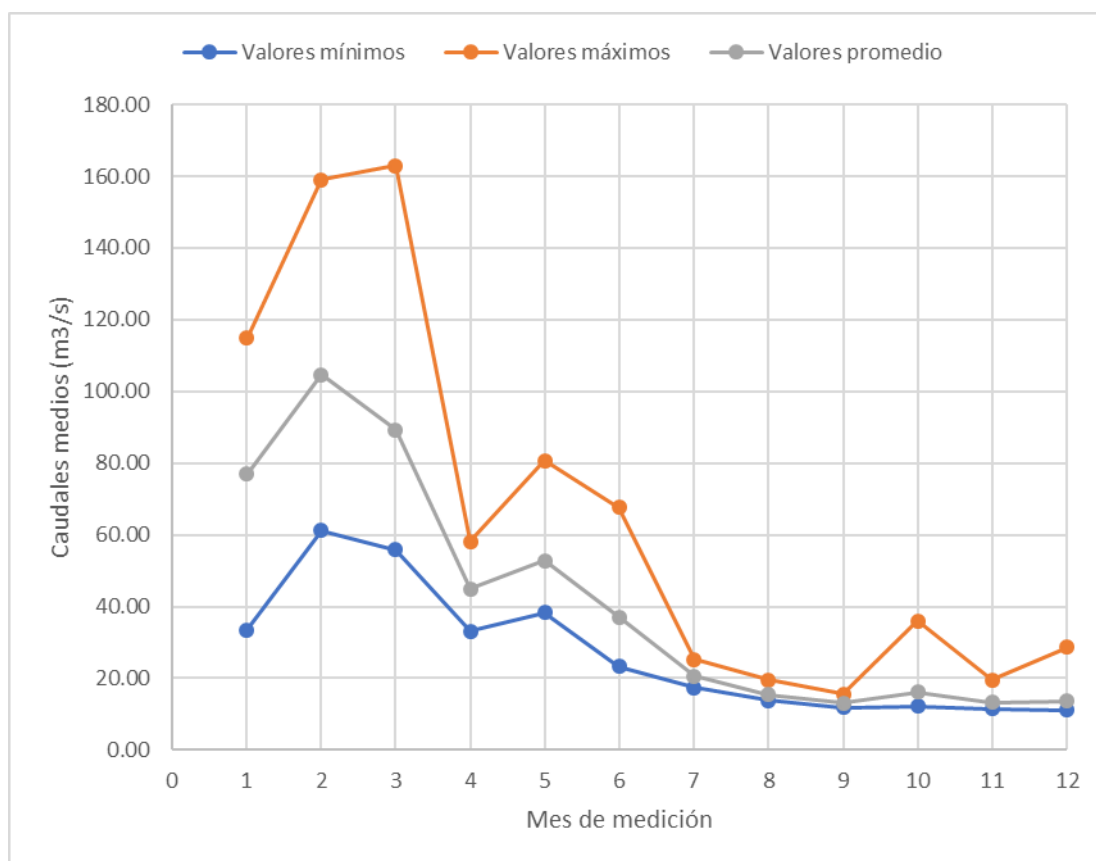
**Tabla 3-2**

*Caudales medios diarios del sitio de implantación de la presa Toachi, expresados en m<sup>3</sup>/s*

DÍA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1	76.99	96.94	94.33	54.08	42.51	53.90	23.73	17.13	15.21	14.26	19.56	11.56
2	33.56	94.07	84.33	51.73	43.56	51.73	23.91	17.13	15.48	14.69	16.69	11.56
3	42.60	106.85	81.98	51.56	47.73	50.08	23.65	16.95	15.65	18.78	14.95	11.30
4	50.08	151.62	80.25	49.90	41.99	51.99	23.13	16.52	14.00	14.35	14.35	11.48
5	61.03	158.93	78.59	48.35	38.34	67.55	22.17	16.08	13.74	13.21	13.48	11.22
6	93.03	148.93	87.81	51.29	73.03	55.47	21.47	16.17	13.48	12.43	12.95	12.52
7	66.86	117.46	95.11	47.82	52.60	47.82	21.30	15.91	13.21	12.17	13.04	11.48
8	52.60	110.94	82.85	44.95	49.90	44.34	20.52	15.74	13.04	13.04	12.78	11.04
9	47.21	142.49	122.59	44.51	43.82	42.86	19.65	15.65	13.56	17.30	12.35	11.48
10	46.95	123.89	99.46	48.90	80.77	40.77	19.82	15.74	13.91	18.17	11.91	11.74
11	60.94	119.98	89.98	50.77	53.03	39.04	19.56	15.82	13.39	17.30	11.91	12.17
12	86.33	99.46	88.24	45.47	54.77	38.17	21.39	15.13	13.13	17.21	11.56	14.95
13	93.03	90.24	83.11	43.99	63.64	37.65	22.69	14.84	12.78	18.17	11.65	14.95
14	75.29	84.85	98.07	46.43	67.73	36.95	22.52	14.78	12.69	16.34	11.65	14.61
15	82.59	98.16	120.76	48.34	58.86	36.78	23.30	14.69	12.61	14.87	11.82	16.08
16	73.20	88.16	163.01	45.30	56.34	34.52	20.34	14.61	12.61	13.65	12.35	28.60
17	98.76	92.42	153.10	42.25	56.34	33.56	19.82	19.56	12.43	13.04	12.61	15.56
18	89.64	82.07	119.63	43.21	57.12	32.25	19.21	14.87	12.35	12.78	11.91	16.26
19	97.81	73.46	96.50	43.04	50.95	31.04	18.69	14.61	12.35	14.00	13.56	14.87
20	106.50	69.73	92.76	40.25	50.51	29.91	20.60	14.69	12.17	14.17	18.17	14.08
21	94.59	61.21	97.72	38.34	51.12	28.17	25.21	14.78	12.17	13.21	18.78	14.95
22	88.24	86.33	89.03	36.69	47.64	27.30	21.82	16.08	12.17	13.48	14.17	14.87
23	81.29	93.11	75.55	34.52	54.60	26.60	20.17	14.69	12.08	13.13	13.13	13.82

24	77.20	101.72	67.73	33.04	52.60	25.73	19.65	14.17	12.00	12.61	12.78	12.95
25	78.33	127.45	65.73	58.16	49.29	25.56	18.78	14.00	11.91	12.69	12.61	12.61
26	81.72	104.76	63.73	40.95	47.47	26.08	18.43	14.00	11.82	12.52	12.08	12.26
27	82.82	95.89	60.42	45.56	61.38	25.56	17.82	14.26	11.91	18.52	11.82	11.91
28	72.86	111.37	65.03	42.25	49.29	24.43	17.56	13.82	12.95	17.47	11.56	12.43
29	69.47		58.60	40.05	46.51	23.56	17.30	13.91	12.95	33.38	11.65	12.15
30	114.85		56.34	36.69	44.69	23.30	17.39	14.17	13.74	18.08	11.74	12.60
31	110.41		55.90		50.95		17.30	15.04		35.99		12.38
<b>Xm</b>	76.99	104.73	89.30	44.95	52.87	37.09	20.61	15.34	13.05	16.16	13.32	13.56
<b>Máx</b>	114.85	158.93	163.01	58.16	80.77	67.55	25.21	19.56	15.65	35.99	19.56	28.60
<b>Min</b>	33.56	61.21	55.90	33.04	38.34	23.30	17.30	13.82	11.82	12.17	11.56	11.04
<b>Desv</b>	20.43	24.59	25.62	5.90	9.17	11.51	2.21	1.24	1.03	5.41	2.20	3.21

Fuente: Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)



**Figura 3-8** Análisis de caudales medios diarios en el río

Fuente: Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)

Del análisis de la serie de datos de medición diaria y de la **Figura 3-8** explicativa de los caudales medios diarios, se puede concluir los siguientes puntos de interés.

- Los caudales máximos ocurren en los meses de febrero y marzo, siendo su valor máximo registrado de 163.01 m<sup>3</sup>/s.
- Los menores caudales, tanto en los valores máximos y mínimos se producen en el segundo semestre del año, entre los meses de julio y diciembre, teniendo poca variación en el rango comprendido en estos meses. El valor mínimo registrado en la serie de datos es de 11.04 m<sup>3</sup>/s.

En referencia a los caudales extraordinarios, dentro del estudio se han definido los mostrados en la **Tabla 3-3**:

**Tabla 3-3**

*Caudales extraordinarios presa Toachi*

Periodo de Retorno	Unidad	Valor
25	m <sup>3</sup> /s	640.00
1000	m <sup>3</sup> /s	965.00

**Fuente:** Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)

## **3.2 MODELO FÍSICO-PRESA TOACHI**

### **3.2.1 GENERALIDADES DE MODELACIÓN FÍSICA**

El estudio en modelo físico de la presa Toachi y sus Obras Complementarias tuvo como objetivo general verificar el funcionamiento hidráulico de las obras de excedencias y de evacuación de sólidos previstos en el diseño de la presa, así como la eficiencia de las estructuras de disipación de energía al pie de esta. En términos generales, el estudio en modelo físico de la presa permitió visualizar las características del flujo de aproximación hacia la sección de cierre en el río Toachi, así como sobre las estructuras complementarias de la misma, con el objetivo de identificar las modificaciones necesarias para optimizar su funcionamiento hidráulico. Dentro de sus objetivos específicos se planteó verificar el funcionamiento hidráulico de los vertederos de excesos y desagües de fondo de la presa Toachi.

- **Similitud dinámica restringida**

La modelación física de la presa Toachi y sus obras complementarias requirió de la representación del flujo a superficie libre, es decir un movimiento en el que las fuerzas dominantes corresponden a las fuerzas de gravedad. En consecuencia las fuerzas predominantes están representadas por el número adimensional de Froude, el mismo que debe ser igual tanto en modelo como en prototipo.

Para garantizar que las fuerzas de viscosidad y de tensión superficial no sean relevantes en los fenómenos analizados de flujo, como normalmente ocurre en el prototipo, es necesario asegurar que en el modelo se alcance un flujo turbulento totalmente desarrollado, manteniendo el mismo valor del factor de fricción tanto en modelo como en prototipo, con lo que se garantiza que la pendiente de la línea de energía sea igual en ambos. Un valor del  $Re_m$  mayor a  $2 \times 10^4$  garantiza un grado de turbulencia totalmente desarrollado, lo que significaría que la resistencia al movimiento del agua y los puntos y zonas de separación del flujo principal serían debidamente representados en el modelo a escala. De igual manera, el valor del coeficiente de pérdida de energía por fricción en modelo debe mantenerse similar al obtenido en prototipo, es decir, se debe garantizar igual pendiente de la línea de energía en los tramos de flujo a superficie libre tanto en el modelo como en el prototipo.

El modelo de la presa Toachi y sus Obras complementarias opera bajo el criterio de similitud de Froude, con una escala geométrica no distorsionada que garantiza un flujo turbulento y alcance un valor del factor de fricción muy similar al esperado en prototipo. (*EPN y Hidrotoapi E.P, 2011*)

- **Escala del modelo físico.**

La selección de la escala geométrica del modelo de la Presa Toachi y sus Obras Complementarias tomo en consideración las condiciones impuestas por el criterio de similitud restringida, así como la disponibilidad del espacio físico en el laboratorio del Centro de Investigación y Estudios en Recursos Hídricos – CIERHI

- de la Escuela Politécnica Nacional y la disponibilidad de caudales en su sistema de recirculación.

Se procuro escoger el modelo de mayor tamaño, que pueda ser construido en el Laboratorio, para garantizar la presencia de flujo turbulento libre del efecto de tensión superficial. La escala seleccionada corresponde a  $L_r = 50$

- **Datos importantes del Modelo Físico – Presa Toachi y sus obras complementarias.**

El área aproximada de construcción es de  $37 \text{ m}^2$  (sin contar con el tanque, canales de entrada y pasarelas de acceso). La representación del tramo de aproximación hacia el eje de la presa que corresponde al tramo de embalse representado es aproximadamente 4.5 m lo que en prototipo equivale a 225 m. Esta longitud permite representar en el modelo la curvatura que presenta el cauce y márgenes del río Toachi en la aproximación hacia el eje de la presa seleccionado. Aguas abajo, el modelo representa aproximadamente 195 m desde el pie de presa en donde se incluye el cuenco de disipación de energía, la transición de entrega al cauce natural y un pequeño tramo del río con una longitud de 25 m en prototipo. En el modelo físico todo el tramo de aguas debajo de la presa se desarrolla en una longitud de 3.90 m **Figura 3-9**.

Los caudales máximos de aproximación hacia la presa corresponden al valor de la crecida extraordinaria con un tiempo de retorno de 100 años, que corresponde a  $3200 \text{ m}^3/\text{s}$ , que en modelo son representados por 181 l/s.



**Figura 3-9** Modelo físico-presa Toachi

**Fuente:** Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)

### 3.2.2 DESAGÜES DE FONDO.

Estos se encuentran en la cota 927.00 msnm manteniendo una sección cuadrada de ocho metros en sus dos direcciones. En la entrada de los mencionados desagües, se encuentran emplazadas dos pilas con sección semicircular. La apertura y cierre de estas estructuras está controlada por medio de una compuerta radial cuyo labio superior se encuentra en la cota 935.00 msnm. La descarga de los desagües se lo realiza a través de un perfil tipo Creager, el mismo que se encuentra diseñado para una carga de funcionamiento equivalente a los 43.00 m, una descarga parcial individual de 1600 m<sup>3</sup>/s y una de descarga combinada de 3200 m<sup>3</sup>/s. En la parte final del recorrido, previo a la descarga en el cuenco dissipador aguas abajo, se encuentra construido un salto de esquí de 15.00 m de radio, cuyo labio de descarga está en la cota 921.94 msnm. El ángulo de salida del esquí es de 29° con respecto al eje horizontal de la presa. Los valores se resumen en la **Tabla 3-4**.

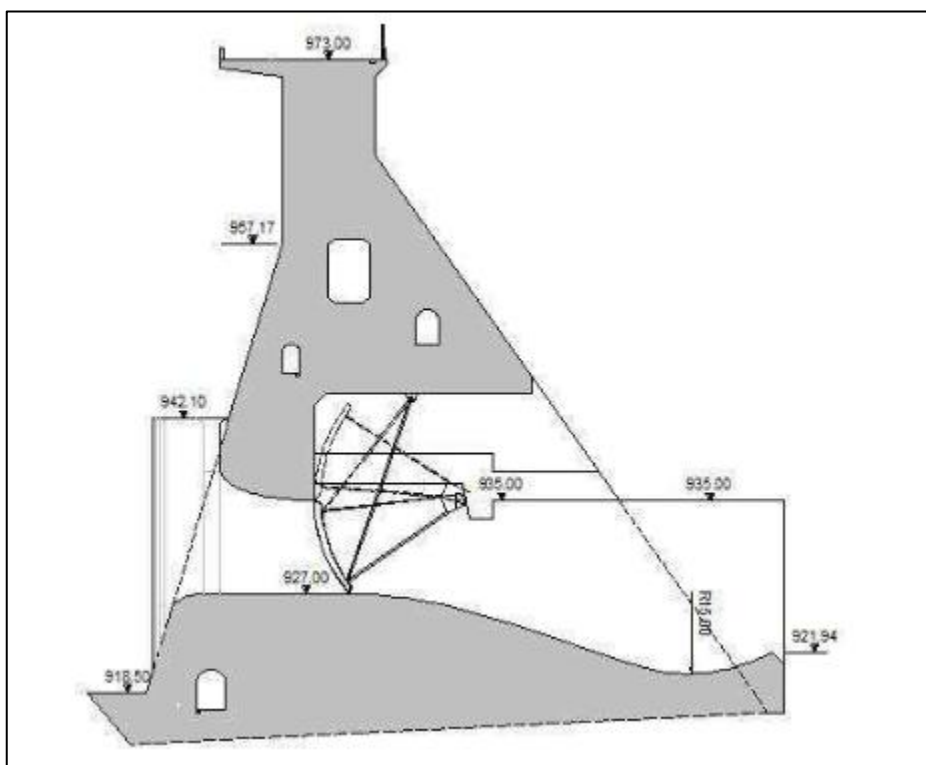
**Tabla 3-4**

*Datos principales de los desagües de fondo de la presa Toachi*

ESTRUCTURA	UNIDADES	PROTOTIPO
<b>Datos básicos</b>		
Periodo de retorno - Caudal de diseño	años	1000.00
Ancho de bloques	m	18.00
Altura de la entrada	m	8.00

Ancho de la entrada	m	8.00
Cota de la cresta	msnm	927.00
Carga de agua máxima sobre la cresta	m	43.00
<b>Compuertas</b>		
Tipo	-	Radiales
Radio	m	11.50
Ubicación del punto de rotación	msnm	935.00
<b>Salto en esquí</b>		
Radio	m	15.00
Ángulo de salida	°	29.00
Cota de la cresta	msnm	921.94
Deflectores ángulo de salida	°	41.00

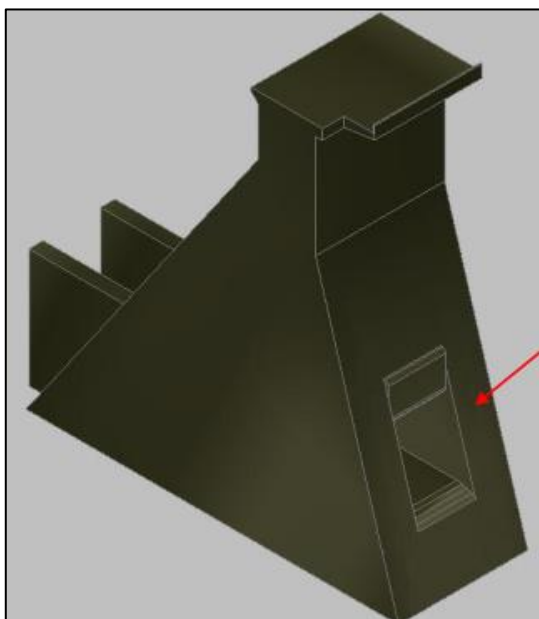
**Fuente:** Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)



**Figura 3-10** Vista en corte del desagüe de fondo de la presa Toachi

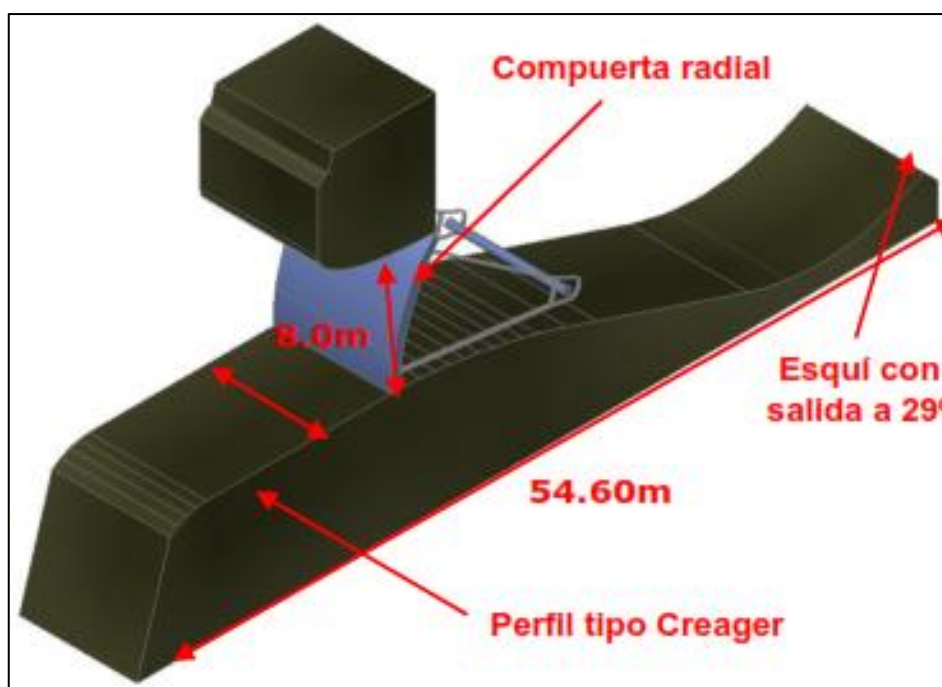
**Fuente:** Proyecto hidroeléctrico Toachi – Pilatón. Presa Toachi y obras anexas. Cortes bloques 2 y 3. TA-TPO-007 (Hidrotoapi E.P; Lombardi S.A, 2009)





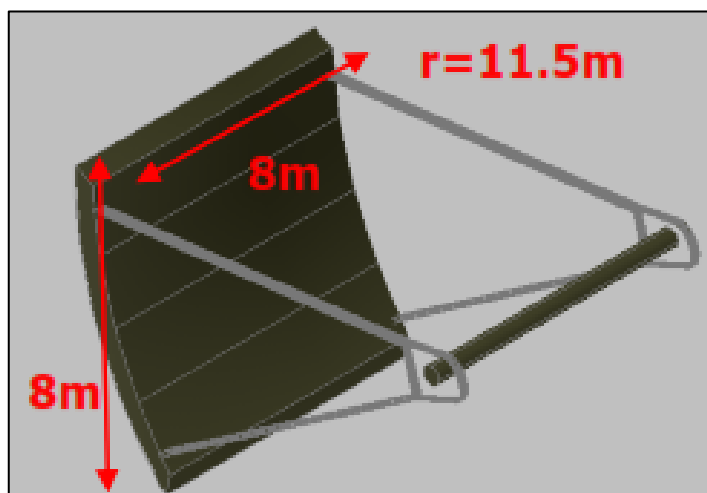
**Figura 3-11** Vista aguas arriba del desagüe de fondo

**Fuente:** Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)



**Figura 3-12** Corte desagüe de Fondo

**Fuente:** Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)



**Figura 3-13** Esquema de la compuerta radial

**Fuente:** Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras

Describiendo específicamente del modelo físico como se observan las **Figura 3-10**, **Figura 3-11**, **Figura 3-12** y **Figura 3-13**, **Figura 3-14** y **Figura 3-15** los dos desagües de fondo fueron construidos en acrílico transparente de 6 mm de espesor. Las pilas en la sección de entrada a los desagües de fondo fueron elaboradas en madera lacada, con un terminado liso. En la **Tabla 3-5** se presentan las dimensiones tanto en prototipo como en modelo, más relevantes de esta estructura.

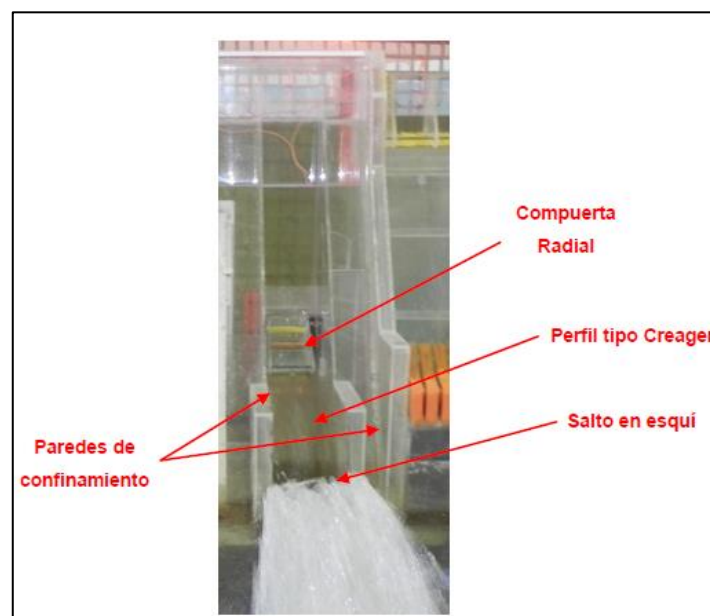
**Tabla 3-5**

*Ficha técnica de desagües de fondo en modelo físico*

ESTRUCTURA	UNIDADES	PROTOTIPO	MODELO
<b>DESAGUES DE FONDO (perfil Creager con descarga en esquí)</b>			
Caudal de diseño	m <sup>3</sup> /s	1600	0.091
Ancho de bloques	m	18	0.36
Sección de entrada	mxm	8x8	0.16x0.16
Cota de la cresta	msnm	927.00	0.87m

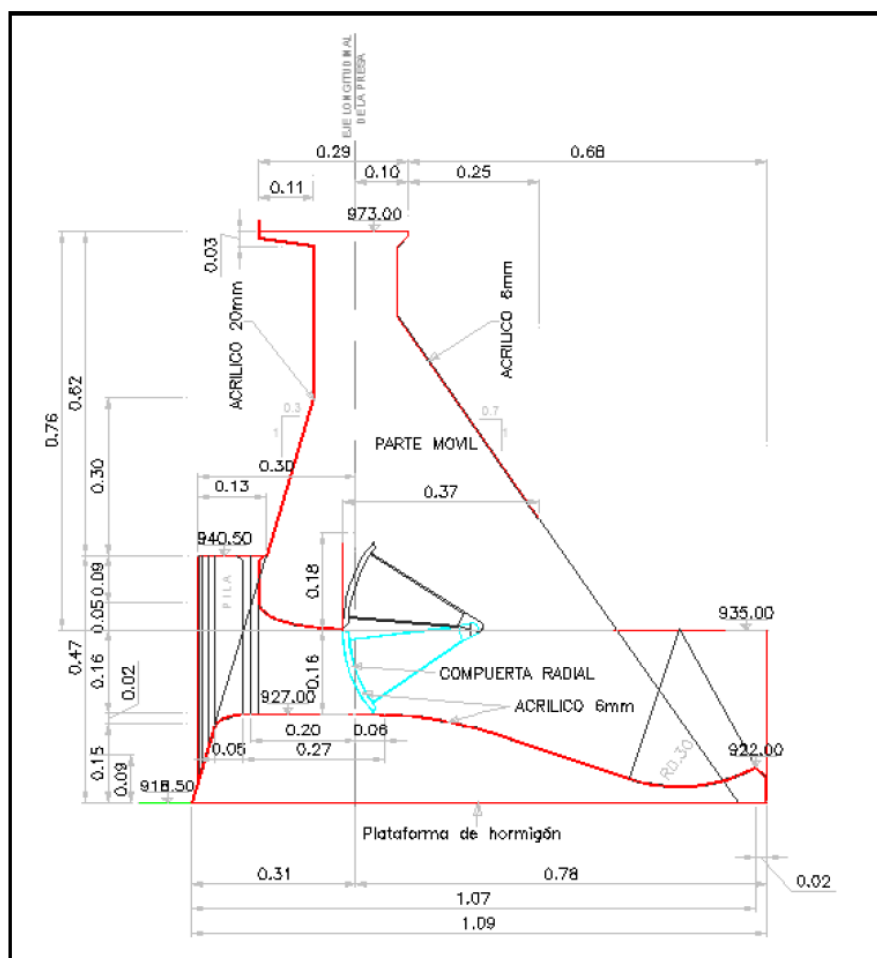
COMPUERTA RADIAL			
Radio	m	11.5	0.23
Borde Superior	msnm	935	1.03m
SALTO EN ESQUI DE RAPIDA			
Angulo de salida	°	29	29
Cota de la cresta	msnm	921.94	0.77m

**Fuente:** Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)



**Figura 3-14** Vista frontal de desagüe de fondo en modelo

**Fuente:** Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)



**Figura 3-15** Corte transversal desagüe de fondo en modelo

**Fuente:** Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotopi E.P, 2011)

### 3.2.3 EMBALSE Y ATAGUÍA.

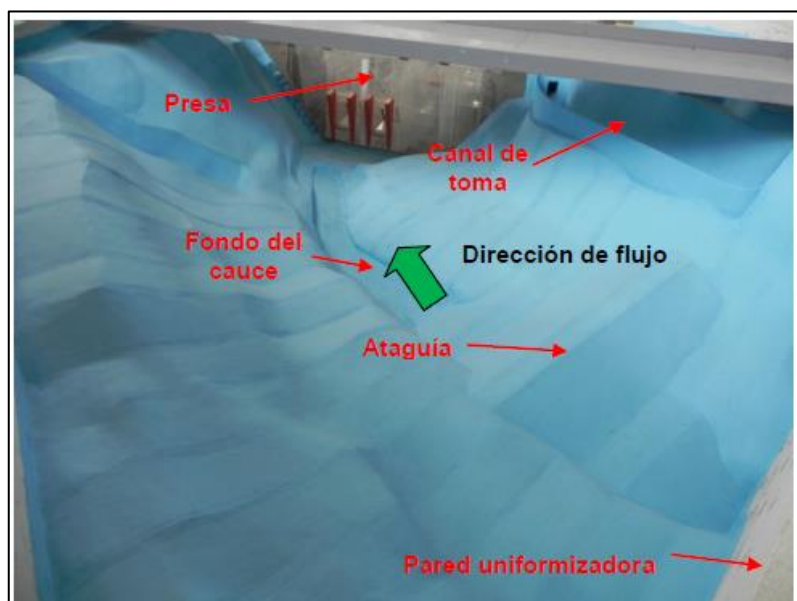
Estas dos obras han sido conformadas siguiendo la topografía del tramo. Se utilizaron secciones transversales con distancias de 12.50 m en prototipo y 0.25 m en modelo. Los taludes laterales y cauce del río fueron conformados dentro de un tanque con losa de hormigón y paredes de mampostería. La topografía fue reproducida de acuerdo con los detalles entregados con material suelto compactado y terrocemento impermeabilizado y pintado. En el siguiente cuadro se resumen los datos del embalse y de la ataguía y en la **Tabla 3-16** y la **Figura 3-16** se observa una vista panorámica de ellas.

**Tabla 3-6***Ficha técnica de embalse y ataguía en modelo físico.*

ESTRUCTURA	UNIDADES	PROTOTIPO	MODELO
<b>EMBALSE (tramo representado en el modelo)</b>			
Volumen	m <sup>3</sup>	1.13x10 <sup>6</sup>	9.00
Pendiente del fondo	%	2.50	2.50
Cota máxima de los taludes	msnm	970.00	1.73

<b>ATAGUÍA</b>			
Volumen	m <sup>3</sup>	5.75x10 <sup>4</sup>	0.46
Longitud de la cresta	m	85.50	1.71
Ancho de la cresta	m	6.00	0.12
Cota de la cresta	msnm	945.00	1.23 m
Longitud máx. de las plataformas	m	38.50	0.77
	m	32.50	0.65
Ancho de las plataformas	m	6.50	0.13
	m	10.00	0.20
Cota de la plataforma	msnm	933.50	1.00 m

**Fuente:** Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)

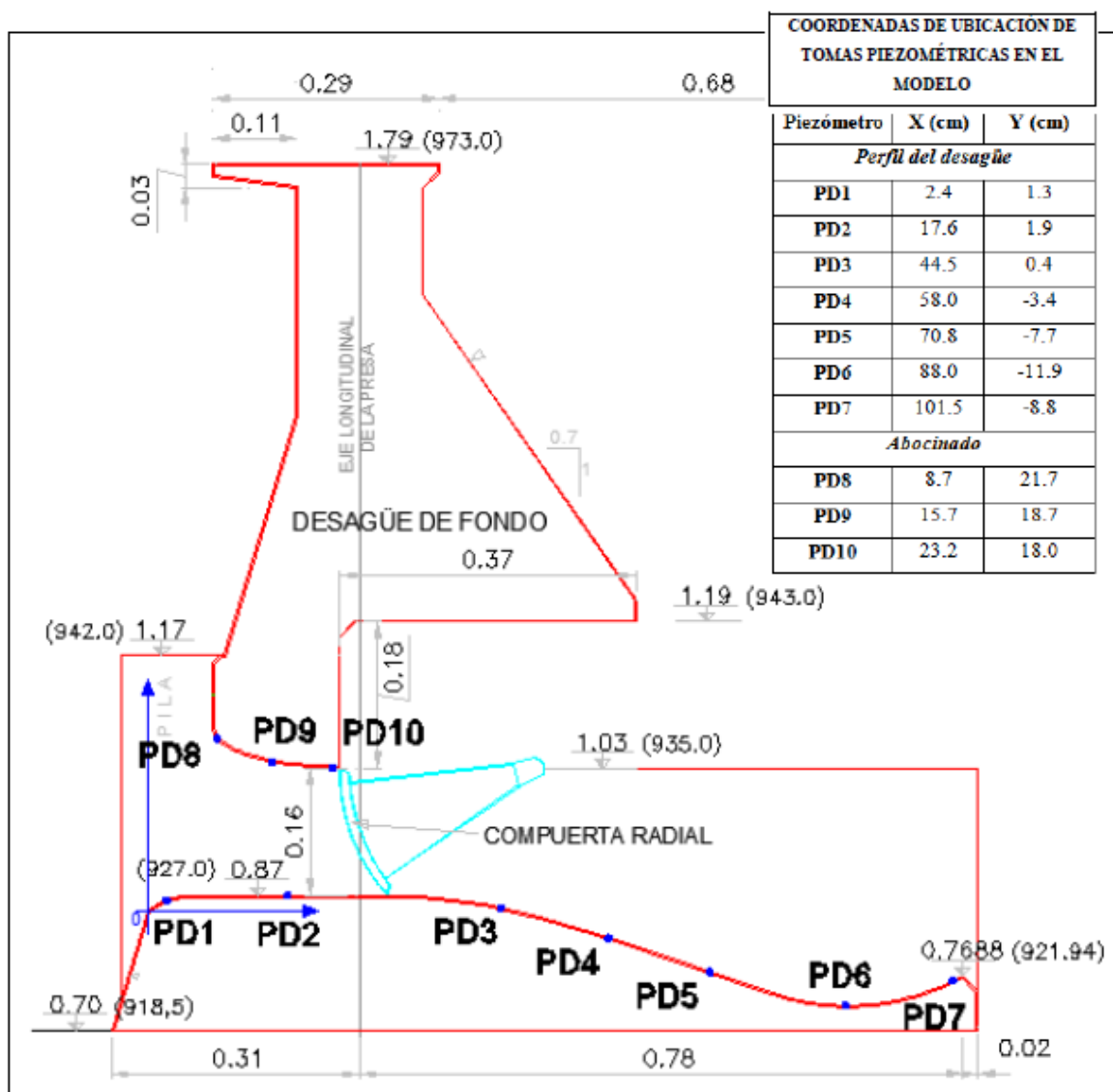


**Figura 3-16** Vista superior de embalse modelo físico.

**Fuente:** Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)

### 3.2.4 INSTRUMENTACIÓN PARA LA MEDICIÓN DE PRESIÓN

En la Segunda Fase de la investigación se colocaron 6 tomas piezométricas a lo largo del eje longitudinal del vertedero de excesos derecho y 10 sobre el eje longitudinal del desagüe de fondo derecho. La ubicación correspondiente se presenta en la siguiente **Figura 3-17**.



**Figura 3-17** Vista de ubicación de tomas piezométricas en modelo físico  
**Fuente:** Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P., 2011)

### 3.2.5 PLAN DE PRUEBAS DE CAUDALES LÍQUIDOS Y SÓLIDOS

#### 3.2.5.1 Objetivos de la investigación experimental.

En la Segunda fase de la Investigación Experimental se planteó como objetivo general complementar el análisis hidráulico del funcionamiento de las Obras Complementarias de la Presa Toachi incluyendo las modificaciones definidas en la Primera Fase de la Investigación.

Dentro de sus objetivos específicos se plantearon entre otros los siguientes aportes:

- Evaluar cualitativamente la capacidad de limpieza del material sólido acumulado aguas arriba de los desagües de fondo.
- Instalación de piezómetros en vertedero de excesos y desagüe de fondo.

### 3.2.5.2 Plan de pruebas para la segunda fase de la investigación experimental.

El plan de pruebas que se definió para la Segunda Fase de la Investigación y que se describe a continuación estuvo organizado en dos partes:

(a) Pruebas con caudal líquido únicamente para complementar la información obtenida sobre la operación de los vertederos de excesos y desagües de fondo de la Presa Toachi.

(b) Pruebas con caudal líquido y material sólido en el embalse y en el cuenco de disipación de energía **Tabla 3-7**, **Tabla 3-8** y **Tabla 3-9**.

### 3.2.5.3 Pruebas con caudal líquido y material sólido.

**Tabla 3-7**

*Pruebas con caudal líquido y material sólido Desagüe derecho*

PLAN DE PRUEBAS DESAGÜE DE FONDO DERECHO		
PRUEBA	Q PROTOTIPO	Q MODELO
ID	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s
H1	354.47	0.02005
H2	533.18	0.03016
H3	575.09	0.03253

**Fuente:** Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)



**Tabla 3-8***Pruebas con caudal líquido y material sólido Desagüe izquierdo*

PLAN DE PRUEBAS DESAGÜE DE FONDO IZQUIERDO		
PRUEBA	Q PROTOTIPO	Q MODELO
ID	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s
H4	565.39	0.03198

**Fuente:** Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)

**Tabla 3-9***Pruebas con caudal líquido y material sólido ambos desagües.*

PLAN DE PRUEBAS DESAGÜES DERECHO E IZQUIERDO		
PRUEBA	Q PROTOTIPO	Q MODELO
ID	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s
I1	661.13	0.03740
I2	694.77	0.03930
I3	750.48	0.04245

**Fuente:** Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)

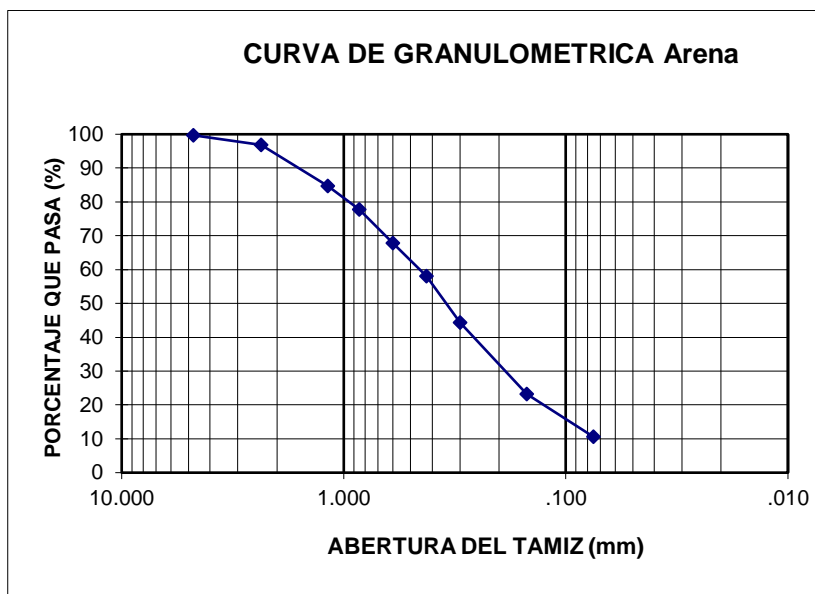
### 3.2.5.4 Granulometría de Material sólido

El material suelto que se utiliza para el análisis cualitativo del arrastre de sólidos depositados en el embalse se realiza con una arena fina **Tabla 3-10** y cuya curva granulométrica **Figura 3-18** se presenta a continuación.

**Tabla 3-10***Granulometría de material de prueba / arena*

TAMIZ No.	TAMAÑO ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (g)	PORCENTAJE RETENIDO (%)	PORCENTAJE ACUMULADO (%)	PORCENTAJE QUE PASA (%)
4	4,750	3,0	0,3	0,3	99,7
8	2,360	27,9	2,9	3,2	96,8
16	1,180	117,1	12,1	15,3	84,7
20	0,850	67,2	6,9	22,2	77,8
30	0,600	96,6	10,0	32,1	67,9
40	0,425	95,5	9,8	42,0	58,0
50	0,300	133,4	13,7	55,7	44,3
100	0,150	204,2	21,0	76,8	23,2
200	0,075	123,0	12,7	89,4	10,6
BANDEJA		102,5	10,6	100,0	0,0

**Fuente:** Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)



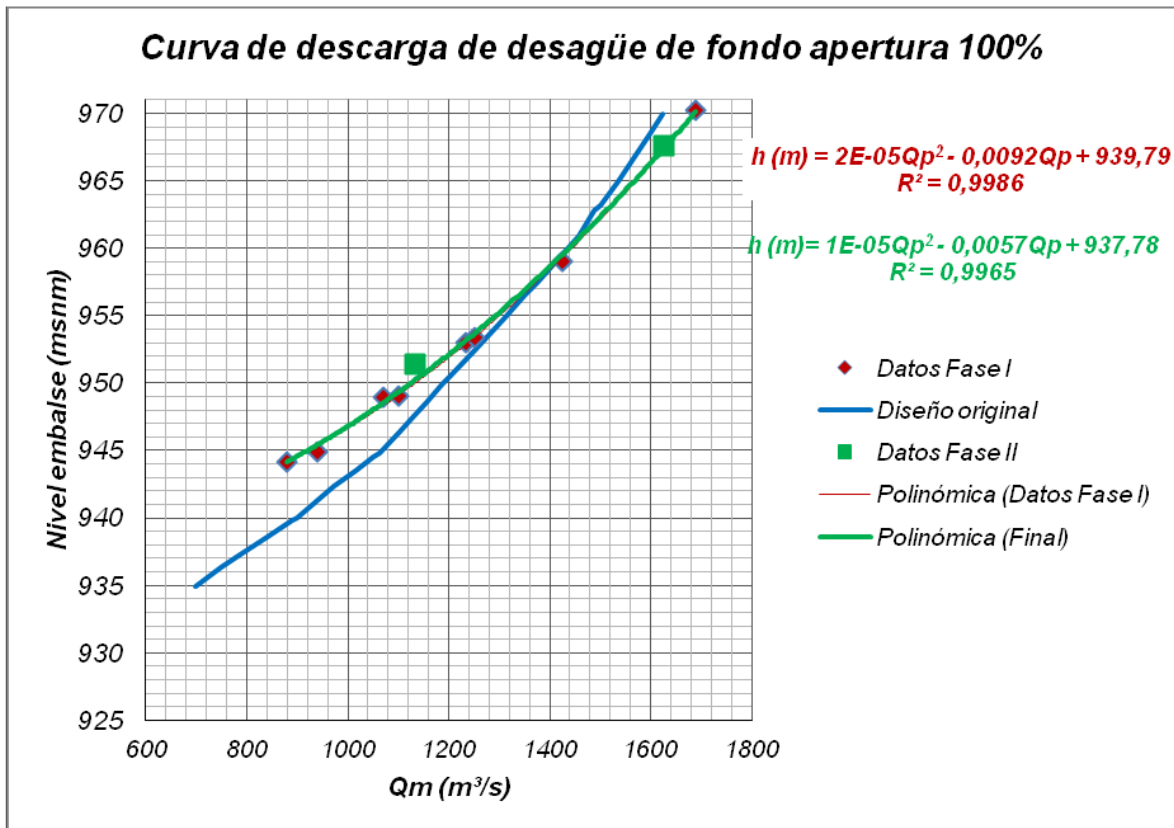
**Figura 3-18** Curva granulométrica embalse modelo físico

**Fuente:** Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)

### 3.2.6 RESULTADOS DE PROCESO DE LAVADO DEL EMBALSE

#### 3.2.6.1 Curva de descarga de los desagües de fondo

Con las pruebas realizadas en la fase I y II del modelo experimenta se determinó la siguiente curva de descarga. Se observa que los valores obtenidos para las pruebas realizadas en la Fase II de la investigación experimental coinciden adecuadamente con la curva experimental obtenida durante la Primera Fase. Se presenta en la figura a continuación:



**Figura 3-19** Curva de descarga de desagüe de fondo apertura 100%  
**Fuente:** Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)

Donde:

$Q_p$  caudal prototipo

$H_p$  es la carga en prototipo

$V_p$  es la velocidad de flujo en prototipo

$K$  es el coeficiente de pérdida experimental

### 3.2.6.2 Distribución de presiones en desagües de fondo.

Los valores dimensionales y adimensionales de carga de presión medidos en los desagües de fondo se presentan en la **Tabla 3-11** y **Figura 3-20**.

Donde:

$Q_m$ : Caudal de modelo (l/s)

$Q_p$ : Caudal de prototipo ( $m^3/s$ )

$P$ : Carga de Presión en modelo (cm)

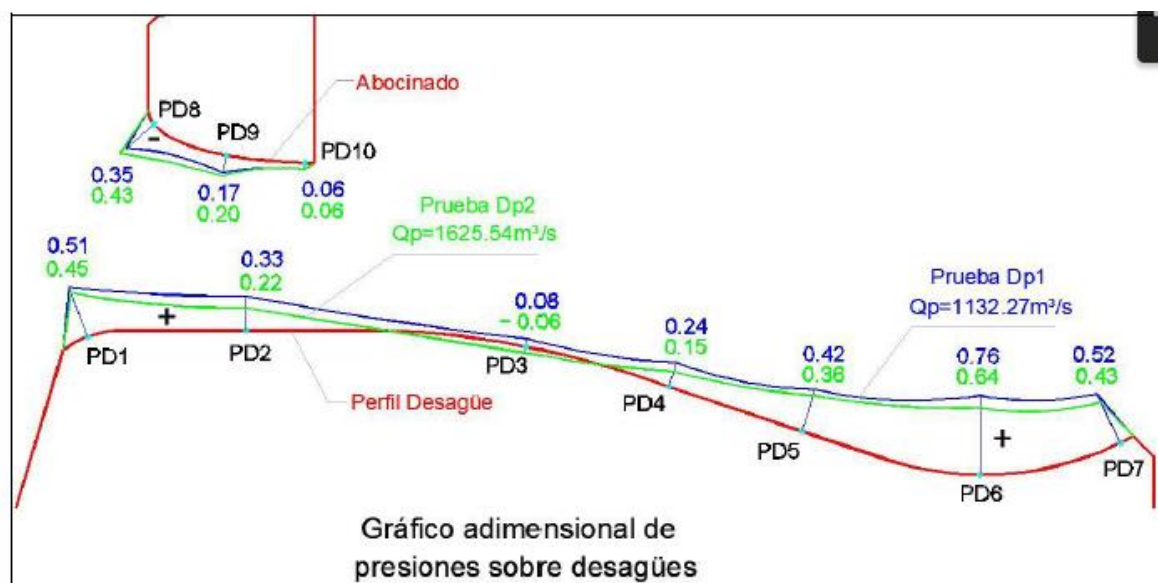
$H_m$ : Calado de agua sobre el vertedero en el embalse (cm)

**Tabla 3-11**

Pruebas con caudal líquido y material sólido ambos desagües.

Pruebas	Prueba Dp1	Prueba Dp2		
Piezómetros	$Q_m = 64.05 \text{ l/sm}$ $H_m = 48.84 \text{ cm}$ $Q_p = 1132.27 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q_m = 91.95 \text{ l/s}$ $H_m = \text{cm}$ $Q_p = 1625.54 \text{ m}^3/\text{s}$		
<i>Perfil del desagüe</i>				
	$P/\gamma \text{ (cm)}$	$P/\gamma / H_m$	$P/\gamma \text{ (cm)}$	$P/\gamma / H_m$
PD1	24,90	0,51	36,15	0,45
PD2	16,15	0,33	17,75	0,22
PD3	3,90	0,08	-4,60	-0,06
PD4	11,75	0,24	12,05	0,15
PD5	20,40	0,42	28,80	0,36
PD6	37,10	0,76	52,15	0,64
PD7	25,50	0,52	35,25	0,43
<i>Abocinado</i>				
PD8	-17,15	-0,35	-34,65	-0,43
PD9	-8,40	-0,17	-16,50	-0,20
PD10	-2,75	-0,06	-5,15	-0,06

**Fuente:** Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)



**Figura 3-20** Grafico adimensional de presiones sobre desagües.

**Fuente:** Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)

Los valores medidos registraron presiones negativas para el tránsito de los caudales altos, así como velocidades altas del flujo, superiores a 20 m/s.

### 3.2.7 DESCRIPCIÓN DEL PROCESO DE LAVADO DEL EMBALSE.

La cota de colmatación del material suelto fino que se coloca en el embalse corresponde al 927 msnm (cota de fondo de los desagües de fondo) como se puede ver en la **Figura 3-21**.



**Figura 3-21** Vista de material suelto colocado antes del lavado

**Fuente:** Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)

Luego de la colocación del material suelto en el fondo del embalse, se inicia el llenado lento del mismo con desagües cerrados, de forma que no se altere la disposición del material suelto. Cuando se ha alcanzado el nivel máximo de

operación del embalse con el caudal previsto para cada prueba, se operan los desagües de fondo, de acuerdo con lo establecido en el Plan de pruebas. El tiempo de operación y desarrollo de cada prueba garantizará que se ha alcanzado la condición de equilibrio, es decir que el proceso de arrastre de sólidos ha llegado a su condición de estabilidad. Se ha considerado en cada caso un tiempo de duración de la crecida de 50 minutos, como valor referencial.

Luego de alcanzado el equilibrio se reduce gradualmente el caudal líquido de operación hasta visualizar las formas y estado final del material suelto en la zona de aproximación hacia la presa. El levantamiento topográfico de este tramo se reporta como parte del resultado de cada prueba.

Para definir el movimiento del material suelto en la estructura de disipación de energía se tiene inicialmente el material seleccionado, ubicado a la cota 918.50 msnm. Luego de la operación de los desagües de fondo o vertederos de excesos, de acuerdo con la prueba, se obtiene la forma del cuenco que se reporta como parte del resultado de las pruebas.

En la **Figura 3-22** se presenta un ejemplo del proceso.



**Figura 3-22** Vista de material suelto colocado posterior al lavado

**Fuente:** Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)

### 3.2.7.1 Limpieza del material sólido del embalse

El arrastre del material sólido producido con la apertura total de los desagües de fondo de la presa Toachi es evaluado, para tres formas de operación de estos: (i) apertura del desagüe derecho, (ii) apertura del desagüe izquierdo, y (iii) apertura simultánea de los dos desagües y sus condiciones iniciales son las mismas presentadas en la **Tabla 3-12**.

**Tabla 3-12**

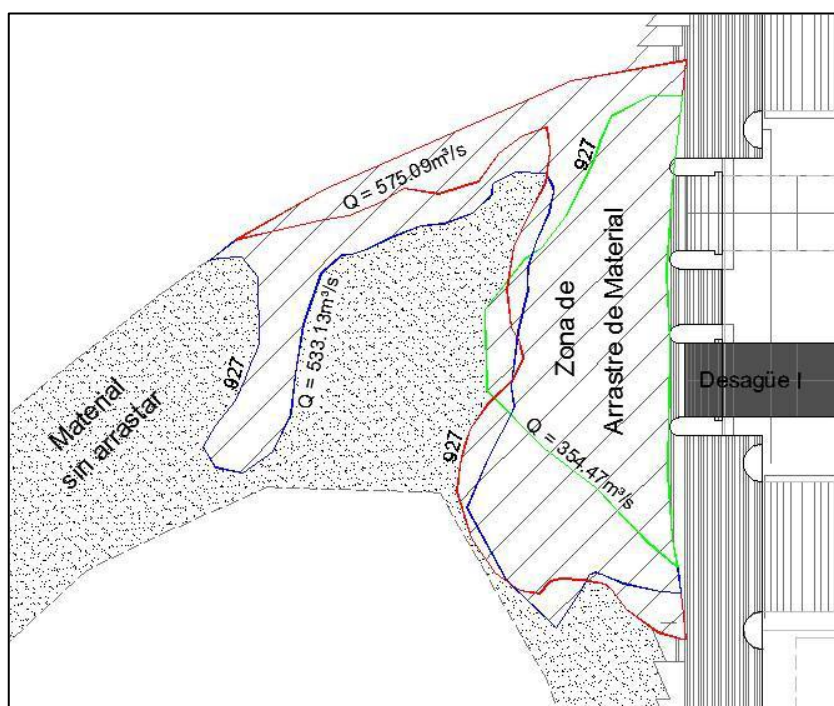
Condiciones Iniciales de pruebas con sedimentos

DESCRIPCIÓN	UNIDADES	PROTOTIPO	MODELO
Longitud de tramo con sedimentos	m	137.00*	2.74
Pendiente del fondo	%	2.50	2.50
Cota del nivel del material fino	msnm	927.00	0.87

**Fuente:** Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)

- **Resultados de lavado con operación del desagüe de fondo derecho.**

Una vez realizadas las pruebas se obtuvo la disposición final del material suelto que inicialmente estuvo colocado en todo el tramo de aproximación hacia la presa, en la cota 927 msnm. En la **Figura 3-23** se resume la conformación en planta de las áreas donde se registró arrastre de material y aquellas donde el material permaneció. En la tabla **Tabla 3-13** se presentan los valores máximos que definen la conformación en planta de las zonas de arrastre, así como la cota referencial de máxima profundidad alcanzada.



**Figura 3-23** Pruebas Desagüe derecho modelo Físico

Fuente: Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)

**Tabla 3-13**

Resultados modelación física desagüe derecho  $Q=533.10 \text{ m}^3/\text{s}$

DESCRPCIÓN	UNIDADES	PROTOTIPO	MODELO
Longitud máxima del área de arrastre, desde la presa hacia aguas arriba	m	20.00	0.40
Ancho máximo del área de arrastre	m	56	1.12
Nivel mínimo del área de arrastre en la zona de ingreso hacia los desagües de fondo	msnm	919.75	0.727m



Profundidad máxima referencial en la zona de limpieza	m	7.25	0.145
---	---	------	-------

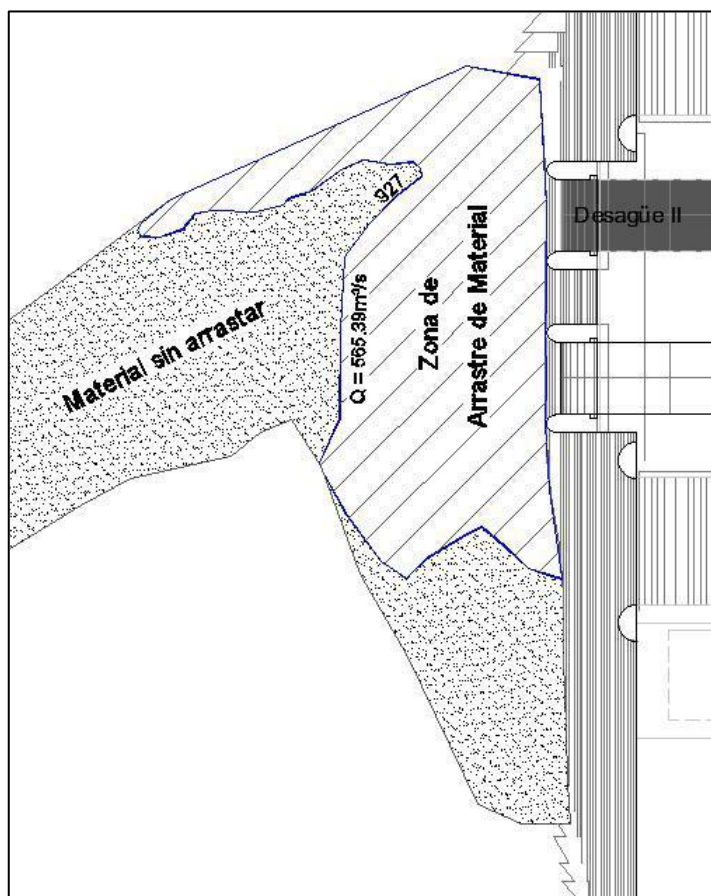
**Fuente:** Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)

Se observa que la zona de arrastre de material se ubica en la aproximación inmediata del desagüe de fondo abierto. Para los caudales más altos de operación se logra una mayor extensión del área de arrastre, intensificándose este efecto en el contorno externo del cauce natural, debido al efecto de la curvatura característica del tramo de aproximación.

- **Resultados de lavado con operación del desagüe de fondo izquierdo.**

El área de arrastre obtenida luego de la operación del caudal de 570 m<sup>3</sup>/s en la prueba de desagüe izquierdo se presenta en la **Figura 3-24**. Se observa una conformación en planta similar a la reportada para la operación del desagüe derecho manteniendo el efecto mayor en el contorno externo del cauce natural. Las profundidades referenciales medidas son también similares. Los valores registrados se reportan en la tabla **Tabla 3-14**.

Se observa que la zona de limpieza se extiende próxima al desagüe abierto. Existe un efecto de arrastre en una pequeña zona de la margen izquierda. En la figura se presenta las áreas de arrastre producidas por la operación independiente de cada uno de los desagües de fondo.



**Figura 3-24** Pruebas Desagüe Izquierdo Modelo Físico

Fuente: Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotopi E.P, 2011)

**Tabla 3-14**

Resultados modelación física desagüe Izquierdo  $Q=565.39 \text{ m}^3/\text{s}$

DESCRPCIÓN	UNIDADES	PROTOTIPO	MODELO
Longitud máxima del tramo de limpieza	m	21.70	0.43
Ancho máximo del área de limpieza	m	50.9	1.08
Nivel mínimo alcanzado en el área de limpieza	msnm	920.70	0.745m
Profundidad máxima alcanzada en el área de limpieza	m	6.30	0.126

Fuente: Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotopi E.P, 2011)

- **Resultados de lavado con operación de los desagües de fondo derecho e izquierdo.**

Las áreas de limpieza observadas luego de la ejecución de las pruebas de desagüe derecho e izquierdo se presentan en la **Figura 3-25**. En la **Tabla 3-15** se reportan las dimensiones referenciales que definen la conformación en planta y profundidad de la zona de limpieza observada.



**Figura 3-25** Pruebas Desagüe Derecho + Izquierdo Modelo Físico

Fuente: Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)

**Tabla 3-15**

Resultados modelación física solido ambos desagües  $Q=750.48 \text{ m}^3/\text{s}$

DESCRPCIÓN	UNIDADES	PROTOTIPO	MODELO
Longitud máxima del área de limpieza	m	137.00	2.74
Ancho máximo del área de limpieza	m	44.00	0.88
Nivel mínimo del área de limpieza	msnm	918.50	0.70m
Profundidad máxima del área de limpieza	m	8.50	0.17
Nivel máximo de acumulación	msnm	932.75	0.98m

Fuente: Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)

Se observa que la zona de limpieza para la operación simultánea de los dos desagües de fondo se extiende cubriendo prácticamente todo el tramo de aproximación desde la ataguía hasta la presa. En la zona inmediata aguas arriba de la presa, junto a la margen derecha se acumula el material suelto que no logra ser arrastrado hacia el ingreso de los desagües debido al efecto que se presenta en el contorno interno de la curvatura del tramo de aproximación.

### 3.2.7.2 Comparación de resultados de lavado del embalse

Bajo la consideración del carácter referencial de las magnitudes reportadas en las pruebas que se presentaron, en las tablas **Tabla 3-16**, **Tabla 3-17** y figuras **Figura 3-26** y **Figura 3-27** se determinaron valores adimensionales que relacionan las longitudes y profundidades máximas, respectivamente, obtenidas para la operación de los desagües de fondo de manera independiente y simultánea.

**Tabla 3-16**

*Lavado de embalse en función de la longitud de limpieza*

Relación adimensional 1						
Desague de fondo	Q Prototipo	B <sub>D</sub>	L	q	L/B <sub>D</sub>	$q/B_D\sqrt{g * B_D}$
	m <sup>3</sup> /s	m	m	m <sup>2</sup> /s		
Derecho	354.47	8.00	21.45	44.31	2.68	0.63
	533.13	8.00	18.65	66.64	2.33	0.94
	575.09	8.00	19.15	71.89	2.39	1.01
Izquierdo	569.91	8.00	21.70	71.24	2.71	1.01
Derecho e izquierdo	750.48	8.00	136.25	46.91	17.03	0.23
	661.13	8.00	136.25	41.32	17.03	0.21
	694.77	8.00	136.25	43.42	17.03	0.22

**Fuente:** Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)

Donde:

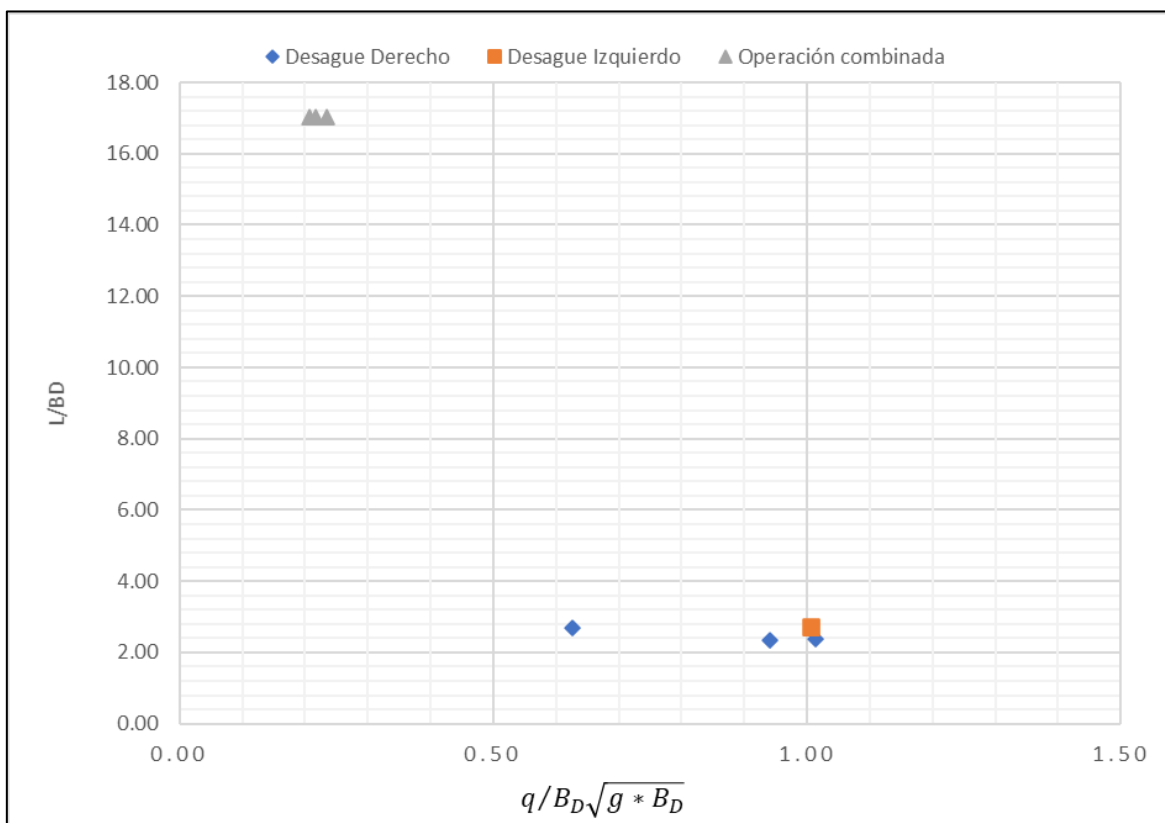
Q: Caudal del prototipo, en m.

B<sub>D</sub>: Ancho del desagüe de fondo, en m.

L: Longitud de limpieza, en m.

P: Profundidad del cono de limpieza, en m.

q: Caudal unitario, en m<sup>2</sup>/s.



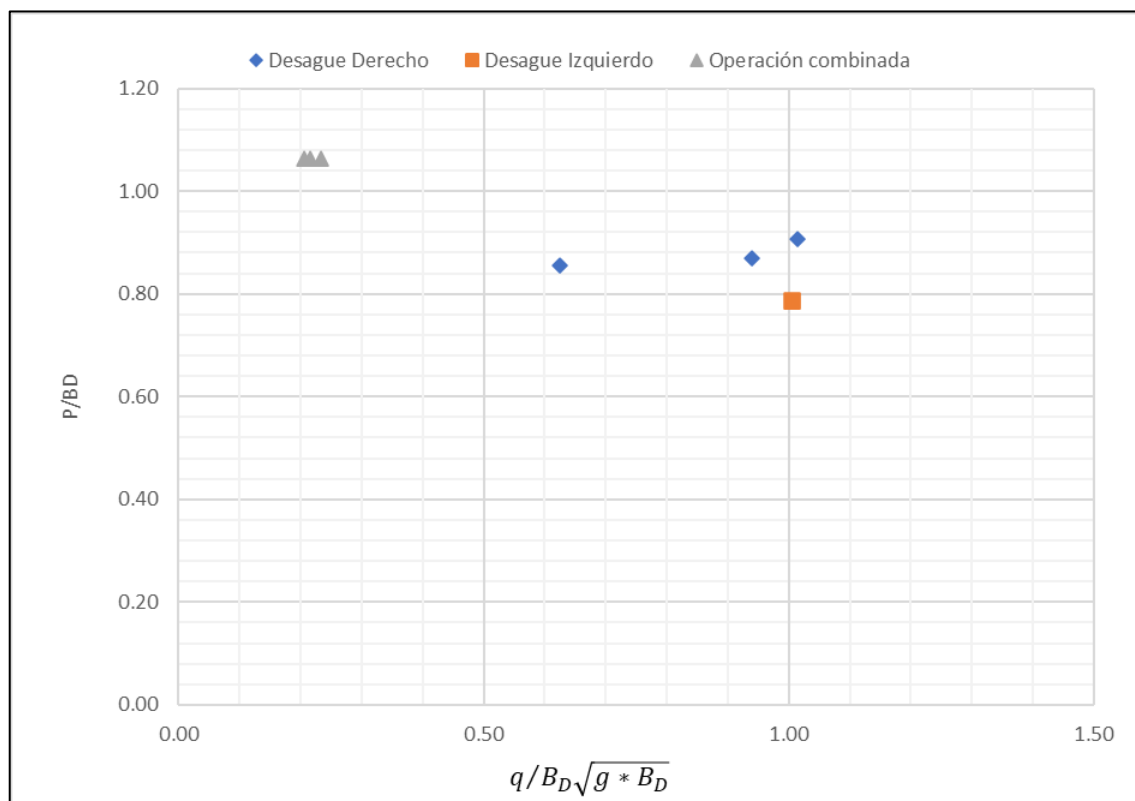
**Figura 3-26** Relación adimensional en función de la longitud de limpieza  
**Fuente:** Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)

**Tabla 3-17**

*Lavado de embalse en función de la profundidad de socavación.*

Relación adimensional 2						
Desague de fondo	Q Prototipo	B <sub>D</sub>	P	q	L/B <sub>D</sub>	$q/B_D\sqrt{g * B_D}$
	m <sup>3</sup> /s	m	m	m <sup>2</sup> /s		
Derecho	354.47	8.00	6.85	44.31	0.86	0.63
	533.13	8.00	6.95	66.64	0.87	0.94
	575.09	8.00	7.25	71.89	0.91	1.01
Izquierdo	569.91	8.00	6.30	71.24	0.79	1.01
Derecho e Izquierdo	750.48	8.00	8.50	46.91	1.06	0.23
	661.13	8.00	8.50	41.32	1.06	0.21
	694.77	8.00	8.50	43.42	1.06	0.22

**Fuente:** Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)



**Figura 3-27** Relación adimensional en función de la profundidad de socavación  
Fuente: Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias  
(EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)

Se observa que la longitud de arrastre de material registrada para la operación simultánea de los dos desagües de fondo es mayor que para el caso de la operación individual. A demás, como se ve en la **Figura 3-27**, las profundidades de limpieza son función del caudal.

### 3.3 MODELO NUMÉRICO CFD.

Para el presente proyecto de titulación se ha desarrollado el modelo dentro del software de paquete comercial **FLOW-3D**, el mismo es un software de dinámica de fluidos computacional (CFD) de uso general.

#### 3.3.1 GENERALIDADES DE LA FORMULACIÓN DE UN MODELO NUMÉRICO

Según lo define (Udoewa & Kumar, 2012) la resolución de problemas CFD abarca tres fases:

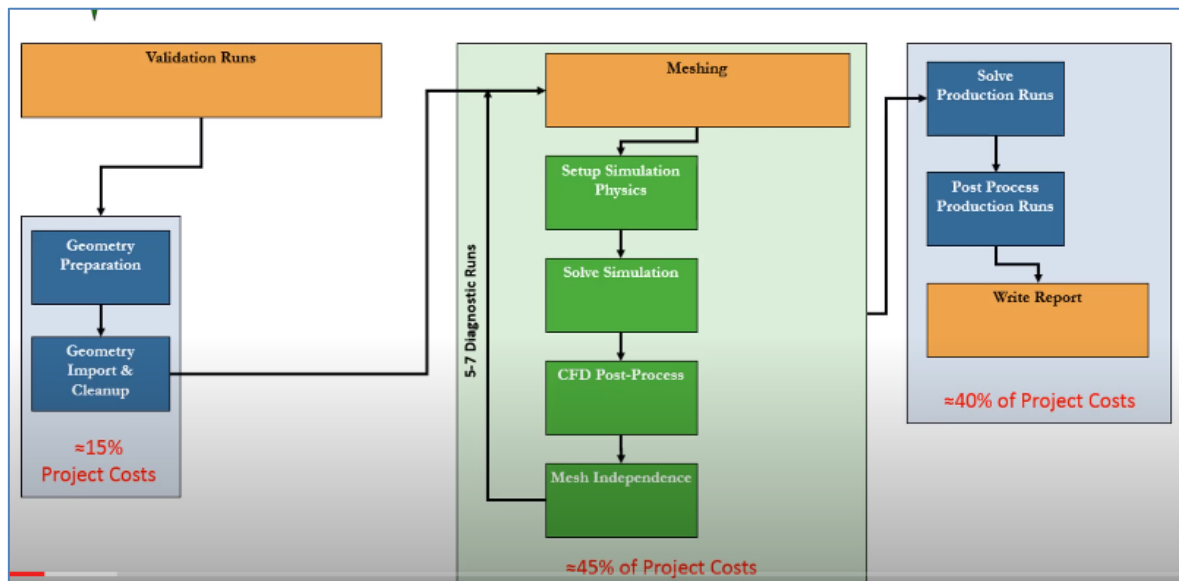
**Pre-Proceso o fase preparatoria:** En esta fase se crean las fronteras geométricas del problema son definidas, en la modelación numérica tridimensional un volumen será creado, sobre el que se resolverán las ecuaciones. Este volumen se dividirá en unidades o celdas pequeñas creando un mallado. Esta podrá ser estructurada o no estructurada. Se definirán las ecuaciones constitutivas particulares para el problema a ser resuelto en función de representar apropiadamente las condiciones físicas del modelo. Estas ecuaciones pueden ser manipuladas dependiendo del método matemático usado. Y se definirán las condiciones de frontera. Para problemas con variación en el tiempo se definirán las condiciones iniciales.

**Proceso o resolución numérica:** El problema se resuelve numéricamente, al menos se resuelve para los parámetros de presión y velocidad, pero la lista de variables dependerá del modelo matemático seleccionado para representar la situación física. Otras variables pueden ser, energía, densidad, concentración de sedimentos, etc. La solución numérica es resuelta usualmente por cómputos iterativos para flujo uniforme. Para problemas dependientes del tiempo, un paso en el tiempo es tomado, y la ecuación es resuelta numéricamente otra vez, produciendo una solución para cada paso del tiempo

**Postproceso o análisis de resultados:** en esta etapa, la solución es analizada, usualmente con la ayuda de la visualización y posiblemente animación para modelo dinámicos dependientes del tiempo. En esta fase los resultados son usualmente comparado con resultados experimentales, analíticos o teóricos precisamente determinados. Aun si un modelo particular es ya validado, se sugiere corroborar los datos con resultados experimentales o analíticos.

En el flujo de trabajo de un proyecto CFD, **Figura 3-28**, Se debe tener en cuenta que la configuración inicial y las corridas de diagnóstico toman una gran porción de costo del proyecto. No se debe subestimar las fases iniciales. Una simulación CFD sin pruebas de diagnóstico no tiene valor. Se debe invertir tiempo y presupuesto en realizar estudios de independencia del mallado para asegurar que se puede confiar en la simulación. Este proceso puede ser organizado y

documentados en una hoja de registro de la configuración, Estas hojas de registro deben capturar entradas críticas en la simulación CFD, tales como, velocidad de entrada, tamaños de celda, diferencial del paso de tiempo, Etc. Capturar esta información en una hoja de registro ayuda a llevar ordenado y documentado el proceso de simulación del CFD, y vale el esfuerzo de su desarrollo. (Barczak, 2019a)



**Figura 3-28** Planificación General de un proyecto CFD

Fuente: (Barczak, 2019a)

### 3.3.2 GEOMETRÍA TRIDIMENSIONAL.

Siguiendo el flujo del proceso presentada por (Barczak, 2019a), se realizó fase inicial de corridas de validación previo al proceso de calibración e introducción de sedimentos.

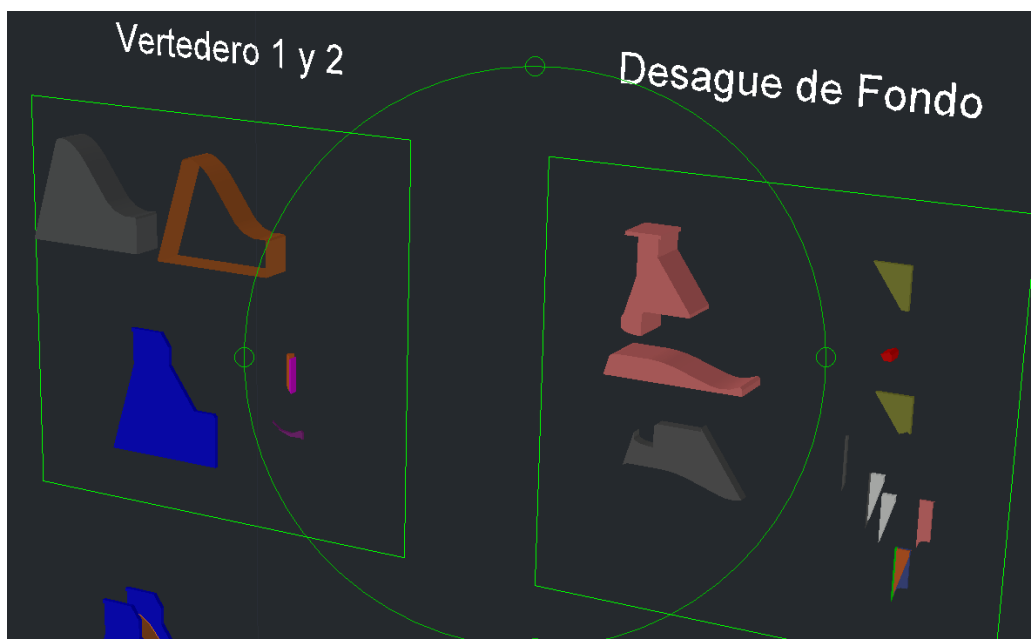
#### 3.3.2.1 Preparación de la geometría.

Para la fase preparatoria de la geometría se dividió en dos fases de acuerdo con las características del modelo y el requerimiento de información por parte del software FLOW-3D. Dentro de la configuración de importación de geometría el software permite el ingreso de \*.STL (StereoLithography). Un tipo de archivo usado para crear modelos y partes físicas. Los datos de solidos modelados son transferidos al formato STL, como una representación tridimensional compuesta



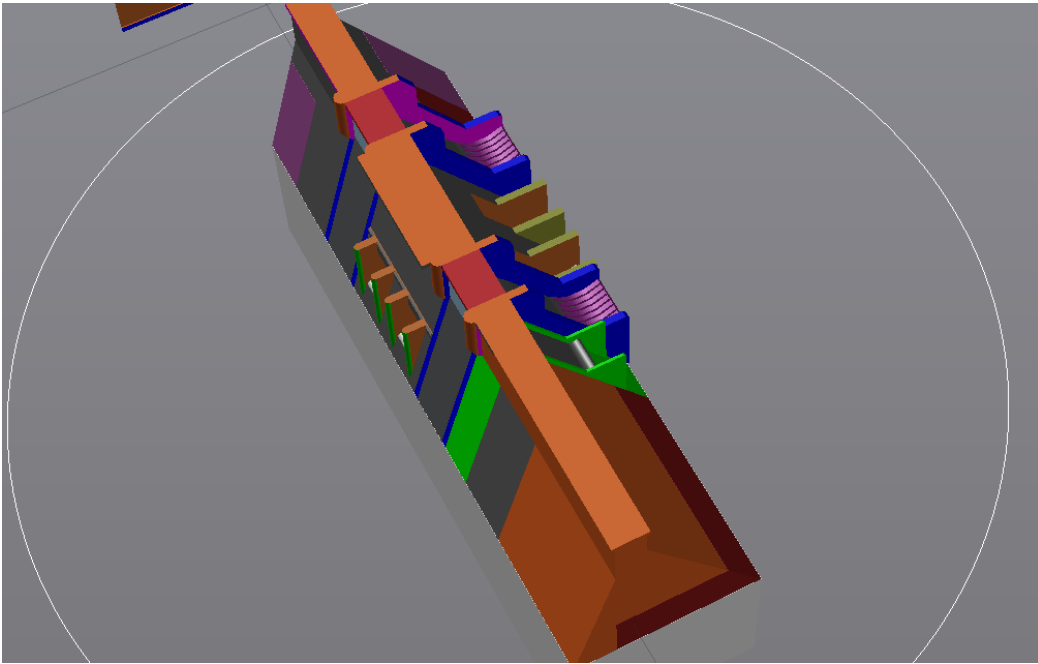
por planos del modelo. (Autodesk Inc., 2020). Además, permite la importación del formato raster \*.ASC. El formato ráster ASCII se puede utilizar para transferir información hacia o desde otros sistemas ráster o basados en celdas.(Environmental Systems Research Institute, Inc. ESRI, 2019) y es generalmente usado para archivos de topografía, más irregulares.

En el caso del este proyecto se aplicó una combinación de ambos formatos. STL para la Presa, Ataguía y secciones de la presa y ASC, para la topografía del modelo del embalse como se puede observar en la **Figura 3-29y Figura 3-30** .



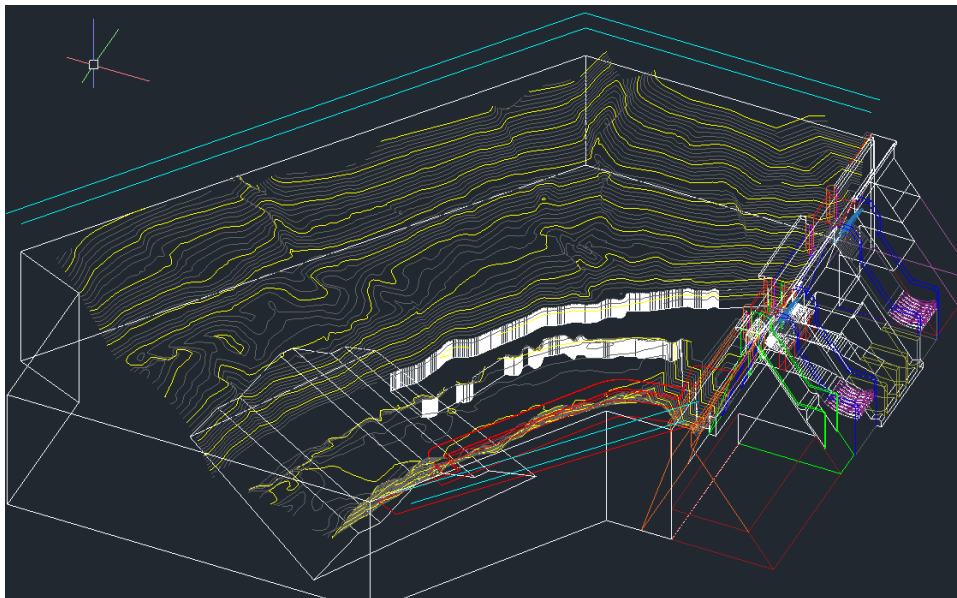
**Figura 3-29** Construcción de geometría de presa en formato CAD

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020



**Figura 3-30** Solido terminado en formato CAD para su exportación a STL  
Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

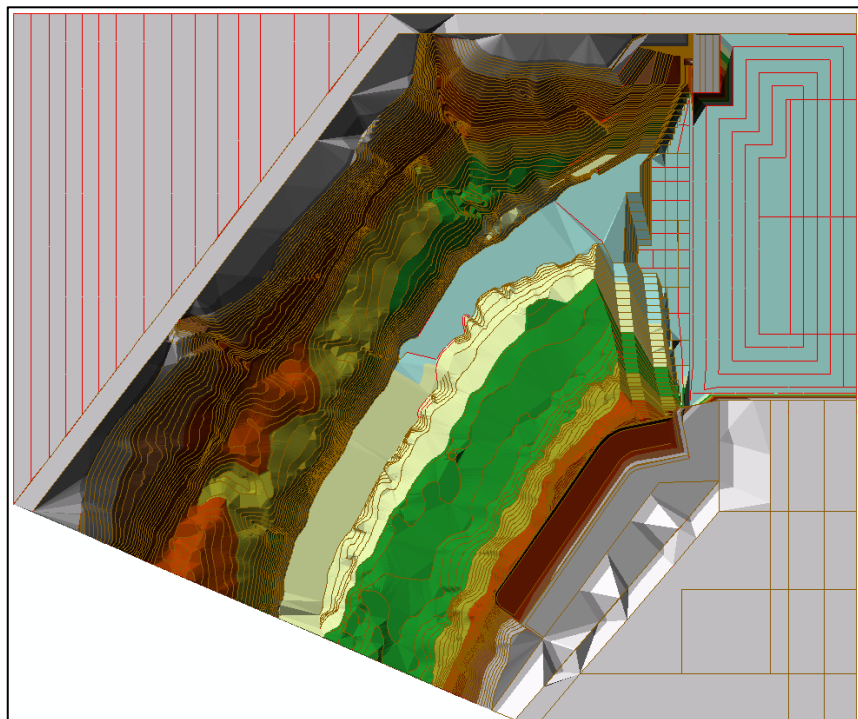
Previo a la construcción de la topografía se modelo de manera completa el modelo físico de acuerdo con el levantamiento topográfico realizado dentro del proyecto. *Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)* **Figura 3-31.**



**Figura 3-31** Modelo Tridimensional de Proyecto Modelo Físico  
Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

Las curvas de nivel fueron incorporadas al software de sistema de información geográfica para luego ser transformado a un modelo TIN (Triangle irregular Network) y de manera posterior a un archivo \*.ASC con celdas de 2x2 mm

**Figura 3-32.**



**Figura 3-32** Modelo TIN de topografía de modelo Físico.

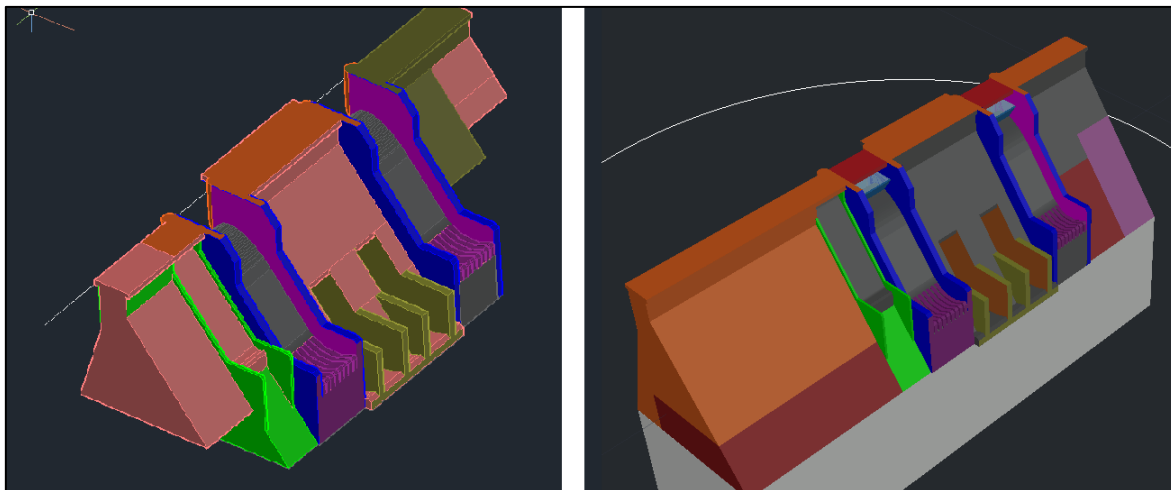
Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

### 3.3.2.2 Importación de la geometría y limpieza

El proceso de importación al software y su ensamblaje dentro del programa FLOW-3D permitió identificar fallas dentro de la preparación de la geometría tanto de los sólidos STL de presa como de la topografía en formato ASC. Tomando 15 versiones para la topografía y 17 versiones diferentes para los objetos de presa.

En la figura **Figura 3-33** se presentan dos versiones de la modelación tridimensional de la presa en la versión izquierda esta una construcción de acuerdo con los planos esquemáticos del modelo físico, y a la derecha la versión final aplicada en la modelación numérica del programa CFD, como se puede ver se incluyen bloques en la parte inferior a los estribos y la presa para evitar fugas en el modelo numérico. Se incluyen las clapetas cerradas para evitar el flujo por los

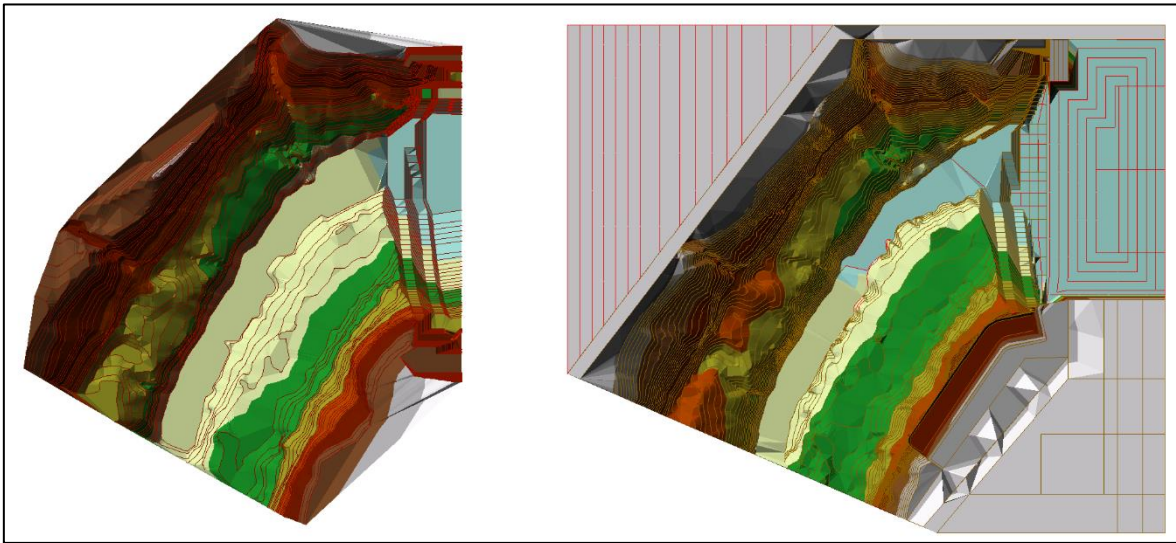
vertederos de excesos y se extiende la longitud del estribo derecho para no tener problemas de acople con la topografía.



**Figura 3-33** Dibujo tridimensional de Modelo Físico

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

En el caso de la topografía se encontraron dificultades al tratar de integrar únicamente las curvas de nivel, es así como fue necesario modelar también los muros del modelo físico, así como extender la topografía en la base de la presa aguas abajo para evitar problemas de cierre en el mallado en la unión de la presa con la topografía. Por eficiencia en el tiempo de dibujo e incluso en el modelo numérico se completó la topografía en los espacios vacíos para optimizar el tiempo de cálculo. Esto debido a que el programa determina que los espacios llenos por sólido no requieren del cálculo de celdas con fluido. En la **Figura 3-34** en la parte izquierda se observa el raster únicamente de las curvas de nivel. En su parte derecha se observa la presentación final del modelo usado para el modelo numérico CFD.



**Figura 3-34** Modelo Raster de topografía del modelo físico.

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

### 3.3.3 MALLADO ESTRUCTURADO

Normalmente, un modelo numérico comienza con una malla o cuadrícula *computacional*. Consiste en una serie de elementos interconectados, o celdas. Estas celdas subdividen el espacio físico en pequeños volúmenes con varios nodos asociados a cada uno de estos volúmenes. Los nodos se utilizan para almacenar valores de las incógnitas, como presión, temperatura y velocidad. La malla es efectivamente el espacio numérico que reemplaza al espacio físico original. Proporciona los medios para definir los parámetros de flujo en ubicaciones discretas, establecer condiciones de límite y, por supuesto, para desarrollar aproximaciones numéricas de las ecuaciones de movimiento de fluido. El enfoque **FLOW-3D** consiste en subdividir el dominio de flujo en una cuadrícula de celdas rectangulares o mallado estructurado. Una malla computacional *discretiza* eficazmente el espacio físico. Cada parámetro fluido se representa en una malla mediante una matriz de valores en puntos discretos. Dado que los parámetros físicos reales varían continuamente en el espacio, una malla con un espaciado fino entre nodos proporciona una mejor representación a la realidad que una más gruesa. Llegamos entonces a una propiedad fundamental de una aproximación numérica: cualquier aproximación numérica válida se acerca a las ecuaciones originales a medida que se reduce el espaciado de o cuadrícula Si una

aproximación no satisface esta condición, entonces debe considerarse incorrecta. (Flow Sciences Inc., 2008)

### **3.3.3.1 Construcción espacial de la simulación (Dominio computacional)**

Aplicando las recomendaciones de (Barczak, 2019a), y desarrollando proceso de una manera más general al proyecto de titulación: se procede con un ciclo iterativo de construcción y mejora del modelo numérico hasta alcanzar las condiciones presentadas en el modelo físico, arrancando desde condiciones básicas del modelo Ej. Modelo numérico con volumen inicial de fluido sin ingreso de caudal, sin tomar atención en el tamaño del mallado o resultado sino en encontrar las inconsistencias y errores que podría presentar el modelo numérico. La configuración final se describe en el apartado **3.3.4.1 Mallado y condiciones de contorno del dominio computacional**

### **3.3.3.2 Definición de variables de simulación del modelo**

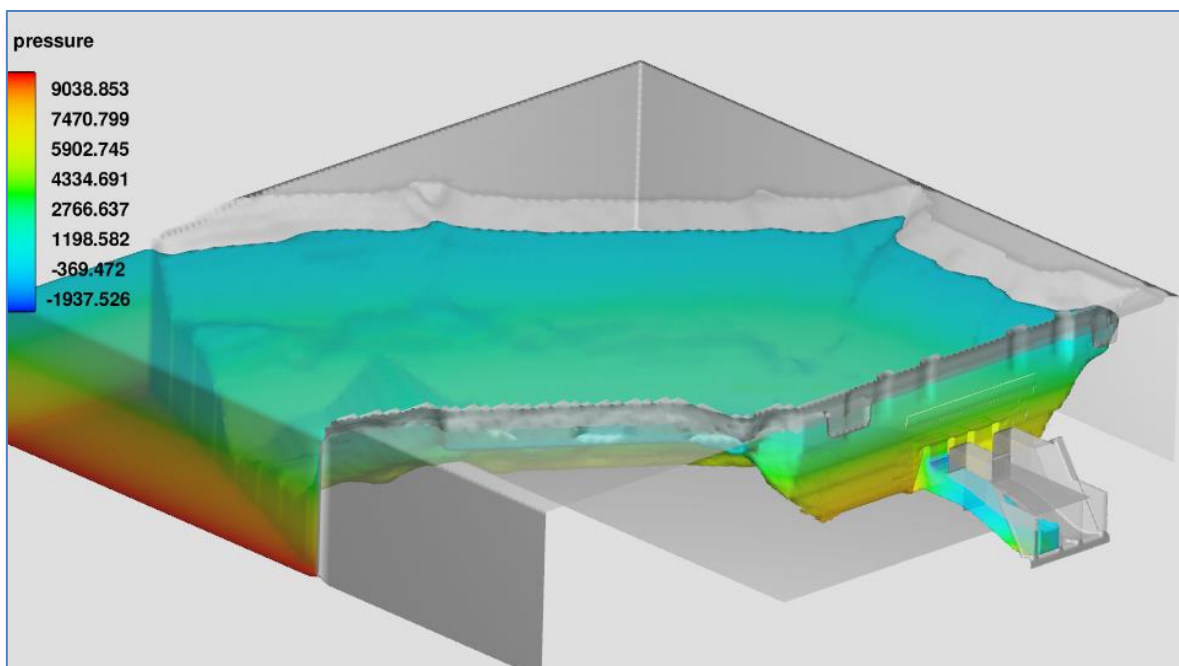
El proceso de simulación, así como el proceso presentado en el capítulo anterior se debe analizar de una manera que represente el modelo físico desde una configuración inicial lo más simple posible asegurando su estabilidad, de manera que en caso de encontrar errores se puedan corregir de manera inmediata y de manera iterativa introducir los parámetros necesarios para representar en su iteración final al modelo físico en toda su complejidad.

Es así que se debe caracterizar las variables a ser analizadas en el problema y poder implementarlas de acuerdo con las capacidades de del software CFD a ser utilizado. En el caso del software objeto de estudio, Flow-3D, el alcance del modelo se determina por las propiedades físicas del mismo, en su interfaz gráfica se encontrará una sección donde se puede incluir una variedad de modelos para representar los fenómenos físicos en el modelo numérico. En el trabajo de titulación se han considerado las variables intervinientes y se describen de manera breve a continuación. En el orden en que ha sido integradas a los modelos para representar su fenómeno físico.

- **Gravedad y el plano de referencia no inercial**

Este módulo representa las fuerzas constantes y no constantes que afectan al cuerpo o modelo de estudio, resultantes de un plano de referencia de aceleración (Flow Sciences Inc., 2008). El vector de gravedad se puede componer por sus componentes cartesianos o cilíndricas de acuerdo con el tipo de sistema considerado en la simulación.

En el caso del proyecto de titulación esta es el primera de las propiedades físicas activadas y representa el efecto de la fuerza gravitatoria en el modelo numérico, provocando la salida del caudal de la presa. En las primeras iteraciones del modelo donde se inicia con el embalse lleno y sin entrada de caudal, se verifica efectivamente la salida de caudal **Figura 3-35**.



**Figura 3-35** Simulación de modelo definitivo  $Q= 0.02005 \text{ m}^3/\text{s}$

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

- **Viscosidad y Turbulencia**

El modelo de viscosidad y turbulencia agrega el cálculo de los esfuerzos viscosos y cuantificaciones del efecto turbulento a la solución. (Flow Sciences Inc., 2008). A criterio de los proyectistas este parámetro es el de mayor importancia para

modelos hidráulicos, aquí se definen las características del fluido a ser analizado, pudiendo seleccionar si el fluido es viscoso, y definiendo los modelos de turbulencia y sus características. Para los modelos de este proyecto y su aplicación se parte inicialmente de la consideración de un flujo viscoso con efecto laminar, En fases posteriores se incluye el efecto de los modelos de turbulencia. Para lo que es necesario definir los valores de rugosidad de las superficies del modelo.

- **Evaluación de la densidad**

El modelo de evaluación de densidad es usado para control en cómo se calcula la densidad dentro de la simulación. Este módulo se activa por defecto al considerar módulos de arrastre de sedimentos para permitir que la densidad del fluido en la celda se calculado en función del sedimento suspendido por el arrastre. (Flow Sciences Inc., 2008). El usuario tiene la posibilidad de desestimar este efecto. Sin embargo, en las iteraciones de simulación se observaron mejores resultados al considerarlo activado.

- **Modelo de socavación**

Este algoritmo aproxima los efectos del flujo en la erosión de las caras de las superficies y el transporte del sedimento. (Flow Sciences Inc., 2008), Se sugiere el estudio de las ecuaciones que componen el modelo antes de intentar calibrar el modelo. También es importante recalcar que las ecuaciones que se usan en este módulo son de carácter empírico, y son válidas para la data para las que fueron formuladas, cada simulación particular deberá definir qué modelo representa mejor las condiciones de estudio. Estas características se estudiarán a detalle en el capítulo de la modelación de sedimentos.

- **Consideraciones de estabilidad del modelo numérico**

- **Calculo efectivo por el software**

Debe tomarse en cuenta que el primer criterio de estabilidad es como tal verificar que el modelo se desarrolle durante el periodo de tiempo de simulación determinado. En caso de darse por terminado por errores al inicio del cálculo



deberán verificarse las condiciones de borde y los parámetros iniciales del modelo numérico. Así también si el cálculo del modelo termina de manera inesperada antes del tiempo de modelación determinado se deberá analizar el causal de este contratiempo.

- **Paso del tiempo (dt)**

Hay varias restricciones en el tamaño del paso de tiempo en *FLOW-3D* que deben observarse para evitar inestabilidades numéricas. Si el usuario mantiene por defecto la selección automática del paso de tiempo en los datos de entrada, el código ajustará el paso de tiempo para que sea lo más grande posible sin infringir las condiciones de estabilidad o superar el tamaño máximo de tiempo proporcionado por el usuario. El tamaño del paso de tiempo también se reducirá cuando las iteraciones de presión y/o temperatura superen los valores nominales correspondientes que dependen de las opciones de iteración. Generalmente, el paso de tiempo variará hacia arriba o hacia abajo en un margen del 5% por ciclo a menos que se viole una condición de estabilidad, en cuyo caso puede ocurrir una reducción mayor. Se recomienda utilizar la opción automática de paso de tiempo siempre que sea posible para lograr resultados óptimos.

- **Convergencia**

El software Flow-3D, posee diferentes métodos numéricos para resolver los valores de presión. Las fuerzas de presión en la ecuación de cantidad de movimiento son siempre aproximadas de manera implícita para flujos incompresibles, como medio de garantizar la incompresibilidad del fluido y la estabilidad de la solución. Para problemas de cálculo de iteración de la velocidad y presión pueden ser mejorados, por suavizar el fluido usando el método implícito con compresibilidad limitada del modelo. El método de iteración por defecto es el algoritmo GMRES (Generalized minimum residual method). Este método es altamente preciso y eficientes para un amplio rango de problemas. (Flow Sciences Inc., 2008)

La relación del máximo residual de presión en una resolución implícita para el criterio de convergencia es considerada convergente cuando esta relación es menor a 1. El número de iteraciones requeridas para la resolución implícita para converger también es presentado en el programa, siendo valores altos muestra de dificultad en la convergencia (Flow Sciences Inc., 2008).

### **3.3.3.3 Post Procesos del CFD dentro del proceso de la validación del mallado**

En la fase de ajustar las propiedades de la geometría y parámetros físicos de la modelación numérica no es necesario realizar un análisis extensivo sobre todos los resultados numéricos que se pueden obtener de la modelación numérica. Es así como por economía de tiempo y costos operativos de la simulación es importante definir valores principales que se analizaran dentro del post proceso de la modelación numérica. Se debe considerar estos parámetros con antelación con el fin de reducir tiempos muertos en el análisis del proyecto, en función de los valores que son objeto del proyecto.

- **Continuidad**

Es importante verificar la continuidad del fluido en el modelo. Esta se puede medir en las caras de los bloques de mallado, así como analizando parámetros con el error porcentual del volumen en cálculo de inter frontera de los bloques. Esto es importante para evitar errores del modelo que se pueden dar cuando los bloques no mantienen una relación de tamaño apropiada entre las celdas. Y cuando la superficie libre del modelo se encuentra en una celda de frontera entre los bloques del mallado.

- **Juzgar la convergencia**

No existe un criterio único para definir los parámetros para definir la convergencia del modelo, es así como se recomiendan distintas herramientas para juzgar la convergencia entre ellos (Barczak, 2019b) describe:

- Monitores: Son variables a los que se da seguimiento y evalúan si en el modelo han llegado a ser estables

- Patrones de Flujo. Se puede verificar calados, velocidades y presiones que no tiene variación en el tiempo y representan de manera real el fenómeno. Es importante recalcar que un modelo numérico CFD es un cálculo numérico y el resultado puede ser correcto numéricamente pero no representa bien el fenómeno físico. Se debe prestar atención a valores del flujo que no deben variar bruscamente. Ej. picos en la velocidad o velocidades mayores a lo que se presenta en la experiencia. Ej. 100 m/s
- Residuales: Los residuales son la herramienta principal para juzgar la convergencia, estos verifican las soluciones a las ecuaciones fundamentales de la hidráulica, Estos residuales muestra la diferencia entre valores sucesivos de soluciones de las ecuaciones. La solución debe ser presentada de una manera normalizada, y debe tener características para identificarla. El elemento clave es identificar líneas decrecientes, o con pendiente decreciente. Estos deben decrecer siempre. Pueden existir picos en cambios de pasos del tiempo. Sin embargo, deben presentar una tendencia decreciente.

### **3.3.4 CONDICIONES DE CONTORNO**

Las ecuaciones que gobierna la resolución del problema analizado requieren una cantidad de información de entrada para que éstas puedan ser resueltas y satisfechas numéricamente hablando. Las condiciones de contorno, hablando de manera general son las condiciones de contorno y las condiciones iniciales.

Las condiciones de contorno son establecidas por los bloques de mallado y las condiciones iniciales las referentes a los parámetros físicos del fluido, caudal de ingreso, condiciones iniciales del fluido, rugosidades, parámetros de sedimentos, entre otros que serán explicados a continuación.

#### **3.3.4.1 Mallado y condiciones de contorno del dominio computacional**

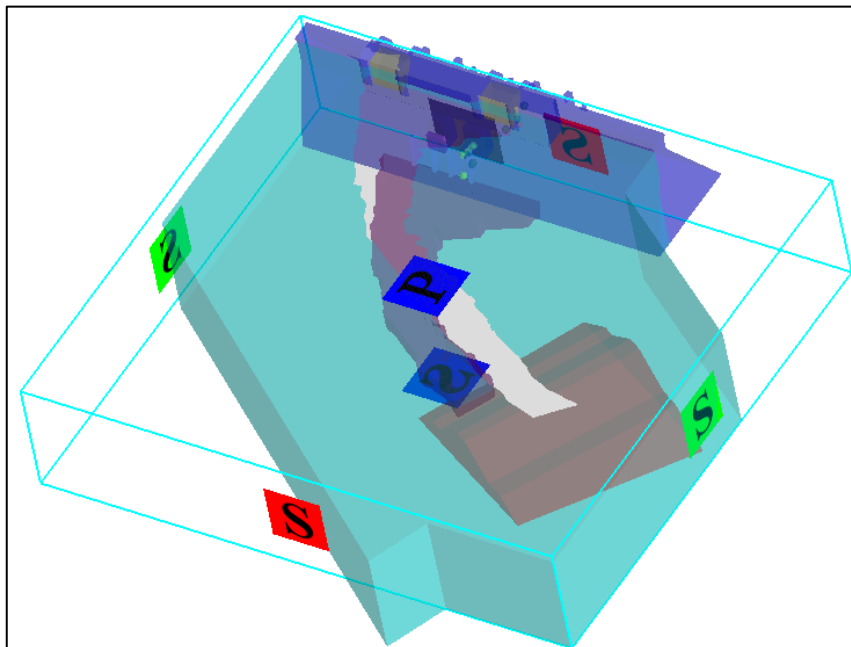
Para el presente modelo numérico, se han utilizado un total de siete mallas, los valores presentados en la siguiente sección presentan los resultados del modelo

definitivo usado para el proceso de calibración y modelación numérica, su tamaño es el resultado de distintas pruebas de ajuste y se verifica que el tamaño de los mismos es conveniente para el calculo de acuerdo a su GCI (Grid Convergence Index) presentado más adelante en la sección **3.5.1.2**, el sus características se detallan y describen a continuación:

- **Malla general del modelo numérico**

Esta malla se ha conformado para agrupar todos los componentes del modelo. El tamaño de celda de esta malla es de 5 cm, y abarca la zona donde el flujo no tiene incidencia directa con el proceso de lavado de sedimentos es decir el embalse desde su ingreso hasta su aproximación a las compuertas de fondo y sedimentos depositados, su construcción da un total de 215.072 elementos en total.

En referencia a las fronteras de este bloque, todas han sido definidas como simetrías, excepto la cara positiva del eje Z, la misma que está definida como cara de presión, con una presión equivalente a la atmosférica **Figura 3-36**.

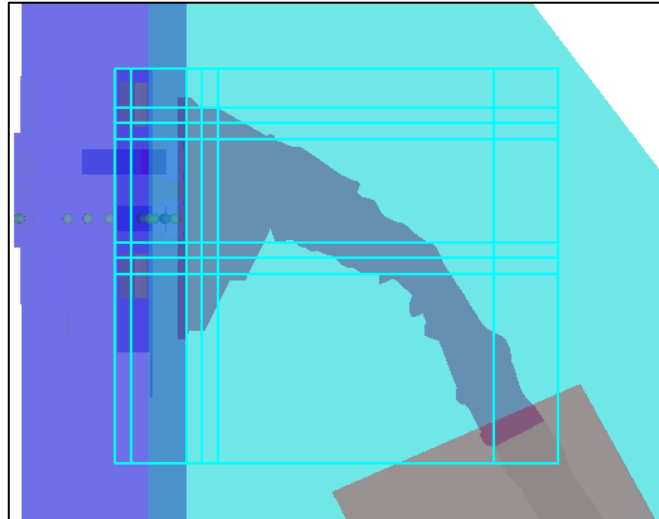


**Figura 3-36** Definición de fronteras del bloque malla general

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

- **Malla general de sedimentos**

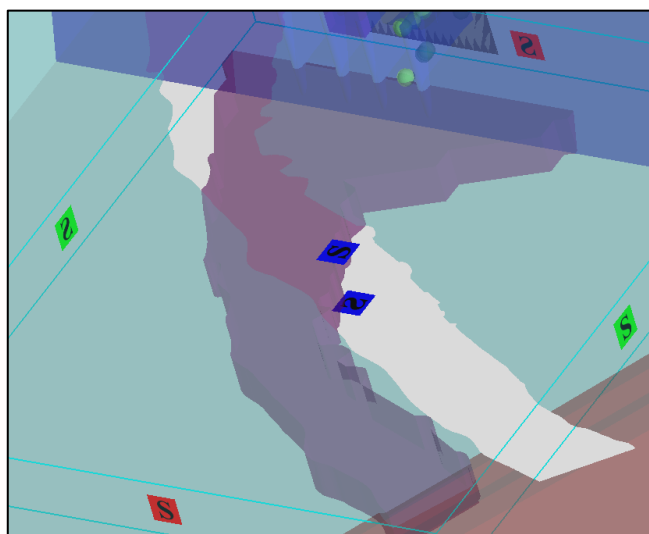
Se ha incorporado al modelo una malla exclusivamente para los sedimentos, que en este caso es la arena depositada en el cauce principal. El tamaño de celda final es de 1.75 cm y abarca el bloque inicial de sedimentos, dando un total de 324.576 elementos, como se puede apreciar en la **Figura 3-37**.



**Figura 3-37** Malla general de sedimentos del modelo numérico

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

En referencia a las fronteras de este bloque, todas han sido definidas como simetrías, dado que es un bloque de malla se define estrictamente el sedimento, tal como se indica en la **Figura 3-38**.

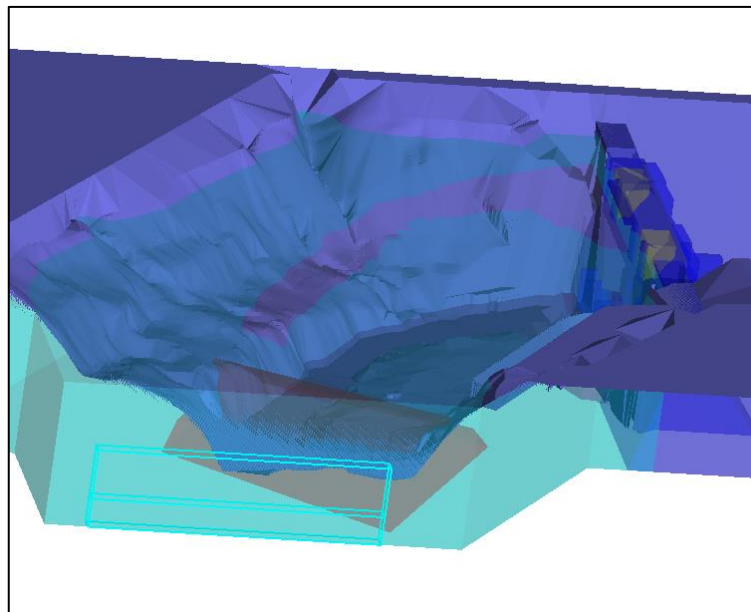


**Figura 3-38** Definición de fronteras del bloque malla general de sedimentos

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

- **Malla de entrada**

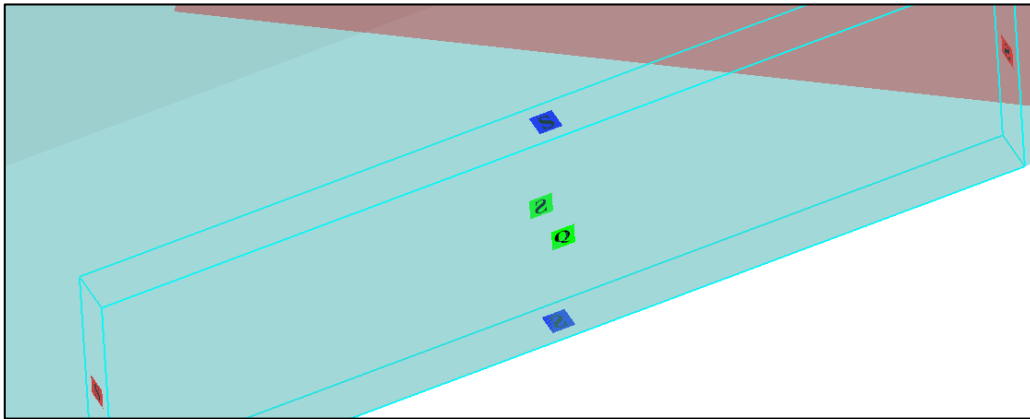
Fue necesario disponer de una malla que seas exclusivamente para la entrada de caudal al modelo. El tamaño de celda de esta malla es de coincidente con la malla de bloque general para optimizar el modelo y evitar inconsistencia en el flujo por tanto sus dimensiones son de 5cm, con un total de 880 elementos, tal como se aprecia en la **Figura 3-39**.



**Figura 3-39** Malla de entrada del modelo numérico

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

Respecto a las fronteras de este bloque, todas han sido definidas como simetrías, excepto la cara positiva del eje Y, la misma que está definida como cara de entrada de caudal **Figura 3-40**, con un caudal variable dependiendo del escenario que está siendo modelado.

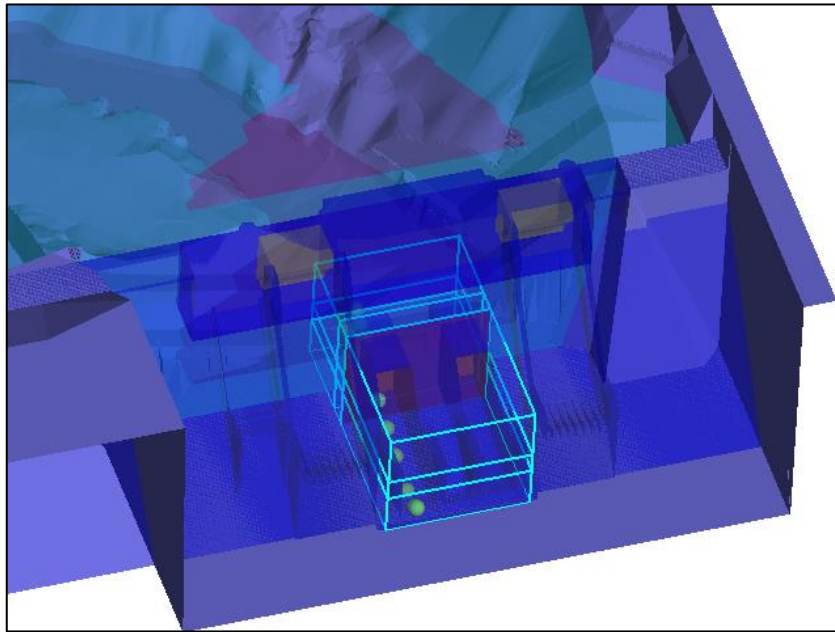


**Figura 3-40** Definición de fronteras del bloque malla de entrada

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

- **Malla de los desagües de fondo**

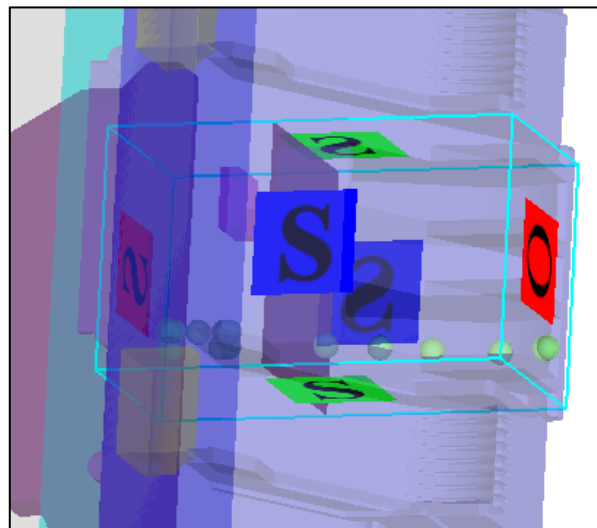
Dado que el interés fundamental del estudio en modelo numérico es el análisis de lavado de los sedimentos del embalse a través de los desagües de fondo, el análisis de mallado dio como resultado la necesidad de establecer una malla única para los desagües de fondo, con un tamaño menor de la celda **Figura 3-41**. Este bloque manda el proceso de la modelación al ser el más pequeño y define las variables como el tiempo de modelación, a pesar de realizar pruebas con mallados menores estos resultaron en tiempos de simulación inviables y no presentan mejoras ostensibles en el ajuste del cálculo. El tamaño de la celda de esta malla es de 1cm con un total de 393.250 elementos.



**Figura 3-41** Malla de vertederos del modelo numérico

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

Respecto a las fronteras de este bloque, todas han sido definidas como simetrías, excepto la cara positiva del eje X, la misma que está definida como cara de salida de caudal **Figura 3-42**.



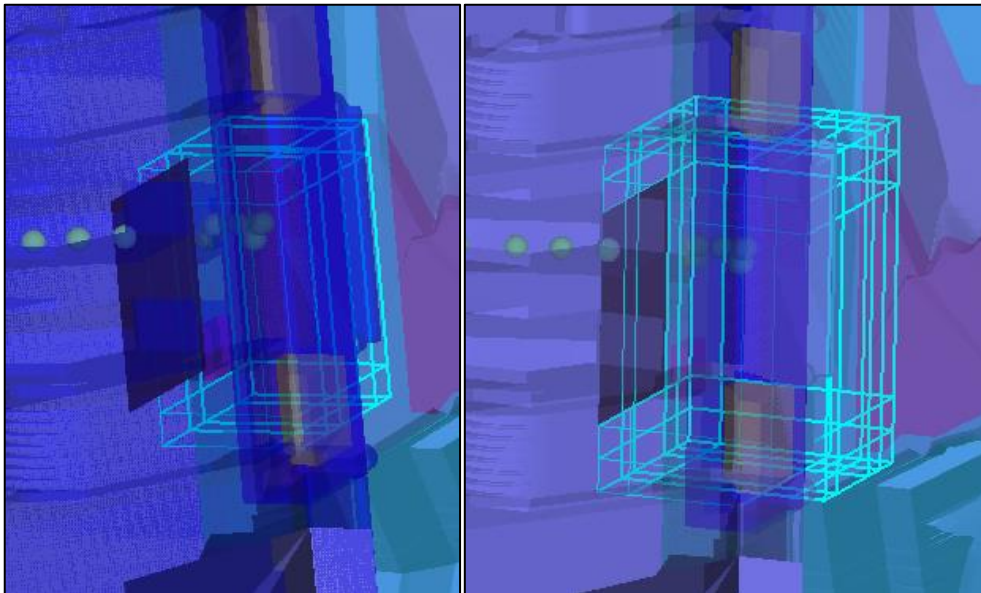
**Figura 3-42** Definición de fronteras del bloque malla de vertederos

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020



- **Mallas Trans1 y Trans 2**

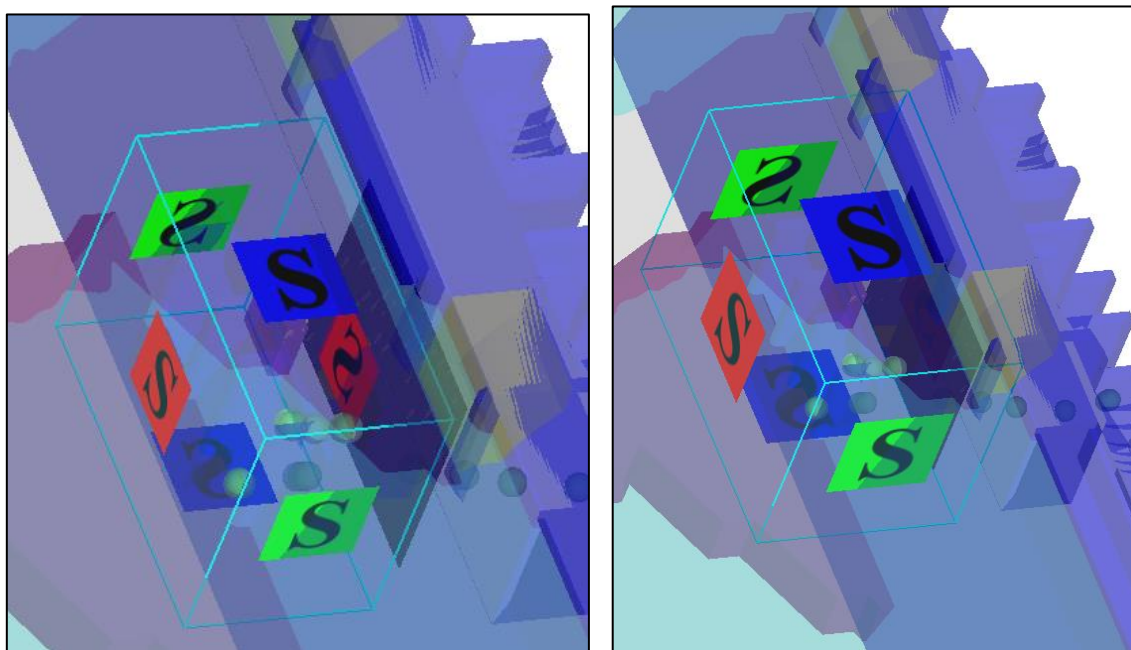
Se debieron construir mallados para reducir el error del calculo que se da con un paso exagerado entre la malla general con 5 cms y la malla de desagüe de fondo con 1 cm, luego de detectar que este tipo de cambios bruscos presentan perdidas volumétricas en el calculo y con el afán de reducir el error volumétrico entre fronteras se optimizo el modelo con la disposición de dos mallas adicionales en las inmediaciones de las entradas de los desagües de fondo, el programa recomienda que la variación entre mallas no sea mayor a dos veces entre bloques, **Figura 3-43**. El tamaño de celda de estas mallas es de 1.75 cm y 2.75 cm, con un total de 47.137 y 28.000 elementos respectivamente.



**Figura 3-43** Malla Trans1 Trans 2 del modelo numérico

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

Respecto a las fronteras de este bloque, todas han sido definidas como simetrías, dado que son mallas cuya función netamente es la reducción del error volumétrico interbloque **Figura 3-44**.

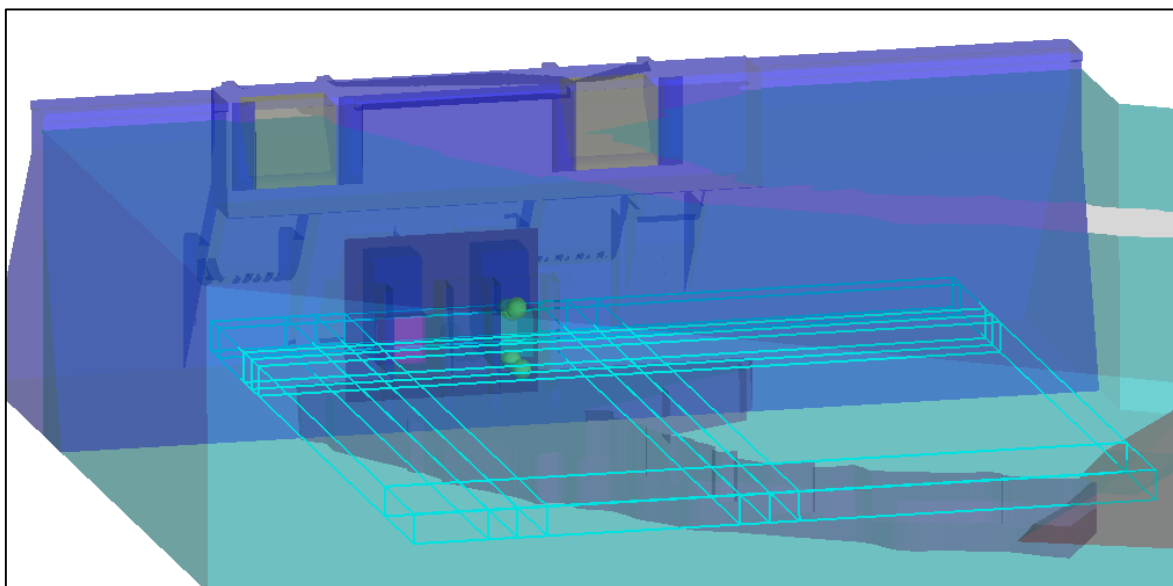


**Figura 3-44** Definición de fronteras del bloque malla Trans1 y Trans2

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

- **Malla de transporte de sedimentos**

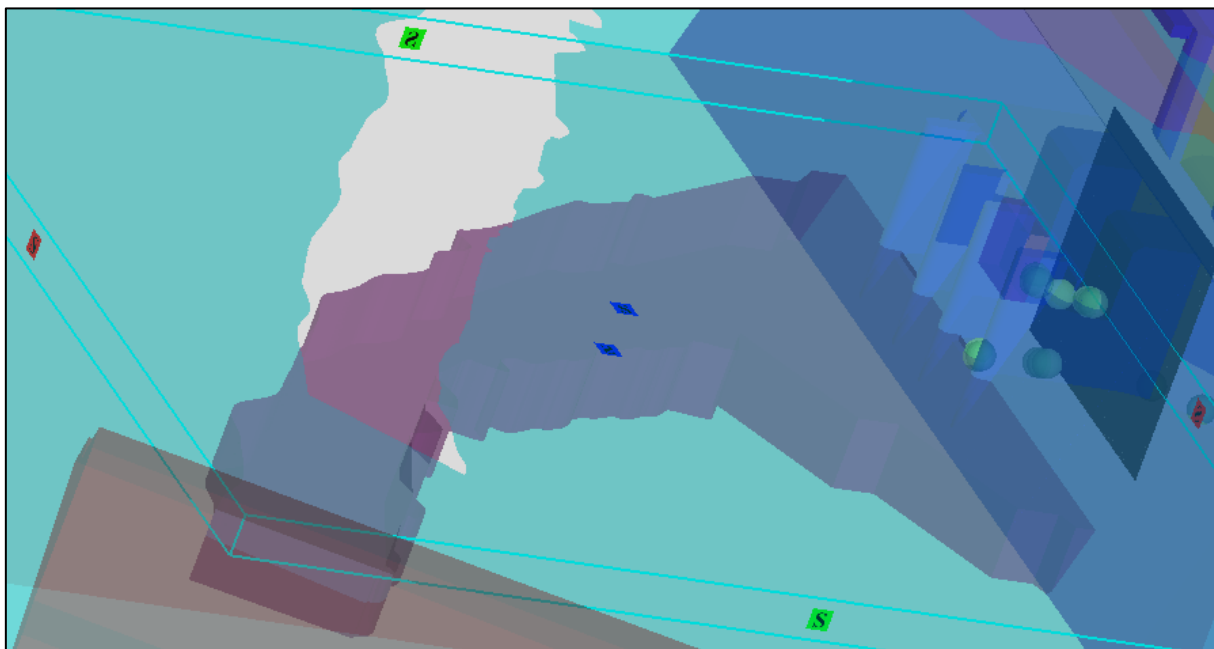
Se ha implementado adicionalmente una malla en el área neta de transporte de los sedimentos en la sección correspondiente a los desagües de fondo **Figura 3-45**. Esta malla tiene un tamaño de celda de 2.75 cm con un total de 38.688. La función de esta malla, igual que la malla anterior, es de reducir el error de volumen en las fronteras.



**Figura 3-45** Malla de transporte de sedimentos del modelo numérico

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

Respecto a las fronteras de este bloque, todas han sido definidas como simetrías, dado que es una malla cuya función netamente es la reducción del error volumétrico interbloque **Figura 3-46**.



**Figura 3-46** Definición de fronteras del bloque malla Trans Sedimentos

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

En la **Tabla 3-18** se indica el resumen de las mallas usadas en el modelo numérico.

**Tabla 3-18***Resumen de bloques de malla del modelo numérico*

Malla	Descripción	Longitud (cm)	Número elementos
1	Malla general del modelo	5.00	215.072
2	Malla general de sedimentos	1.75	324.576
3	Malla de entrada	5.00	880
4	Malla de vertederos	1.00	393.250
5	Malla Trans1	1.75	47.138
6	Malla Trans2	2.75	28.000
7	Malla Trans Sedimentos	2.75	38.688
<b>Total de elementos del modelo numérico</b>			<b>1.047.604</b>

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

**3.3.4.2 Parámetros físicos de Fluido**

El fluido utilizado en el modelo es agua. Los parámetros iniciales de modelación del fluido fueron obtenidos de la temperatura del agua promedio del laboratorio la misma que es de 20°C (EPN & Hidrotoapi E.P., 2012). Este dato fue reivindicado por el personal actual del CIERHI, el mismo que ha realizado mediciones periódicas de la temperatura del fluido.

Los propiedades físicas que solicita el programa FLOW3D son la densidad y la viscosidad, las mismas que según (Finnemore & Franzini, 2002) corresponden a los valores de 998.29 kg/m<sup>3</sup> y 1.002x10<sup>-3</sup> kg/m/s respectivamente **Figura 3-47**.

Properties  
 Fluid 1  
 Material Name: Water at 20 C  
 Density Properties  
 Density:  Tabular 998.29 kg/m<sup>3</sup>  
 Volumetric Thermal Expansion: 0 1/K  
 Viscosity  
 Viscosity: Constant  Tabular 0.001 kg/m/s

**Figura 3-47** Parámetros físicos del fluido en el modelo numérico

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

**3.3.4.3 Caudal de ingreso**

El caudal de ingreso es ingresado en el bloque de malla de ingreso, dependiendo del valor de la prueba correspondiente a modelo físico. En la **Figura**

**3-48** se indica los parámetros de ingreso en la simetría ingreso de caudal (Volume flow rate)

**Figura 3-48** Ingreso de caudal de entrada en frontera Volume flow rate, caudal ejemplo de 0.03016 m<sup>3</sup>/s

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

Dentro del estudio en modelo numérico se han probado tanto a nivel de calibración como de obtención de resultados los mismos caudales que fueron probados en modelo físico, según se indican en la **Tabla 3-19**.

**Tabla 3-19**

*Plan de pruebas del modelo numérico*

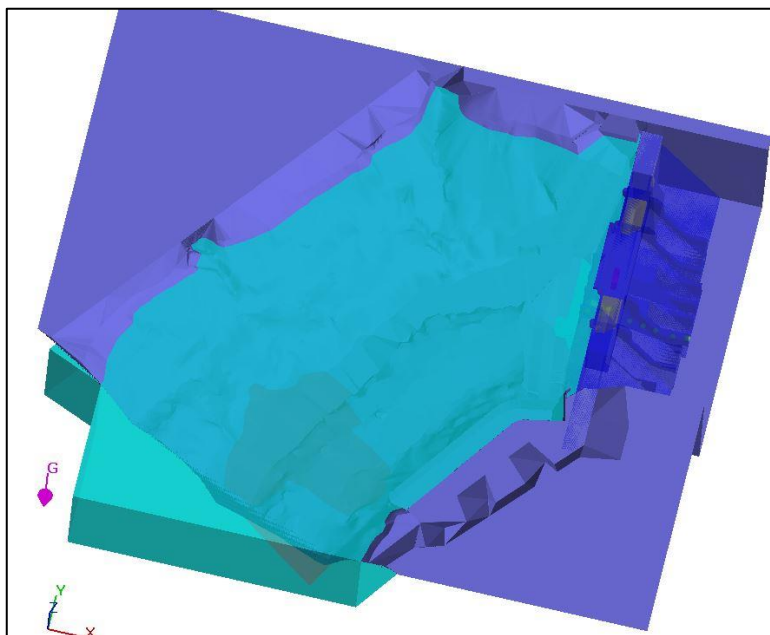
Desague de fondo	Q Prototipo	Q Modelo
	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s
Derecho	354.47	0.0201
	533.13	0.0302
	575.09	0.0325
Izquierdo	569.91	0.0320
Derecho e Izquierdo	750.48	0.0374
	661.13	0.0393
	694.77	0.0425

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

#### 3.3.4.4 Bloque fluido en condiciones iniciales del embalse

De manera correlacionada al proceso experimental se estableció una posición inicial del volumen líquido en el embalse por la cota máxima de trabajo de

la presa de 970 msnm, según lo establecido en la sección **3.2.5.3 Pruebas con caudal líquido y material sólido**. Para todos los caudales del modelo hidráulico. Esta condición inicial se satisface con un bloque de región fluida definido a través de un modelo \*.stl con la finalidad de delimitar una ocupación total del embalse en tiempo inicial **Figura 3-49**, iniciando el modelo desde esta posición previo a iniciar el proceso de vaciado.



**Figura 3-49** Ingreso de condición inicial del fluido en fluid región  
Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

#### 3.3.4.5 Condición inicial de ingreso del Fluido

El parámetro correspondiente a la elevación del fluido en el ingreso de la ataguía ha sido definido en función del nivel inicial con el cuál fue probado el modelo físico, y este es fijo para todo el abanico de caudales probados y corresponde al valor de 1.25m **Figura 3-50**. siendo esta correspondiente a un valor de 944 m.s.n.m, esta definición se dio en correspondencia a una cota levemente mayor de la ataguía de 943 m.s.n.m, con el fin de evitar condiciones de flujo acelerado en la entrada, con esto se garantiza que el flujo de entrada es repartido en un área de 27.5 m de ancho y 50 m de largo, procurando condiciones de ingreso subcrítico, siendo un similar a la pantalla uniformizadora del flujo en el caso del modelo experimental. De

esta manera se representa en la modelación numérica las condiciones iniciales del modelo físico.

The image shows a software configuration window for initial fluid conditions. At the top, there are two radio buttons: 'Wave' (unselected) and 'Volume flow rate' (selected). Below this is a dropdown menu labeled 'Use fluid elevation'. Underneath, there are several options with checkboxes: 'Fluid fraction' (checkbox unchecked, value 1), 'Fluid elevation' (checkbox checked, value 1.25 m), 'Rating Curve' (checkbox checked, value m), and four 'Natural inlet' options (checkboxes unchecked): 'Natural inlet, automatic flow regime', 'Natural inlet, sub-critical flow', 'Natural inlet, super-critical flow', and 'Natural inlet, critical flow'. At the bottom, there is a 'Min. elevation:' label followed by an empty input field.

**Figura 3-50** Ingreso de condición inicial del fluido en Volume flow rate

**Fuente:** Cevallos y Ochoa 2020

### 3.3.4.6 Gravedad y marco de referencia no inercial

El valor de la gravedad es calibrado en dirección negativa del eje Z y este tiene el valor de la gravedad en la ciudad de Quito. La Organización Internacional de Metrología Legal, recomienda para el cálculo del valor de la gravedad local, la expresión desarrollada por (Thulin, 1992), las misma que describe los siguiente:

Ecuación 3-1

$$g_l = g_e(1 + f' * \sin \Phi^2 - F4 * \sin 2\Phi^2) - (\Delta g * h)$$

Siendo:

$g_l$ , la aceleración de la gravedad local (m/s<sup>2</sup>)

$g_e$ , la aceleración de la gravedad en el Ecuador 9.7803185 m/s<sup>2</sup>

$f'$ , 0.0053024, es el aplastamiento gravitacional

$\Phi$ , la latitud en grados, minutos y segundos

$h$ , la altitud sobre el nivel medio del mar (m)

$F4$ , 0.0000059

$\Delta g$ , 0.000003086

Los datos de la ciudad de Quito, según el portal Geodatos, es una altitud de 2850m sobre el nivel del mar y latitud 0°13'47.5" para el sector de la Escuela Politécnica Nacional. Dicho esto, se obtiene un valor de 9.772 m/s<sup>2</sup> **Figura 3-51** como valor de la gravedad local.

**Figura 3-51** Ingreso de valor de la gravedad local en el modelo numérico

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

### 3.3.4.7 Rugosidad del modelo

El modelo numérico debe tener concordancia con los materiales usados para la construcción del modelo físico. Los materiales usados en el modelo físico fueron los presentados en la **Tabla 3-20**:

**Tabla 3-20**

*Materiales de los componentes del modelo físico*

Ítem	Descripción	Material/Características
1	Ataguía	Hormigón muy liso
2	Presa	Acrílico
3	Clapetas y compuerta de desagües	Acrílico
4	Cuerpo del Embalse	Hormigón muy liso
5	Rugosidad de fondo	Piedras de 5mm de diámetro

Fuente: Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias (EPN y Hidrotoapi E.P, 2011)

Los valores de rugosidad de los diferentes componentes del modelo numérico están atados con los materiales usados en el modelo físico. (Shashi Menon, 2015) describe valores de rugosidad relativa para polivinilo de cloruro o plástico de 0.0015mm y para el caso de hormigón el valor de 3mm. A su vez (Mulley, 2004) cita valores de 0.0025mm para el caso de vidrio o plástico y alrededor de



0.1mm para hormigón muy liso. (Kaless, 2017) luego de una investigación en 10 ríos concluye en datos de resistencia de granos de grava, los mismos que oscilan entre valores de 2.00 a 10.00 mm.

Con los datos antes analizados, se han usado los datos de la **Tabla 3-21** para la calibración del modelo.

**Tabla 3-21**

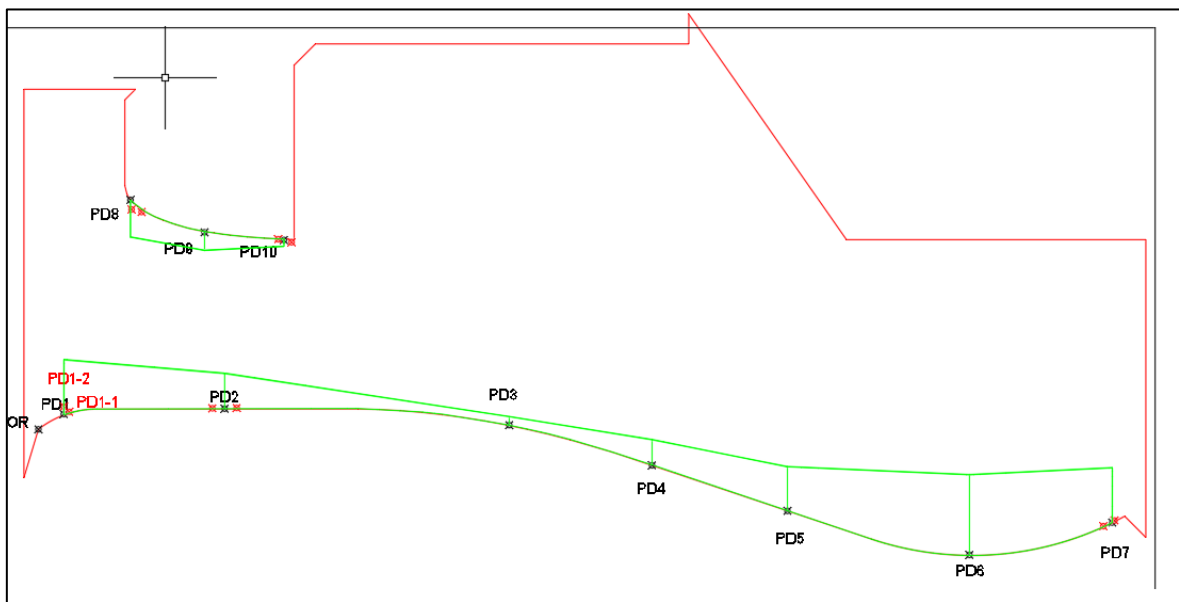
*Datos de calibración para la rugosidad de los materiales*

Ítem	Descripción	Material/Características	Rugosidad absoluta (m)
1	Ataguía	Hormigón muy liso	0.00012
2	Presa	Acrílico	$1.5 \times 10^{-6}$
3	Clapetas y compuerta de desagües	Acrílico	$1.5 \times 10^{-6}$
4	Cuerpo del Embalse	Hormigón muy liso	0.00012
5	Rugosidad de fondo	Piedras de 5mm de diámetro	0.005

**Fuente:** Datos de rugosidad de (Shashi Menon, 2015), (Mulley, 2004) y (Kaless, 2017)

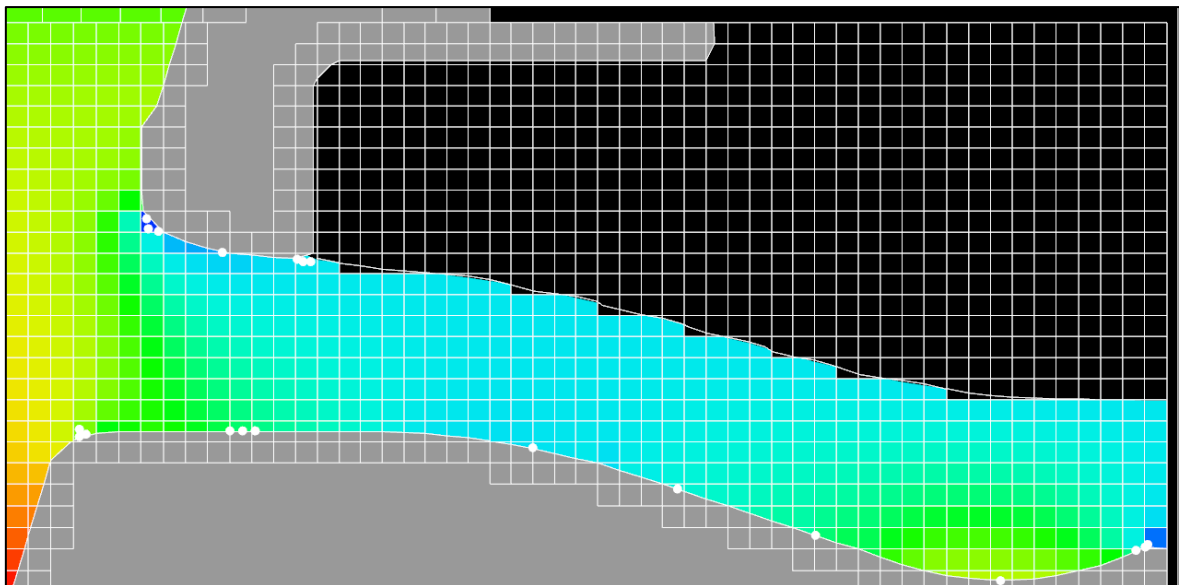
#### 3.3.4.8 Puntos de medición de presión

En el modelo numérico se han realizado mediciones de presión en los mismos puntos realizados en los ensayos en modelo físico. En el programa FLOW3D se han usado “probes” para tener las mediciones correspondientes y realizar la correspondiente comparación y calibración del modelo numérico con los puntos de presión presentado en el modelo físico en la **Figura 3-20**. Estas fueron ubicadas tridimensionalmente de acuerdo con su ubicación en el modelo físico y representadas en el modelo numérico como se observa en la figura **Figura 3-52** y **Figura 3-53**.



**Figura 3-52** Posición de las tomas piezométricas ubicadas en los desagües de fondo del modelo de la presa Toachi

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.



**Figura 3-53** Posición de las tomas piezométricas ubicadas en los desagües de fondo modelo Numérico

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.

### 3.3.4.9 Propiedades de los sedimentos

Las propiedades de los sedimentos deben ser ingresadas en el módulo Physics – Sediment Scour. Los datos que deben ser ingresados son las indicadas en la **Figura 3-54**.

**Sediment Definition**

Activate sediment scour model

Critical Shields Number definition

Prescribed value

Calculate value using Soulsby-Whitehouse equation

Local adjustments of Critical Shields Number

For slope effect

Bed Load Transport Rate equation

Meyer-Peter & Müller equation

Nielsen equation

Van Rijn equation

Richardson-Zaki coefficient multiplier:

Molecular diffusion coefficient:  kg/m/s

Turbulent diffusion multiplier:

Number of sediment species:

Maximum packing fraction:

Bed roughness / d50 ratio:

	Name	Diameter	Density	Critical Shields Number	Entrainment Coefficient	Bed Load Coefficient	Angle of Repose (Degrees)
Sediment 1	Arena	0.0003583	2650	0.0487	0.025	8	34

**Figura 3-54** Definición de los sedimentos en el modelo Numérico

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.

- **Granulometría**

La granulometría de la arena sedimentada en el embalse de la presa Toachi ha sido seleccionada de los datos de la investigación en modelo físico tal como se indica en la sección 3.2.5.4

En base al análisis los datos granulométricos de la arena, se puede encontrar el valor de  $D_{50}$ , que es el diámetro en el cual el 50% del material es retenido. Para el caso de las arenas analizadas es de 0.3583mm, o en las unidades requeridas en la calibración del modelo 0.0003583m.

Del análisis bibliográfico, se tienen los valores dados en la investigación de (García, 2008). Estos valores se indican en la **Tabla 3-22**.

**Tabla 3-22**

*Tamaño de los sedimentos*

Tipo de material	Diámetro (mm)
Cantos rodados muy grandes	4096 - 2048
Grandes rocas	2048 - 1024
Cantos rodados medianos	1024 - 512
Cantos rodados pequeños	512 - 256
Adoquines grandes	256 - 128
Adoquines pequeños	128 - 64
Gravedad muy gruesa	64 - 32

Grava gruesa	32 - 16
Grava mediana	16 - 8
Grava fina	8 - 4
Grava muy fina	4 - 2
Arena muy gruesa	2.000 - 1.000
Arena gruesa	1.000 - 0.500
Arena media	0.500 - 0.250
Arena fina	0.250 - 0.125
Arena muy fina	0.125 - 0.062
Limo grueso	0.062 - 0.031
Limo medio	0.031 - 0.016
Limo fino	0.016 - 0.008
Limo muy fino	0.008 - 0.004
Arcilla gruesa	0.004 - 0.002
Arcilla mediana	0.002 - 0.001
Arcilla fina	0.001 - 0.0005
Arcilla muy fina	0.0005 - 0.00024

**Fuente:** Tamaño de los sedimentos (García, 2008)

Por otra parte, (Morris & Fan, 1998) indica valores de tamaño de grano de sedimento para diferentes materiales, los mismos que se indican en la **Tabla 3-23**.

**Tabla 3-23**

*Clases de tamaño de grano*

Tipo de material	Diámetro (mm)	
	Mínimo	Máximo
<b>Cantos rodados</b>		
Muy grandes	2048	4096
Grandes	1024	2048
Medios	512	1024
Pequeños	256	512
<b>Cascajos</b>		
Grandes	128	256
Pequeños	64	128
<b>Grava</b>		
Muy gruesa	32	64
Gruesa	16	32
Media	8	16
Fina	4	8
Muy fina	2	4
<b>Arena</b>		
Muy gruesa	1	2

Gruesa	0.5	1
Media	0.25	0.5
Fina	0.125	0.25
Muy fina	0.062	0.125
<b>Limo</b>		
Grueso	0.031	0.062
Medio	0.016	0.031
Fino	0.008	0.016
Muy fino	0.004	0.008
<b>Arcilla</b>		
Gruesa	0.002	0.004
Media	0.001	0.002
Fina	0.0005	0.001
Muy fina	0.00024	0.0005

**Fuente:** Clases de tamaño de grano (Morris & Fan, 1998)

Ante la incertidumbre del tamaño real del sedimento en el cuenco, se puede considerar un tamaño medio de grano de arena, el mismo que se encuentra entre los valores de arena gruesa y arena fina. Dicho esto el valor medio del sedimento estará entonces entre los valores de 0.500 y 0.125 mm, teniendo este intervalo un valor medio correspondiente a 0.3125 mm. Este valor es muy similar al encontrado en el análisis granulométrico analizado anteriormente, el mismo que tiene un valor de 0.3583mm.

- **Densidad**

La densidad de la mayor parte de las partículas de sedimentos naturales varía entre límites muy estrecho, tal como se indica en la **Tabla 3-24**. Debido a que en el sedimento natural predomina el cuarzo, el valor promedio de la densidad puede considerarse igual a 2.650 kg/m<sup>3</sup> (Basile, 2018).

**Tabla 3-24**

*Densidades absolutas de los sedimentos*

Material	Densidad (Kg/m <sup>3</sup> )
Montmorillonita	2400
Illita	2600
Caolinita	2600
Cuarzo	2650
Calcita	2700

Basalto	2800
Biotita	3000
Magnetita	5170
Hematita	5200

**Fuente:** Densidades de los sedimentos (Basile, 2018)

Por otro lado, (Garcia, 2008) indica los valores de la **Tabla 3-25** correspondientes a la gravedad específica de diferentes tipos de roca y materiales artificiales.

### **Tabla 3-25**

*Gravedad específica de los tipos de rocas y materiales artificiales*

<b>Tipo de roca o material</b>	<b>Gravedad específica</b>
Cuarzo	2.60 - 2.70
Limo	2.60 - 2.80
Basalto	2.70 - 2.90
Magnetita	3.20 - 3.50
Baquelita	1.30 - 1.45
Carbón	1.30 - 1.50
Cascajos de piedra	1.30 - 1.40
PVC	1.14 - 1.25

**Fuente:** Gravedad específica de los tipos de rocas y materiales artificiales (Garcia, 2008)

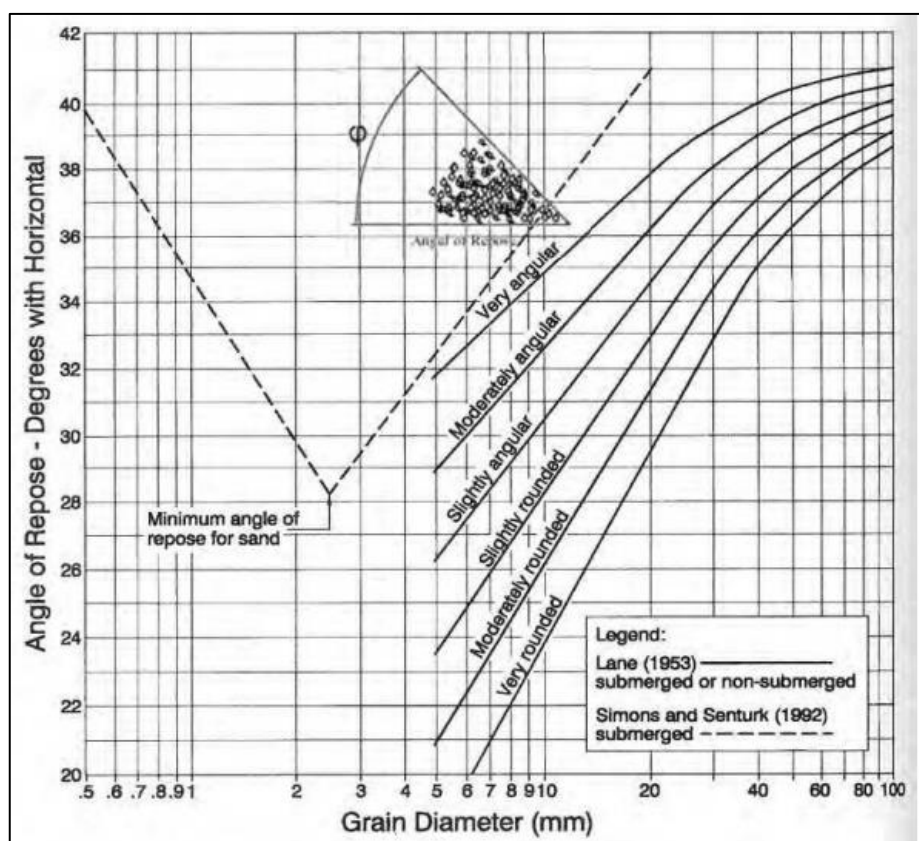
Del análisis de la **Tabla 3-24** y **Tabla 3-25**, se toma el dato de densidad para esta investigación, el mismo que corresponde a una densidad de 2.650 kg/m<sup>3</sup>.

- **Número crítico de Shields**

El valor inicial del parámetro crítico de Shields fue calculado según la expresión de (Richard Soulsby, 1997) que está en función del diámetro característico del material. El valor obtenido corresponde a 0.0487. Ya en el cálculo en función del tiempo, el programa Flow3D incluye en su algoritmo el cálculo del parámetro crítico de shields mediante la ecuación de Soulsby-Whitehose que está en función además de la velocidad y el ángulo de reposo del material (RL Soulsby & Whitehouse, 1997).

- **Ángulo de reposo del material**

El ángulo de reposo de los materiales es una propiedad que debe ser medida mediante ensayos de laboratorio, sin embargo, varios autores dan valores de guía acerca de este parámetro. En su trabajo (E. W. Lane, 1953) da valores gráficos del ángulo de reposo materiales uniformes no cohesivos en función del diámetro del grano, los mismos que se muestran en la **Figura 3-55**.



**Figura 3-55** Ángulos de reposo para sedimento uniforme no cohesivo

Fuente: Progress report on studies on the design of stable channels of the Bureau of Reclamation (E. W. Lane, 1953)

El sedimento en análisis tiene un tamaño de grano menor a los 2mm, razón por la cual estamos en los datos del primer tramo del ángulo de reposo de material de la **Figura 3-55**. Dicho esto, el valor de ángulo de reposo en nuestro estudio podría variar entre 28° y 40°, razón por la cual se ha tomado el valor medio de este rango para la calibración del modelo, que corresponde a 34 grados.

- **Rugosidad relativa**

Es la rugosidad relativa que tiene el lecho de un río. Es la relación existente entre el coeficiente de Nikurasde y el tamaño del grano característico (para este estudio  $D_{50}$ ). Varios autores dan valores para la rugosidad relativa del lecho, tal como se puede analizar en la **Tabla 3-26**.

**Tabla 3-26**

*Rugosidad equivalente en función del coeficiente de Nikurasde y el tamaño de sedimentos de un río*

Investigator	Measure of sediment size, $D_x$	$\alpha_s = k_s/D_x$
Ackers and White (1973)	$D_{35}$	1.23
Aguirre-Pe and Fuentes (1990)	$D_{84}$	1.6
Strickler (1923)	$D_{50}$	3.3
Katul et al (2002)	$D_{84}$	3.5
Keulegan (1938)	$D_{50}$	1
Meyer-Peter and Muller (1948)	$D_{50}$	1
Thompson and Campbell (1979)	$D_{50}$	2.0
Hammond et al. (1984)	$D_{50}$	6.6
Einstein and Barbarossa (1952)	$D_{65}$	1
Irmay (1949)	$D_{65}$	1.5
Engelund and Hansen (1967)	$D_{65}$	2.0
Lane and Carlson (1953)	$D_{75}$	3.2
Gladki (1979)	$D_{80}$	2.5
Leopold et al. (1964)	$D_{84}$	3.9
Limerinos (1970)	$D_{84}$	2.8
Mahmood (1971)	$D_{84}$	5.1
Hey (1979), Bray (1979)	$D_{84}$	3.5
Ikeda (1983)	$D_{84}$	1.5
Colosimo et al. (1986)	$D_{84}$	3.6
Whiting and Dietrich (1990)	$D_{84}$	2.95
Simons and Richardson (1966)	$D_{85}$	1
Kamphuis (1974)	$D_{90}$	2.0
Van Rijn (1982)	$D_{90}$	3.0

**Fuente:** Sediment Engineering: Process, Measurements, Modelling and Practice (Garcia, 2008)

El estudio realizado por (Kaless, 2017) en diez ríos de la Patagonia da como análisis de la rugosidad equivalente del lecho en valores que oscilan alrededor de 2.0. Con el análisis previo realizado, se ha optado como dato de calibración el valor de 2.0 para el coeficiente de rugosidad absoluta del lecho.



- **Bed Load Coefficient**

El Bed Load Coefficient es un parámetro que controla la velocidad de transporte de la carga de cama cuando la velocidad es mayor a la velocidad crítica (Pourshahbaz et al., 2017). Se recomienda usar los valores del parámetro definidos por (Meyer-Peter & Muller, 1948) y (Leo C. van Rijn, 1984) equivalentes a una velocidad de transporte de carga de lecho media, con valores de 8.00 y 0.053 respectivamente según la ecuación de transporte que se use. Para el modelo numérico objeto de este trabajo, se han usado las dos ecuaciones de transporte y su análisis se discutirá en el capítulo cuatro de este documento.

- **Entrainment Coefficient**

El coeficiente de arrastre controla la velocidad de socavación. Este coeficiente empírico se utiliza con el objetivo de comparar la tasa de deposición y calibración del modelo numérico con los datos experimentales (Pourshahbaz et al., 2017). El valor predeterminado de este coeficiente es de 0.018 según lo descrito por (Mastbergen & Van Den Berg, 2003). Dentro del presente estudio, se han realizado varias aproximaciones del valor de este coeficiente mediante prueba y error de tal manera de calibrar el modelo con los datos de lavado de sedimentos experimentales. Este análisis será discutido en el capítulo cuatro.

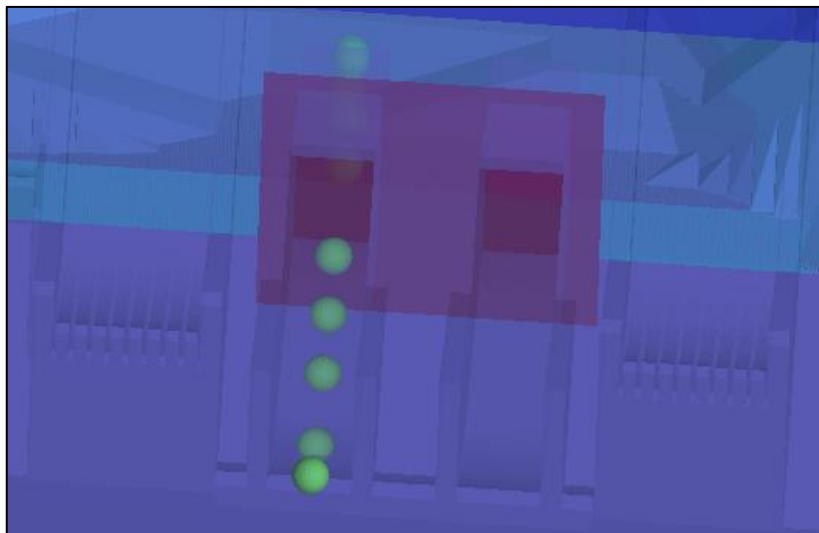
- **Richardson-Zaki Coefficient multiplier**

El coeficiente de Richardson-Zaki es un parámetro que controla el lavado de las partículas de sedimento cuando el flujo se concentra. (Pourshahbaz et al., 2017) se recomienda mantener el valor seteado por defecto en el programa, es decir usar el multiplicador unidad de tal manera de no modificar los valores calculados por el programa.

#### **3.3.4.10 Medición de caudal sólido en desagüe de fondo**

La medición del caudal sólido evacuado a través del desagüe o de los desagües de fondo según el plan de prueba, se ha realizado mediante la

incorporación de una cara de control en la entrada de los desagües de fondo tal como se indica en la **Figura 3-56**.



**Figura 3-56** Cara de control para medición de caudales sólidos evacuados

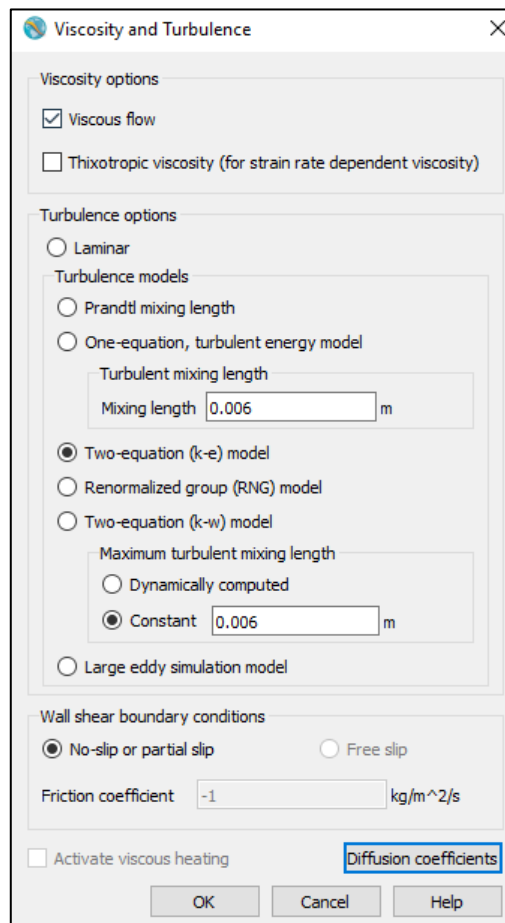
Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.

La incorporación de esta superficie de flujo permite la evaluación de la tasa de lavado de sedimento en función del tiempo. El análisis de los datos obtenidos para cada uno de los caudales del plan de pruebas se discutirá en el capítulo de resultados.

## 3.4 MODELACIÓN DE ESCENARIOS

### 3.4.1 ECUACIONES DE TURBULENCIA

El paquete de viscosidad y turbulencia con el que cuenta el programa FLOW3D permite al usuario el uso de tres ecuaciones de turbulencia las mismas que son dos ecuaciones con método de cálculo  $\kappa$ - $\epsilon$ , grupo renormalizado basado en  $\kappa$ - $\epsilon$  o RNG y modelo  $\kappa$ - $\omega$ . Para el caso de estudio, dentro de la calibración del modelo se usaron las tres opciones con las que cuenta el programa **Figura 3-57**. El análisis de estos datos se describirá en el capítulo cuatro correspondiente a resultados y discusión.



**Figura 3-57** Ecuaciones de turbulencia disponibles en el programa FLOW3D  
**Fuente:** Cevallos y Ochoa 2020.

### 3.4.2 LONGITUD DE MEZCLA TURBULENTA

La longitud de mezcla turbulenta es un parámetro que debe ser seteado sin importar la ecuación de turbulencia que sea escogida. Varios trabajos dan expresiones de cálculo de este parámetro en función del calado, de la sección crítica de interés, entre otras.

El programa Flow3D incluye una longitud de mezcla turbulenta (TLEN) para los métodos de cálculo  $\kappa$ - $\epsilon$  y RNG, cuyo valor es función de la profundidad del flujo (alrededor del 7% del diámetro hidráulico). Se debe tomar en cuenta que si el valor de TLEN es demasiado alto, la tasa de disipación puede estar por debajo de los valores reales y viceversa (Bombardelli et al., 2011).

Para el caso en análisis, se han realizado escenarios de prueba y error hasta calibrar las presiones del modelo numérico con el modelo físico, obteniendo un

mejor comportamiento con valores del 5% de la longitud característica (radio hidráulico), siendo la sección de interés el desagüe de fondo cuyo radio hidráulico es de 0.12m, dando un valor de la longitud máxima de mezcla turbulenta

### **3.4.3 MODELOS DE ARRASTRE DE SEDIMENTOS**

Para la calibración del modelo se han usado las dos ecuaciones de transporte de sedimentos con las que cuenta el programa FLOW3D, éstas son las ecuaciones de Meyer-Peter&Muller y Van Rijn. Se han analizado varios escenarios para definir cuál es la ecuación de transporte que mejor se acopla al fenómeno analizado bajo sus características específicas, teniendo varios resultados y análisis que serán discutidos en el capítulo número cuatro de este documento.

## **3.5 CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DE RESULTADOS**

En casos en que existen soluciones teóricas o analíticas, las simulaciones CFD y los modelos matemáticos que ha sido codificados en los programas, son corroboradas por comparación con las soluciones exactas. Este análisis comparativo es llamado validación. La CFD no ha llegado aún al punto donde las soluciones a los problemas sean usadas sin corroborar con una solución conocida. El termino Validación no debe ser confundido con la verificación, sin embargo, la validación es una forma de verificar si el modelo numérico representa de una manera precisa la descripción matemática y conceptual de la solución que se intenta modelar. (Udoewa & Kumar, 2012)

Previo a la validación como tal de los resultados es importante determinar ciertos parámetros del modelo requeridos por la comunidad científica previo a ser considerados aceptables para la publicación en una revista científica. Esto parte de la iniciativa del American Society of mechanical Enginners que en su grupo editorial en 1993 definieron ciertos criterios de calidad para la presentación de modelación numérica. Sin embargo, estos criterios deben ser actualizados y ajustados constantemente. (S. N. Lane et al., 2005)

### **3.5.1 CRITERIOS REQUERIDOS PARA LA PUBLICACIÓN**

Aunque no existe un método estándar para evaluar la incertidumbre numérica aceptado por la comunidad CFD, existen diversas técnicas disponibles para que los usuarios logren esta tarea. Los siguientes criterios deben ser considerados para procurar una publicación de resultados en revistas científicas. (Celik, 2000)

#### **3.5.1.1 Método numérico y nivel de la precisión de la solución.**

El método de aproximación de Flow-3D de diferencias finitas más simple es el de precisión de primer orden. Preciso tanto en espacio como en incrementales de tiempo. La aproximación descrita tiene un error de truncamiento proporcional a la primera potencia del tiempo incremental  $\Delta t$ , la ventaja de esta aproximación de primer orden es que es simple y sencilla de mantenerse estable. (Flow Sciences Inc., 2008). Se han probado métodos de segundo orden obteniendo modelos inestables y considerando que según (S. N. Lane et al., 2005), una de las razones para que los métodos de segundo orden lleven a problemas de convergencia son las geometrías complejas, lo cual es normal en canales naturales o topografías de ríos. En esquemas 2-D y en algunos casos 3-D, una malla fina con un método de primer orden puede generar soluciones adecuadamente precisas, siendo aun computacionalmente eficientes, y proveer una mejor representación de los efectos de una variabilidad topográfica.

#### **3.5.1.2 Estudio de independencia de mallado**

El criterio anterior en caso puede no ser suficiente para considerar suficiente precisión en los resultados por tanto se sugiere también realizar la prueba de independencia del mallado. Un criterio para evaluar la selección de resolución del mallado es el índice de convergencia de mallado GCI (Grid convergence Index). El índice representa la incertidumbre asociada con una solución con un único mallado., basado en la comparación de la solución con otra resolución. Este usa la teoría de extrapolación de Richardson asume, que, dentro de cierto radio de convergencia, la solución directa para un flujo variable converge a medida que el

espaciado de la malla tiende a cero. (S. N. Lane et al., 2005). Para este estudio se realizaron 3 modelos numéricos y se calcularon según lo sugiere (Celik, 2000). Para esto se ha tomado la totalidad de las celdas y se ha hallado el tamaño medio de celda para el modelo y se presentan en **Tabla 3-27**.

**Tabla 3-27**

*Modelos para estudio de independencia de mallado*

Modelo	1	3	2
N (#)	684340	162094	63770
h (m)	0.03454933	0.0574451	0.07749348

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

Para el Análisis de variables se ha modelado el escenario de calibración de presión para el caudal  $Q = 64.05$  l/s del modelo físico considerado el punto de medición de presión No.1, se ha considerado la importancia de este punto, pues es aquí donde se une el paquete de sedimentos con el desagüe de fondo e inicia el movimiento de vaciado de la presa. Se han analizado las variables de calado, velocidad y presión y sus resultados se presentan en la **Tabla 3-28**.

**Tabla 3-28**

*Índice de convergencia de Malla*

<b>ÍNDICE DE CONVERGENCIA DE MALLA</b>			
parámetro	presión	Calado	Velocidad
Unidades	Pa	m	m/s
r21	1.66269808	1.66269808	1.66269808
r32	1.34900067	1.34900067	1.34900067
$\Phi 1$	2938.28	0.5092	1.8206
$\Phi 2$	2865.16	0.50591	1.894
$\Phi 3$	3134.22	0.4944	1.188
P	3.87722757	4.78718107	6.01240836
$\Phi 21_{extr}$	2950.1111	0.50951621	1.8169776
$\Phi 32_{extr}$	2742.42347	0.50951621	2.03382865
err rel21	2.49%	0.65%	4.03%
err rel32	9.39%	2.28%	37.28%
<b>GCI Coarse</b>	<b>5.3547%</b>	<b>1.2973%</b>	<b>21.2549%</b>
<b>GCI Fine</b>	<b>0.50%</b>	<b>0.08%</b>	<b>0.48%</b>

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

Un valor de GCI de cero para una variable en un punto indicaría una independencia de malla perfecta, pero es imposible obtenerla debido a los errores

numéricos de redondeo. Diferentes variables convergen con una tasa diferente dependo de los procesos que dominan el flujo y tendrá valores de  $GCI$  diferentes, Es así como queda a criterio del modelador decidirá cuál es un nivel aceptable de dependencia de malla. (S. N. Lane et al., 2005). Es importante enfatizar que el  $GCI$  no son estimadores de error, sino bandas de error resultado de la aplicación de un factor de seguridad (Roache, 1997).

Se observa que según la formulación establecida por (Celik, 2000), el  $GCI(fine)$  tiene un valor que ha criterio de los proyectistas presenta un nivel adecuado de independencia de malla para las variables de importancia analizadas.

### **3.5.2 CALIBRACIÓN DE MODELO NUMÉRICO**

Con la configuración del modelo según se ha definido con anterioridad se han planteado dos fases de modelación numérica, y a su vez dos fases de calibración, esto debido al costo computacional que requiere una permutación de variables de turbulencia, y arrastre de sedimentos, así como su calibración.

La primera Fase corresponde a la calibración en el modelo numérico construido con la exclusión del paquete de sedimentos y el mallado correspondiente a este grupo. Ya definidos los mallados y variables físicas, así como las condiciones de contorno su enfoque es determinar el mejor modelo de turbulencia para el modelo analizado, considerándose al mejor ajuste al que presenta un menor valor de error en la envolvente de presiones obtenida del modelo físico en el del desagüe de fondo derecho.

La segunda Fase corresponde a la calibración del canal resultado del arrastre de sedimentos debido al efecto del desagüe de fondo en el embalse, esta fase compara los parámetros obtenidos de la geometría del bloque socavado y los resultados comparados con el modelo físico, esta calibración se da en función de dos de los métodos de arrastre del módulo de "Scour" de Flow-3D con la aplicación de los modelos empíricos de Meyer Peter Muller y Van Rijn, y la variación del coeficiente de arrastre obteniendo la mejor combinación para el ajuste de forma y calibración del modelo.

### 3.5.2.1 Calibración Fase I – Influencia del modelo de turbulencia

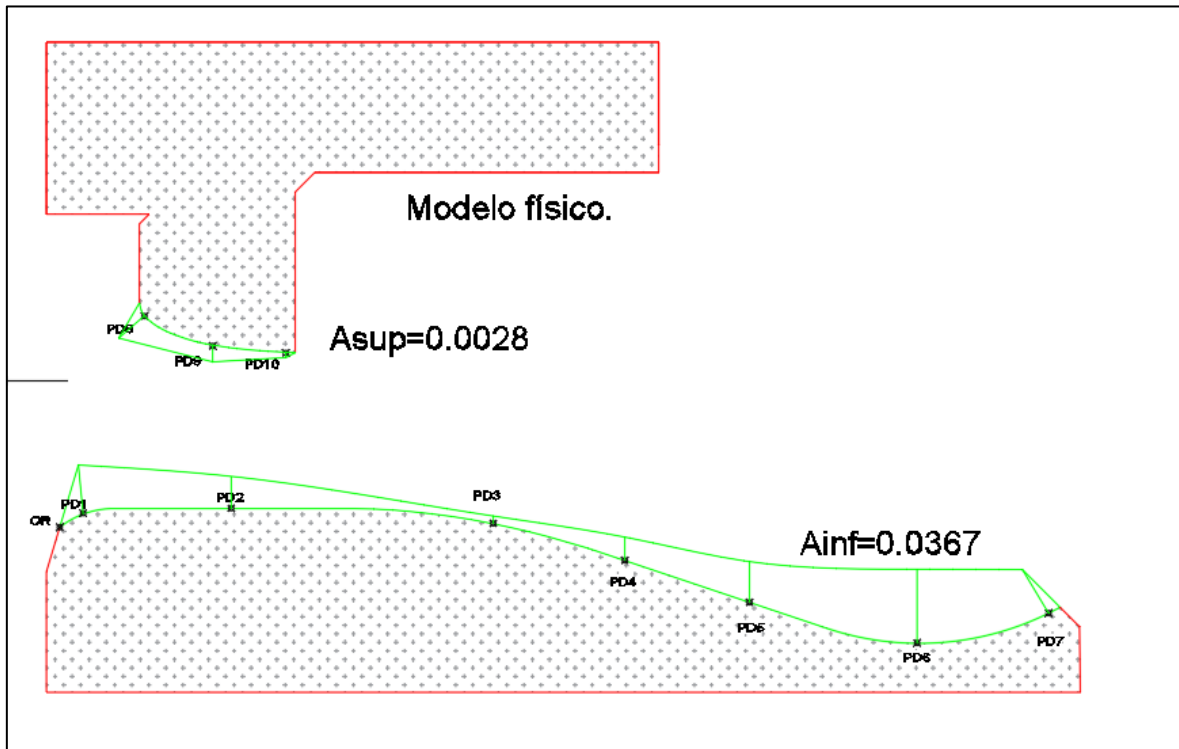
Con los parámetros ya definidos, se ha planteado la modelación numérica con pruebas para los tres métodos de cálculo de modelos de turbulencia de dos ecuaciones  $\kappa$ - $\omega$ , RNG y  $\kappa$ - $\epsilon$ , con y los valores de longitud de mezcla ya presentados. Con el fin de determinar los errores porcentuales de la envolvente de presiones en el desagüe de fondo. Y buscar así el modelo que mejor representa las condiciones físicas del modelo.  $\kappa$ - $\omega$

- **Medición de puntos de presión**

Para cada modelo se verificaron los valores de presión y se comparó con la curva generada por los puntos adimensionales obtenida en la FASE II, del proyecto Toachi, es importante señalar que se realizó para el caudal de 0.06405 m<sup>3</sup>/s, por economía del cálculo y por demostrar resultados más consistentes. A continuación, se muestran los resultados para cada modelo de turbulencia. Y su comparación con la envolvente de la sección **3.2.6.2 Distribución de presiones en desagües de fondo.**

Luego de analizar exhaustivamente las mediciones del modelo numérico se encontró que una comparación holística del proceso físico se define con la comparación de las envolventes de presión mas no la comparación punto a punto de los piezómetros del modelo físico con los “Probes” del modelo numérico, se presentan las mediciones en los puntos de la **Figura 3-58.**





**Figura 3-58** Envolvente de presiones Modelo físico

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.

- **K- $\omega$**

**Tabla 3-29**

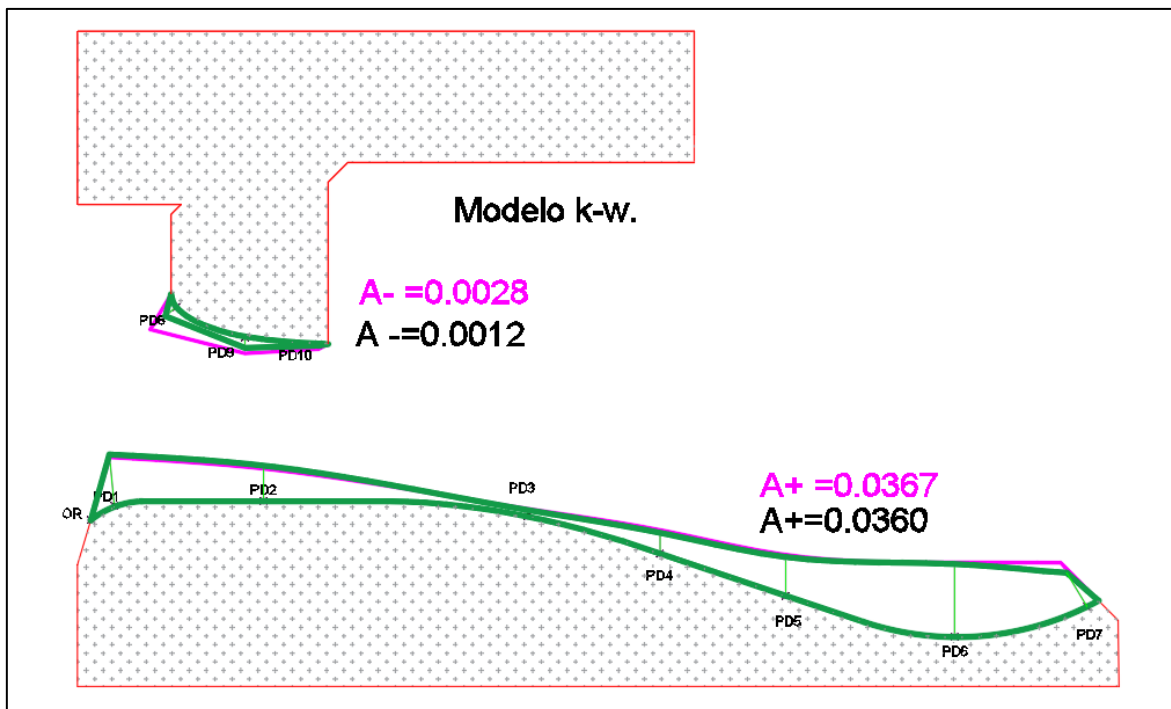
Medición de presiones y parámetro adimensional  $\kappa\text{-}\omega$

Identificador	Presión Modelo Numérico (cm)	Presión Modelo Físico (cm)	P/Hm Modelo Numérico	P/Hm-Modelo físico	Error (%)
PD1	27.81	24.90	0.55	0.51	-11.70%
PD2	18.87	16.15	0.37	0.33	-16.84%
PD3	3.46	3.90	0.07	0.08	11.23%
PD4	11.03	11.75	0.22	0.24	6.12%
PD5	20.49	20.40	0.40	0.42	-0.43%
PD6	38.60	37.10	0.76	0.76	-4.04%
PD7	20.46	25.50	0.40	0.52	19.75%
PD8	-7.59	-17.15	-0.15	-0.35	55.75%
PD9	-6.05	-8.40	-0.12	-0.17	28.02%
PD10	-1.11	-2.75	-0.02	-0.06	59.48%

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

Con los valores de la **Tabla 3-29** adimensionales descritos se construye la curva de envolventes de presiones para el modelo numérico con el modelo físico para analizar el fenómeno físico y no puntos aislados de presión. En la **Figura 3-59**

en purpura se presenta el modelo físico y Verde el modelo numérico para esta y las siguientes representaciones



**Figura 3-59** Envoltura de presiones Modelo numérico k- $\omega$

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

Realizando el análisis correspondiente de las envolturas se observa una buena representación de las presiones en la base del desagüe de fondo, no así en la cara superior las presiones no se representan correctamente y de manera global se presenta un error del 5.82% entre las envolturas **Tabla 3-30**.

**Tabla 3-30**

*Comparación de envoltura de presión K- $\omega$*

Área envoltente (+)	0.0367	0.0360
Área envoltente (-)	0.0028	0.0012
<b>Total</b>	0.0395	0.0372
<b>Desviación</b>	<b>5.82%</b>	

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

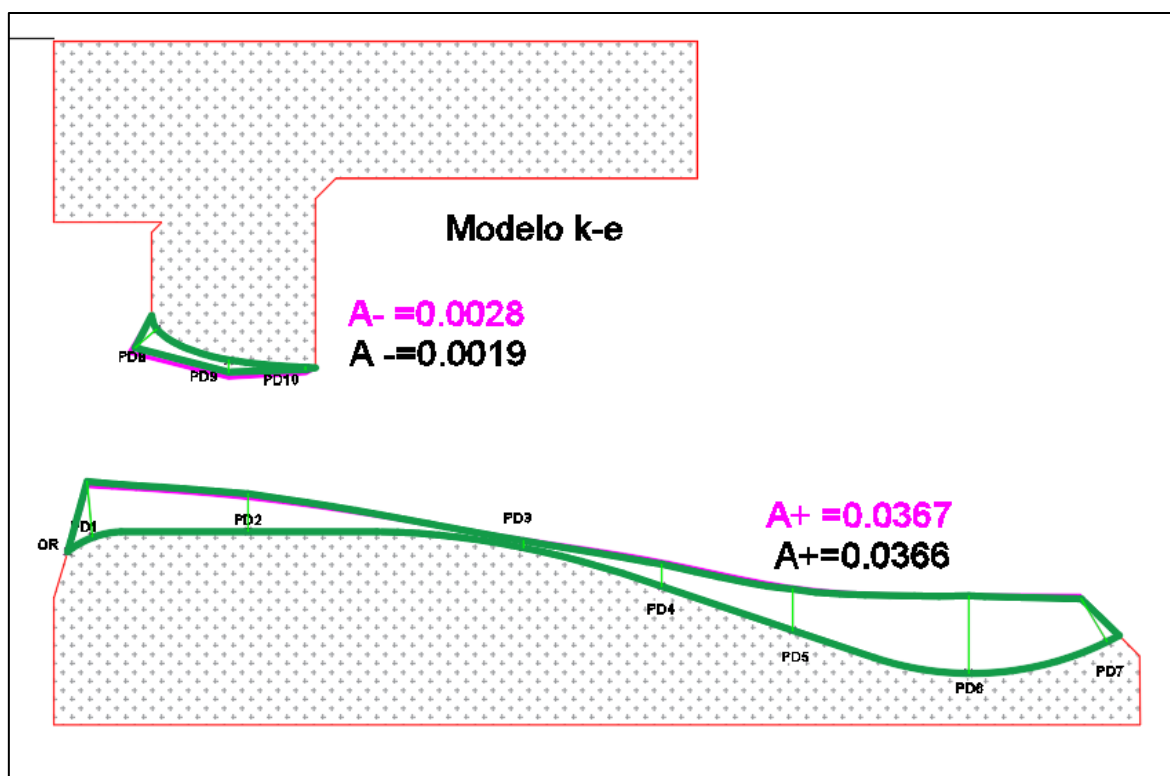
- K-ε

**Tabla 3-31**

*Medición de presiones y parámetro adimensional K-ε*

Identificador	Presión Modelo Numérico (cm)	Presión Modelo Físico (cm)	P/Hm	P/Hm-Modelo	Error (%)
PD1	27.95	24.90	0.55	0.51	-12.24%
PD2	18.88	16.15	0.37	0.33	-16.89%
PD3	3.50	3.90	0.07	0.08	10.19%
PD4	11.05	11.75	0.22	0.24	5.96%
PD5	20.48	20.40	0.40	0.42	-0.41%
PD6	38.58	37.10	0.76	0.76	-3.98%
PD7	24.80	25.50	0.49	0.52	2.75%
PD8	-14.35	-17.15	-0.28	-0.35	16.32%
PD9	-6.07	-8.40	-0.12	-0.17	27.77%
PD10	-1.11	-2.75	-0.02	-0.06	59.77%

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020



**Figura 3-60** Envoltura de presiones Modelo numérico k-ε

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

Realizando el análisis correspondiente de los valores obtenidos en la **Tabla 3-31** para generar las envolventes de la **Figura 3-60** se observa una buena representación de las presiones en la base del desagüe de fondo, y parcialmente un buen resultado en la cara superior con un punto marcado de error fuerte en el punto de medición P10, de manera global se presenta un error del 2.53% entre las envolventes **Tabla 3-32**.

**Tabla 3-32**

*Comparación de envolvente de presión K-ε*

Área envolvente (+)	0.0367	0.0366
Área envolvente (-)	0.0028	0.0019
Total	0.0395	0.0385
<b>Desviación</b>	<b>2.53%</b>	

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

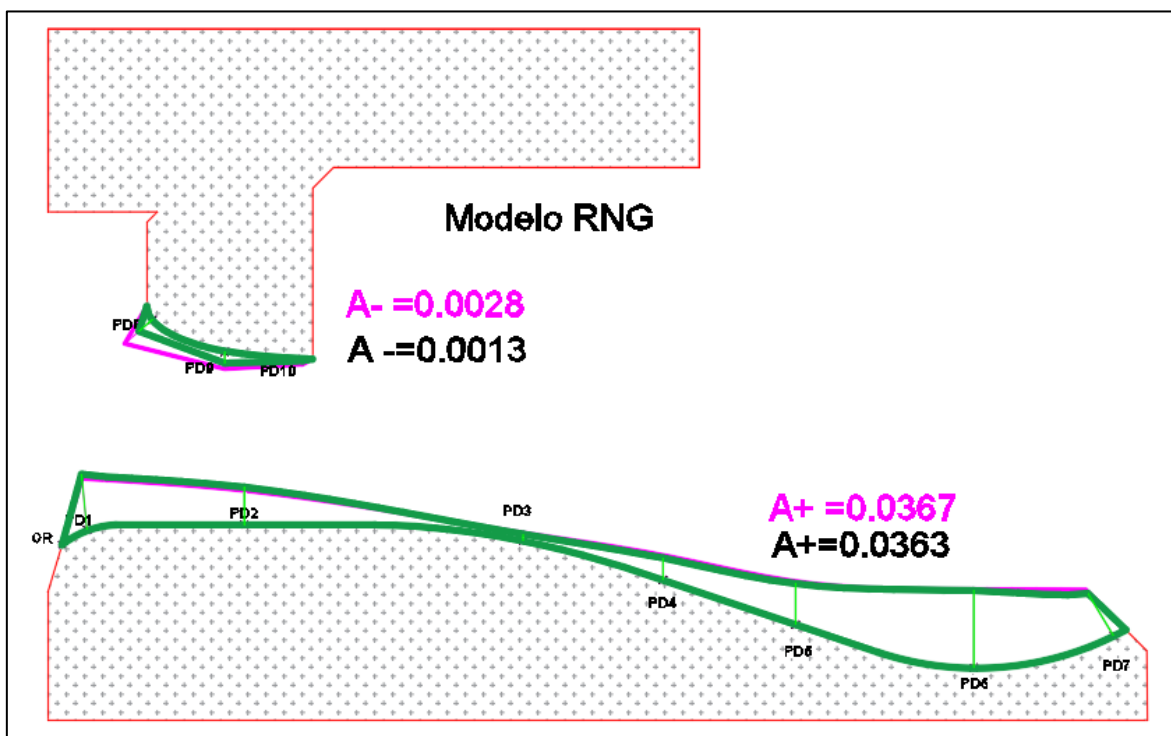
- **RNG**

**Tabla 3-33**

*Medición de presiones y parámetro adimensional RNG*

Identificador	Modelo numérico	Modelo físico	Modelo numérico	Modelo físico	Error (%)
	P/γ (cm)	P/γ (cm)	P/γ/Hm	P/γ/Hm	
PD1	27.86	24.90	0.54	0.51	-11.88%
PD2	18.86	16.15	0.36	0.33	-16.75%
PD3	3.49	3.90	0.07	0.08	10.56%
PD4	11.03	11.75	0.21	0.24	6.15%
PD5	20.47	20.40	0.40	0.42	-0.33%
PD6	38.46	37.10	0.74	0.76	-3.67%
PD7	24.75	25.50	0.48	0.52	2.94%
PD8	-8.73	-17.15	-0.17	-0.35	49.10%
PD9	-6.05	-8.40	-0.12	-0.17	28.00%
PD10	-1.11	-2.75	-0.02	-0.06	59.46%

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020



**Figura 3-61** Envolvente de presiones Modelo numérico RNG

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

Realizando el análisis de los valores de la **Tabla 3-33** para generar las envolventes de la **Figura 3-61** se observa una buena representación de las presiones en la base del desagüe de fondo, y fuertes errores en la cara superior en al igual que en el modelo K- $\omega$  en el PD8 , de manera global se presenta un error del 4.81% entre las envolventes **Tabla 3-34**.

**Tabla 3-34**

*Comparación de envolvente de presión RNG*

Área envolvente (+)	0.0367	0.0363
Área envolvente (-)	0.0028	0.0013
Total	0.0395	0.0376
<b>Desviación</b>	<b>4.81%</b>	

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

- **Selección del modelo de turbulencia**

Luego de verificar los valores se considera existe una variación pequeña entre los tres modelos de turbulencia de 2 ecuaciones con un valor más ajustado para el modelo de dos ecuaciones  $\kappa$ - $\epsilon$  con un valor de desviación del 2.53 % el

detalle importante es que este modelo represento mejor las presión en la cara superior de desagüe de fondo marcando su ventaja sobre el resto, es importante señalar que el modelo RNG tuvo una buena representación del fenómeno hidráulico en el desagüe de fondo en la cara inferior, por la dificultad y costo computacional este trabajo de titulación tomara para la fase II de calibración únicamente el modelo de turbulencia K- $\epsilon$  por sus buenos resultados, sin embargo alentamos se pruebe en otros proyectos y estudios el modelo de turbulencia RNG con las ecuaciones de arrastre de sedimentos con fines comparativos.

Los datos obtenidos en modelo numérico, utilizando el método de cálculo de modelo de turbulencia k- $\epsilon$ , mostraron los siguientes resultados de interés para efectos de la calibración. En relación con la continuidad del modelo, el caudal de salida se evaluó en un valor de 64.41 l/s el mismo que presenta un 0.56% de error en relación con el caudal de entrada correspondiente a 64.05 l/s. En relación con el valor de carga Hm en el embalse, en el modelo numérico se obtuvo un valor de 50.90 cm, que presenta un error de 4.21% en relación con el valor de 48.84 cm medido en modelo físico. El error, en ambos casos, se considera admisible.

### **3.5.2.2 Fase II Calibración de modelo numérico con arrastre de sedimentos**

Dentro las modelaciones de los diferentes escenarios lo que se busca es calibrar los datos del modelo numérico con los resultados obtenidos en la experiencia en el modelo físico. Se han realizado diferentes simulaciones tanto con funcionamiento de desagüe derecho como con funcionamiento de desagüe izquierdo, variando el parámetro del Entrainment Coefficient, ángulo de reposo y rugosidad de Nikurasde, con la finalidad de calibrar uno de los dos datos medidos en modelo físico que son la forma del área de socavación (ancho y longitud) y la profundidad socavada en el lecho.

- **Parámetros de modelación**

En la **Tabla 3-35** se da un resumen de los parámetros que se fueron variando para la calibración del modelo numérico.

**Tabla 3-35***Variación de parámetros para la calibración del modelo numérico*

Desague de fondo	Q Modelo	Entrainment Coefficient			Ángulo de reposo			Bed roughness/ D50		
	$m^3/s$	0.018	0.020	0.025	34	37	40	1	2	6.6
Derecho	0.02005		x	x	x			x	x	
	0.03016			x	x				x	
	0.03253			x	x			x	x	
Izquierdo	0.03198	x	x	x	x			x	x	x
Derecho e Izquierdo	0.0374				x			x		
	0.04245				x	x	x	x		

**Fuente:** Cevallos y Ochoa 2020

De igual manera se probaron los modelos con las ecuaciones de transporte de Meyer-Peter&Muller, y Van Rijn con las que cuenta el programa FLOW3D, según el detalle indicado en la **Tabla 3-36**.

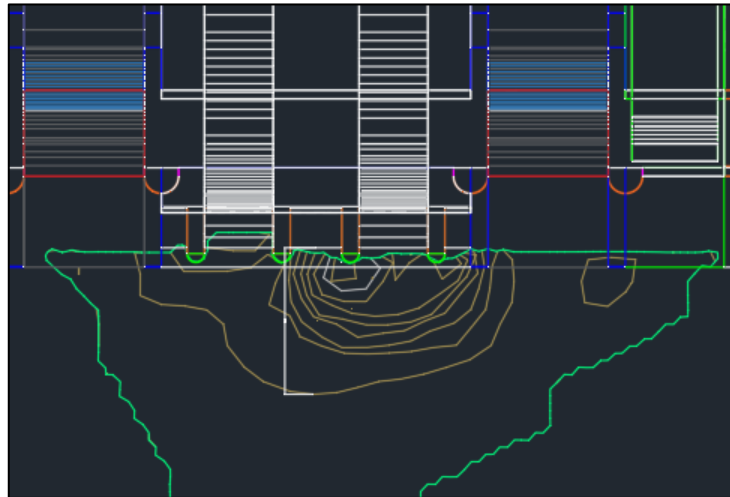
**Tabla 3-36***Pruebas variando la ecuación de transporte*

Desague de fondo	Q Modelo	Ecuación de transporte	
	$l/s$	Meyer-Peter&Muller	Van Rijn
Derecho	20.05	x	x
	30.16	x	
	32.53	x	x
Izquierdo	31.98	x	x
Derecho e Izquierdo	37.4	x	
	42.45	x	x

**Fuente:** Cevallos y Ochoa 2020

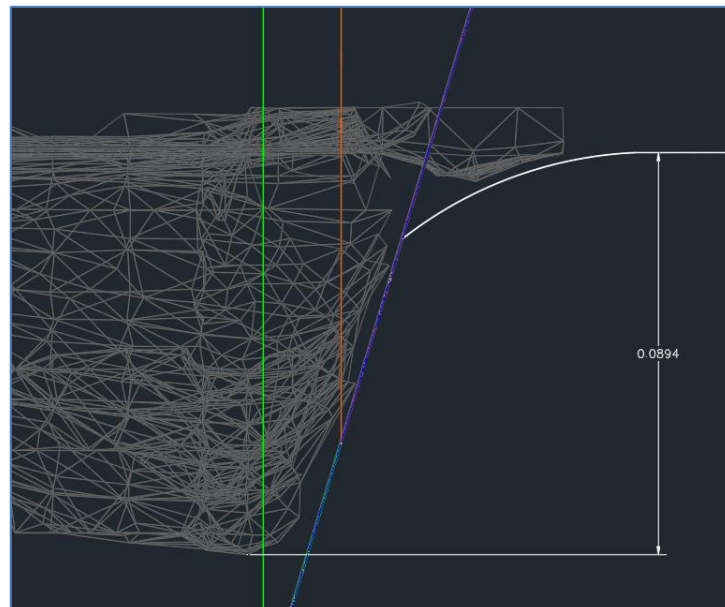
### 3.5.2.3 Medición de variables de arrastre de sedimentos

Los STL de los resultados obtenidos de los diferentes escenarios del modelo numérico en FLOW3D se han exportado en formato .STL para ser leídos por el programa Fusion360, el mismo que nos permite transformar los datos del STL de resultados en archivo de líneas con información de posición y cota que puedan ser leídos en Civil3D como se puede observar en la **Figura 3-62** y **Figura 3-63**. En el programa CIVIL 3D se puede generar con esta información superficies de nivel las mismas que pueden ser comparadas con las superficies resultantes en modelo físico. Además de la comprobación cualitativa de las formas, se han realizado mediciones de la longitud de lavado y la profundidad de dragado del material en el cuenco resultante luego del proceso de lavado a través de los desagües de fondo.



**Figura 3-62** Medición de la longitud de lavado en CIVIL 3D

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.



**Figura 3-63** Medición de la profundidad de dragado en CIVIL 3D

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.

#### 3.5.2.4 Calibración del modelo mediante la variación de parámetros

En la simulación numérica la selección del modelo de turbulencia y los coeficientes en la fórmula arrastre son de gran importancia, la máxima profundidad de variación de la profundidad puede variar hasta el doble en función de los parámetros seleccionados. Las modelaciones numéricas tridimensionales del proceso de socavación requieren altos costos computacionales. Requieren de un



proceso de calibración de los parámetros principales para contrastarlos con otras fuentes. (Castillo & Carrillo, 2017)

Se han realizado diferentes modelaciones modificando los principales parámetros que permite seleccionar el programa, con la finalidad de analizar la influencia de estos en la modelación propiamente dicha y en la obtención de resultados. Los parámetros que han sido estudiados son los siguientes:

- Entrainment Coefficient
- Ángulo de reposo
- Rugosidad de Nikuradse
- Ecuación de transporte

- **Ecuación de transporte**

Las ecuaciones de transporte que han sido utilizadas en la elaboración de este proyecto de titulación son las de Meyer-Peter&Muller y la de Van Rijn. El escenario que ha sido probado para validar estas ecuaciones es el del funcionamiento combinado de los desagües de fondo, con un caudal de 42.42 l/s y para el caso de funcionamiento de desagüe derecho con un caudal de 20.05l/s. En este apartado se reportan los resultados con el funcionamiento del desagüe derecho.

**Tabla 3-37**

*Comparación de resultados entre las ecuaciones de transporte  $Q = 0.02005 \text{ m}^3/\text{s}$*

Ecuación de Transporte	Modelo Físico		Modelo Numérico		Error porcentual con relación al modelo físico	
	Longitud (m)	Profundidad (m)	Longitud (m)	Profundidad (m)	Longitud	Profundidad
Meyer-Peter&Muller	21.45	6.85	22.34	5.52	-4.15%	19.42%
Van Rijn			39.18	6.24	-82.66%	8.91%

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.

Del análisis de la **Tabla 3-37** se concluye que la ecuación de Meyer-Peter&Muller representa mejor el fenómeno en comparación a los resultados obtenidos en el modelo físico. Si bien el valor de profundidad se aproxima de mejor

manera con la ecuación de Van Rijn, la diferencia que existe en el parámetro de longitud esta fuera de los parámetros admisibles.

#### - Ángulo de reposo

Se han probado tres ángulos de reposo para calibrar el modelo. En el estudio de modelo físico no se hicieron las pruebas granulométricas correspondientes para encontrar el valor del ángulo de reposo de la arena utilizada, entonces para la calibración del modelo se debió probar con diferentes valores que se encuentran respaldados en la bibliografía. En la **Tabla 3-38** se detalla este análisis.

**Tabla 3-38**

*Resultados con diferentes ángulos de reposo del material  $Q = 42.45$  l/s*

Ángulo de reposo	Modelo Físico		Modelo Numérico		Error porcentual con relación al modelo físico	
	Longitud (m)	Profundidad (m)	Longitud (m)	Profundidad (m)	Longitud	Profundidad
34	136.25	8.5	136.25	5.88	0.00%	30.82%
37			136.25	5.49	0.00%	35.41%
40			136.25	5.00	0.00%	41.18%

**Fuente:** Cevallos y Ochoa 2020.

Según el estudio de (E. W. Lane, 1953), los ángulos de reposo de arenas finas oscilan entre los 28 y 40 grados respectivamente, razón por la cual sería coherente tomar un valor medio para este trabajo de titulación, el mismo que corresponde a un valor de 34°. Este valor se encuentra respaldado con la calibración tal como se puede ver en la Tabla 3-38, en la cual se detalla que la menor desviación se obtiene con un ángulo de reposo de 34°. Reducir el valor del ángulo de reposo en realidad no supondría obtener valores de profundidad de socavación con menor grado de desviación, razón por la cual se mantiene la conclusión indicada, de dar como valor óptimo de ángulo de reposo el de 34 grados.

**Tabla 3-39**

*Comportamiento de la profundidad de lavado en función del ángulo de reposo*

Intervalo	% Incremento ángulo de reposo	% Diferencia de Profundidad (m)
34 -37	8.82%	6.63%
37-40	8.11%	8.93%
34-40	17.65%	14.97%

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.

En la **Tabla 3-39** se puede analizar que existe una relación directa entre el ángulo de reposo y los valores de la profundidad de socavación de lavado. El análisis indicaría que se debería tomar el valor de los valores recomendado por la bibliografía, pero ante la incertidumbre se ha decidió para este trabajo usar el valor medio de 34°.

- **Rugosidad de Nikurasde**

Se han probado tres valores de la rugosidad de Nikurasde para calibrar el modelo. Los valores referenciales se tomaron del estudio de (Garcia, 2008) en los que detalla diferentes valores para este coeficiente. Para probar la calibración de este parámetro, se indica los escenarios de modelación correspondientes al caudal de 0.03253 m<sup>3</sup>/s para el funcionamiento unitario del desagüe de fondo derecho.

**Tabla 3-40**

*Comportamiento de parámetros en función de la rugosidad de Nikurasde*

Rugosidad de Nikurasde	Modelo Físico		Modelo Numérico		Error porcentual con relación al modelo físico	
	Longitud (m)	Profundidad (m)	Longitud (m)	Profundidad (m)	Longitud	Profundidad
1	19.15	7.25	20.11	5.25	-5.01%	27.59%
2			18.45	4.97	3.66%	31.45%
6.6			17.82	4.85	6.95%	33.10%

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.

Como se puede ver en la **Tabla 3-40**, el coeficiente de Nikurasde que mejor representa el fenómeno físico con los valores obtenidos de la longitud de lavado, es el correspondiente al valor de dos (2.0).

- **Entrainment Coefficient**

Para probar los valores del Entrainment Coefficient, se ha probado el escenario correspondiente al desagüe de fondo izquierdo, el mismo que corresponde a un caudal de 31.98 l/s en modelo.

Se inicio probando con el valor por defecto que trae el programa, el cuál corresponde a un valor de 0.018, pasando luego al valor de 0.020 y finalmente el de 0.0025. Estas modelaciones fueron realizadas con los siguientes valores de los diferentes parámetros, los mismo que luego de ser analizados dieron los resultados óptimos:

- Ángulo de reposo = 34°
- Ecuación de transporte = Meyer-Peter&Muller
- Rugosidad de Nikurasde = 2

Los resultados obtenidos de las diferentes modelaciones son analizados a en la **Tabla 3-41**, **Tabla 3-42**, **Tabla 3-43** y **Tabla 3-44**.

**Tabla 3-41**

*Resultados obtenidos con Entrainment Coefficient de 0.018*

Tiempo (s)	L (prototipo)	P (prototipo)	%Variación L	%Variación P
80	8.5	3.35	0.00%	0.00%
100	9.71	3.40	14.24%	1.49%
120	10.47	3.55	7.83%	4.41%
140	10.81	3.56	3.22%	0.14%
160	11.1	3.57	2.71%	0.28%
200	12.54	3.59	12.97%	0.70%
210	15.96	5.25	27.27%	46.24%
220	15.96	5.25	0.00%	0.00%
230	15.98	5.25	0.13%	0.00%

**Fuente:** Cevallos y Ochoa 2020.

**Tabla 3-42**

*Resultados obtenidos con Entrainment Coefficient de 0.020*

Tiempo (s)	L (prototipo)	P (prototipo)	%Variación L	%Variación P
30	9.68	2.88	0.00%	0.00%
50	15.37	3.44	58.86%	19.44%
40	15.45	3.45	0.52%	0.29%
60	15.66	3.52	1.36%	1.88%
70	15.71	3.80	0.32%	8.11%
80	15.77	3.89	0.35%	2.24%
100	15.84	3.93	0.48%	1.16%
120	15.91	3.99	0.44%	1.53%
140	15.93	4.00	0.09%	0.25%
160	15.94	4.20	0.06%	5.00%

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.

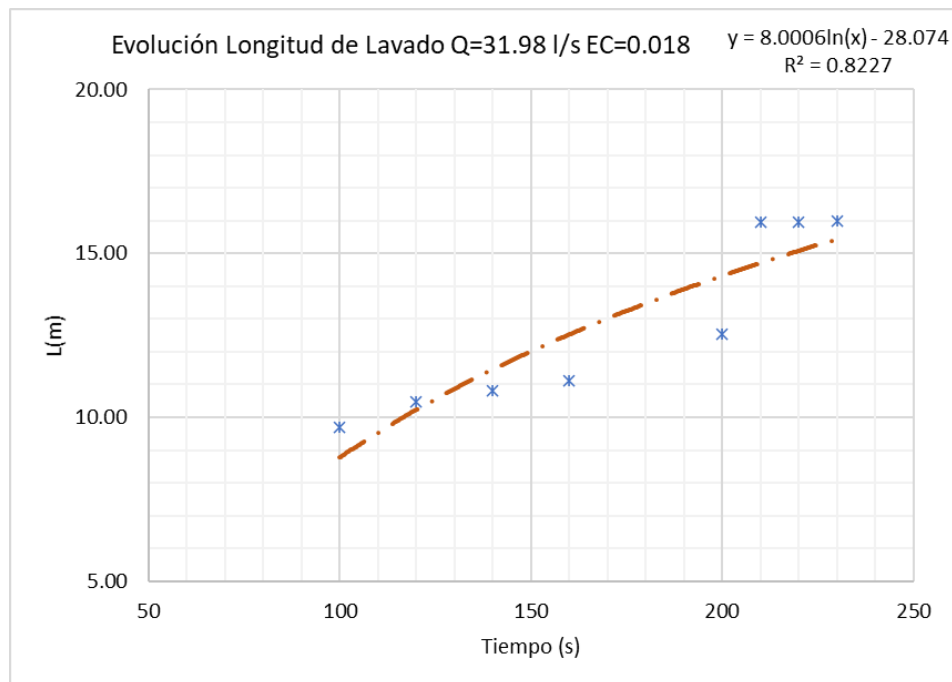
**Tabla 3-43**

*Resultados obtenidos con Entrainment Coefficient de 0.025*

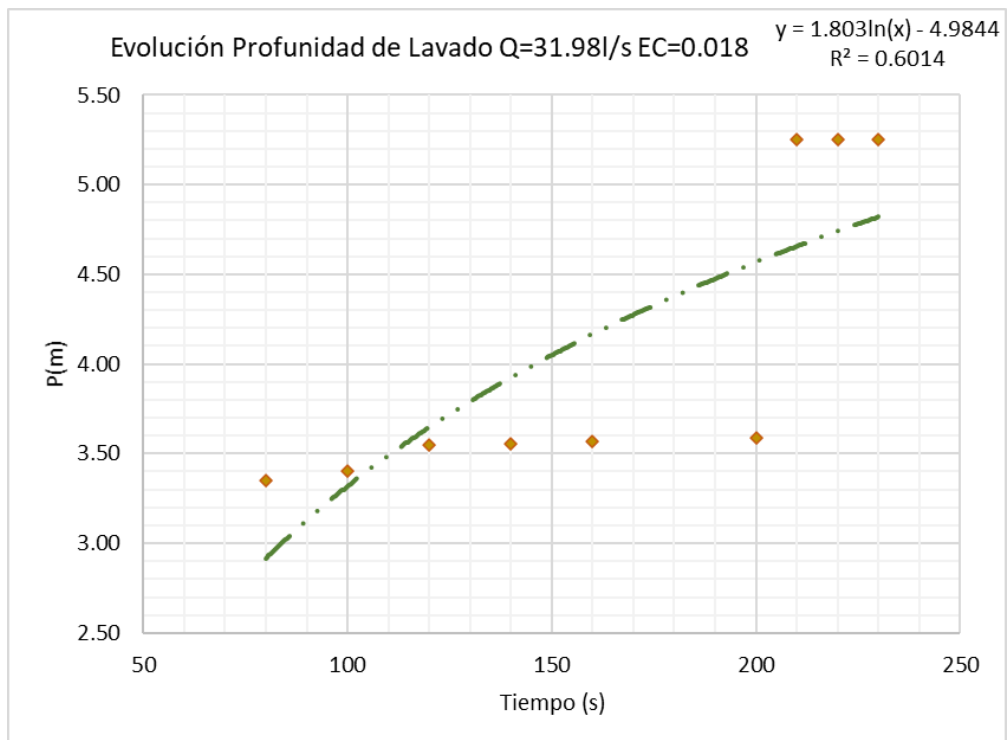
Tiempo (s)	L (prototipo)	P (prototipo)	%Variación L	%Variación P
30	15.11	2.9	0.00%	0.00%
40	15.33	3.36	1.42%	15.86%
60	15.55	3.46	1.44%	2.83%
70	15.65	3.75	0.68%	8.54%
100	15.97	3.75	2.04%	0.00%
120	15.97	3.75	0.00%	0.00%
140	16.01	3.75	0.22%	0.00%
160	16.02	3.75	0.06%	0.00%
200	16.14	3.78	0.78%	0.80%
210	16.14	4.25	0.00%	12.43%
270	18.94	4.25	17.35%	0.00%
300	20.51	4.25	8.26%	0.00%
360	21.6	4.25	5.32%	0.00%
400	21.85	4.25	1.18%	0.00%
<b>500</b>	<b>22.68</b>	<b>4.31</b>	<b>3.78%</b>	<b>1.29%</b>

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.

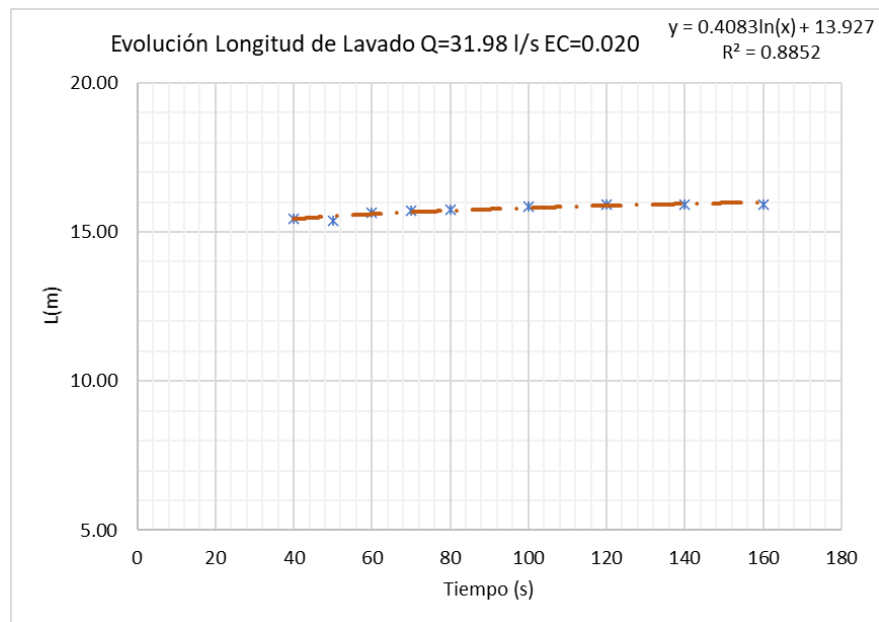
De la misma manera, se han desarrollado las figuras: **Figura 3-66**, **Figura 3-67**, **Figura 3-68** y **Figura 3-69** para tener un mejor entendimiento del fenómeno y la variación del Entrainment Coefficient. Se vio que, para la curva de correlación, la función que da la mejor correlación es la logarítmica.



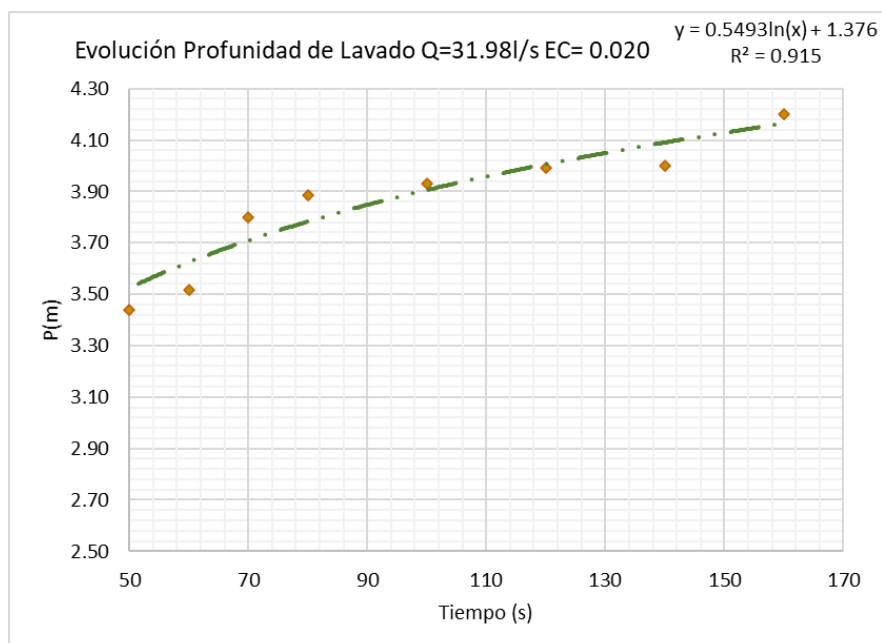
**Figura 3-64** Longitud de lavado con Entrainment Coefficient 0.018  
**Fuente:** Cevallos y Ochoa 2020.



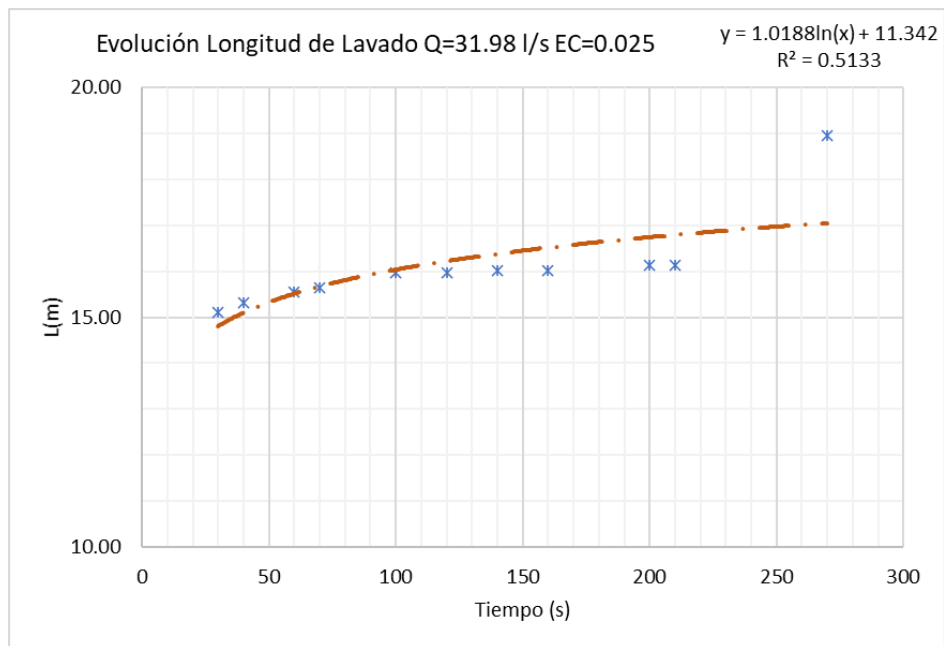
**Figura 3-65** Profundidad de lavado con Entrainment Coefficient 0.018  
**Fuente:** Cevallos y Ochoa 2020.



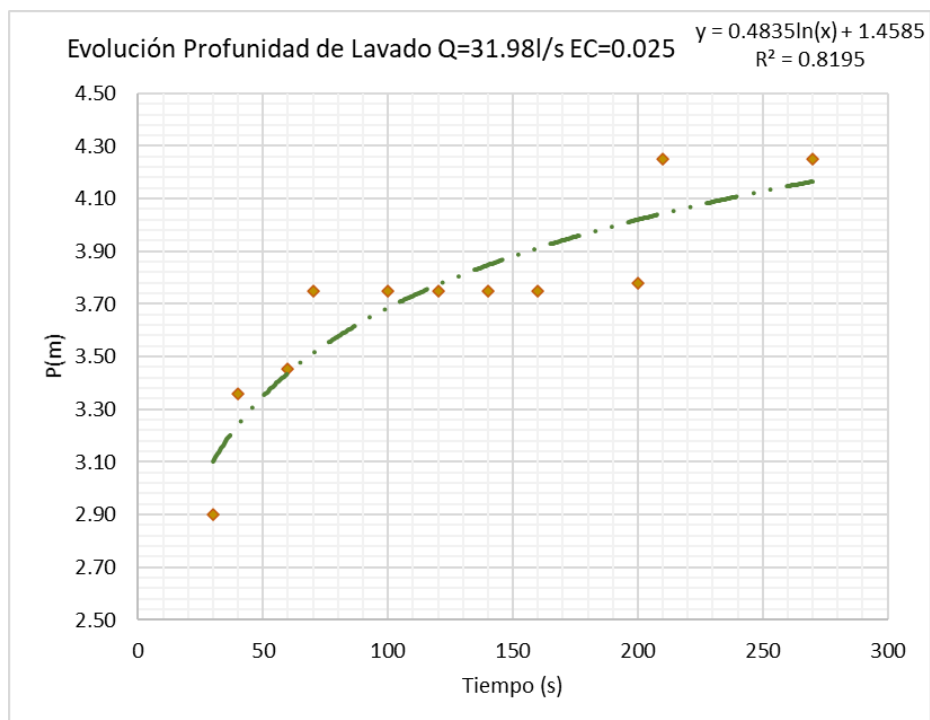
**Figura 3-66** Longitud de lavado con Entrainment Coefficient 0.020  
 Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.



**Figura 3-67** Profundidad de lavado con Entrainment Coefficient 0.020  
 Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.



**Figura 3-68** Longitud de lavado con Entrainment Coefficient 0.025  
**Fuente:** Cevallos y Ochoa 2020.



**Figura 3-69** Profundidad de lavado con Entrainment Coefficient 0.025  
**Fuente:** Cevallos y Ochoa 2020.



**Tabla 3-44***Análisis de resultados obtenidos variando el Entrainment Coefficient*

CE	Longitud (m)	Observaciones
0.018	15.9800	El valor evaluado en 230s es de 15.98m, manteniendo en las últimas tres mediciones valores muy similares con una variación prácticamente nula.
0.020	17.5280	El valor es evaluado con la fórmula de correlación a los 500s.
0.025	22.6800	Valor evaluado a los 500s.

**Fuente:** Cevallos y Ochoa 2020.

Se concluye que el coeficiente que representa de mejor manera el fenómeno físico comparando los valores de profundidad y longitud de lavado medidos en el modelo físico es el correspondiente a 0.025.

Además, en estos casos de análisis, se pudo observar dentro del comportamiento de la longitud de lavado, que esta crece proporcionalmente en función del aumento del Entrainment Coefficient, tal como se indica en la **Tabla 3-45**.

**Tabla 3-45***Comportamiento de la longitud de lavado en función del Entrainment Coefficient*

Intervalo	% Incremento CE	% Incremento Longitud (m)
0.018-0.020	11.11%	9.69%
0.020-0.025	25.00%	29.39%
0.018-0.025	38.89%	41.93%

**Fuente:** Cevallos y Ochoa 2020.

En el Anexo No.1 del presente trabajo de titulación, se presenta la comparación cualitativa entre los resultados obtenidos en el modelo físico y el modelo numérico.

### 3.6 METODOLOGÍA TEÓRICA DEL LAVADO DE SEDIMENTOS

La presente sección plantea la metodología teórica con la que se propondrá el plan de operación de desagüe de fondo en función de lo establecido en la literatura unificando criterios con los resultados obtenidos en el proceso de modelación numérica de acuerdo con las limitaciones propias de información objeto de este proyecto de titulación.

#### 3.6.1 CAUDAL SOLIDO

Se comparará las ecuaciones empíricas y los resultados obtenidos por medio de la modelación numérica con el fin de estimar los lavados y proponer el volumen de lavado de sólidos en función del caudal.

La capacidad de transporte de los lavados por flushing puede ser estimado usando el método empírico del IRTCES(1985), basado en observaciones del “Flushing” de presas en china, donde la practica predominante es el lavado anual, sin dar paso al proceso de consolidación de los sedimentos. (Atkinson, 1996)

La ecuación es:

$$Q_s = \Psi \frac{Q_f^{1.6} S^{1.2}}{W^{0.6}}$$

Ecuación 3-2

Donde:

- Q<sub>s</sub> es la capacidad de transporte de material solido (t/s)
- Q<sub>f</sub> es la descarga del flushing (m<sup>3</sup>/s)
- S es la pendiente del canal
- W es el ancho del canal (m)
- Ψ es la constante por tipo de sedimento
  - 1600 para sedimentos sueltos
  - 650 para sedimentos con tamaño medio más fino que 0.1 mm
  - 300 para sedimentos con tamaño medio mayor a 0.1 mm
  - 180 para lavados con baja descarga

El ancho de canal del flushing es una entrada para el método descrito anteriormente y se ha formulado una ecuación para estimarlo de acuerdo con el caudal de descarga.

$$Wf = 12.8Q_f^{0.5}$$

Ecuación 3-3

Para el valor de la pendiente transversal del canal, se toma como referencia aun valor muy bajo considerando que la arena se encuentra nivelada y un valor de cero no podría usarse para el cálculo, Para la constante de los sedimentos se considera una baja descarga considerando que son mayores a 0.1 mm y la movilidad de los sedimentos escalados es baja.

**Tabla 3-46**

*Estimación del caudal solido formulación teórica*

Estimación según Atkinson			
S	0.0001		
$\Psi$	180		
Qs	Q prototipo	Qmodelo	Wf
<b>ton/s</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>	<b>m</b>
1.27452315	354.437274	0.02005	240.9792584
2.16700431	533.158513	0.03016	295.5548862
2.39093803	575.05459	0.03253	306.9477871
2.33851971	565.331872	0.03198	304.34187
2.86636915	661.14484	0.03740	329.1230327

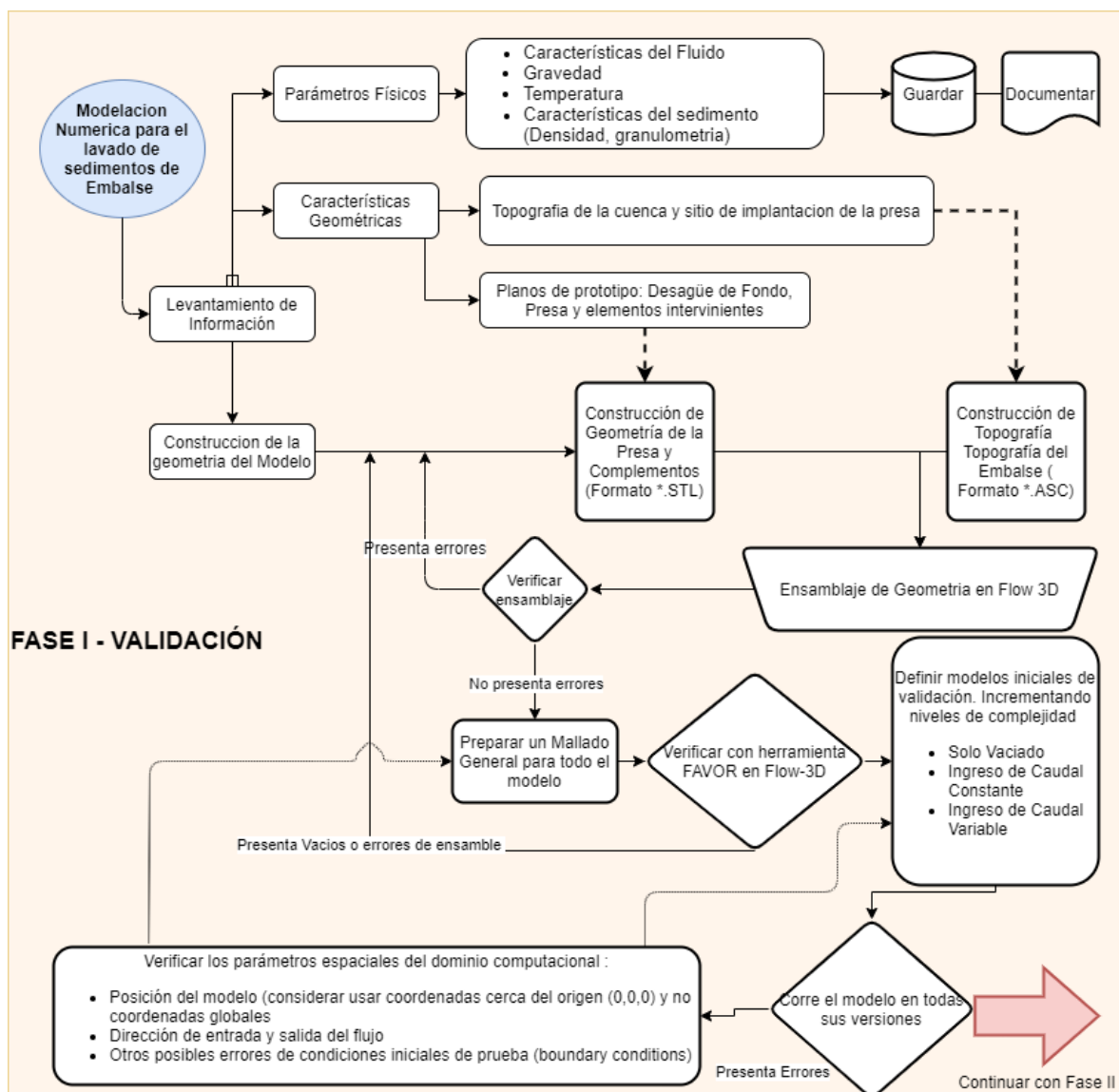
Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

Los valores calculados presentados en la **Tabla 3-46** dan una primera aproximación del lavado en el cauce con la formulación encontrada en la teoría.

## CAPITULO 4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

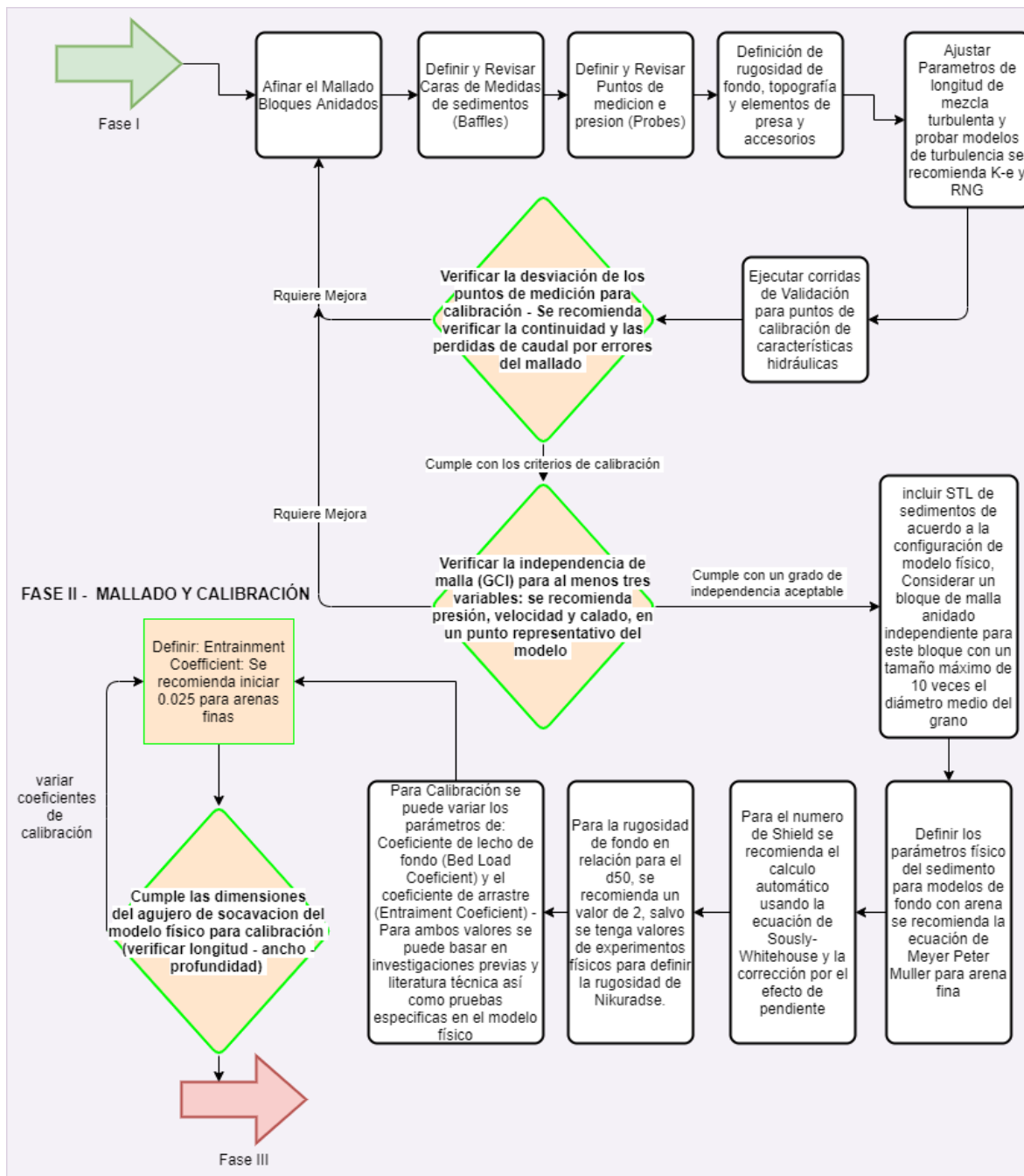
### 4.1 OPTIMIZACIÓN DE PROCESO DE MODELACIÓN NUMÉRICA

Luego del análisis de resultados y tomando como base el sugerido por (Barczak, 2019a) se propone el flujo de la **Figura 4-1**, **Figura 4-2** y **Figura 4-3** para la preparación de un modelo numérico con arrastre de sedimentos.



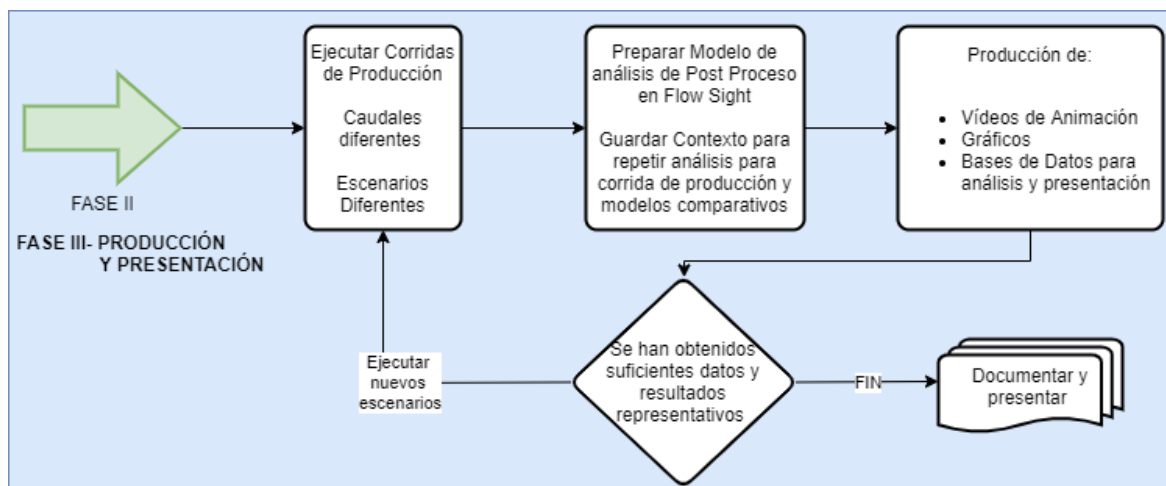
**Figura 4-1** Fase I -Construcción y Validación

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.



**Figura 4-2** Fase II – Afinación del mallado y calibración

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.



**Figura 4-3** Fase III – Producción y Post procesamiento

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.

Este flujograma de proceso establece por pasos las recomendaciones levantadas en mención a la experiencia obtenida por el equipo de titulación, se considera importante establecer estos parámetros iniciales para dar un enfoque practico en proceso de modelación y calibración para la producción de datos, y pensar en el costo operativo referente al tiempo de modelación. Las corridas del modelo de validación presentan tiempos variables con tiempos de duración de 1 a 3 días para corridas de validación de la construcción geométrica en la FASE I con tiempos de modelación de 500 a 1000 segundos buscando que el modelo presente condiciones de estabilidad. Corridas de calibración de 4 días por cada caudal, modelo de turbulencia, y variación de las distintas condiciones de calibración hidráulica (longitud de mezcla turbulenta) sin mallados ni elementos de sedimentos, siendo esta primera parte de la FASE II necesaria antes de integrar paquetes de sedimentos, los tiempos de calibración para esta fase varían de acuerdo con las condiciones propias del modelo tomando tiempos de modelación de 1000 a 1500 segundos para presentar estabilidad. El segundo momento de calibración se realiza con paquetes de sedimentos y una cara que pueda medir la tasa de lavado, estos modelos pueden ser muy inestables y cada iteración toma un tiempo aproximado de 20 días. Finalmente, en la fase de producción se pueden tomar modelos específicos para medir los parámetros requeridos, por el costo operativo y las limitaciones para verificar los datos se realizaron con 3 caudales de desagüe derecho y uno en desagüe izquierdo considerando que no se pueden validar los

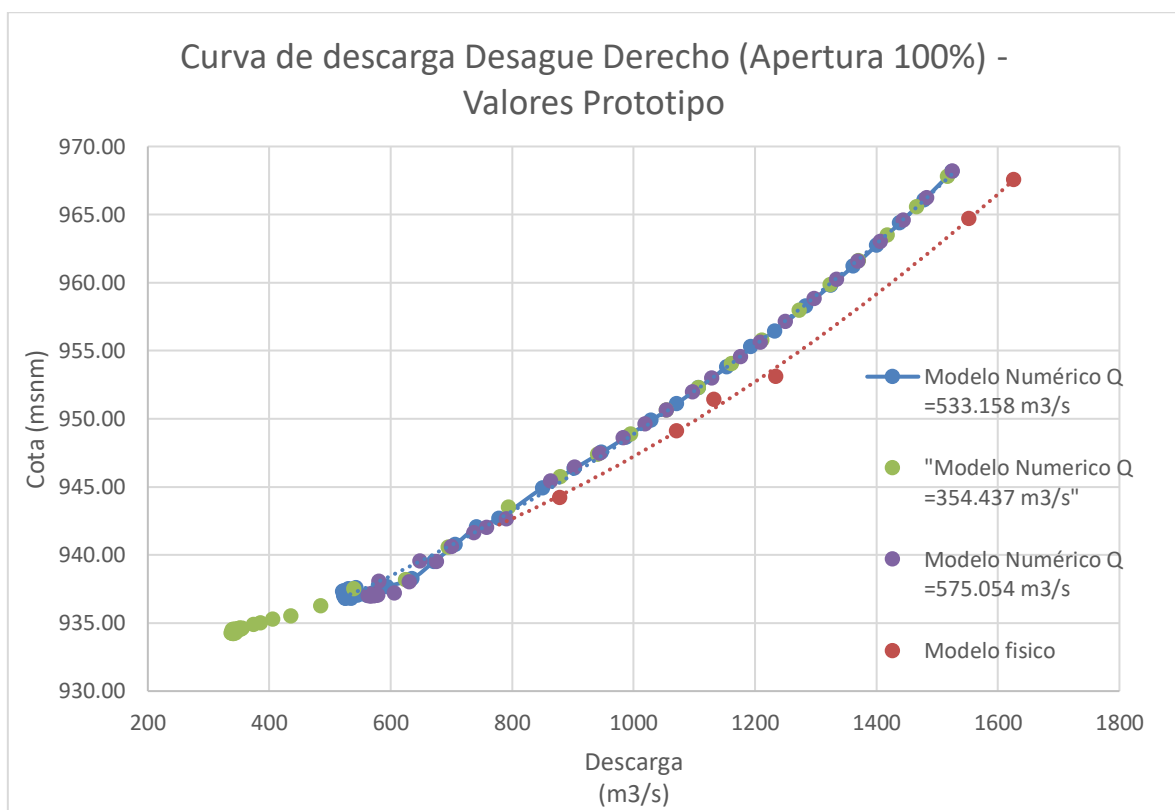
resultados con dos desagües abiertos al no tener parámetros de comparación y análisis con el modelo físico.

## 4.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA MODELACIÓN NUMÉRICA.

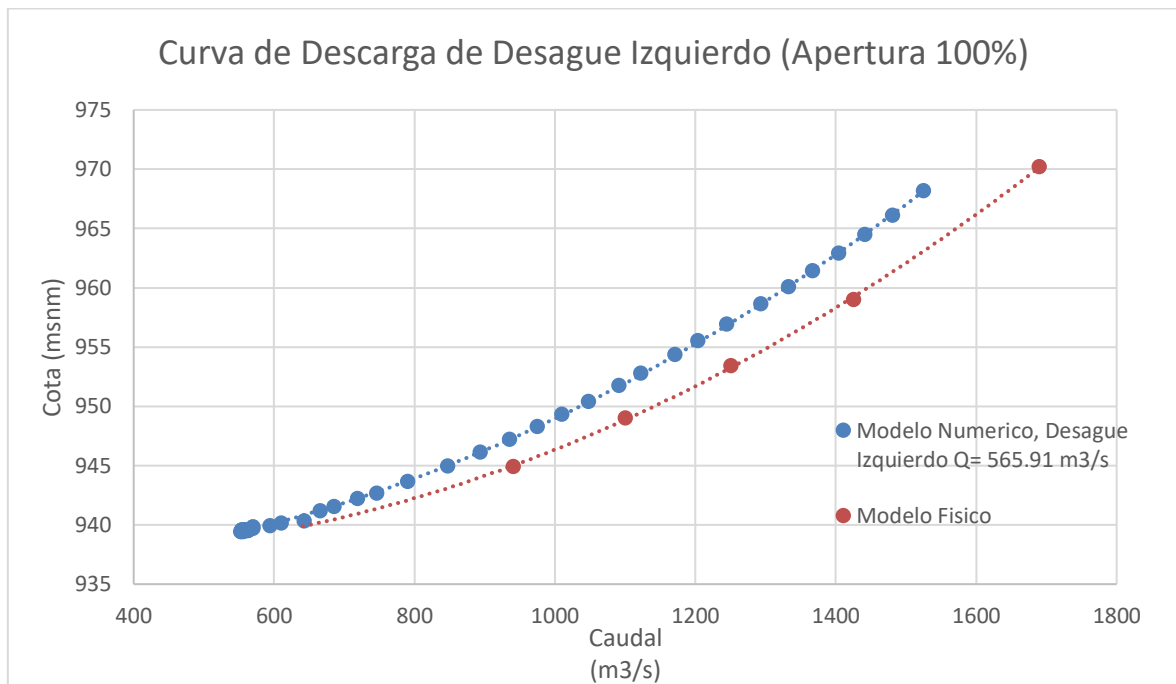
En esta sección se presentan resultados de los modelos calibrados y se interpretan sus valores

### 4.2.1 CURVA DE DESCARGA

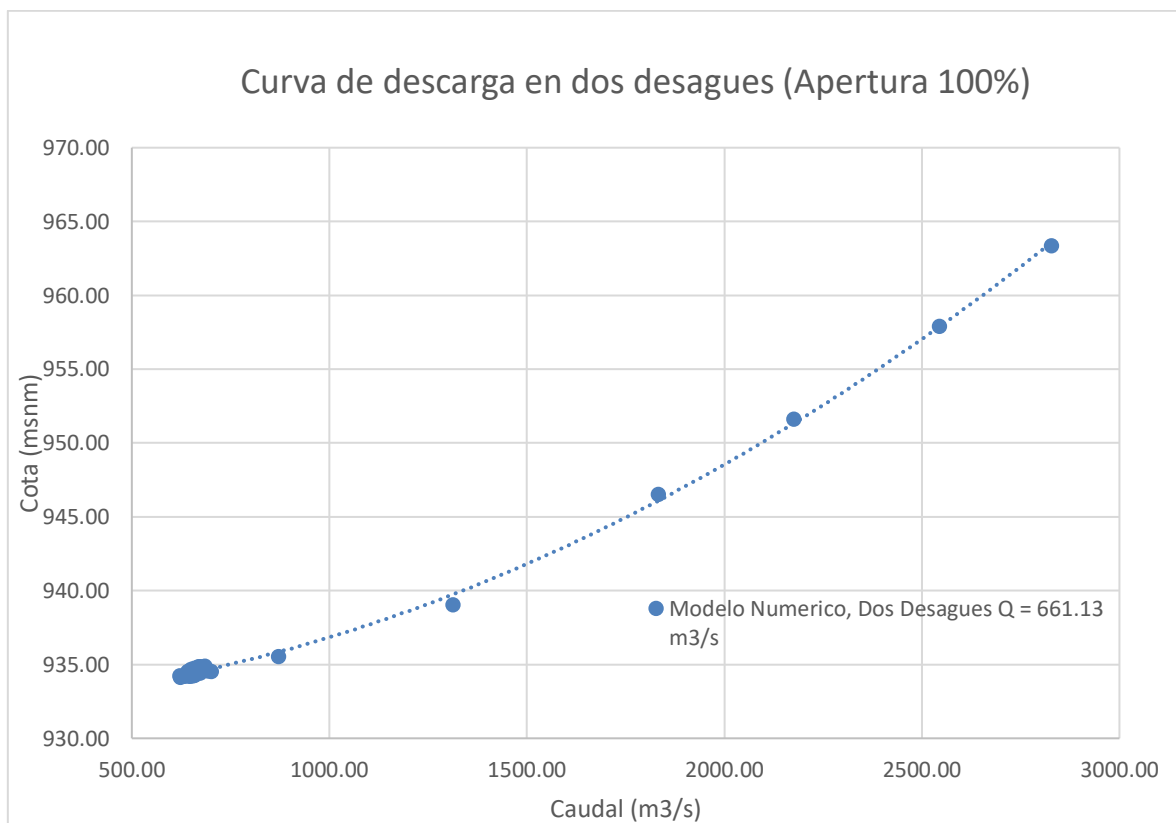
Se presenta en la **Figura 4-4**, **Figura 4-5** y **Figura 4-6** los casos levantados para desagüe izquierdo, derecho y ambos desagües respectivamente con una apertura total de los mismos, levantados para los múltiples escenarios de modelación y mediciones en modelación física.



**Figura 4-4** Curva de descarga Desagüe Derecho 100% Apertura  
Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.



**Figura 4-5** Curva de descarga Desagüe Izquierdo 100% Apertura  
Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.



**Figura 4-6** Curva de descarga II Desagües 100 % de Apertura  
Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.



Los Resultados obtenidos para las curvas de descarga para uno y dos desagües han podido compararse con las curvas obtenidas en el modelo físico, de la comparación entre ambas surge un resultado plantea discusión, siendo que las mismas al inicio del movimiento de descarga de caudal del modelo numérico presentan capacidades de descarga menores a los obtenidos en la modelación física, sin embargo se equiparan en valores posteriores donde se acerca a equilibrio del modelo donde no presenta variaciones entre cada paso del tiempo, esta particularidad requiere un análisis adicional donde se verifiquen punto a punto de la curva de descarga buscando el equilibrio del modelo para los caudales levantados en el modelo físico. Se estima que esta diferencia se debe la condición de flujo gradualmente variado del modelo numérico , mismo que parte desde una situación de equilibrio y no movimiento, a diferencia de los puntos del modelo físico los que se tomaron cuando el modelo presentaba estabilidad, esta diferencia debería ser analizada en el contexto del efecto real del modelo físico y prototipo, habiendo una variación tridimensional en el proceso de descarga en flujo variado, valores que no se representan con el análisis de puntos fijos y estables en el modelo físico los que representan un flujo uniforme caso que no es representativo del funcionamiento real del prototipo.

#### **4.2.2 LONGITUD DE SOCAVACIÓN**

Los escenario del modelo numérico, tanto para la longitud como para la profundidad de socavación fueron calibrados con los valores óptimos que fueron analizados en el apartado **3.5.2 Calibración de modelo numérico**. A manera de resumen se indican a continuación los parámetros de calibración de los escenarios modelados.

**Tabla 4-1***Parámetros de calibración de escenarios de lavado de sedimentos*

Ítem	Parámetro	Valor	Unidad
1	Modelo de Turbulencia	k-ε	-
2	Ecuación de Transporte	Meyer-Peter&Muller	-
3	Ángulo de reposo	34	grados
4	Rugosidad de Nikurasde	2	-
5	Entrainment Coefficient	0.025	-

**Fuente:** Cevallos y Ochoa 2020.

Con los valores indicados en la **Tabla 4-1**, se han realizado las modelaciones de cada uno de los escenarios modelados en modelo físico para realizar la posterior comparación y análisis.

**Tabla 4-2***Comparación de valores obtenidos de longitud de socavación*

Desagüe de fondo	Q Prototipo	Q Modelo	L_M_Numérico	L_M_Físico	Error
	$m^3/s$	$m^3/s$	$m$	$m$	
Derecho	354.47	0.02005	22.34	21.45	4.15%
	533.13	0.03016	18.95	18.65	1.61%
	575.09	0.03253	18.45	19.15	3.66%
Izquierdo	569.91	0.03198	22.68	21.70	4.49%
Derecho e Izquierdo	750.48	0.0374	136.25	136.25	0.00%
	694.77	0.04245	136.25	136.25	0.00%

**Fuente:** Cevallos y Ochoa 2020.

En **Tabla 4-2**, se pueden visualizar los resultados obtenidos de la longitud de socavación tanto en modelo físico como numérico. Del análisis de esta, se puede concluir que los errores presentados para cada uno de los seis escenarios modelados muestran un error admisible, luego de verificar el coeficiente de independencia de mallado, así como variar los parámetros de dimensión de malla y tiempo de modelación, se estima que un mayor ajuste no es rentable computacionalmente y se acepta por el equipo del trabajo de titulación que el mismo que tiene valores menores al 5% con lo que se considera que el ajuste cualitativo cumple con lo esperado. De todos los escenarios modelados, los menos representativos son los del funcionamiento combinado de los dos desagües de fondo, esto dado que la longitud de limpieza es la de todo el cuenco entre la presa y la ataguía. De los escenarios modelados en funcionamiento del desagüe derecho

e izquierdo, su puede analizar los valores tanto en modelo físico como en numérico, así como la forma de los cuencos de socavación obtenidos. En estos escenarios comentados, los valores de error son aceptables y se considera el modelo calibrado en función de la longitud de socavación, tal como se indicó en el apartado **3.5.2 Calibración de modelo numérico**.

#### 4.2.3 PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN

Con relación a la profundidad de excavación, ninguno de los escenarios modelados dio como resultado valores dentro de una margen de error aceptable. Como se puede ver en la **Tabla 4-3**, la desviación entre los resultados obtenidos en modelo físico y modelo numérico oscilan entre 19.42% y 30.84%, presentándose los menores valores en los escenarios en el funcionamiento unitario del desagüe de fondo derecho.

Se observa de manera similar a otros estudios que , la forma en general del agujero de socavación presento una buena relación con el modelo físico, sin embargo la profundidad del agujero de socavación fue sub estimada (Smith, Heather Dianne, 2007)

**Tabla 4-3**

*Comparación de valores obtenidos de profundidad de socavación*

Desagüe de fondo	Q Prototipo	Q Modelo	P_M_Numérico	P_M_Físico	Error
	$m^3/s$	$m^3/s$	$m$	$m$	
Derecho	354.47	0.02005	5.52	6.85	19.42%
	533.13	0.03016	4.88	6.95	29.86%
	575.09	0.03253	4.97	7.25	31.52%
Izquierdo	569.91	0.03198	4.31	6.30	31.67%
Derecho e izquierdo	750.48	0.0374	5.13	8.50	39.71%
	694.77	0.04245	5.88	8.50	30.84%

**Fuente:** Cevallos y Ochoa 2020

Como se indicó en el apartado **3.5.2 Calibración de modelo numérico**, ninguna de las combinaciones de los parámetros de calibración, dieron como resultado valores aceptables de error entre los resultados, razón por la cual la calibración del lavado de sedimentos se da con respecto a su longitud, mas no con respecto a la profundidad de socavación.

### 4.3 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS PARA LA VALORACIÓN DEL VOLUMEN DE LAVADO.

Esta sección analiza los resultados obtenidos de las tasas de lavado para los modelos calibrados, así como la relación entre el caudal de descarga y la masa de sedimentos lavada.

#### 4.3.1 TASA DE LAVADO

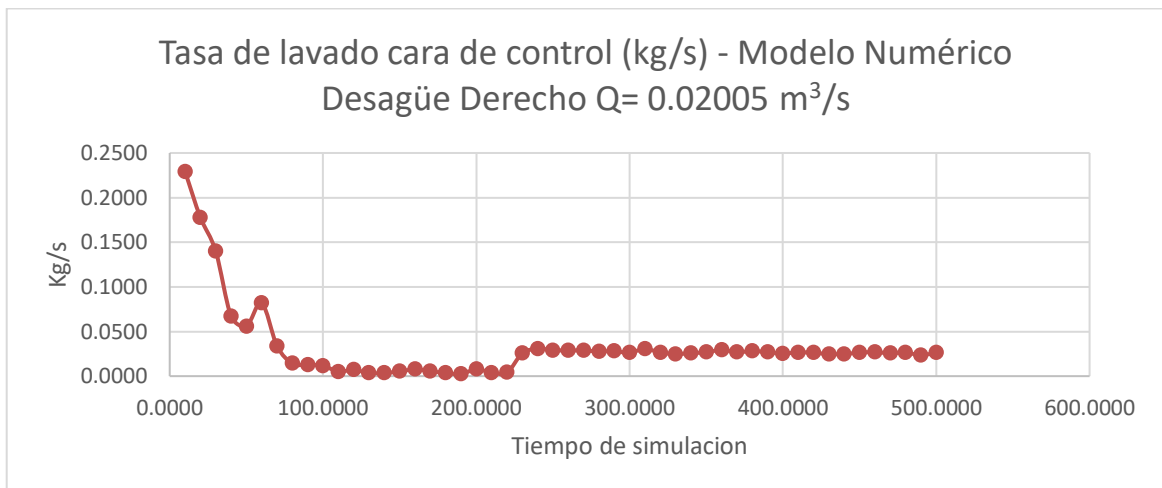
En el caso de definir una tasa de lavado, es importante que la misma estará sujeta a las variables propias de cada escenario, siendo diferente para el caso de solo desagüe derecho solo desagüe izquierdo o ambos desagües. Esta variación se deberá a topología de la instalación de la presa, así como los caudales y la variabilidad propia del depósito de sedimentos, para la medición de los sedimentos que salen del modelo se aplica la medición en la cara de control (Flux Surface) como se observa en la sección 3.3.4.10., Esta cara de control se posiciona en paralelo al eje de presa y mide el caudal sólido descargado en los modelos numéricos de caudal derecho, izquierdo y de dos desagües.

##### 4.3.1.1 Tasa de lavado del desagüe derecho.

Se considera pertinente hacer un análisis caso por caso previo a discutir sus valores.

- **Q = 0.02005 m<sup>3</sup>/s**

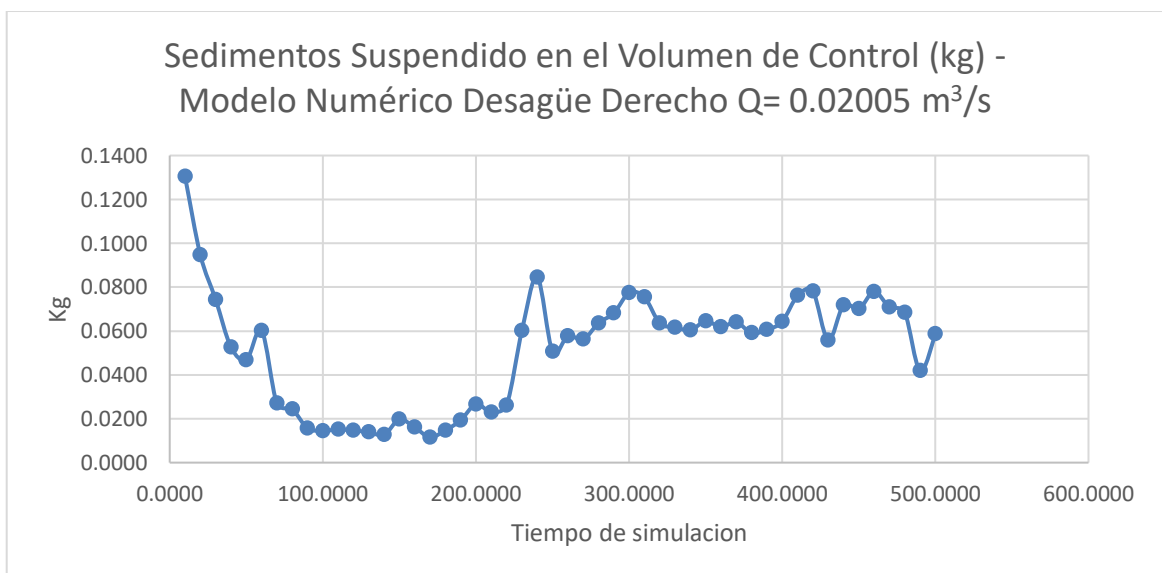
Representado de manera gráfica en la **Figura 4-7**, en este caso se presentó un efecto de lavado consistente con todos los modelos en los primeros 100 segundos con un fuerte arrastre y socavación, sin embargo, se presenta un periodo hasta los 220 segundos donde la salida de sedimentos es casi nula para luego tomar una tasa constante de lavado. Efecto más usual de la modelación numérica en el caso de análisis presente el promedio de lavado se divide en dos fases una entre el segundo 100 y 230 con un valor medio de 0.0046 kg/s equivalente a 0.163 m<sup>3</sup>/s de material lavado en prototipo y luego una constante es de 0.0265 kg/s desde los 230 segundos en adelante.



**Figura 4-7** Tasa de lavado, Desagüe Derecho  $Q= 0.02005 \text{ m}^3/\text{s}$

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.

Analizando en conjunto con los sedimentos suspendidos de la **Figura 4-8** se observa una baja del efecto de arrastre de sedimentos, esto se debe a un estado constante de movimiento en los sedimentos del bloque hasta que existe la ruptura de una de las paredes en el talud, lo que lleva a un fuerte cambio en los sedimentos suspendidos en el modelo y un valor medio de 0.06 kg en sedimentos suspendidos en el modelo



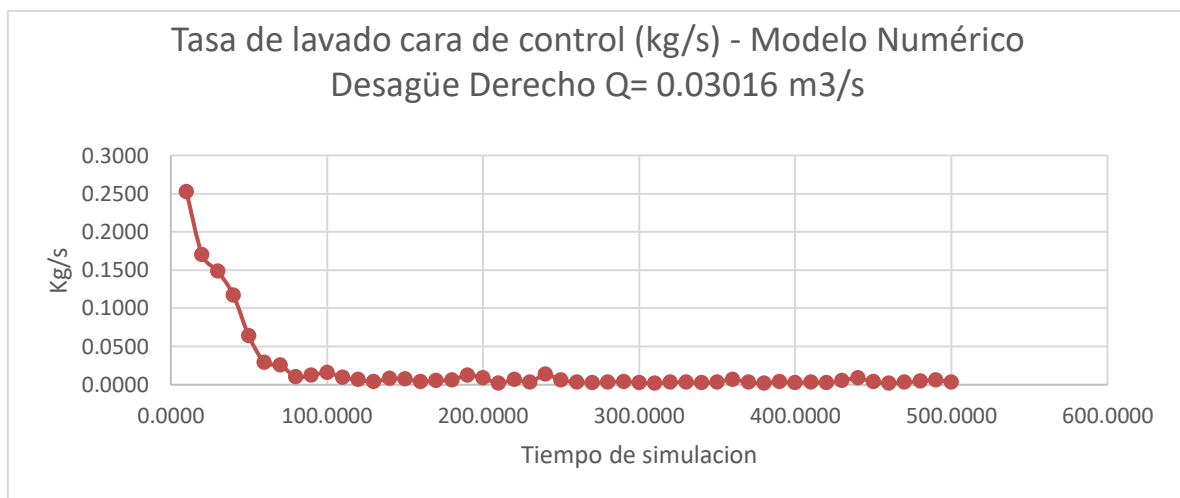
**Figura 4-8** Sedimentos suspendidos Modelo Numérico,  $Q = 0.02005 \text{ m}^3/\text{s}$

Desagüe Derecho

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.

- **Q = 0.03016 m<sup>3</sup>/s**

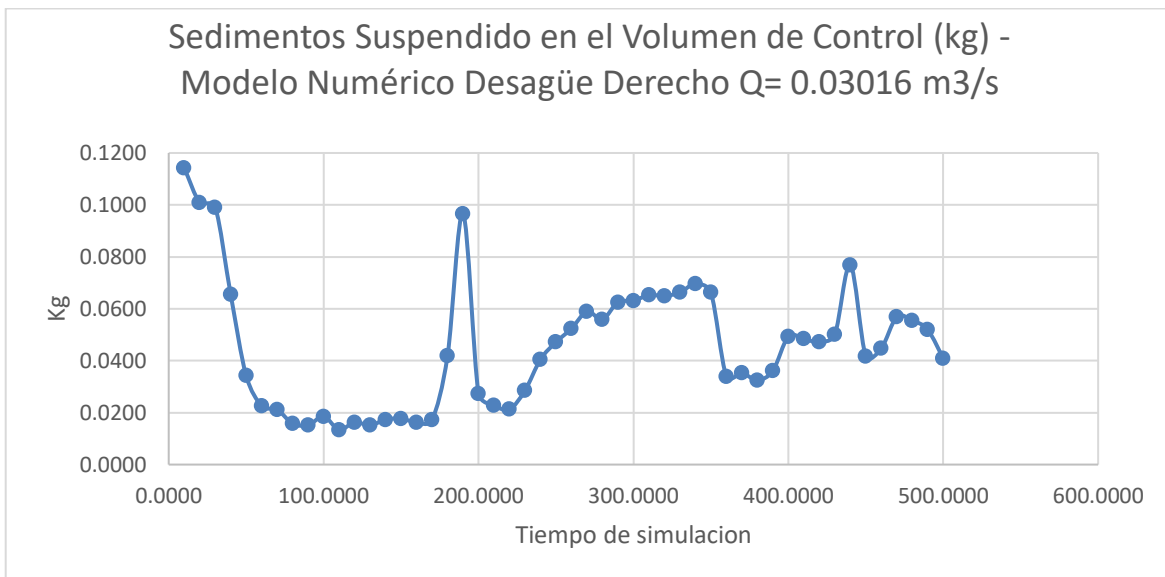
En esta variación se observada en la **Figura 4-9**, el lavado es mucho más constante que en la modelación de  $Q = 0.02005 \text{ m}^3/\text{s}$  también no se da el fenómeno de desprendimiento de la pared sino una tasa única de lavado casi constante de  $0.0046 \text{ kg/s}$  esto se supone a que el caudal mayor la profundidad del calado es mayor y el efecto de la turbulencia es mayor cerca de la superficie.



**Figura 4-9** Tasa de lavado  $Q = 0.03016 \text{ m}^3/\text{s}$  Desagüe Derecho

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.

Analizando la suspensión de sedimentos de la **Figura 4-10** se observa una variabilidad más alta en la cantidad de sedimentos durante la simulación en comparación de la de  $0.02005 \text{ m}^3/\text{s}$  sin embargo el escenario es muy similar durante los primero 200 segundos, con lo que se puede inferir un promedio de  $0.045 \text{ kg}$  de sedimentos suspendidos durante la modelación. No se observa un aumento en la tasa de salida de sedimentos lo que quiere decir que se está dando un efecto de depósito y sedimentación dentro del embalse a diferencia de lo ocurrido en el primero caso.



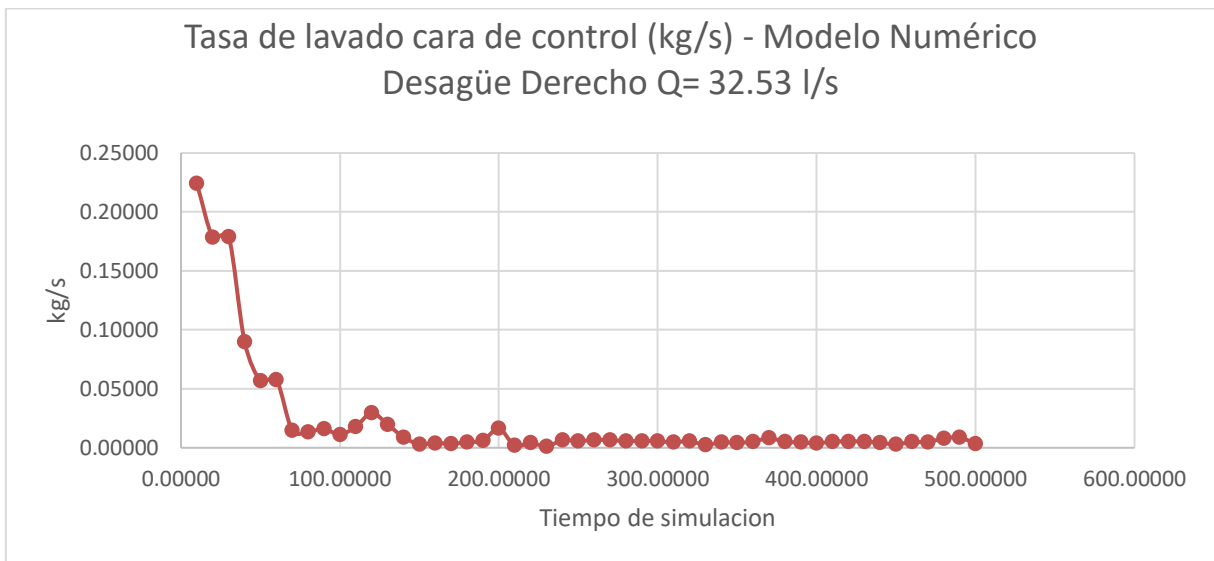
**Figura 4-10** Sedimentos suspendidos  $Q = 0.03016 \text{ m}^3/\text{s}$  Desagüe Derecho

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.

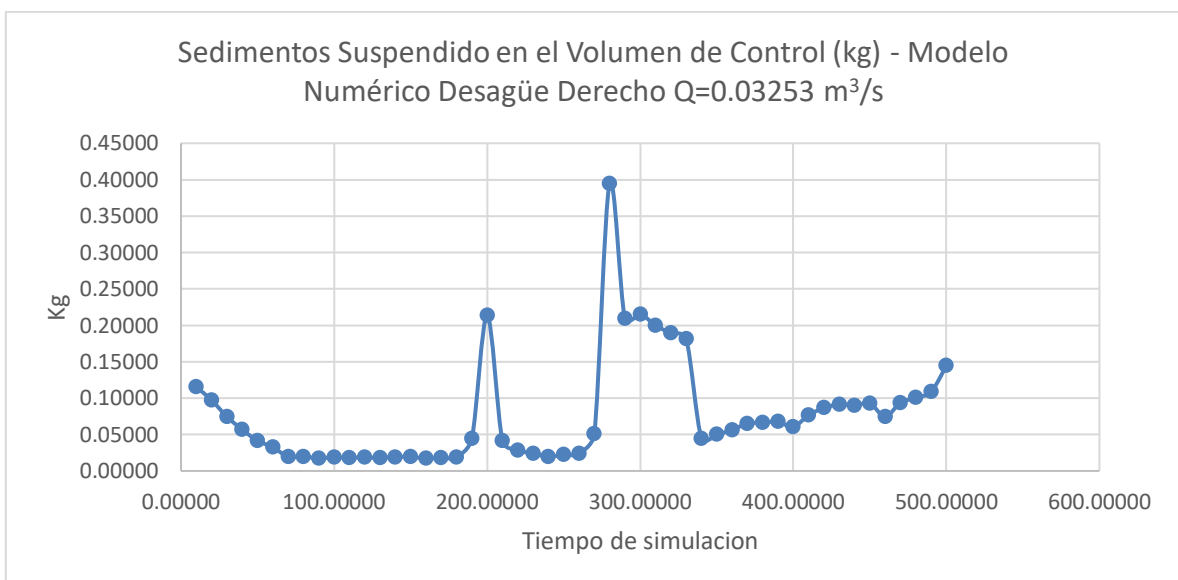
- **$Q = 0.03253 \text{ m}^3/\text{s}$**

En esta alternativa presentada en la **Figura 4-11** se puede ver un escenario similar a los anteriores con sus particularidades propias, vemos por ejemplo que en los 3 casos se observa una tasa mayor de lavado en los 100 primeros segundos bajando a límites muy bajos y aproximándose a una constante, en el caso de esta alternativa la tasa media de lavado desde los 150 segundos de modelación llega a un valor medio de  $0.0053 \text{ kg/s}$ .

En el caso de los sedimentos suspendidos mostrado en la **Figura 4-12**, se encuentra que hay un pico donde al igual que en el caso del  $Q = 0.02005 \text{ m}^3/\text{s}$  se debe al derrumbe de uno de las paredes del agujero de socavación con la particularidad de que en este caso no se evidencia una crecida en la tasa de salida de sedimentos, en un análisis espacial se observa que en este caso los sedimentos se depositan en el embalse en el lado derecho del cauce, debido a la morfología del río, efecto que confinado con el cauce más elevado y un efecto de arrastre menor cerca del fondo da paso a este efecto de sedimentación.



**Figura 4-11** Tasa de lavado  $Q=0.03253 \text{ m}^3/\text{s}$  Desagüe derecho  
Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.



**Figura 4-12** Sedimentos suspendidos  $Q=0.03253 \text{ m}^3/\text{s}$  Desagüe Derecho  
Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.

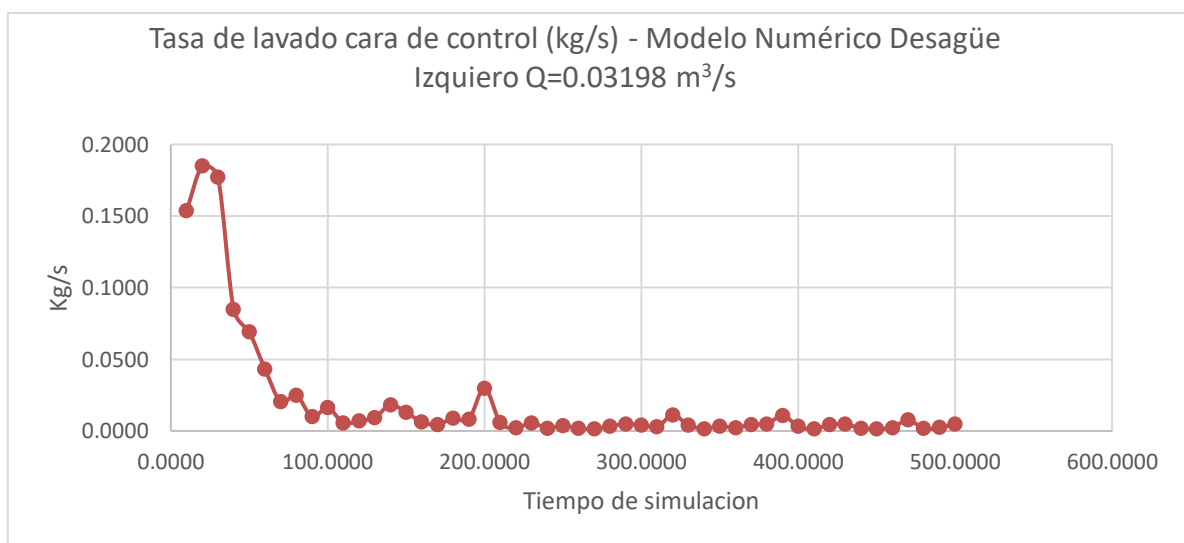
Del análisis del lavado de los desagües derecho se puede inferir que existe una tasa de lavado constante luego de un efecto de rápido lavado, siendo muy baja en comparación con el efecto durante los primeros 100 segundos. Se observa que los efectos del caudal medio sobre el lecho afectaran el lavado final del embalse siendo recomendable vaciar la presa a caudales bajos Ej.,  $Q \text{ modelo}=0.02005 \text{ m}^3/\text{s}$   $Q \text{ prototipo} = 354 \text{ m}^3/\text{s}$ , donde el efecto de flushing es mayor siendo consistente



con lo observado en la literatura donde con menores calados el efecto del lavado es mayor debido al arrastre mayor en el lecho de fondo.

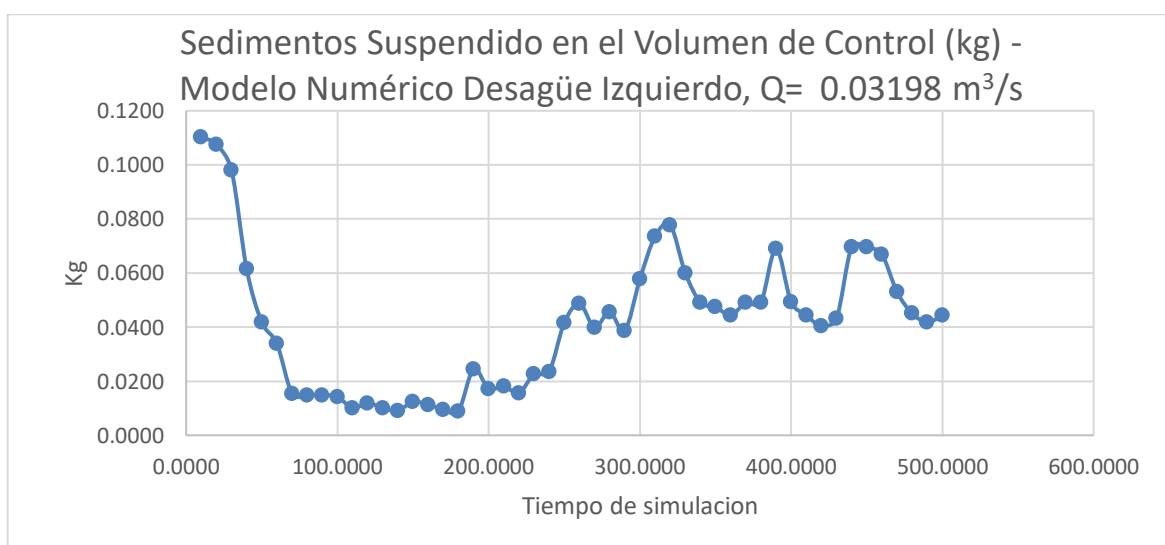
#### 4.3.1.2 Tasa de lavado del desagüe izquierdo

Para el vertedero de desagüe izquierdo se revisa los resultados obtenidos mostrado en la **Figura 4-13** para la única corrida de producción obtenida para el caudal de comparación de la modelación física correspondiente al caudal de modelo de 31.98 l/s.



**Figura 4-13** Tasa de lavado Q=0.03198 m<sup>3</sup>/s Desagüe izquierdo

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.



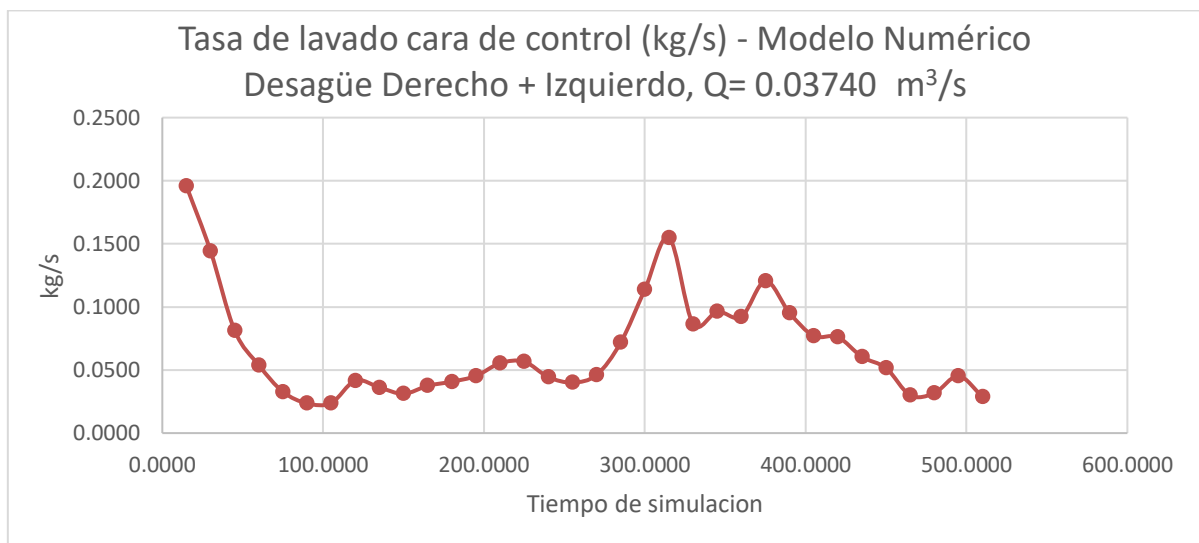
**Figura 4-14** Tasa de sedimento suspendido Q=0.03198 m<sup>3</sup>/s

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.

Con un comportamiento de un lavado similar mostrado en la **Figura 4-14**, al del desagüe derecho pero con un pico menor, presenta un pico de 0.185 kg/s siendo menor a la media de 0.250 kg/s que llego a mostrar el desagüe derecho , y con una tasa media después del pico consistente con la del desagüe derecho de 0.0052 kg/s luego de los 200 segundos, sin embargo los sedimentos suspendidos no han tenido esa tendencia a depositarse sino mantenerse en situación suspendida lo mismo que facilita su lavado continuo sin llegar a depositarse en puntos lejanos como es el caso del desagüe derecho.

#### 4.3.1.3 Tasa de lavado del desagüe derecho + izquierdo

Para la presentación de este modelo se tomó uno de los caudales del modelo físico, sin haber podido comprobar su validez al no tener parámetros de comparación como secciones transversales y longitudinales siendo el parámetro de comparación la socavación aguas arriba en línea recta, misma que se da en todas las versiones por tanto se presenta con carácter informativo y comparativo

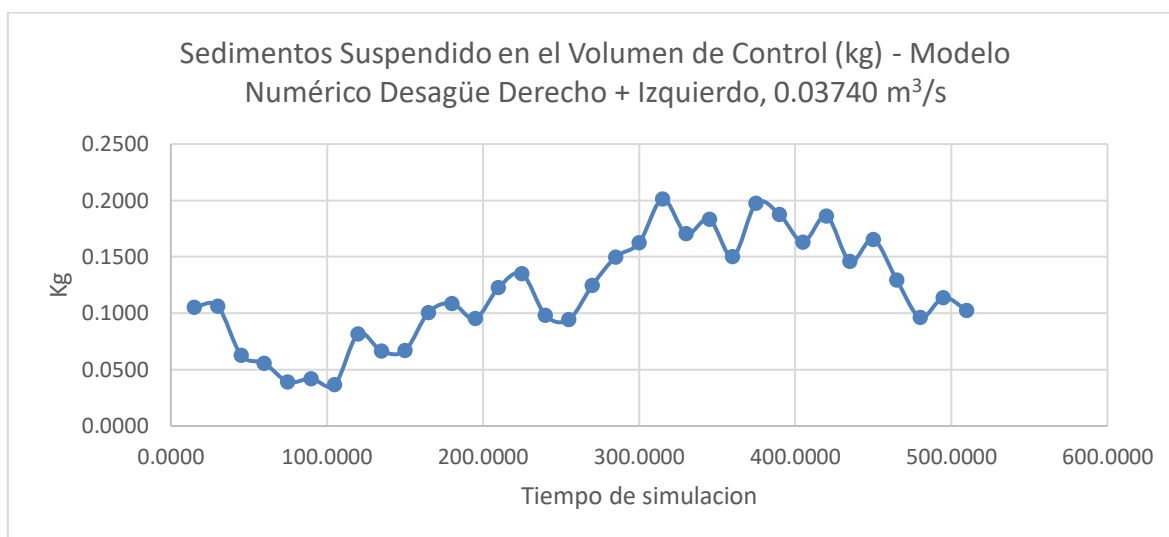


**Figura 4-15** Tasa de lavado  $Q= 0.0370 \text{ m}^3/\text{s}$  Desagüe derecho + izquierdo

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.

En esta modelación en la **Figura 4-15** se observa una variación fuerte en la tasa de lavado , lo que se justifica con un efecto más agresivo en los taludes del agujero de socavación creando un estado más caótico y generando un mayor efecto de arrastre, el valor medio de la tasa de arrastre en esta modelación llega a

ser hasta 10 veces mayor que la tasa de arrastre de desagüe izquierdo y derecho, entendiendo que esta tasa corresponde al peso de material presentando en un mismo tiempo de lavado un valor mayor al de los otros desagües. Siendo así también se observa en **Figura 4-16** que este lavado se debe también a los altos contenidos de sedimentos suspendidos que permanecen en el embalse.



**Figura 4-16** Tasa de sedimento suspendido  $0.03740 \text{ m}^3/\text{s}$ , Desagüe derecho + izquierdo

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.

#### 4.3.2 LAVADO EN FUNCIÓN DEL CAUDAL.

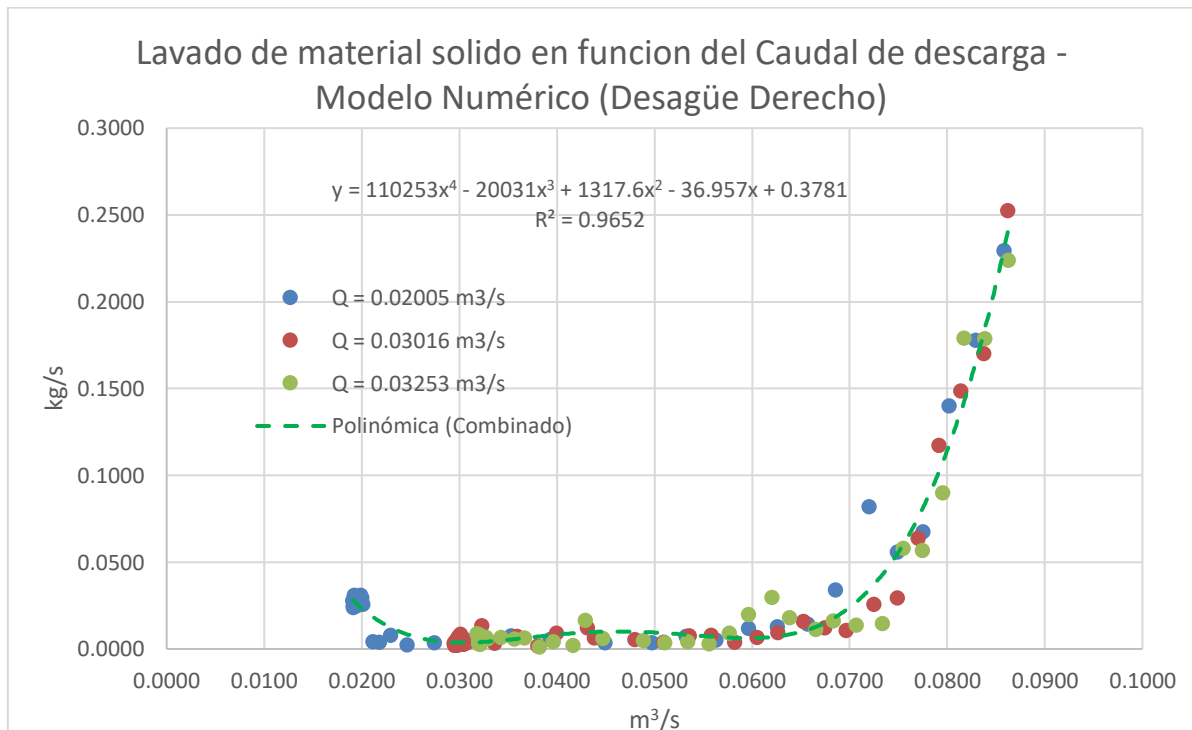
Es necesario definir cuál es el efecto de la descarga en la salida de sedimentos considerando que a mayores caudales se dará un mayor efecto no necesariamente por el caudal sino por el inicio de movimientos en el desagüe de fondo aun así se han obtenido las relaciones de caudal y sedimento de acuerdo con los escenarios de producción obtenidos. Los valores presentados son independientes del tiempo de simulación y relacionan el caudal solido con el caudal liquido descargado, aun así los valores altos representan el inicio de movimiento en el embalse con un efecto de lavado mas importante.

##### 4.3.2.1 Desagüe Derecho

En el caso del desagüe derecho se verifica una relación bien marcada en la **Figura 4-17** entre el caudal alto y el lavado de sedimentos alto, con una relación

coincidente entre los valores de medición obtenidos en los 3 modelos numéricos, los valores son tomados en la cara de control que mide el material sólido y caudal descargado en el instante. Esta relación puede aportar mucho en los lavados de presa de períodos cortos con caudales altos en periodos lluviosos, conociendo que descargas altas en tiempos separados sin mantenimiento tendrá un impacto alto en el lavado de presa, también es importante considerar la ventaja de estas descargas al poder diluir la concentración de los sedimentos, precautelando la situación ecológica aguas abajo.

Un resultado importante es el efecto de lavado inicial que se da con la apertura de las compuertas, lo que se observa en el rango mas alto de caudales descargados y un efecto mayor de material solido lavado, este efecto se da por el inicio de movimiento que provoca la apertura de las compuertas con un fuerte efecto inicial, formando un cono de socavación el que al estabilizarse el caudal descargado aproximándose al caudal medio de simulación lleva a una tasa mas baja y constante.

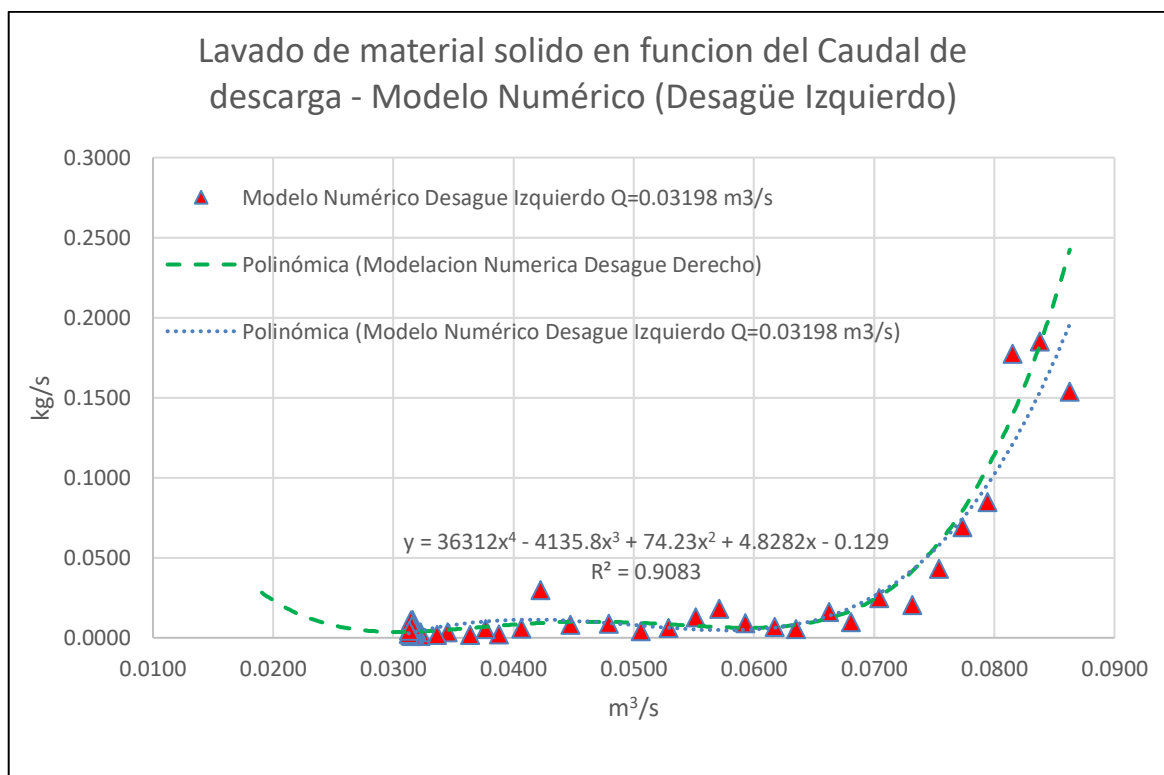


**Figura 4-17.** Material lavado en función del caudal de descarga- Modelo Desagüe derecho

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.

#### 4.3.2.2 Desagüe Izquierdo.

En el análisis de lavado por desagüe izquierdo mostrado en **Figura 4-18** se tomó en cuenta la única corrida de producción considerando que el modelo de desagüe derecho da fe de la buena relación entre descarga de caudal y tasa de lavado de sedimentos, con fines comparativo se incluye la curva de lavado vs caudal de los valores de medición en el desagüe derecho en la gráfica siguiente, observándose que existe una relación muy importante entre las descargas de sedimentos y caudal entre los dos desagües, especialmente en los puntos de caudal alta y lavado de sedimentos alto, este efecto es predecible considerando que al inicio del movimiento los desagües se encuentran en reposo y el efecto de las condiciones topológicas del cauce no afecta mayormente al flujo.

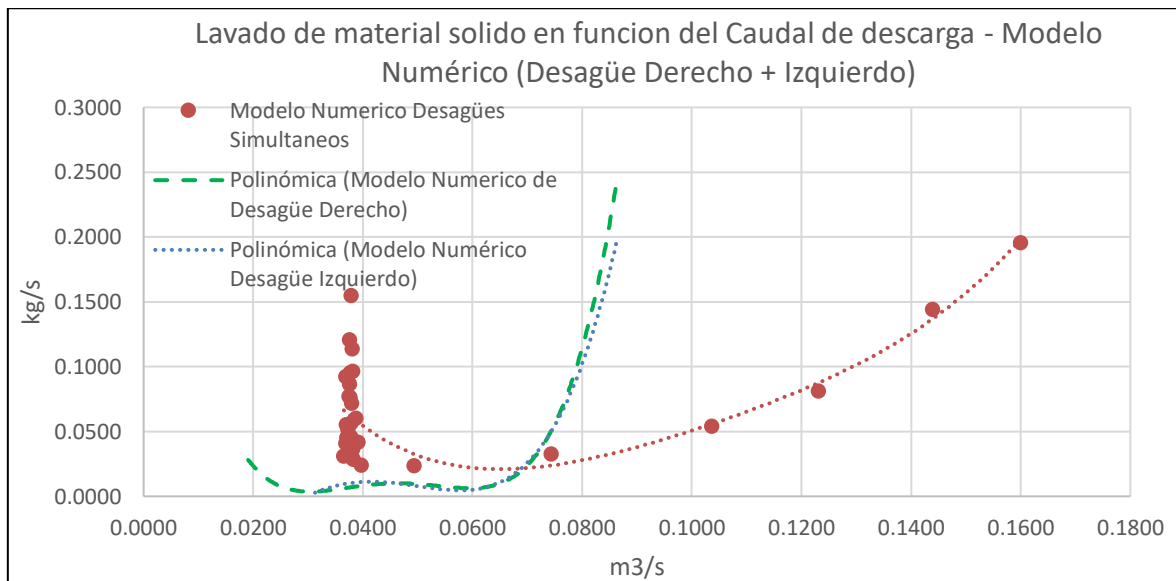


**Figura 4-18** Material lavado en función del caudal de descarga- Modelo.  
Desagüe Izquierdo

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.

#### 4.3.2.3 Desagüe Derecho + Izquierdo.

En el caso de esta prueba se incluye en la **Figura 4-19** las curvas de aproximación de los desagües derecho e izquierdo para compararlos con la apertura simultánea, siendo así se observa que al inicio del movimiento El efecto del doble de caudal no tiene mayor impacto sobre la tasa de lavado de sedimentos, sin embargo se observa que para caudales más bajos, existe una amplia variabilidad de tasas de lavado para el mismo caudal descargado por la cara de control de aproximadamente  $0.038 \text{ m}^3/\text{s}$ , interpretando físicamente el fenómeno esta variabilidad de valores de sedimentos lavados se debe a los efectos de desmoronamiento de taludes y aumento en la masa lavada, estos resultados muestran que esta práctica de lavado compuertas abiertas simultaneas aventaja a las otras con una capacidad de arrastre mayor y por tanto un efecto combinado es más eficiente si se puede dar paso al vaciado de presa con la apertura simultánea.



**Figura 4-19** Material lavado en función del caudal de descarga- Modelo. Desagües Derecho + Izquierdo

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.

## 4.4 ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS ESCENARIOS MODELADOS.

### 4.4.1 MODELO DE VACIADO SIN SEDIMENTOS

Para el análisis del vaciado de la presa sin sedimentos, se usó un solo escenario, el mismo que fue probar el funcionamiento unitario del desagüe de fondo derecho, con un caudal equivalente de  $0.06405 \text{ m}^3/\text{s}$ . Para el caso del segundo caudal con el que se probó el caudal líquido en modelo físico equivalente a  $0.09195 \text{ m}^3/\text{s}$ , no se obtuvieron desviaciones y envolvente de presiones aceptables y una representación real del fenómeno, razón por la cual solo se generó un escenario único que ya fue explicado en el apartado **3.5.2.1**.

### 4.4.2 INTERPRETACIÓN DE LAVADO DESAGÜE DERECHO

Para iniciar el análisis comparativo de los escenarios modelados en el desagüe derecho, indicamos en la **Tabla 4-4** los valores obtenidos de la modelación numérica.

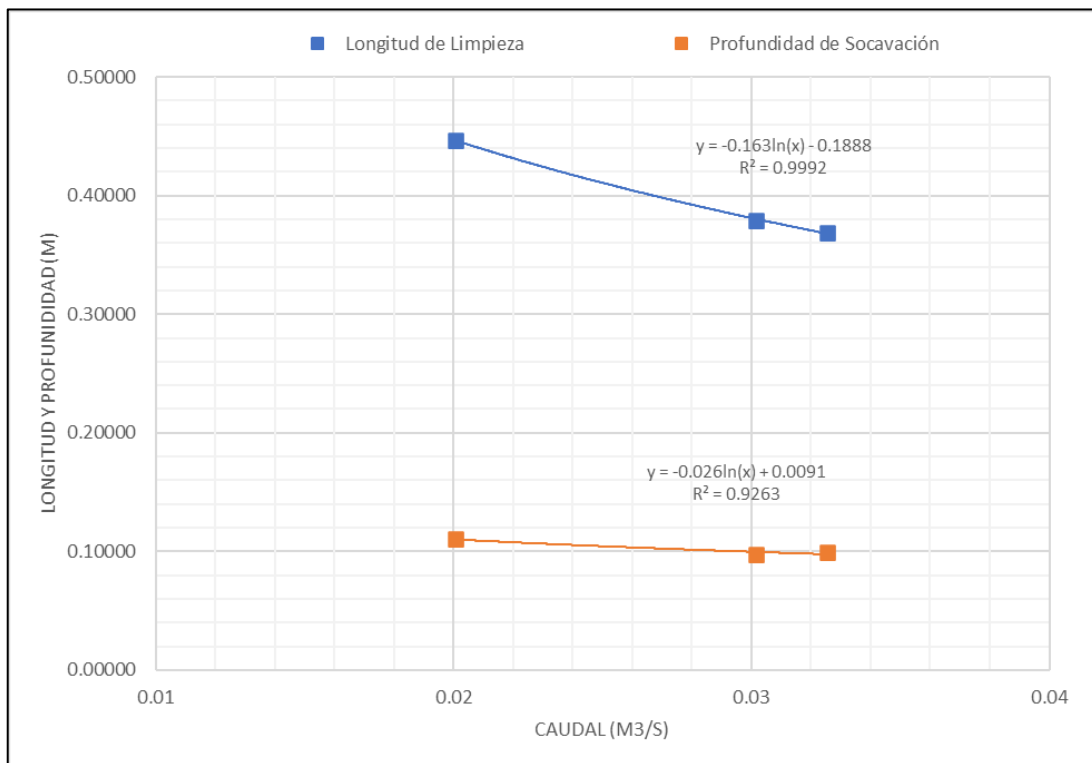
**Tabla 4-4**

*Longitud de limpieza y profundidad de socavación probados, desagüe derecho*

Desagüe de fondo	Q Prototipo	Q Modelo	L Modelo	P Modelo
	$\text{m}^3/\text{s}$	$\text{m}^3/\text{s}$	$m$	$m$
Derecho	354.47	0.02005	0.44680	0.1104
	533.13	0.03016	0.37900	0.0975
	575.09	0.03253	0.36900	0.0993

**Fuente:** Cevallos y Ochoa 2020

Se modelaron tres escenarios correspondientes a tres caudales circulantes a través del desagüe de fondo derecho. Un caudal bajo correspondiente a  $0.02005 \text{ m}^3/\text{s}$ , un medio de  $0.03016 \text{ m}^3/\text{s}$  y un alto con un valor de  $0.03253 \text{ m}^3/\text{s}$ . En la **Figura 4-20** se indican de manera gráfica los resultados de los escenarios modelados, para posteriormente entregar los comentarios en función de esta.



**Figura 4-20** Resultados de los escenarios modelados en modelo numérico para funcionamiento del desagüe de fondo derecho

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

Del análisis de la gráfica anterior, se puede concluir que, a mayores caudales, menor es la longitud de limpieza. Se pensaría de manera intuitiva-numérica que a mayor caudal la longitud de lavado debería ser mayor, pero esto no sucede en el caso de presas, en el cuál la longitud de limpieza es provocada por la permanencia del caudal en el cuenco de limpieza y mas no por la magnitud de su velocidad.

Para el caso de análisis de la profundidad de lavado, entre el caudal alto y el medio se muestra una tendencia a la reducción de la profundidad en cuanto el caudal va aumentando, pero en el tramo entre el caudal medio y el caudal bajo se muestra un pequeño incremento en el valor obtenido de la profundidad de socavación. Dicho lo anterior, se podría pensar que el comportamiento del parámetro profundidad es similar al de la longitud de limpieza, al menos en el primer



tramo, pero dado que tiene un ligero incremento en el segundo tramo no se puede concluir a ciencia cierta si este comportamiento permanecerá de la misma manera a medida que se presenten mayores caudales en el desagüe de fondo derecho.

#### 4.4.3 INTERPRETACIÓN DEL FENÓMENO DEL LAVADO DESAGÜE IZQUIERDO

La interpretación del fenómeno para el caso del desagüe de fondo izquierdo no puede ser realizado de manera análoga al ejecutado en el caso de los escenarios del desagüe derecho, esto dado que, tanto en modelo físico como numérico, se ha probado con un solo caudal equivalente a 31.98 l/s en modelo. Para realizar un análisis comparativo de los resultados, se compara los caudales del desagüe derecho e izquierdo que estén más próximos entre sí, tal como se indica en la **Tabla 4-5**.

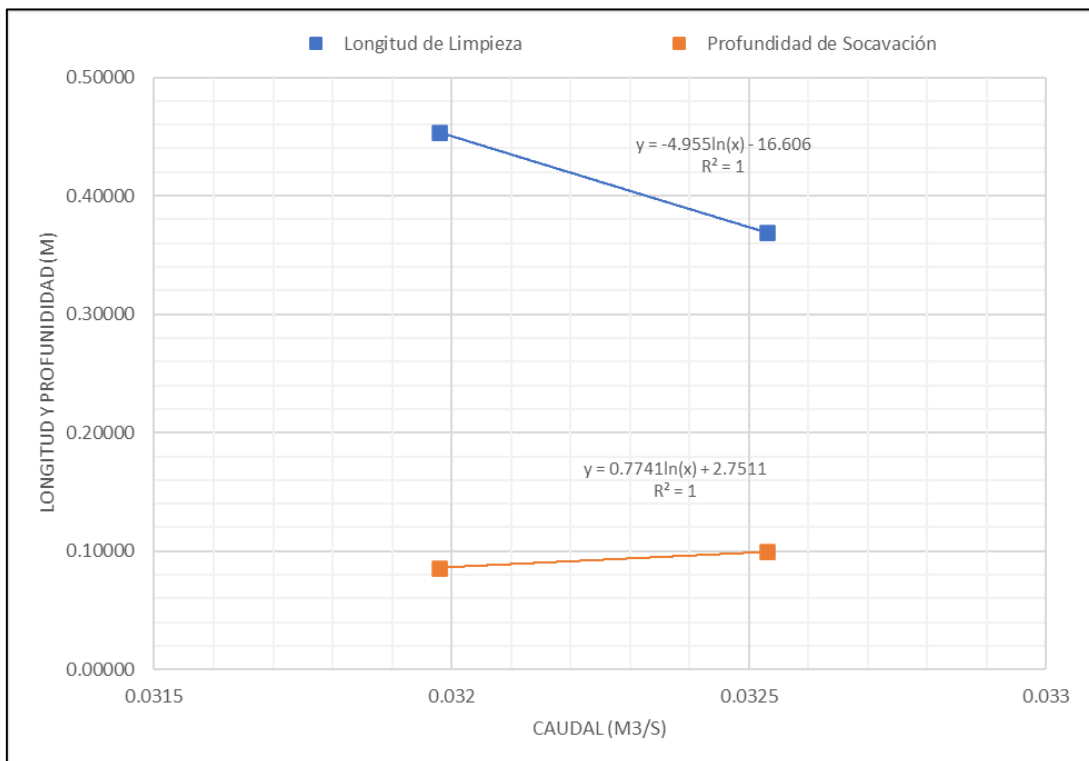
**Tabla 4-5**

*Longitud de limpieza y profundidad de socavación probados en el desagüe izquierdo*

Desagüe de fondo	Q Prototipo	Q Modelo	L Modelo	P Modelo
	$m^3/s$	$m^3/s$	$m$	$m$
Derecho	575.09	0.03253	0.36900	0.0993
Izquierdo	569.91	0.03198	0.45350	0.0861

**Fuente:** Cevallos y Ochoa 2020

Se comparan dos escenarios correspondientes a un caudal del desagüe derecho y uno del izquierdo que son relativamente similares. En la **Figura 4-21** se indican de manera gráfica los resultados de los escenarios modelados, para posteriormente entregar los comentarios en función de esta.



**Figura 4-21** Resultados de los escenarios modelados en modelo numérico para funcionamiento del desagüe de fondo derecho e izquierdo

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

Del análisis de la figura anterior, se puede ver claramente la influencia de las líneas de flujo que preferentemente tienen mayor influencia hacia el desagüe de fondo izquierdo, lo cual se ve traducido en una mayor longitud de limpieza. Para el caso de la profundidad de socavación no se puede concluir de manera clara al respecto, situación que se ha venido estudiando a lo largo de todo el trabajo de titulación.

#### 4.4.4 INTERPRETACIÓN DEL FENÓMENO DEL LAVADO AMBOS DESAGÜES

Como ya se ha indicado a lo largo del trabajo de titulación, acerca de los escenarios de funcionamiento por acción combinada de los dos desagües de fondo, no se puede emitir conclusiones claras y predominantes, dado que el parámetro de calibración que es la longitud de limpieza, para ambos escenarios es la misma. En el caso de la profundidad de socavación, como ya se ha indicado, este parámetro

para el caso de este proyecto de titulación no ha podido ser calibrado de manera satisfactoria, dado que las desviaciones en función de los resultados del modelo físico no son satisfactorias y no representan el fenómeno de manera clara.

#### 4.4.5 INTERPRETACIÓN DEL FENÓMENO DEL LAVADO ENTRE FUNCIONAMIENTO UNITARIO Y COMBINADO DE LOS DESAGÜES DE FONDO

La longitud de limpieza y la profundidad de socavación son parámetros que incluso intuitivamente se puede afirmar que depende del área de evacuación del caudal, representada en este trabajo de titulación a través de los desagües de fondo. Para el análisis planteado, analizaremos todos los casos modelados tanto para funcionamiento unitario, como para combinado y en función de esto concluir cuál es el comportamiento del lavado de los sedimentos. En la **Tabla 4-6** se indican los escenarios objeto de la interpretación planteada.

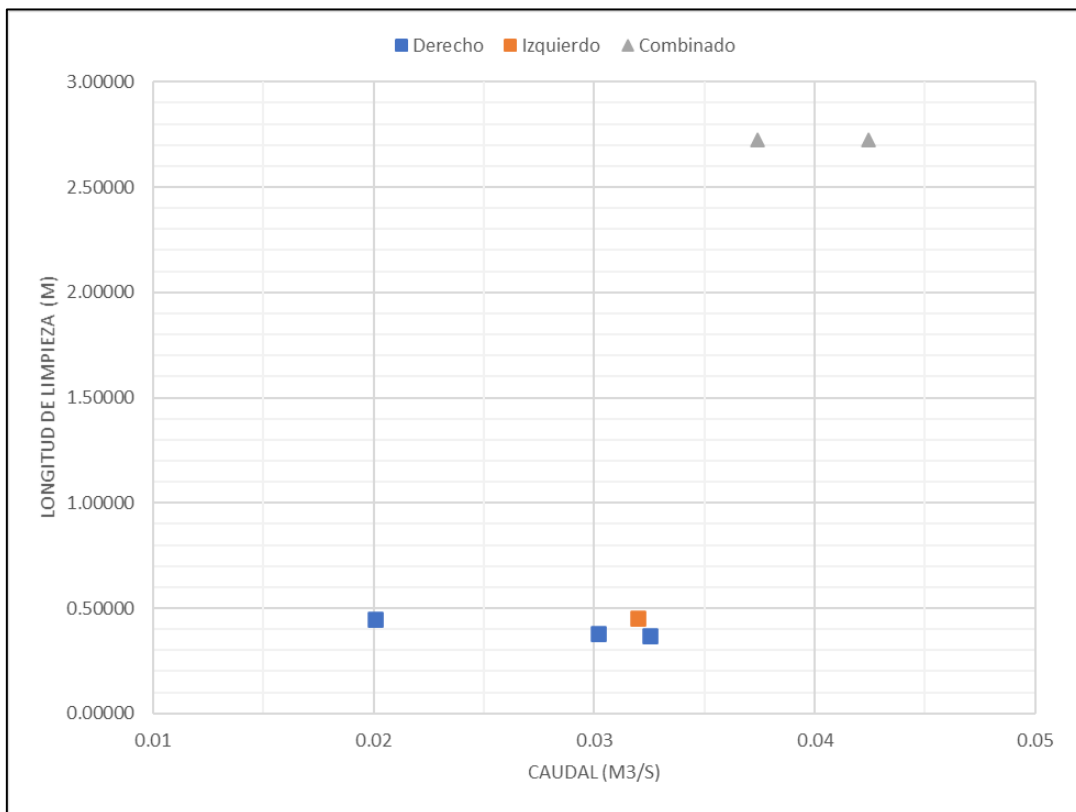
**Tabla 4-6**

*Longitud de limpieza y profundidad de socavación compilados*

Desagüe de fondo	Q Prototipo	Q Modelo	L Modelo	P Modelo
	$m^3/s$	$m^3/s$	$m$	$m$
Derecho	354.47	0.02005	0.44680	0.1104
	533.13	0.03016	0.37900	0.0975
	575.09	0.03253	0.36900	0.0993
Izquierdo	569.91	0.03198	0.45350	0.0861
Derecho e Izquierdo	750.48	0.03740	2.72500	0.1025
	694.77	0.04245	2.72500	0.11758

**Fuente:** Cevallos y Ochoa 2020

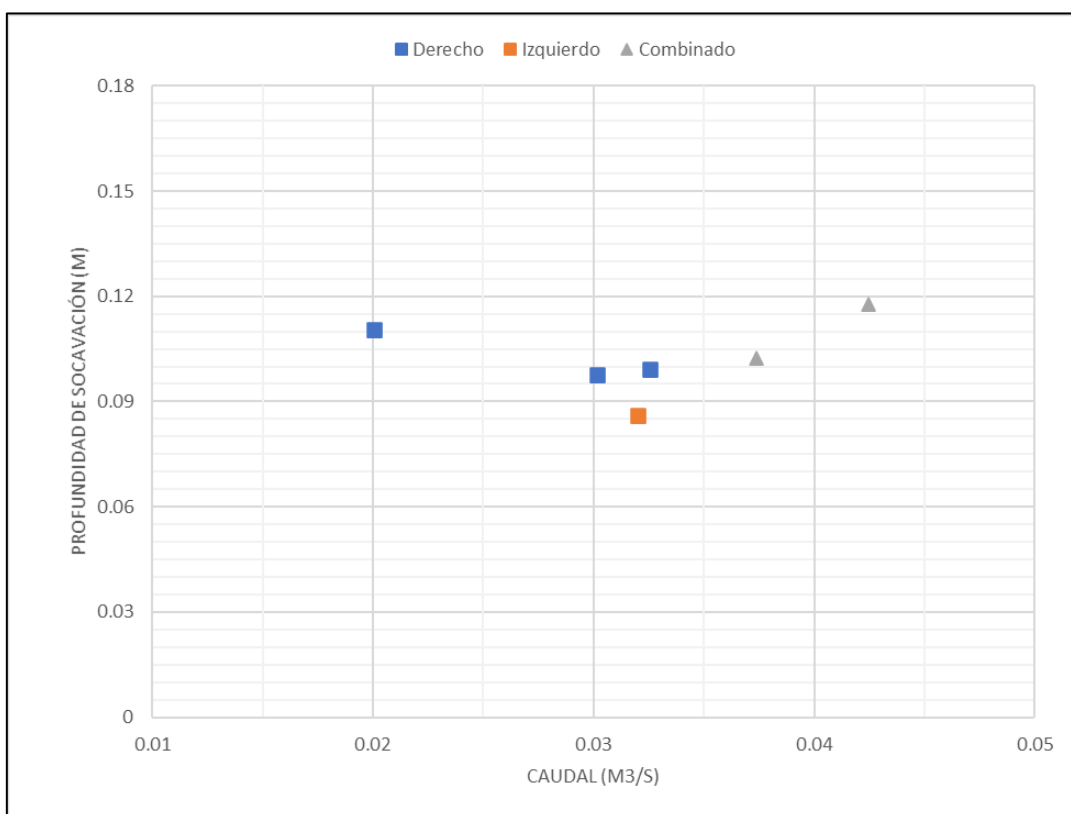
De un análisis netamente de los resultados obtenidos, se puede concluir que la longitud de limpieza cambia completamente en los escenarios correspondientes al funcionamiento combinado de los dos desagües de fondo. El aumento de la longitud de lavado en si no se produce en este caso al aumentar el caudal de funcionamiento de los desagües, sino más bien por la apertura combinada de estos, es decir, que el comportamiento de las líneas de flujo y en si todo el proceso de lavado en relación con la longitud de lavado es completamente favorecido en el escenario de apertura de los desagües de fondo **Figura 4-22**.



**Figura 4-22** Longitud de limpieza - Escenarios modelados para funcionamiento unitario y combinado de los desagües de fondo.

**Fuente:** Cevallos y Ochoa 2020

Para el caso de la profundidad de socavación, como se ha mencionado en este trabajo de titulación, los valores resultantes no presentan desviaciones necesarias para concluir que el fenómeno físico se encuentra plenamente representado, hecho que se ve representado en la **Figura 4-23**, en la cual se puede apreciar que no existe un comportamiento claro que demuestre que la profundidad de socavación aumenta en los escenarios de funcionamiento combinado de los dos desagües de fondo, de hecho, la mayor profundidad de socavación en este caso es con el funcionamiento unitario del desagüe de fondo derecho, incluso con el menor de los caudales de todos los escenarios modelados.



**Figura 4-23** Profundidad de socavación. Escenarios modelados para funcionamiento unitario y combinado de los desagües de fondo.

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

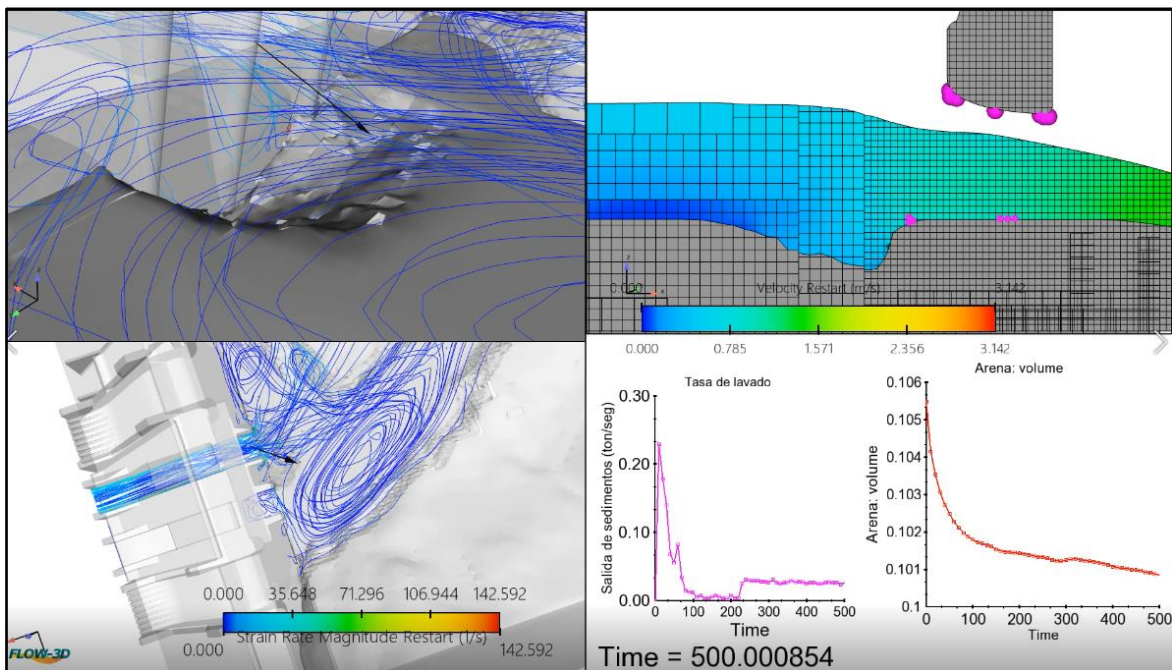
#### **4.5 ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DEL EMPLAZAMIENTO DE LA PRESA EN LOS PATRONES DE FLUJO DE LAVADO DE SEDIMENTOS.**

El emplazamiento de la presa es uno de los factores que influencia en los fenómenos de lavado de sedimentos. En este apartado del trabajo de titulación, se analizará y discutirá la influencia del emplazamiento netamente en los patrones de flujo. La mecánica de fluidos es altamente subjetiva desde la manera en que se observen, los patrones de flujo pueden ser visualizados en muchas maneras, y se puede aprender mucho de su comportamiento cualitativo. Existen varios tipos de patrones lineales que son utilizados para visualizar los patrones de flujo, sin embargo, la línea de corriente es calculada matemáticamente (White, 2003). De esta manera se analizan las líneas de flujo de corriente, y como esto se traduce en

el comportamiento de los parámetros longitud de lavado y profundidad de socavación, que son los parámetros de mayor interés.

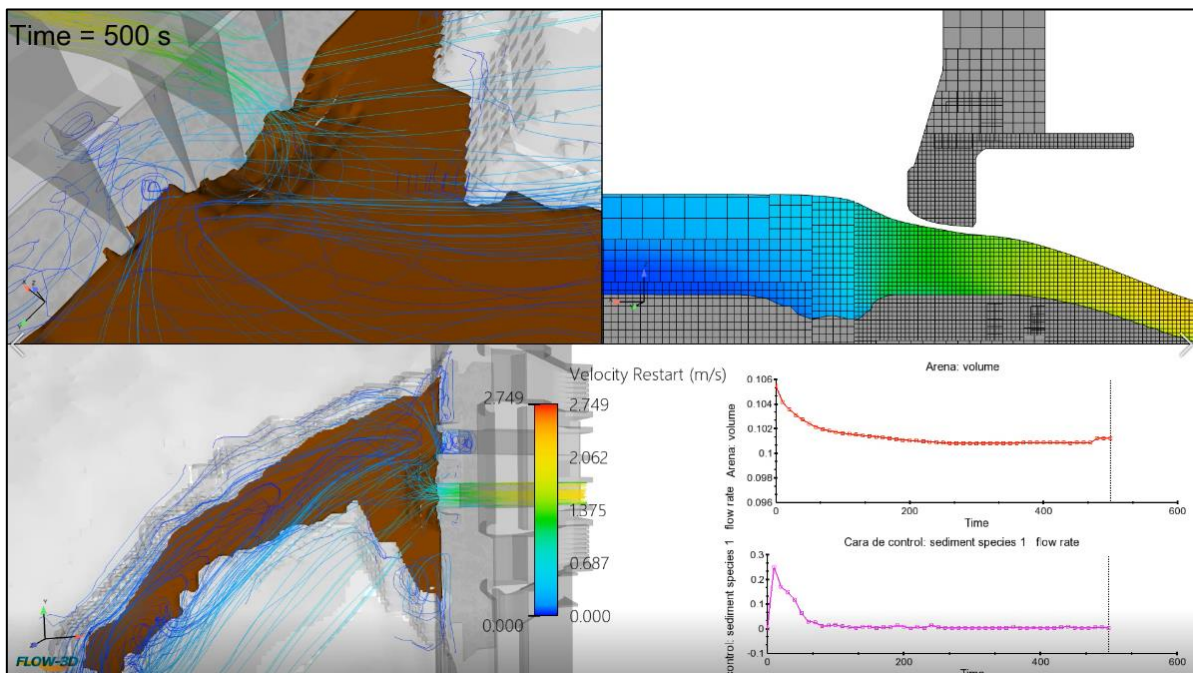
#### 4.5.1 EFECTO EN EL FLUSHING EN EL FUNCIONAMIENTO UNITARIO DEL DESAGÜE DE FONDO DERECHO

Dentro del plan de pruebas ejecutado para el caso del funcionamiento unitario del desagüe de fondo derecho, se probaron tres caudales en modelo numérico, correspondientes a 0.02005 m<sup>3</sup>/s, 0.03016 m<sup>3</sup>/s y 0.03253 m<sup>3</sup>/s , teniendo los resultados que se indican en las siguientes figuras.

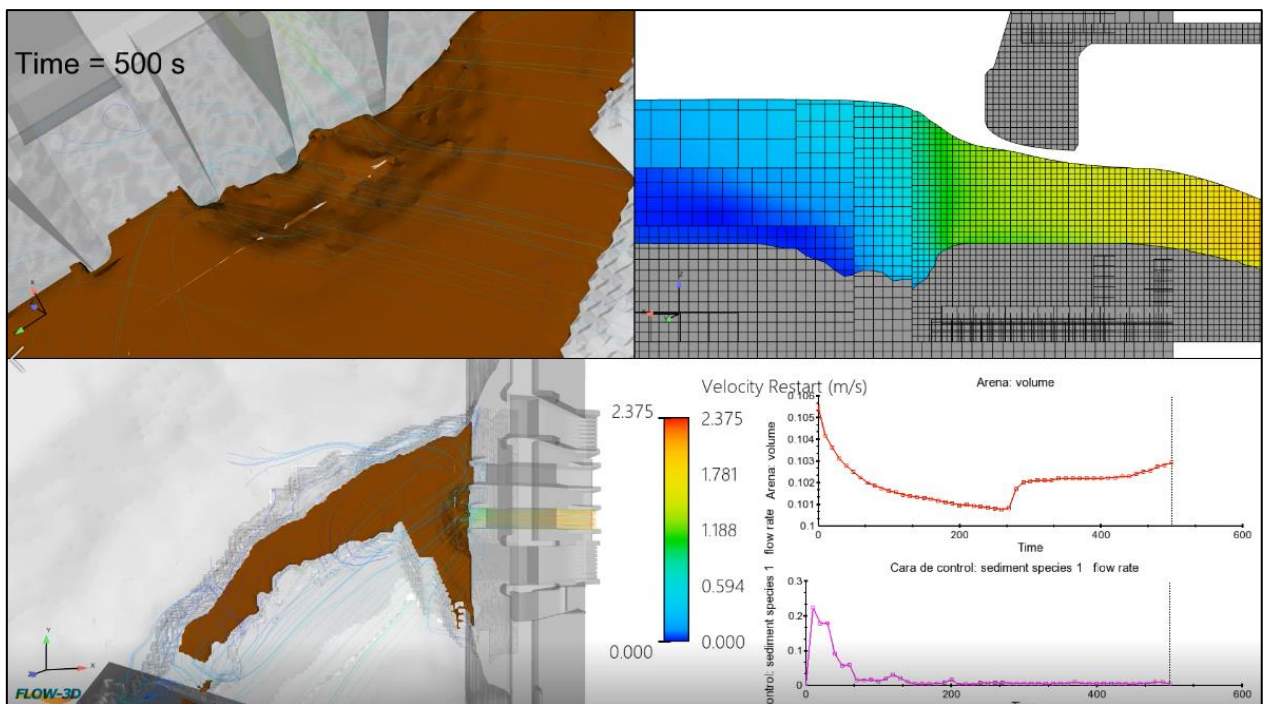


**Figura 4-24** Líneas de corriente por efecto del flushing, desagüe derecho  $Q=0.02005 \text{ m}^3/\text{s}$ , Escala de color para velocidad del flujo en m/s

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020



**Figura 4-25** Líneas de corriente por efecto del flushing, desagüe derecho  $Q=0.03016 \text{ m}^3/\text{s}$ , Escala de color para velocidad del flujo en m/s  
Fuente: Cevallos y Ochoa 2020



**Figura 4-26** Líneas de corriente por efecto del flushing, desagüe derecho  $Q=0.03253 \text{ m}^3/\text{s}$ , Escala de color para velocidad del flujo en m/s  
Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

Del análisis de la **Figura 4-24**, **Figura 4-25** y **Figura 4-26**, se puede dar los siguientes comentarios:

- El emplazamiento propio de la presa provoca que la predominancia de las líneas de flujo sea hacia el desagüe de fondo izquierdo, sin importar que, para los escenarios en análisis, este desagüe se encuentre sin apertura.
- Durante los primeros segundos de modelación, las líneas de flujo predominan hacia el área izquierda del cuenco, pero con el paso del tiempo, al estar con apertura completa del desagüe de fondo derecho, el flujo se va equiparando dado que existe un área de salida del fluido. Las líneas de flujo siempre son más activas en el sector izquierdo en las inmediaciones de las presas, dado como se indicó antes, es una condición intrínseca del posicionamiento de la presa en el cuenco.
- La tasa de lavado de sedimentos comienza a estabilizarse alrededor de los 200 segundos de modelación, teniendo una total estabilización a los 500 segundos de modelación, lo cual en tiempo real equivale a 58.92 minutos. Desde este punto la tasa de lavado puede considerarse como estable.
- Los procesos de flushing, tienen una acción predominante hasta los 200 segundos de modelación, tal como se aprecia en las figuras **Figura 4-24**, **Figura 4-25** y **Figura 4-26**. Desde este punto, la pendiente del volumen de sedimento lavado en función del tiempo disminuye, teniendo una estabilización igualmente a los 500 segundos igual que el caso de la tasa de lavado, es decir que este proceso se da prácticamente en su totalidad, durante la primera hora de lavado.

#### **4.5.2 EFECTO EN EL FLUSHING POR EL FUNCIONAMIENTO UNITARIO DEL DESAGÜE DE FONDO IZQUIERDO**

Dentro del plan de pruebas ejecutado para el caso del funcionamiento unitario del desagüe de fondo izquierdo, se probó un caudal en modelo numérico, correspondientes a 31.98 l/s, teniendo los resultados que se indican en la siguiente figura.



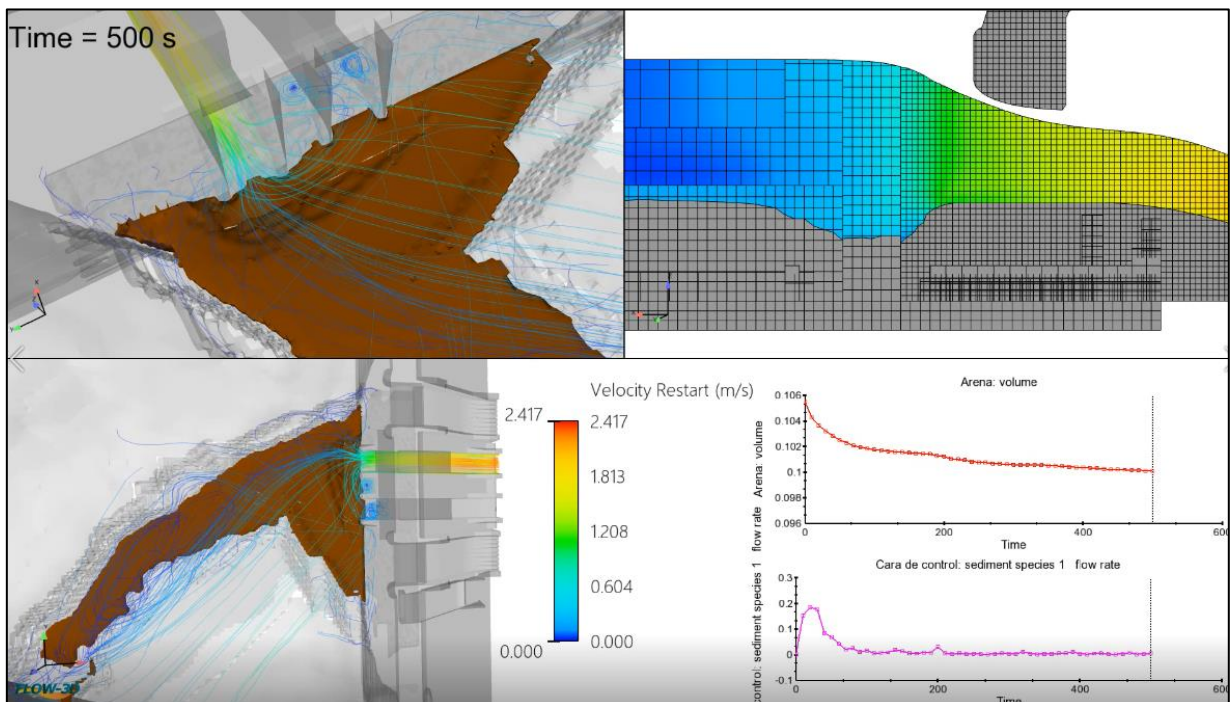


Figura 4-27 Líneas de corriente por efecto del flushing, desagüe izquierdo  $Q=0.03198 \text{ m}^3/\text{s}$ , Escala de color para velocidad del flujo en m/s

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

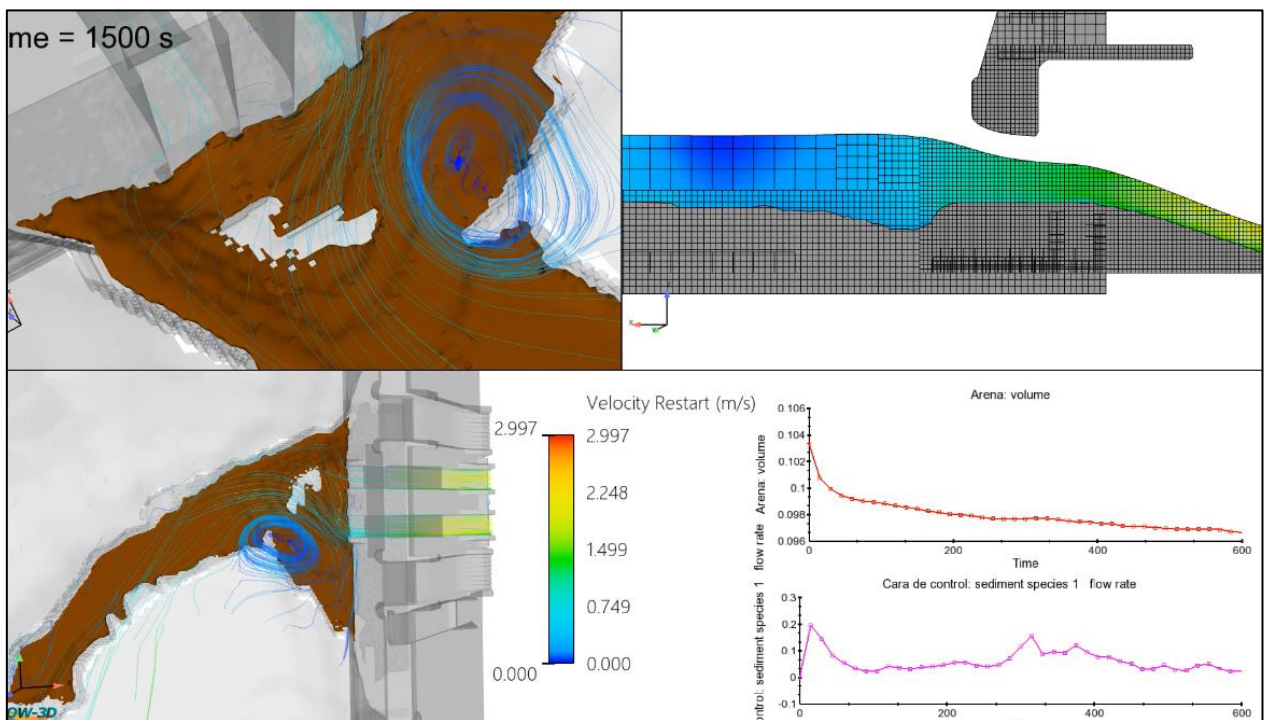
Del análisis de la **Figura 4-27**, se puede dar los siguientes comentarios:

- El emplazamiento propio de la presa inicialmente favorece que las líneas de flujo preferentemente se inclinen hacia el área izquierda en las inmediaciones de la presa.
- Durante todo el tiempo de modelación la totalidad de las líneas de flujo circulan hacia el desagüe de fondo izquierdo, teniendo muy poca acción de recirculación en el sector del desagüe de fondo derecho.
- La tasa de lavado de los sedimentos en este escenario se estabiliza alrededor de los 200 segundos de modelación y así continua durante todo el tiempo de simulación.
- Los procesos de flushing, predominantemente se dan durante los primeros 200 segundos de modelación. Desde este punto, la pendiente de la gráfica en función del tiempo se reduce a una tasa constante hasta llegarse a

estabilizar alrededor de los 500 segundos. Desde este punto en el tiempo, no existe mayor lavado de los sedimentos, tan solo una variación de la forma del cuenco de lavado en las proximidades del desagüe de fondo izquierdo y en menor grado en el área circundante al desagüe de fondo derecho.

#### 4.5.3 EFECTO EN EL FLUSHING POR EL FUNCIONAMIENTO COMBINADO DE LOS DOS DESAGÜES DE FONDO

Se ha analizado también el efecto del flushing con el funcionamiento de los dos desagües de fondo. El caudal analizado corresponde a  $0.03740 \text{ m}^3/\text{s}$  en modelo numérico.



**Figura 4-28** Efecto del flushing por el funcionamiento combinado de los desagües de fondo con un caudal de  $0.03740 \text{ m}^3/\text{s}$  en modelo numérico.

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

Del análisis de la **Figura 4-28**, se puede dar los siguientes comentarios:

- Dado que los dos desagües de fondo se encuentran en funcionamiento combinado, no se presenta una preferencia de las líneas de flujo hacia un área en específico del cuenco, sin embargo, en varios momentos a lo largo de la simulación, se evidencian torbellinos en la zona derecha del cuenco,

en las inmediaciones al sitio de emplazamiento de la presa, en el sitio donde se da el ensanchamiento del cauce del río.

- Se ha realizado la modelación con una duración de 1500 segundos en modelo numérico, lo cual equivale aproximadamente a tres horas en tiempo real. Se ha comprobado lo ya indicado en el caso del funcionamiento unitario de los desagües de fondo, es decir, que la acción de la tasa de lavado y los procesos de flushing propiamente dichos, se evidencian es su mayor porcentaje hasta los 500 segundos de modelación, lo que equivale en tiempo real aproximadamente a una hora.
- El lavado de la presa en el caso de funcionamiento de los dos desagües de fondo es equivalente a toda la longitud del cuenco, dado que el tener el doble de área de evacuación contribuye directamente a un mejor lavado de los sedimentos, concretamente en relación con la longitud de lavado del cauce aguas arriba del sitio de emplazamiento de la presa.

#### **4.6 VENTAJAS E INCONVENIENTES DE LOS PAQUETES COMPUTACIONALES PARA LA MODELACIÓN DEL FENÓMENO ANALIZADO.**

El proceso de realizar la modelación numérica para el lavado de presas por medio de flushing puede ser complicado y susceptible a muchas variaciones debido a las múltiples variables que intervienen sin embargo en este proyecto se intenta resumir las ventajas y desventajas más evidentes detectadas.

##### **4.6.1 VENTAJAS**

Entre las ventajas más evidentes se encuentra el costo operativo de construir el modelo y llevar a cabo la modelación. La posibilidad de probar múltiples caudales y disposiciones iniciales de sedimentos, así como escenarios de embalse lleno o vacío. También es importante poder variar las condiciones físicas de los sedimentos o incluso trabajar con distintos estratos y tasas de entrada de sedimentos con el caudal de ingreso del río. Es factible también considerar escenarios de distintas aperturas o combinaciones de desagües de fondo, así como escenarios de desastre como obstáculos en el cauce y realizar variaciones en la geometría de la

presa y sus accesorios sin la necesidad de realizarlo en el modelo físico. También es posible obtener perfiles de velocidad, presión y fuerza de arrastre para buscar puntos débiles o críticos en la estructura que pudieran requerir de refuerzos o atenciones especiales.

#### **4.6.2 DESVENTAJAS**

Entre las principales desventajas están la incertidumbre de la calidad del modelo sino se realiza una calibración de parámetros, el alto costo computacional pudiendo tomar varios días una disposición simple y mallado ajustado, a varias semanas una modelación de un periodo largo de análisis, siendo así el costo de espera para resultados puede incluso ser superior a de la ejecución y obtención de resultados de un modelo físico, debido a los tiempos muertos del proyecto. Se requieren equipos de hardware de altas prestaciones por lo que no es una herramienta de fácil acceso para consultores y proveedores de estos estudios hidráulicos. El llegar a un modelo estable puede requerir varias semanas de prueba y error en la construcción de mallados y evaluación de resultados por lo que se sugiere que las pruebas de validación se realicen de manera paralela sino el tiempo de ejecución se vuelve restrictivo para la consecución de objetivos del proyecto.

#### **4.7 DETERMINACIÓN DE LOS VALORES DE SEDIMENTOS LAVADOS EN FUNCIÓN DEL TIEMPO DE LAVADO DE LA PRESA.**

El tiempo de lavado de presa será determinado en función de los caudales medios del río procurando no afectar la producción de la presa si la misma provee producción hidroeléctrica, además dependerá de la cantidad de sedimentos que se puede lavar sin afectar de manera negativa las condiciones ambientales aguas abajo con niveles excesivos de concentración de sedimentos, este proyecto de titulación no cubre el alcance de dichos parámetros. Sin embargo evalúa el efecto del arrastre de sedimentos en función de las tasas de lavado y la variación volumétrica en el lavado de acuerdo con el efecto del flushing con uno y dos desagües operando simultáneamente. Para efectos comparativos y considerando las condiciones iniciales con las que se calibro el modelo físico y numérico todas

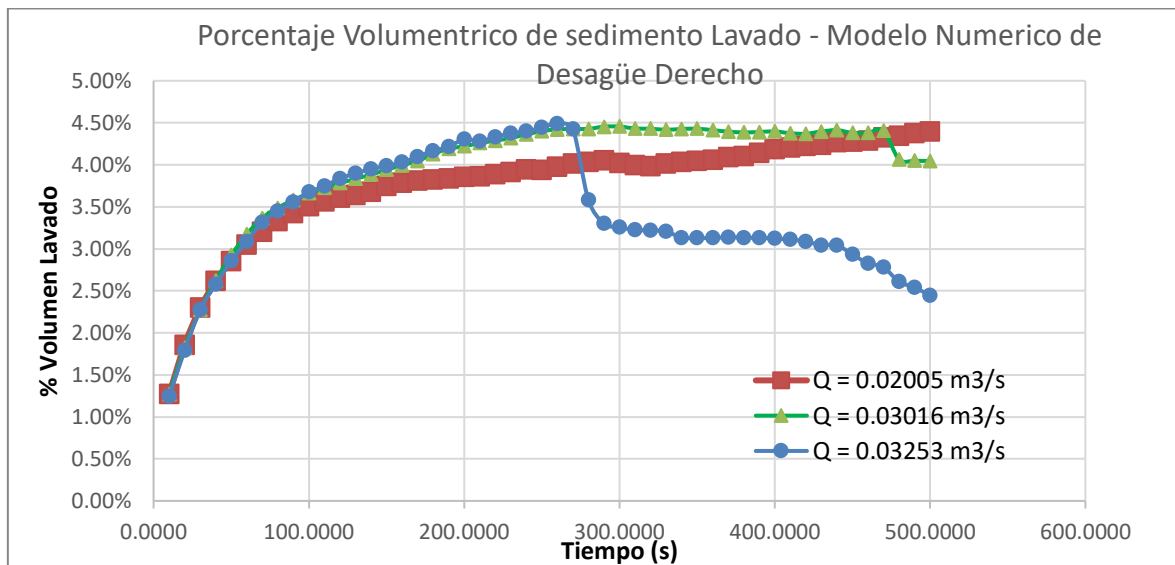
las corridas, se parte con un mismo volumen inicial y se analiza el lavado en función del porcentaje de este volumen lavado en un tiempo similar.

#### **4.7.1 RELACIÓN DEL PORCENTAJE DE VOLUMEN LAVADO VS EL TIEMPO.**

Para este análisis se toma el volumen inicial de sedimentos existentes en el embalse y el porcentaje volumétrico lavado del mismo en el ensayo, para los distintos casos modelados. El evento estudiado parte de premisas no replicables en la realidad debido a un volumen inicial constante para todos los escenarios acomodado de la misma manera y con las mismas condiciones de inicio del flujo, sin embargo, esta particularidad permite la comparación entre los distintos modelos numéricos, permitiendo obtener un análisis general del fenómeno.

##### **4.7.1.1 Efecto del tiempo de lavado en el desagüe derecho.**

Para este análisis se toma como parámetro un criterio inicial que compara los tres modelos de lavado con el desagüe derecho, En la figura siguiente se observa que para el caudal menor de  $0.02005 \text{ m}^3/\text{s}$  equivalente a  $354.43 \text{ m}^3/\text{s}$ , luego de la primera descarga rápida y llegando a una descarga constante de caudal se da una tasa porcentual de lavado volumétrico constante, lo cual es el fin del lavado, que la misma se mantenga y pueda mantenerse el proceso del lavado, en los casos de caudales mayores  $Q_m = 0.03016 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $0.03253 \text{ m}^3/\text{s}$  equivalentes a  $Q_p = 533.15$  y  $575.04 \text{ m}^3/\text{s}$  se observa que el volumen desciende esto se debe a que los altos volúmenes observados de sedimentos suspendidos tienden a depositarse al encontrar una condición de flujo uniforme, caso que se da en el modelo mas no en la realidad, pero da pautas para considerar que los lavados por flushing se den en preferencia dentro de las condiciones de lavado de embalse garantizando el mayor arrastre y evitando el re depósito del sedimento en otras zonas del embalse **Figura 4-29**. Con objeto demostrativo se presenta también en la figura **Figura 4-30** el de la zona de depósito en el lado derecho del embalse para un caudal alto con mayor socavación y acumulaciones marcadas entre líneas punteadas, lo que en comparación con el evento de la figura **Figura 4-31** se observa no se dan depósitos nuevos de sedimentos.

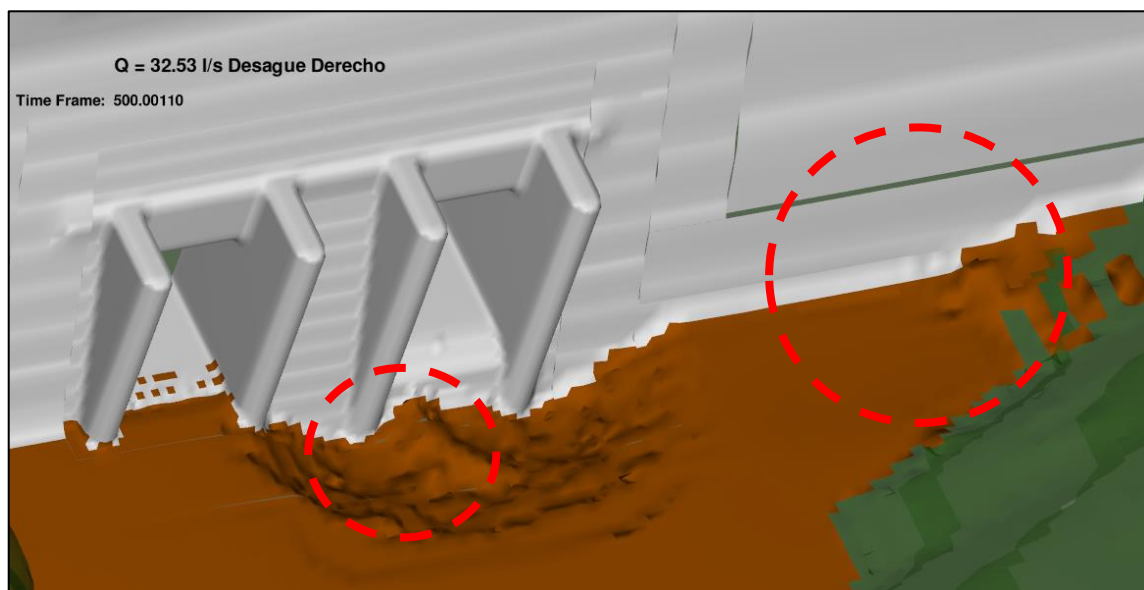


**Figura 4-29** Porcentaje volumétrico lavado en función del tiempo, Modelo Numérico - Desagüe Derecho

N

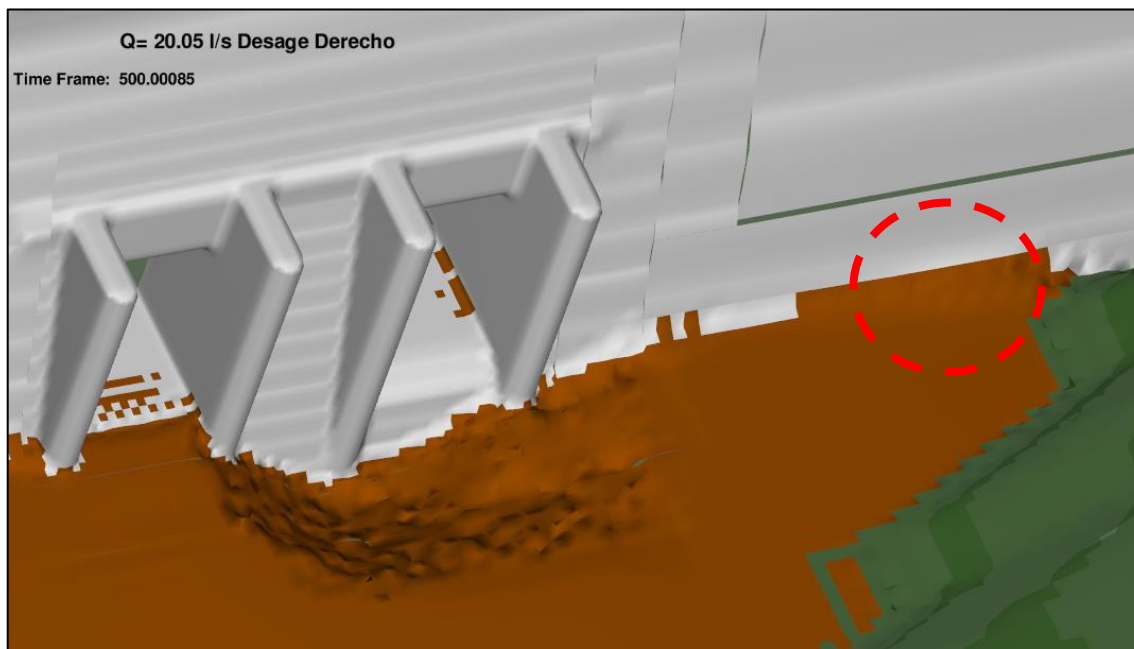
Fuente: /0 Cevallos y Ochoa 2020.

Es te efecto con caudales altos no significa que el lavado se inútil sino ineficaz al tener1 que espera el de0rrumbe de taludes para que se dé nuevamente el efecto esperado de salida de sedimentos. Lo que prolonga los tiempos de lavado.



**Figura 4-30** Efecto de sedimentación en el lado derecho del embalse  $Q = 0.0353$   $m^3/s$ .  $T = 500s$

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.

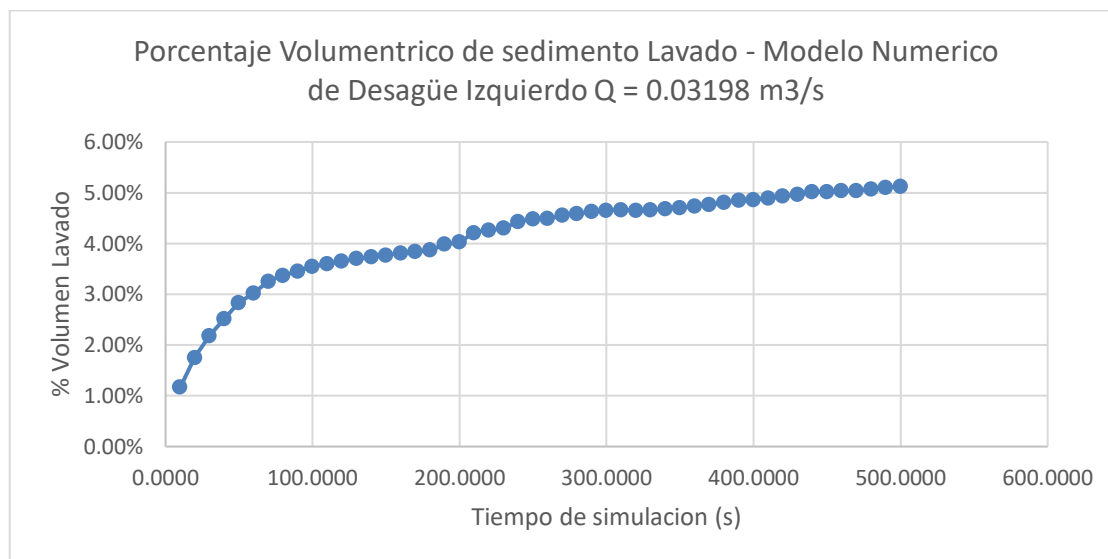


**Figura 4-31** Efecto de sedimentación en el lado derecho del embalse  $Q= 0.02005$   $m^3/s$ .  $T=500s$

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.

#### 4.7.1.2 Efecto del tiempo de lavado en el desagüe Izquierdo.

Con las consideraciones realizadas para el desagüe derecho y considerando el efecto de la ubicación de la presa, la curva de llegada del flujo en el embalse, se observa en la **Figura 4-32**, una mayor eficiencia de lavado en el desagüe izquierdo con caudales constantes de flujo uniforme equivalentes a flujos que en el caudal derecho presentaron un efecto de sedimentación fuerte por la recirculación del flujo. El caudal de  $0.03198 m^3/s$  en modelo equivalente a  $565.33 m^3/s$  en prototipo presenta un lavado eficiente y sin sedimentación en general en el embalse.



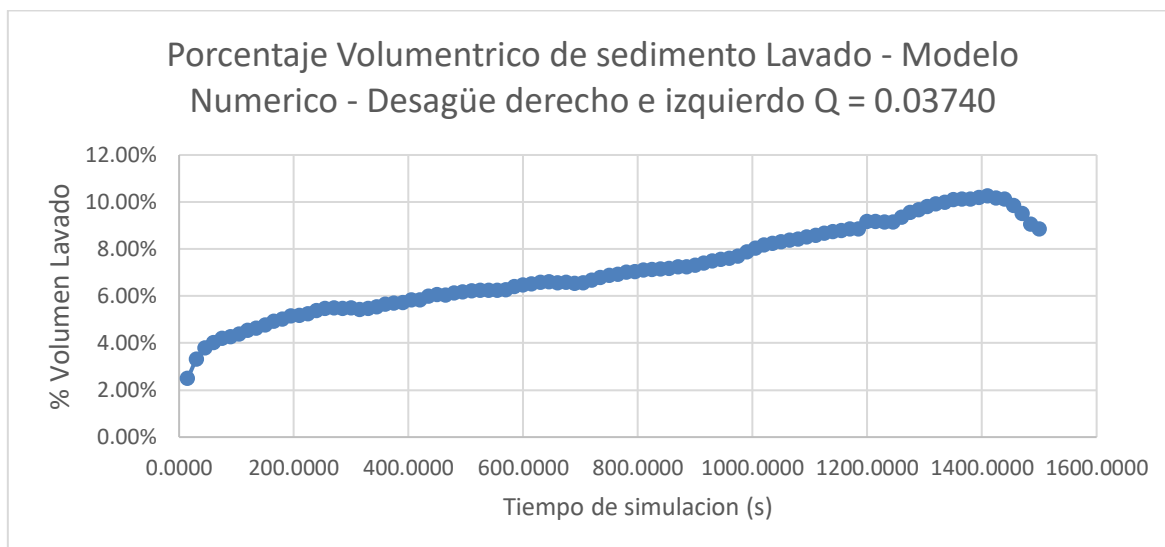
**Figura 4-32** Porcentaje volumétrico lavado en función del tiempo, Modelo Numérico - Desagüe Izquierdo

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.

#### 4.7.1.3 Efecto del tiempo de lavado en desagües derecho + izquierdo

En el caso de dos desagües abiertos estos presentan una buena eficiencia de lavado para caudales considerables en el caso modelado de  $Q_m = 37.40$  l/s equivalente a  $Q_p = 661.14$  m<sup>3</sup>/s, en la **Figura 4-33** se observa una tasa constante de lavado hasta 1400 segundos, sin embargo es importante mostrar que en los 500 segundos de lavado de este escenario y en comparación con el efecto de lavado del desagüe izquierdo tiene un porcentaje solamente 1% mayor, siendo así el efecto deseado de lavado con dos desagües no es mucho mayor que el de realizar el lavado con el desagüe izquierdo solamente, sin embargo por la experiencia aquí adquirida se estima que para caudales menores con calados menores y mayor efecto de arrastre en el fondo, el lavado a través de desagüe derecho + izquierdo debería ser más efectivo. Por las limitaciones del tiempo de modelación en este trabajo de titulación no se ha podido verificar esta condición sin embargo se recomienda en trabajos futuros analizar en una modelación complementaria en este modelo numérico con caudales iguales a dos o tres veces el caudal medio anual. Pudiendo ser un escenario más representativo de las condiciones de funcionamiento real de la presa.





**Figura 4-33** Porcentaje volumétrico lavado en función del tiempo, Modelo Numérico - Desagüe Derecho + Izquierdo  
Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.

#### 4.7.2 TASA MEDIA DE LAVADO PARA PERIODOS EXTENDIDOS DE FLUSHING ( $m^3/s$ ).

El programa Flow-3D, según lo expuesto en la sección **2.1.8.8 Modelo de socavación de sedimento en software FLOW-3D**, considera el proceso de movimiento del material por transporte de fondo y material suspendido, sin embargo para este análisis se considera el volumen del material separado del bloque inicial de sedimentos, con el afán de verificar cuanto se socavo por efecto del flushing y fue retirado del embalse, queda un fracción mínima en suspensión que no es considerada por efectos prácticos.

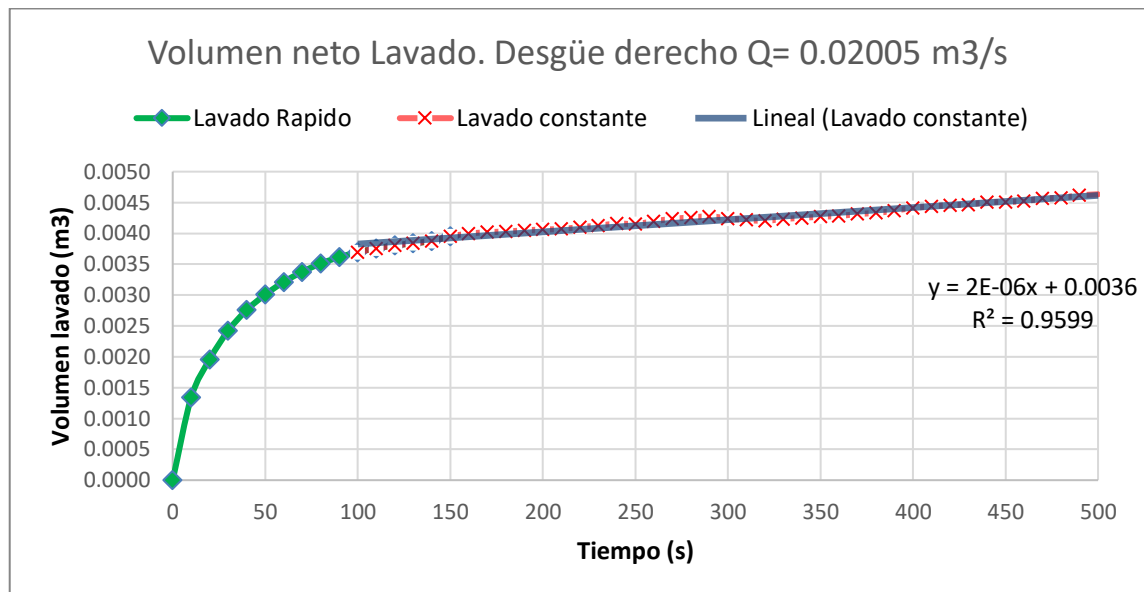
Este trabajo de titulación presenta limitaciones para presentar la tasa media de lavado aplicable al prototipo, deben ser considerados las formas depósitos de los sedimentos propias del embalse así como características propias del sedimento heterogéneo, considerar que la tasa de lavado teórica aquí planteada será representativa del prototipo puede ser arriesgado pues se considera que la capacidad de lavado del embalse es mucho mayor a las tasas aquí obtenidas en condiciones controladas, siendo así se presentan dos versiones de la tasa de lavado de sedimentos una aplicando un criterio extendido para la primera hora de lavado con la particularidad del efecto fuerte del inicio de lavado así como una tasa

media de la primera hora, misma que a criterio de los tesisistas representa mejor una condición de lavado sujeta a múltiples variables pues las condiciones de laboratorio son inviables en la naturaleza sin embargo han perimido obtener parámetros para futuras simulaciones y mejoras en el modelo de lavado de la presa Toachi.

#### **4.7.2.1 Tasa media de lavado para desagüe derecho**

Para este caso se analiza el lavado en dos secciones el volumen lavado en los primeros segundos y la tasa constante que se considera se puede extrapolar para un tiempo mayor.

En el caso de desagüe derecho para el caudal de  $0.02005 \text{ m}^3/\text{s}$  del modelo numérico equivalente a  $354.43 \text{ m}^3/\text{s}$  en prototipo siendo el escenario sujeto a menores efectos de sedimentación se ha estimado que en la primera hora de lavado se retiran  $0.0046 \text{ m}^3$  del modelo con su equivalencia de  $579.08 \text{ m}^3$  en prototipo, con una tasa media de lavado de  $0.16379 \text{ m}^3/\text{s}$  en prototipo **Figura 4-34**. Luego de esta primera fase, se observa que luego de esta hora se estima un comportamiento lineal con una tasa media de lavado de  $120.81 \text{ m}^3/\text{h}$  en prototipo siendo la capacidad de lavado completamente reducida con relación a la primera hora, sin embargo esta tasa constantes se da en el caso de una caudal constante aplicado a la presa, entendiendo que en la realidad el embalse se verá afectado por otras variables como la variación de caudal o movimientos de sedimento dentro del embalse y se describe con fines teóricos.

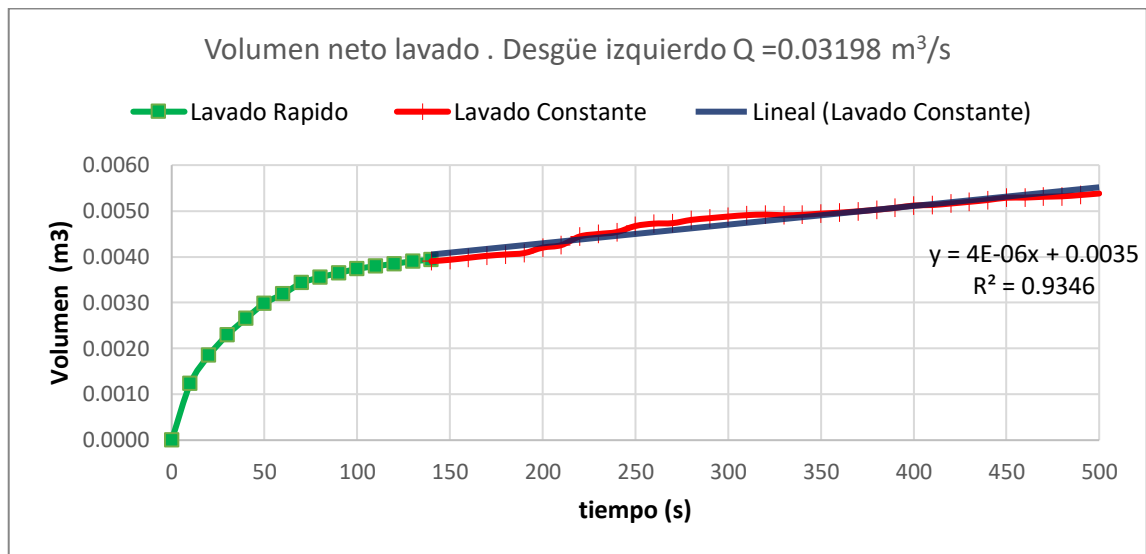


**Figura 4-34** Volumen lavado neto modelo numérico, Desagüe derecho Q=0.02005 m<sup>3</sup>/s

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.

#### 4.7.2.2 Tasa media de lavado para desagüe izquierdo

De manera análoga a la evaluada en el desagüe derecho se estima que el volumen lavado en la primera hora del desagüe izquierdo se aproxima a 675 m<sup>3</sup> con una tasa media de lavado de 0.191 m<sup>3</sup>/s **Figura 4-35**, en la proyección constante de este modelo numérico se observa una tasa de 244 m<sup>3</sup>/hora el doble de la estimada para el desagüe derecho y se puede observar esta relación en la pendiente de la línea recta. De igual manera se presenta con fines teóricos.

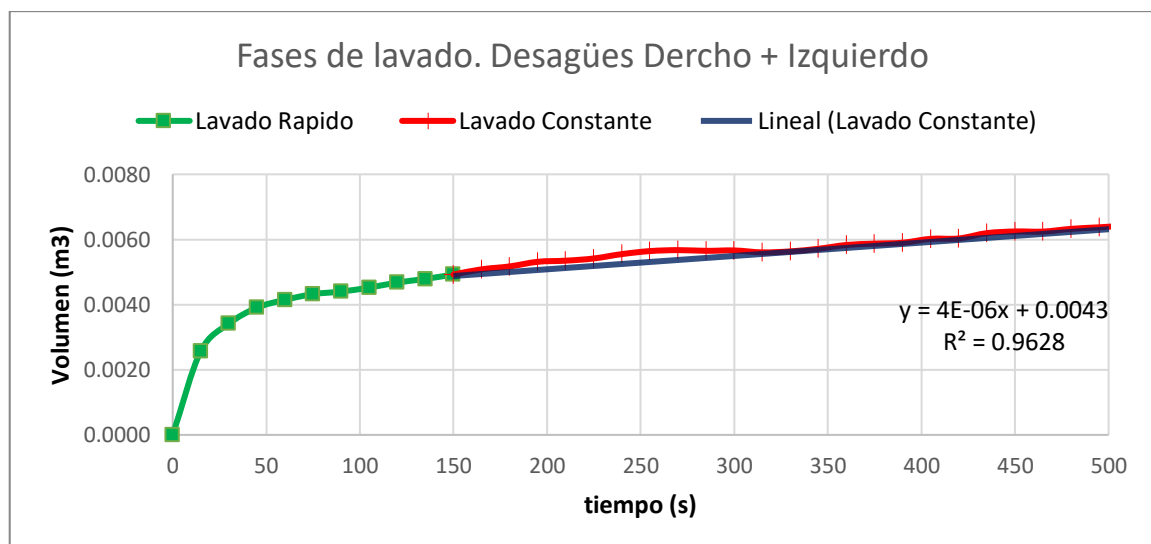


**Figura 4-35** Volumen lavado neto modelo numérico, Desagüe izquierdo  $Q = 0.03198 \text{ m}^3/\text{s}$

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.

#### 4.7.2.3 Tasa media de lavado para desagües Derecho + Izquierdo

En el caso de la apertura total de desagües simultáneos se observa un lavado de  $802.93 \text{ m}^3$  con una tasa media de  $0.2226 \text{ m}^3/\text{s}$  **Figura 4-36**, en la sección constante se presenta una tasa media de  $265.93 \text{ m}^3/\text{hora}$  siendo levemente mayor al valor teórica prestado para desagüe izquierdo.



**Figura 4-36** Volumen lavado neto modelo numérico, Desagües derecho + izquierdo  $Q = 0.03740 \text{ m}^3/\text{s}$

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020.

## **4.8 ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS DEL MODELO NUMÉRICO CON LOS RESULTADOS DEL MODELO FÍSICO.**

En el estudio de la presa Toachi y sus obras complementarias en modelo físico, como uno de sus resultados se obtuvieron curvas adimensionales en función de los parámetros longitud de lavado y profundidad de socavación. A partir de estas curvas en modelo físico, se puede comparar con las mismas curvas obtenidas en base de los resultados en modelo numérico, y de este análisis tener conclusiones entre estos modelos. Además, tanto para las presiones en el desagüe de fondo, longitud de lavado y profundidad de socavación, en este apartado se presentarán ciertos comentarios comparativos.

### **4.8.1 ANÁLISIS DE LONGITUD DE LAVADO ENTRE MODELO FÍSICO Y NUMÉRICO**

Como se mencionó al inicio de este apartado, en el estudio del modelo físico se generó una curva adimensional en función de los datos de la longitud de lavado. Los datos y la curva obtenida se presentan en la sección **3.2.7.2 Comparación de resultados de lavado del embalse**

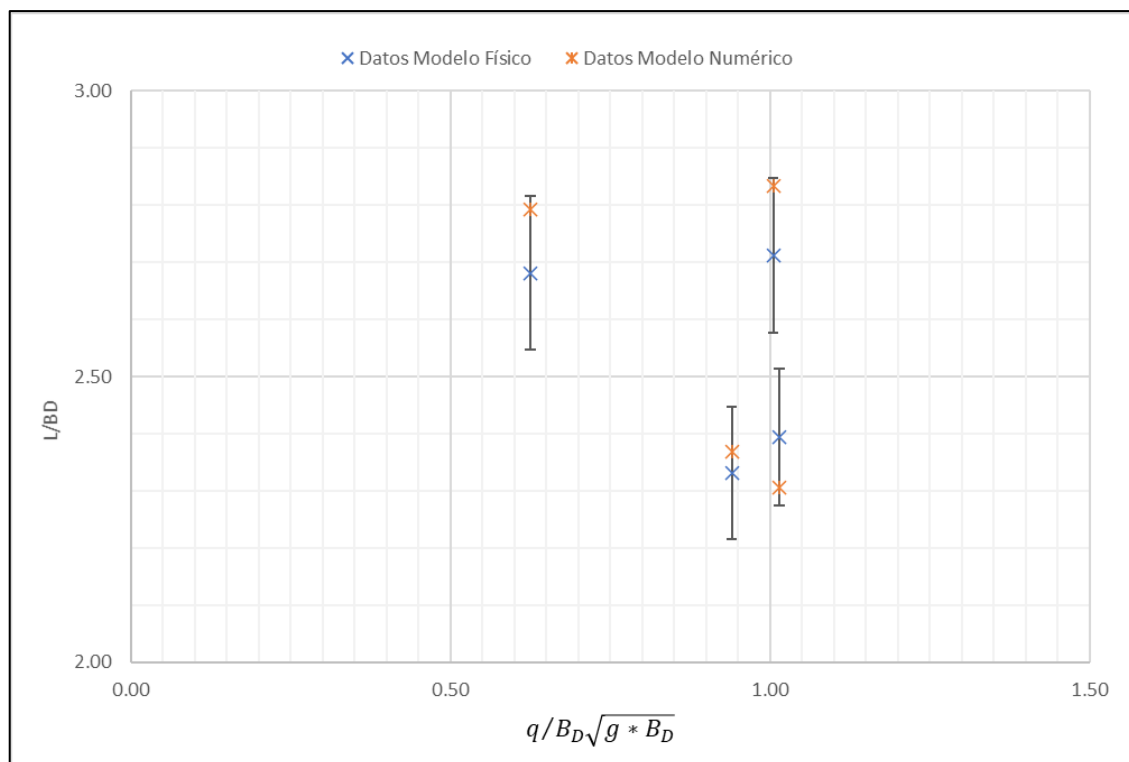
El análisis de la longitud de limpieza para el caso del funcionamiento combinado de los desagües de fondo es la misma para el caso del modelo físico y el modelo numérico, razón por la cual se analizará los datos de la **Tabla 4-7** del funcionamiento unitario de los desagües de fondo derecho e izquierdo.

**Tabla 4-7**

Comparación de datos del estudio en modelo físico y numérico

Relación adimensional 1						
Desagüe de fondo	Q Prototipo	B <sub>D</sub>	q	L/B <sub>D</sub> Numérico	L/B <sub>D</sub> Físico	$q/B_D\sqrt{g * B_D}$
	m <sup>3</sup> /s	m	m <sup>2</sup> /s			
Derecho	354.47	8.00	44.31	2.79	2.68	0.63
	533.13	8.00	66.64	2.37	2.33	0.94
	575.09	8.00	71.89	2.31	2.39	1.01
Izquierdo	569.91	8.00	71.24	2.83	2.71	1.01
Derecho e Izquierdo	750.48	8.00	46.91	17.03	17.03	0.23
	694.77	8.00	43.42	17.03	17.03	0.22

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

**Figura 4-37** Curva Adimensional 1. Comparación entre valores de modelo físico y numérico

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

Analizando la **Figura 4-37**, se puede concluir que los valores obtenidos en modelo físico y numérico mantienen una concordancia entre sí, presentándose desviaciones según la barra de desviación (barra de color negro en la figura), de máximo el 5%. Esta conclusión tiene concordancia con lo descrito en el apartado **4.2.2 Longitud de socavación.**

#### 4.8.2 ANÁLISIS DE PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN ENTRE MODELO FÍSICO Y NUMÉRICO

Igual que para el caso del estudio de la longitud de lavado, para la profundidad de socavación también se generó una curva adimensional en el estudio en modelo físico. Los datos y la curva obtenida se muestran también el apartado

##### 3.2.7.2 Comparación de resultados de lavado del embalse.

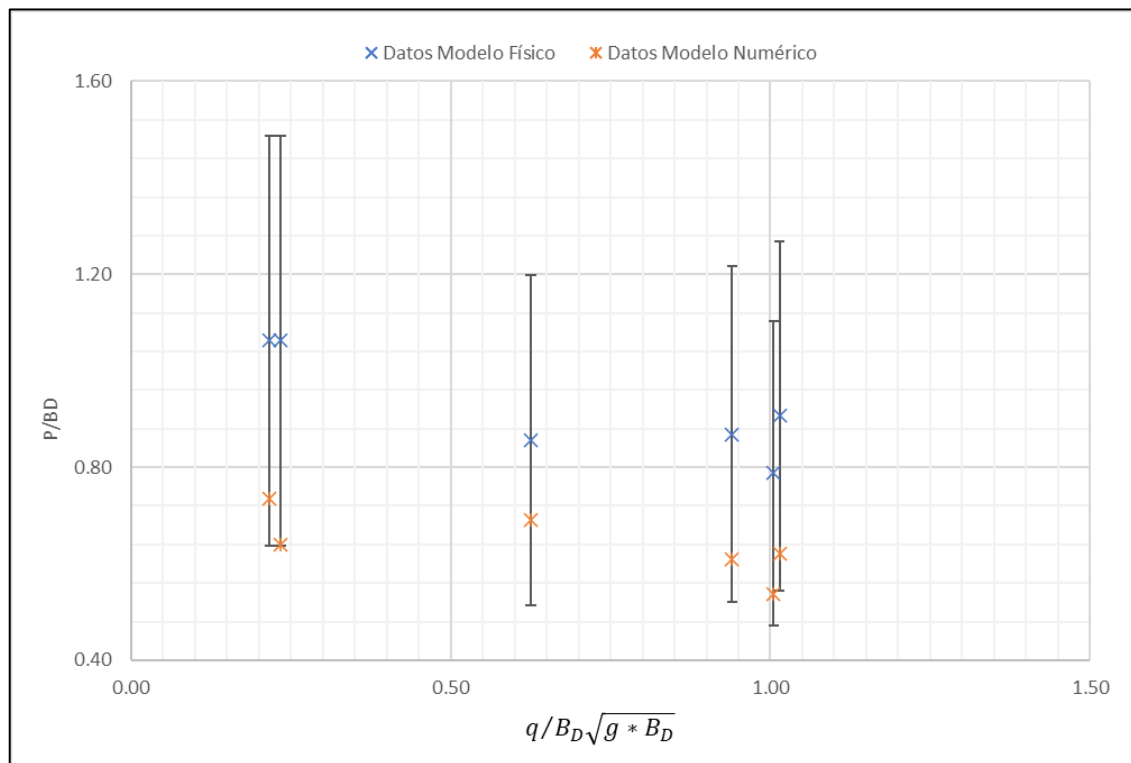
En la **Tabla 4-8** se detalla la comparación entre los resultados obtenidos en modelo físico y numérico y en la **Figura 4-38** se analizan los valores correspondientes a la curva adimensional resultante con su respectivas barras de error.

**Tabla 4-8**

Comparación de los resultados obtenidos en modelo físico y numérico. Parámetro profundidad de socavación.

Relación adimensional 2						
Desagüe de fondo	Q Prototipo	B <sub>D</sub>	q	P/B <sub>D</sub> Numérico	P/B <sub>D</sub> Físico	$q/B_D\sqrt{g * B_D}$
	$m^3/s$	m	$m^2/s$			
Derecho	354.47	8.00	44.31	0.69	0.86	0.63
	533.13	8.00	66.64	0.61	0.87	0.94
	575.09	8.00	71.89	0.62	0.91	1.01
Izquierdo	569.91	8.00	71.24	0.54	0.79	1.01
Derecho e Izquierdo	750.48	8.00	46.91	0.64	1.06	0.23
	694.77	8.00	43.42	0.73	1.06	0.22

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020



**Figura 4-38** Curva Adimensional 2. Comparación entre valores de modelo físico y numérico

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

Del análisis de la curva anterior, se puede concluir que la curva adimensional obtenida en modelo físico no guarda concordancia con los datos obtenidos en el estudio en modelo numérico, las barras de desviación muestran valores mayores al 5%, llegando incluso a valores de alrededor del 40%. Esta conclusión es un alcance a lo ya indicado en el apartado **4.2.3 Profundidad de socavación**, en el cual se mencionó que la profundidad de socavación en este estudio no es un parámetro de calibración.

## 4.9 COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS CON LAS ECUACIONES TEÓRICAS.

Con fines comparativos se presentan los resultados obtenidos de las modelaciones numéricas con las ecuaciones empíricas publicadas por (Atkinson, 1996), de donde se encuentran los resultados comparados en la tabla siguiente. De inicio es interesante la suposición de que a mayor caudal mayor será la tasa de



lavado constante, lo que a priori sería correcto sin embargo no consideran los efectos de la cuenca y el calado del embalse, una cuenca más ancha con un calado menor tendrá una área de arrastre mayor, esta acotación se refuerza con el ancho del canal de socavación estimado  $W_f$ , el que de acuerdo a las fórmulas empíricas presentadas en la bibliografía se calculan con anchos de 240 a 329 metros mismos que no son consistentes con la topografía del valle del embalse cuyo fondo es mucho menor con un ancho máximo en la base de la presa de 75 m aproximadamente. Estos resultados refuerzan el hecho de que las ecuaciones empíricas deben ser aplicadas en el mismo contexto y en lo posible en con los mismos preceptos con los que fueron elaboradas, por lo que estas fórmulas no serían consistentes con un emplazamiento de presa encañonado como suele ser la practica en los andes sudamericanos. Tal y como lo presenta (Atkinson, 1996), los resultados observados son significativamente menores que los predichos con factores de 3 o más cuando son aplicados en condiciones diferentes a las obtenidas en china para establecer la ecuación, esto permite que sea usado como factor de corrección.

**Tabla 4-9**

*Comparación de resultados prácticos con ecuaciones empíricas*

<b>Q<sub>sest</sub></b>	<b>Q<sub>sObs</sub>model</b>	<b>Relación</b>	<b>Q<sub>m</sub></b>	<b>Q<sub>p</sub></b>	<b>W<sub>f</sub></b>	<b>W<sub>f</sub></b>	<b>W<sub>f</sub></b>
<b>ton/s</b>	<b>o</b>	<b>Q<sub>est</sub>/Q<sub>obs</sub></b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>	<b>m</b>	<b>prot</b>	<b>Modelo</b>
	<b>ton/s</b>					<b>m</b>	<b>m</b>
1.2745	0.4259	2.99285	0.02005	354.44	240.9792584	43.275	0.8655
2.1670	0.3900	5.55642	0.03016	533.16	295.5548862		
2.3909	0.2340	10.21768	0.03253	575.05	306.9477871		
2.3385	0.4970	4.70550	0.03198	565.33	304.34187	44.5	0.89
2.8664	0.5788	4.95211	0.03740	661.14	329.1230327	52.5	1.05

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

Adicionalmente se observa en la **Tabla 4-9** que para los valores de desagüe izquierdo y dos desagües existe una mayor desviación entre los valores obtenidos por formulación con los obtenidos por la modelación numérica. Sin embargo, se recomienda que para las condiciones de presas del país y con un valor seguro para estimar la capacidad de transporte se tomen valores entre 3 y 5 para corrección de la formula empírica.

#### **4.10 PROPUESTA DE PLAN DE OPERACIÓN PARA DESAGÜES DE FONDO**

Un proceso de Plan de operación para desagües de fondo debe considerar muchos parámetros adicionales a los que pudieron ser evaluados en este trabajo de titulación, entre ellas determinar el periodo de tiempo del año en el que se deberán realizar los procesos de lavado, por las limitaciones de la información con las que se cuenta para la elaboración de este proyecto y por el alcance se propone según lo presentado en la sección **3.1.4** los procesos de flushing se den dentro del primer cuatrimestre del año donde se presentan picos de caudal para el periodo febrero – marzo, aun así se recomienda una revisión más exhaustiva de la información hidrológica para ajustar estos periodos de operación de lavado.

Adicionalmente un Plan de operación integral para los desagües deberá considerar las particularidades propias del efecto de apertura de las compuertas radiales mostradas en la sección **3.2.2**, este estudio sale del alcance de este proyecto de titulación, pero se recomienda se ejecute un ajuste complementario al modelo numérico resultado de este proyecto con la inclusión de objetos móviles según las capacidades del software utilizado en este proyecto. Con el fin de estudiar el fenómeno resultado de la variaciones y operación de compuerta, así como sus efectos por tiempo de apertura.

Luego de analizar los resultados se propone de manera aproximada un plan de operación para los desagües de fondo considerando que la operación real deberá tomar en cuenta parámetros adicionales al lavado del sedimentos, entre ellos el costo de producción eléctrica, la contaminación aguas abajo de la descarga, así como costos operativos de movilización de equipos, este trabajo de titulación pretende aportar con lineamientos generales para el mantenimiento y sugerir ideas para prolongar la vida útil de la presa. Es importante resaltar que los resultados presentados por el modelo numérico de este proyecto son efectos de la modelación de caudales máximos para periodos de retorno resultado del diseño de presa y modelación física, con los que se procedió a la calibración del modelo y se han aprovechado sus resultados para estimar un proceso de lavado de sedimentos, sin

embargo un plan ajustado deberá corresponder al estudio y modelación de caudales medios obtenidos de la variación interanual en la cuenca de aporte al embalse, el alcance de este trabajo no considero estas modelaciones adicionales, se recomienda hacer los ajustes en escenarios futuros que representen las condiciones de flujo más representativas de las condiciones reales.

Con todas las consideraciones anteriores se considera que este proyecto de titulación cumple parcialmente con el objetivo de la propuesta del plan de Operación para el desagüe de fondo y se requerirán de diversos estudios complementarios para llevar a la integralidad de un plan de esta índole.

#### 4.10.1 CONDICIONES DEL EMBALSE Y PRODUCCIÓN DE SEDIMENTOS

En la **Tabla 4-10** se observan parámetros de interés para proponer las operaciones de lavado, entre ellas que la producción anual de sedimentos de la cuenca es estimada de 0.71 hm<sup>3</sup>, este valor determina el balance que se deberá considerar para el costo de lavado y la capacidad del embalse de retener sedimento sin afectar la operación hidroeléctrica durante su periodo de vida. La cota de operación mínima es de 965 metros lo que significa que operaciones de flushing eficientes significan la para en la producción de la presa, costo que deberá ser considerado para las operaciones de lavado.

**Tabla 4-10**

*Aporte anual de sedimentos estimado y condiciones de operación de embalse*

<b>PARAMETRO</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>VALOR</b>
Aporte anual de sedimentos	hm <sup>3</sup>	0,71
Caudal medio anual	m <sup>3</sup> /s	41
Volumen anual de agua	hm <sup>3</sup>	1302,4
Capacidad del embalse	hm <sup>3</sup>	6,7
Capacidad embalse/V Anual	-	0,005
Capacidad embalse/Aporte Anual sed	-	9,437

Fuente: (Heredia, 2017)

#### 4.10.2 TASAS DE LAVADO ESTIMADAS PARA LA OPERACIÓN

Como se determinó en la sección **4.7.2 Tasa media de lavado para periodos extendidos de flushing** (m<sup>3</sup>/s). Se presentan en la **Tabla 4-11** las tasas de lavado para la primera hora de operación del flushing en el embalse, en condiciones de apertura total del desagüe derecho, izquierdo y simultaneo, se considera aquí un resumen de dichas tasas medias horarias las cuales a criterio del equipo de tesis representan de buena manera el lavado considerando las limitaciones del modelo físico con el que se realizaron las medidas comparativas y el costo operativo de las corridas del modelo numérico. Es muy importante citar que estos resultados cuantitativos parten de una medición de la modelación numérica, la que no puede ser comparada con volúmenes medidos de la modelación física, el proyecto de modelación física realizado presentó resultados de carácter cualitativo y no fue formulado con el fin de representar el proceso de sedimentación y lavado del embalse en condiciones reales, donde se deben estimar otros parámetros para la modelación de sedimentos. Aun así, se considera también que en condiciones reales la eficiencia del lavado es mayor al del modelo físico y numérico, esto debido a que las condiciones del sedimento depositado favorecen al arrastre del sedimento, lo que no se da en el caso artificial del que se partió para la modelación. También el modelo numérico por sus limitaciones en calibrar la profundidad de socavación subestima la capacidad efectiva del arrastre de sedimentos pudiendo considerarse esta variación como un factor de seguridad para la presentación de estos resultados, por tanto tomar la tasa de la primera hora de lavado y proyectarla se toma como una medida apropiada, que debe ser verificada como estudios posteriores.

**Tabla 4-11**

*Tasas volumétricas medias de lavado por cada desagüe Prototipo.*

Tasa de Lavado de sedimentos	Desagüe Derecho	Desagüe Izquierdo	Dos Desagües
m <sup>3</sup> /s	0.163790754	0.19114438	0.22262237

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

Estas tasas de lavado de sedimentos tendrán un efecto inmediato en la concentración de sedimentos, turbiedad, color y otras variables físico químicas del flujo superficial, este análisis de impactos ambientales merece un trabajo independiente en función de las condiciones propias del río aguas abajo y sus posibles efectos citados en la sección **2.2.1 Lavado de sedimentos en embalses**

#### 4.10.3 PROPUESTA DE LAVADO POR DESAGÜE Y TIEMPO DE LAVADO

En este trabajo de titulación plantea un caso hipotético de lavado del volumen de producción anual de sedimentos de la cuenca retenidos en el embalse.

Es importante recomendar que la decisión de la frecuencia de lavado deberá estar fundamentada en el proceso de determinar la eficiencia de atrape de sedimentos. La eficiencia de atrape de un reservorio depende de muchos factores, entre ellos la tasa entre la capacidad del embalse y el caudal de entrada, la edad del reservorio, su forma y otras variables (Brune, 1953), al tomar la relación de la capacidad del embalse para el volumen total anual presentado en la **Tabla 4-10** de 0.005 y verificando el rango presentado en por (Brune, 1953) la eficiencia de atrape estará entre un rango medio de 25% y máximo de 42% de eficiencia de atrape presentadas en las **Tabla 4-12**, para fines de cálculo se toma el rango medio de eficiencia de atrape.

**Tabla 4-12**

*Volumen de sedimentos para Lavado*

Volumen de sedimentos para Lavado		
Aporte anual de sedimentos (Hm <sup>3</sup> )	0.71	
Eficiencia de atrape (Brune)	25%	43%
Sedimentos atrapados (Hm <sup>3</sup> )	0.175	0.3053

**Fuente:** Cevallos y Ochoa 2020

Considerando las tasas de lavado obtenidas y proyectando de manera lineal hasta obtener el lavado de los sedimentos atrapados para el embalse se ha obtenido la

**Tabla 4-13** de operación.

**Tabla 4-13***Tiempos de lavado proyectados para presa Toachi*

Lavado Proyectado		desagüe Derecho	desagüe Izquierdo	Dos desagües
Escenario	horas	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>
<b>Modelado</b>	1	579.08875	675.79875	802.830375
<b>PROYECTADO</b>	2	1179.293431	1376.23951	1602.88104
	4	2358.586863	2752.47903	3205.76209
	6	3537.880294	4128.71854	4808.64313
	225	132670.511	154826.945	180324.117
	260	153308.1461	178911.137	208374.536
	300	176894.0147	206435.927	240432.156

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

Se observa que la mayor eficiencia se da para el caso de apertura de desagües simultáneos, con una amplia desventaja para el caso del desagüe derecho, siendo la apertura de dos desagües levemente más eficiente que la del desagüe izquierdo, tema que concuerda con la forma del cauce, mismo que llega en dirección perpendicular al desagüe izquierdo dejando relegado al desagüe derecho fuera de las líneas principales del flujo.

**Tabla 4-14***Tiempos de lavado requeridos en presa – Días*

	Días por año
Desagüe Derecho e Izquierdo	9.38
Desagüe Izquierdo	10.83
Desagüe Derecho	12.50

Fuente: Cevallos y Ochoa 2020

En la **Tabla 4-14** se presentan propuestas del tiempo requerido del lavado por cada escenario, estas propuestas permiten valorar el costo operativo de la producción perdida, se recomienda entonces que el lavado por flushing se de en lo posible en condiciones de épocas lluviosas donde el costo de energía eléctrica es menor, no existe escases eléctrica por tanto la utilidad es menor, el tiempo de llenado de presa para restituir la operación será menor y es factible aprovechar el caudal lavado por los dos desagües, si se da un proceso de lavado en épocas de

estiaje por acciones emergentes u otros temas operativos se recomienda se dé solamente con el desagüe izquierdo para optimizar la eficiencia del lavado. Es importante considerar que para ajustar estas condiciones de operación propuestas es necesario realizar análisis sedimentológicos en el funcionamiento de la presa, donde se pueden obtener parámetros más exactos de la eficiencia de atrape de sedimentos con mediciones aguas arriba y aguas abajo de la presa.

## **CAPITULO 5. CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS**

Como aporte final al proyecto de titulación hemos considerado importante separar este capítulo en las conclusiones propias, obtenidas por el proceso de estudio, modelación numérica, post proceso y análisis de resultados, otros lectores podrán discernir conclusiones adicionales o incluso concluir que algunas de los comentarios aquí presentes no pudieran portar tanta importancia como la hacen otras, sin embargo pensamos que parte del proceso de aprendizaje y crecimiento como Ingeniero Civiles, Consultores e Ingenieros hidráulicos es la lectura crítica de los documentos técnicos. De esta manera se aporta al desarrollo dentro de cada una de las especialidades. Además, se plantean propuestas de trabajos futuros que como equipo hemos considerado de gran importancia para el aporte académico y al campo de la ejecución profesional que esperamos brinden un valor agregado y se puedan tomar en cuenta para los procesos de consultoría y diseño, reforzando procesos que, aunque importantes aun presentan vacíos en los proyectos de presentados para su construcción.

### **5.1 CONCLUSIONES**

El proyecto de titulación ha presentado dentro de las dificultades de su ejecución importantes conclusiones para el equipo de tesis, esperamos que estas conclusiones sirvan como aportes tanto para la academia como para equipos profesionales en su ejecución de proyectos, cuyas dudas pudieran asemejarse a las que fueron planteadas por los tesis al inicio de este proceso de titulación.

#### **Conclusiones en función de las hipótesis planteadas.**

- En el lavado de los sedimentos se tiene un efecto mayor dentro de la primera media hora de la apertura de los desagües. Es importante acotar que esta conclusión aplica a este trabajo de titulación debido al proceso de calibración que ha replicado en lo posible las condiciones en las que se realizaron los planes de pruebas del modelo físico, mismas que no se dan en un ambiente natural, dentro de estas condiciones principales esta la suposición de un paquete de sedimentos homogéneo con una granulometría tipo, y las



condiciones de que el lavado arranca con el embalse lleno a su máxima capacidad. Aun así, es importante relacionar esta conclusión con la teoría sobre el tema que establece a su vez que el mayor lavado se da en la fase del “Flushing” siendo la variación en el lavado de los sedimentos depositados mucho menor luego de un periodo posterior al efecto inmediato de Flushing. Sin embargo, el efecto absoluto de lavado se vera de acuerdo al periodo completo del flushing.

- El efecto del lavado de los sedimentos aguas arriba es mayor cuando se realiza una apertura simultanea de los desagües de fondos. Aunque pudiera considerarse un efecto físico obvio, se observa que el resultado de la apertura simultanea tiene un alcance mayor en el efecto del flushing, así también de manera complementaria se observa que el efecto del lavado de fondo del desagüe izquierdo es mayor que el del derecho, esto debido a las condiciones morfológicas del cauce para la aproximación del flujo. Efecto que no se considera al momento de realizar los diseños de los elementos de desagüe de fondo y que se recomienda en estudios posteriores estudien este efecto para optimizar la colocación de los desagües los que no necesariamente deberán estar en el centro de la presa para obtener los mejores resultados.

### **Conclusiones sobre la ejecución del proceso de modelación y aportes adicionales obtenidos con la ejecución del proyecto de titulación.**

- Aplicación de modelos de turbulencia dentro del marco de lavado de sedimentos:

En la evaluación y practica se ha observado buenos resultados con los métodos de cálculo de modelo de turbulencia RANS, siendo el modelo K- $\epsilon$  el seleccionado para este proyecto de titulación y ha mostrado buenos resultados, en revisión teórica se observa el uso reiterado del método de cálculo de modelo de turbulencia RNG, por lo que se recomienda que en caso de requerir modelos comparativos se apliquen ambos métodos previos a definir el modelo numérico de corridas de escenarios finales.

- Aplicación de las ecuaciones de arrastre de sedimentos dentro de la modelación numérica tridimensional:

Luego de realizar las modelaciones planteadas dentro del trabajo de titulación, se observó que, para el fenómeno físico estudiado, la ecuación de transporte que mejor calibró los datos en comparación al estudio en modelo físico es la ecuación de transporte planteada por Meyer-Peter&Muller. La ecuación de transporte de Van Rijn presenta mejores resultados con relación a la profundidad de socavación, aunque no se llega a calibrar el parámetro, dado que no se llegan a valores de desviación de los resultados que sean aceptables, y para el caso de la longitud de limpieza, esta ecuación sobreestima los valores de este parámetro. Estos resultados son propios del fenómeno estudiado en este trabajo de titulación, para futuros estudios, igual que lo hace la bibliografía técnica, se recomienda el estudio de estas dos ecuaciones de transporte y en virtud de los resultados tomar la decisión de que ecuación calibra de mejor manera los datos con relación a un parámetro de comparación, que en la mayoría de los estudios son los datos obtenidos del estudio del fenómeno en modelo físico.

- Proceso de ejecución de un modelo numérico tridimensional de lavado de presa:

La ejecución de una modelación numérica de lavado de presa puede ser un proceso extenso y complejo, por lo que la recomendación general es preparar las construcciones geométricas con la debida antelación y detalle, así como realizar una buena sustentación de los parámetros físicos para el sedimento modelado, en el caso de preparar una modelación física y levantar información para la calibración del modelo, se recomienda tomar en cuenta los registros de secciones transversales, curvas de nivel de los agujeros de socavación y fotografías en distintas vistas, se recomienda realizar pruebas de suelos que obtengan resultados de Angulo de reposo, densidad, cohesión y vacíos, de esta manera se reduce ostensiblemente la incertidumbre en el proceso de modelado. Finalmente, si no se tienen valores para la calibración previa se sugiere considerar los modelos numéricos como parámetros referenciales.

- Mallados en cauces, paquetes de sedimentos y desagües de fondo:

Dentro de las incursiones tempranas al modelo numérico se han realizado varios escenarios en relación con el mallado óptimo que presenta la más alta relación beneficio/costo computacional. Dentro del estudio en modelo numérico, un parámetro de gran importancia es obtener costos computacionales aceptables, esto es la conclusión del hecho que existe un umbral en el cual no se obtienen necesariamente mejores resultados o mejor representación del fenómeno, al tener mallados más finos con un mayor número de elementos, el arte de la modelación numérica en sí propiamente es obtener la mejor relación beneficio/costo, con los menores tiempos reales de simulación posibles. Se recomienda tener el menor número de tipos de mallado dentro del modelo, analizar los mínimos necesarios para obtener principalmente continuidad hidráulica en el modelo y la calibración en función de un parámetro de referencia. Como ejemplo, en este trabajo de titulación el parámetro de calibración fueron las presiones medidas en modelo físico a través del desagüe de fondo derecho para determinado caudal y su calado. Se recomienda ser igualmente crítico, de elegir con cuidado los puntos específicos del modelo que requieren una malla propia, como son, por ejemplo, la estructura que está siendo analizada, el volumen de entrada de fluido, los paquetes de sedimentos analizados, las áreas de unión entre superficies de control y las áreas propias de interés, que por ejemplo en este caso, son los desagües de fondo.

- Calibración y validación de resultados del modelo numérico con el modelo físico, su importancia en la aplicación y presentación de resultados:

Se recomienda ser crítico con los criterios de evaluación y aplicar las recomendaciones generales para la publicación de artículos científicos, (S. N. Lane et al., 2005), En la ejecución del presente proyecto se encontró especial dificultad en conseguir un modelo numérico estable con métodos de aproximación de resolución de segundo orden, siendo la resolución con métodos de primer orden de amplia discusión para la presentación de resultados. Sin embargo, se observó un buen ajuste para los resultados de socavación y arrastre de sedimentos.

## 5.2 TRABAJOS FUTUROS

Con los resultados de este trabajo de titulación se propone la elaboración de múltiples estudios complementarios dentro de la misma línea de investigación y con fines ulteriores que fortalezcan el proceso de ampliación del conocimiento y posibles aplicaciones en el campo del diseño y los procesos de operación de desagües en presas, evaluación de impactos en el procesos hidrológicos y efectos ambiental con las descargas de sedimentos, entre otros. Es así como proponemos las siguientes líneas de estudios.

- El complemento del modelo numérico resultado de este trabajo de titulación con la inclusión de las compuertas radiales, con elementos móviles, este estudio puede ayudar a evaluar parámetros como el inicio del movimiento de la masa fluida y sedimentos, así como evaluar el efecto mecánico de las fuerzas en distintas posiciones de apertura.
- El análisis del proceso de lavado con distintos escenarios de caudal, ajustando a las condiciones de funcionamiento de la presa, funcionamientos emergentes y otros escenarios que pueden ser de utilidad para el proceso de operación y mantenimiento de presa.
- Estimación de la producción de sedimentos dentro de la cuenca de aporte de la presa Toachi – Pilatón: Como información esencial para estudios más extensivos del proceso de sedimentación y su posible aplicación en modelos numéricos, es importante realizar un estudio de hidrológico, geológico y morfológicos, que complemente los posibles estudios que se hayan realizado en la consultoría para la construcción de la presa Toachi-Pilatón que pueda estimar la producción de sedimentos naturales de la cuenca, así como los posibles efectos antrópicos de contaminantes y sedimentos cuyos aportes a la cuenca que puedan tener un efecto en los procesos de sedimentación.
- Modelación del depósito de sedimentos en el embalse de la presa Toachi-Pilatón: Un nuevo aporte puede realizarse a la línea de investigación con el desarrollo de un proyecto que considere el modelado del proceso de depósito de sedimentos dentro del cauce natural de la presa y toda la

longitud del embalse, es así que se propone que con modelos bi y tridimensionales se realice un estudio que estime los procesos de sedimentación emulando los ciclos naturales de la cuenca, partiendo de los valores estimados de la producción de sedimentos.

- Modelación del lavado de embalse de la presa Toachi Pilatón a partir de un escenario de sedimentos depositados de manera natural en el cauce: Dentro del modelo numérico presentado en el presente estudio se propone complementar el modelo numérico ya calibrado con la topografía del cauce natural e incluir los procesos de sedimentación dentro del embalse, en la fase de depósito y consolidación de sedimentos, este estudio deberá considerar los valores referenciales que se tengan de estudios sedimentológicos y la posible fusión de modelos numéricos bi y tridimensionales o Shallow Waters / y tridimensionales para para el proceso de lavado de manera que se pueda realizar el estudio del lavado en condiciones que se asemejen de la manera más aproximada a las condiciones reales de la Cuenca
- Efectos aguas abajo por la alta concentración de sedimentos en los procesos de lavado del embalse: Esta propuesta considera visiones hidrológicas e hidro morfológicas donde se estudie los impactos físicos, químicos, bacteriológico y en general ambientales de los procesos de lavados de sedimentos en la presa Toachi Pilatón.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Amiraslani, S., Fahimi, J., & Mehdinezhad, H. (2010, junio 21). *The Numerical Investigation of Free Falling Jet's Effect on the Scour of Plunge Pool*. Proc. XVIII International Conference on Computational Methods in Water Resources, Barcelona, Spain,.
- An, S., Julien, P. Y., & Venayagamoorthy, S. K. (2012). Numerical simulation of particle-driven gravity currents. *Environmental Fluid Mechanics*, 12(6), 495–513. Scopus. <https://doi.org/10.1007/s10652-012-9251-6>
- Anderson, J. (1995). *Computational Fluid Dynamics*. McGraw-Hill Education. <https://books.google.com.ec/books?id=dJceAQAAIAAJ>
- Andersson, B., Andersson, R., Hlaakansson, L., Mortensen, M., Sudiyo, R., & van Wachem, B. (2011). *Computational Fluid Dynamics for Engineers*. Cambridge University Press. [https://books.google.com.ec/books?id=A\\_g50I6wS-0C](https://books.google.com.ec/books?id=A_g50I6wS-0C)
- Annandale, G. W., Morris, G. L., & Karki, P. (2016). *Extending the Life of Reservoirs: Sustainable Sediment Management for Dams and Run-of-River Hydropower* (3th Edition). World Bank Publications.
- Atkinson, E. (1996). *The feasibility of flushing sediment from reservoirs* (Monography OD 147; p. 99). <http://eprints.hrwallingford.co.uk/111/>
- Autodesk Inc. (2020). *STLOUT (Command)*. Autodesk Knowledge Network. <https://knowledge.autodesk.com/support/autocad/learn-explore/caas/CloudHelp/cloudhelp/2021/ENU/AutoCAD-Core/files/GUID-5E9946B5-D769-4881-BC0F-21F54840683D-htm.html>
- Barczak, N. (2019a, junio 10). *Practical CFD: General Approach*. Datawave Marine Solutions. <https://dmsonline.us/practical-cfd-general-approach/>

- Barczak, N. (2019b, agosto 19). *Practical CFD Modeling: Judging Convergence*. Datawave Marine Solutions. <https://dmsonline.us/practical-cfd-modeling-judging-convergence/>
- Basile, P. A. (2018). *Transporte de sedimentos y morfodinámica de ríos aluviales*. UNR Editora. Editorial de la Universidad Nacional de Rosario.
- Bayón-Barrachina, A., Dewals, B., Valero, D., Erpicum, S., Vallès-Morán, F., Archambeau, P., López-Jiménez, P. A., & Piroton, M. (2014). Comparison Of CFD Models For Multiphase Flow Evolution In Bridge Scour Processes. *5th IAHR International Junior Researcher and Engineer Workshop on Hydraulic Structures*, 9.
- Bombardelli, F. A., Meireles, I., & Matos, J. (2011). Laboratory measurements and multi-block numerical simulations of the mean flow and turbulence in the non-aerated skimming flow region of steep stepped spillways. *Environmental Fluid Mechanics*, 11(3), 263–288. <https://doi.org/10.1007/s10652-010-9188-6>
- Bradshaw, P. (1996). Turbulence modeling with application to turbomachinery. *Progress in Aerospace Sciences*, 32(6), 575–624. [https://doi.org/10.1016/S0376-0421\(96\)00003-6](https://doi.org/10.1016/S0376-0421(96)00003-6)
- Brune, G. M. (1953). Trap efficiency of reservoirs. *Eos, Transactions American Geophysical Union*, 34(3), 407–418. <https://doi.org/10.1029/TR034i003p00407>
- Burnham, J. (2011). *Modeling Dams with Computational Fluid Dynamics: Past Success and New Directions*. 39.
- Carrillo, J. M. (2014). *Metodología numérica y experimental para el diseño de los cuencos de disipación en el sobrevertido de presas de fábrica*. <http://hdl.handle.net/10317/4038>

- Carrillo, J. M. (2018). *Trabajo fin de periodo formativo. Programa de Doctorado: Medio Ambiente y Minería Sostenible* [PHD Thesis]. Universidad Politécnica de Cartagena.
- Castillo L, Carrillo J. M., & Álvarez M. A. (2015). Complementary Methods for Determining the Sedimentation and Flushing in a Reservoir. *Journal of Hydraulic Engineering*, 141(11), 10. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0001050](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001050)
- Castillo, L. G., & Carrillo, J. M. (2016). Scour, Velocities and Pressures Evaluations Produced by Spillway and Outlets of Dam. *Water*, 8(3), 68. <https://doi.org/10.3390/w8030068>
- Castillo, L. G., & Carrillo, J. M. (2017). Comparison of methods to estimate the scour downstream of a ski jump. *International Journal of Multiphase Flow*, 92, 171–180. <https://doi.org/10.1016/j.ijmultiphaseflow.2017.03.006>
- Celik, I. B. (2000). *Journal of Fluids Engineering Editorial Policy Statement on the Control of Numerical Accuracy*.
- Costanza, R., d'Arge, R., de Groot, R., Farber, S., Grasso, M., Hannon, B., Limburg, K., Naeem, S., O'Neill, R. V., Paruelo, J., Raskin, R. G., Sutton, P., & van den Belt, M. (1998). The value of the world's ecosystem services and natural capital. *Ecological Economics*, 25(1), 3–15. [https://doi.org/10.1016/S0921-8009\(98\)00020-2](https://doi.org/10.1016/S0921-8009(98)00020-2)
- de Groot, R. S., Wilson, M. A., & Boumans, R. M. J. (2002). A typology for the classification, description and valuation of ecosystem functions, goods and services. *Ecological Economics*, 41(3), 393–408. [https://doi.org/10.1016/S0921-8009\(02\)00089-7](https://doi.org/10.1016/S0921-8009(02)00089-7)
- Dey, S. (2014). *Fluvial Hydrodynamics: Hydrodynamic and Sediment Transport Phenomena*. Springer-Verlag. <https://doi.org/10.1007/978-3-642-19062-9>



- Díaz, S., Demissew, S., Carabias, J., Joly, C., Lonsdale, M., Ash, N., Larigauderie, A., Adhikari, J. R., Arico, S., Báldi, A., Bartuska, A., Baste, I. A., Bilgin, A., Brondizio, E., Chan, K. M., Figueroa, V. E., Duraiappah, A., Fischer, M., Hill, R., ... Zlatanova, D. (2015). The IPBES Conceptual Framework—Connecting nature and people. *Current Opinion in Environmental Sustainability*, 14, 1–16. <https://doi.org/10.1016/j.cosust.2014.11.002>
- Dunlop, S. L., Willig, I. A., & Paul, G. E. (2016). *Cabinet Gorge Dam Spillway Modifications for TDG Abatement-Design Evolution and Field Performance*.
- Durbin, P. A., & Reif, B. A. P. (2011). *Statistical theory and modeling for turbulent flows* (2nd ed). Wiley.
- Environmental Systems Research Institute, Inc. ESRI. (2019). *Formato ráster Esri ASCII*. ArcGIS for Desktop. <https://desktop.arcgis.com/es/arcmap/10.3/manage-data/raster-and-images/esri-ascii-raster-format.htm>
- Epely-Chauvin, G., Cesare, G. D., & Schwindt, S. (2014). Numerical Modelling of Plunge Pool Scour Evolution In Non-Cohesive Sediments. *Engineering Applications of Computational Fluid Mechanics*, 8(4), 477–487. <https://doi.org/10.1080/19942060.2014.11083301>
- EPN, & Hidrotoapi E.P. (2011). *Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias, Informe Técnico Fase I* (p. 110) [Monography]. Escuela Politecnica Nacional, Hidrotoapi E.P.
- EPN, & Hidrotoapi E.P. (2012). *Estudio en modelo hidráulico Escala 1:50 Presa Toachi y sus obras complementarias, Informe Técnico Fase II* (p. 69) [Monography]. Escuela Politecnica Nacional, Hidrotoapi E.P.
- Finnemore, E. J., & Franzini, J. B. (2002). *Fluid mechanics with engineering applications* (10th ed). McGraw-Hill.

- Flow Sciences Inc. (2008). *FLOW-3D User's manual version 9.3*. Flow Sciences Inc.
- Fruchard, F., & Camenen, B. (2012). Reservoir sedimentation: Different type of flushing - friendly flushing example of genissiat dam flushing. *ICOLD International Symposium on Dams for a changing world*, 6 p. <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-00761305>
- Gad-El-Hak, M. (1998). Fluid Mechanics from the Beginning to the Third Millennium. *INTERNATIONAL JOURNAL OF ENGINEERING EDUCATION*, 14(3), 177–185. /z-wcorg/.
- Garcia, M. (Ed.). (2008). *Sedimentation Engineering: Processes, Measurements, Modeling, and Practice*. American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784408148>
- Heras, S. de las, Iniciativa Digital Politècnica, & Universitat Politècnica de Catalunya. (2012). *Mecánica de fluidos en ingeniería*. Iniciativa Digital Politècnica. <http://ebooks.upc.edu/product/mecnica-de-fluidos-en-ingeniera>
- Heredia, E. (2017). *Estudios de operación de compuertas para prevención y contingencia del llenado y vaciado de los embalses y estudio sedimentológico, evacuación de sedimentos y lavado de sedimentos del embalse* (Estudio Núm. 1; Lavado de embalse (Manejo de sedimentos), p. 8). Celec Ep.
- Heredia, E., Buitron, R., Panchi, P., & Calo, J. (2012). *Estudio mediante modelación matemática de la sedimentación y lavado de sedimentos mediante "flushing" en el embalse Manduriacu*. 10.
- Hirsch, C. (2007). *Numerical Computation of Internal and External Flows: The Fundamentals of Computational Fluid Dynamics*. Elsevier Science. <https://books.google.com.ec/books?id=bsrkrw5MdtUC>

- Hirt, C. W., & Nichols, B. D. (1981). Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries. *Journal of Computational Physics*, 39(1), 201–225. [https://doi.org/10.1016/0021-9991\(81\)90145-5](https://doi.org/10.1016/0021-9991(81)90145-5)
- Jayanti, S. (2018). *Computational Fluid Dynamics for Engineers and Scientists*. Springer Netherlands. <https://doi.org/10.1007/978-94-024-1217-8>
- Jiménez, O., Farias, H. D., & Rodríguez, C. (2005). Procesos de sedimentación en embalses en ambientes tropicales. Estudios de casos en Costa Rica y República Dominicana. *Ingeniería del agua*, 12(3), 16. <https://doi.org/10.4995/ia.2005.2561>
- Kaless, G. (2017). *RUGOSIDAD EQUIVALENTE EN RÍOS CON LECHO DE GRAVAS EN CONDICIONES DE FLUJO DE CAUCE LLENO, CASOS DE RÍOS EN PATAGONIA*.
- Kantoush, S., Sumi, T., Suzuki, T., & Murasaki, M. (2010). Impacts of sediment flushing on channel evolution and morphological processes: Case study of the Kurobe River, Japan. *River Flow 2010*, 1165–1176. <http://henry.baw.de/handle/20.500.11970/99765>
- Kent, E. J., & Richardson, J. E. (1999). *Three-Dimensional Hydraulic Analysis for Calculation of Scour at Bridge Piers with Fender Systems*. 179–179. <https://cedb.asce.org/CEDBsearch/record.jsp?dockkey=0115192>
- Ketabdari, M. J. (2016). Free Surface Flow Simulation Using VOF Method. *Numerical Simulation - From Brain Imaging to Turbulent Flows*. <https://doi.org/10.5772/64161>
- Kondolf, G. M. (1997). PROFILE: Hungry Water: Effects of Dams and Gravel Mining on River Channels. *Environmental Management*, 21(4), 533–551. <https://doi.org/10.1007/s002679900048>
- Kuzmin, D. (2010). *A Guide to Numerical Methods for Transport Equations* (p. 226). University Erlangen.

- Lane, E. W. (1953). *Progress report on studies on the design of stable channels by the Bureau of Reclamation*.
- Lane, S. N., Hardy, R. J., Ferguson, R. I., & Parsons, D. R. (2005). A Framework for Model Verification and Validation of CFD Schemes in Natural Open Channel Flows. En *Computational Fluid Dynamics* (pp. 169–192). John Wiley & Sons, Ltd. <https://doi.org/10.1002/0470015195.ch8>
- López Montaña, D. (2017). *Desarrollo de un sistema para optimización de forma para perfiles aerodinámicos mediante algoritmos genéticos*. Universidad del País Vasco.
- Mahmood, K. (1987). *Reservoir sedimentation: Impact, extent, and mitigation* (Núm. WTP71; p. 134). The World Bank. <http://documents.worldbank.org/curated/en/888541468762328736/Reservoir-sedimentation-impact-extent-and-mitigation>
- Mastbergen, D. R., & Van Den Berg, J. H. (2003). Breaching in fine sands and the generation of sustained turbidity currents in submarine canyons. *Sedimentology*, 50(4), 625–637. <https://doi.org/10.1046/j.1365-3091.2003.00554.x>
- Mccartney, M., A Sullivan, C., & Acreman, M. (2001). *Ecosystem Impacts of Large Dams*.
- Mendonça, I. S. P., Canilho, H. D. L., & Fael, C. M. S. (2019). Flow-3D Modelling of the Debris Effect on Maximum Scour Hole Depth at Bridge Piers. *38th IAHR World Congress*, 2813–2821.
- Meyer-Peter, E., & Muller, R. (1948). Formulations of the Bed-load Transport. *Proc. of the II IAHR, Stockholm*, 39–64.
- Möller, G, Boes, R, Theiner, D, Fankhauser, A, De Cesare, G., & Schleiss. (2011). Hybrid Modeling of Sediment Management During Drawdown of

- Räterichsboden Reservoir. En *Dams and Reservoirs under Changing Challenges* (Vol. 1). Taylor & Francis Group.
- Mooney, H., Cropper, A., & Reid, W. (2005). *Confronting the Human Dilemma* (Vol. 434). <https://doi.org/10.1038/434561a>
- Morris, G. L., & Fan, J. (1998). *Reservoir Sedimentation Handbook: Design and Management of Dams, Reservoirs, and Watersheds for Sustainable Use* (Ver. 1.04 Electronic Version). McGraw-Hill. <https://books.google.com.ec/books?id=Vqfb-mVjVn8C>
- Movahedi, A., Kavianpour, M. R., & Aminoroayaie Yamini, O. (2018). Evaluation and modeling scouring and sedimentation around downstream of large dams. *Environmental Earth Sciences*, 77(8), 320. <https://doi.org/10.1007/s12665-018-7487-2>
- Mulley, R. (2004). *Flow of industrial fluids: Theory and equations*. CRC Press.
- Ochoa, V., Marín, W., & Osejo Varona, A. (2017). *Valoración de los servicios ecosistémicos del área de influencia del proyecto hidroeléctrico Ituango—Antioquia* (p. 127) [Técnico]. Instituto de Investigación de Recursos Biológicos Alexander von Humboldt. <http://hdl.handle.net/20.500.11761/34206>
- Olsen, N. R. B., & Haun, S. (2010). Free surface algorithms for 3D numerical modelling of reservoir flushing. *River Flow 2010*, 1105–1110.
- Omara, H., & Tawfik, A. (2018). Numerical study of local scour around bridge piers. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 151(1), 8.
- Parra, B. Z., Quiles, P. G. V., & Káiser, A. S. (2008). *Notas sobre simulación numérica de flujos de fluidos*. Universidad Politécnica de Cartagena.
- Pascual, U., Muradian, R., Brander, L., Gomez-Baggethun, E., Martín-López, B., Verma, M., Armsworth, P., Christie, M., Cornelissen, H., Eppink, F., Farley, J., Loomis, J., Pearson, L., Perrings, C., & Polasky, S. (2012). The

Economics of Valuing Ecosystem Services and Biodiversity. En *The Economics of Ecosystems and Biodiversity: Ecological and Economic Foundations* (Pushpam Kumar, p. P 253-256). Routledge.

Pourshahbaz, H., Abbasi, S., & Taghvaei, P. (2017). Numerical scour modeling around parallel spur dikes in FLOW-3D. *Drinking Water Engineering and Science Discussions*, 1–16. <https://doi.org/10.5194/dwes-2017-21>

Reid, W., Mooney, H., Cropper, A., Capistrano, D., Carpenter, S., Chopra, K., Dasgupta, P., Dietz, T., Duraiappah, A., Hassan, R., Kasperson, R., Leemans, R., May, R., Mcmichael, A., Pingali, P., Samper, C., Scholes, R., T Watson, R., Zakri, A. H., & Zurek, M. (2005). *Millenium Ecosystem Assessment Synthesis Report*.

Richardson, J. E., Panchang, V. G., & Kent, E. (1995). *Three—Dimensional numerical simulation of flow around bridge sub-structures. 2*, 1298–1302.

Roache, P. J. (1997). Quantification of Uncertainty in Computational Fluid Dynamics. *Annual Review of Fluid Mechanics*, 29(1), 123–160. <https://doi.org/10.1146/annurev.fluid.29.1.123>

Rodríguez, J. F., Bombardelli, F. A., García, M. H., Frothingham, K. M., Rhoads, B. L., & Abad, J. Ó. (2004). *High-resolution Numerical Simulation of Flow Through a Highly Sinuous River Reach*. <https://doi.org/10.1023/B:WARM.0000043137.52125.a0>

Santos R., L., & Lopez G., Santiago. (2015). *Valoración de servicios ecosistémicos generados por la construcción de infraestructuras: Desarrollo de la metodología*. Ediciones Universidad de Salamanca.

Shames, I. H. (2001). *Mecánica de fluidos*. McGraw-Hill.

Shashi Menon, E. (2015). Fluid Flow in Pipes. En *Transmission Pipeline Calculations and Simulations Manual* (pp. 149–234). Elsevier. <https://doi.org/10.1016/B978-1-85617-830-3.00005-5>

- Shiqiang Ye, & Paul Toth. (2015). *BANK EROSION CONTROL AT FREDERICKHOUSE DAM, ONTARIO*. 9.
- Smith, Heather Dianne. (2007). *Flow and Sediment Dynamics Around Three-Dimensional Structures in Coastal Environments*. Ohio State University.
- Soulsby, Richard. (1997). *Dynamics of marine sands*. T. Telford.
- Soulsby, RL, & Whitehouse, R. (1997). *Pacific coasts and ports '97: 13th Australasian Coastal and Ocean Engineering Conference and 6th Australasian Port and Harbour Conference, Cristchurch, New Zealand, 7—11 September 1997. Proceedings Vol. 1: ...* (pp. 145–150).
- Sukhdev, P., Wittmer, H., & Miller, D. (2014). The Economics of Ecosystems and Biodiversity (TEEB): Challenges and Responses. En D. Helm & C. Hepburn (Eds.), *Nature in the Balance* (pp. 135–150). Oxford University Press. <https://doi.org/10.1093/acprof:oso/9780199676880.003.0007>
- Sumi, T., Kantoush, S., Esmaeili, T., & Ock, G. (2017). Reservoir Sediment Flushing and Replenishment Below Dams. En *Gravel-Bed Rivers* (pp. 385–414). Wiley-Blackwell. <https://doi.org/10.1002/9781118971437.ch14>
- Taylor, G. I. (1935). Statistical Theory of Turbulence. IV. Diffusion in a Turbulent Air Stream. *Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 151(873), 465–478. <https://doi.org/10.1098/rspa.1935.0161>
- Teklemariam, E., Korbaylo, B. W., Groeneveld, J. L., & Fuchs, D. (2002). *COMPUTATIONAL FLUID DYNAMICS: DIVERSE APPLICATIONS IN HYDROPOWER PROJECT'S DESIGN AND ANALYSIS*. Water Management in a Changing Climate: Proceedings of the 55th Canadian Water Resources Association (CWRA), Winnipeg, Manitoba Canada.
- Tennekes, H., & Lumley, J. L. (1972). *A first course in turbulence*. MIT Press.

- Thulin, A. (1992). A standardized gravity formula. *Bureau International de Métrologie Légale*, 127, 67.
- Udoewa, V., & Kumar, V. (2012). Computational Fluid Dynamics. *Applied Computational Fluid Dynamics*. <https://doi.org/10.5772/28614>
- van Rijn, L.C. (1986). *Manual Sediment Transport Measurements* (Waterloopkundig Laboratorium). Delft Hydraulics Laboratory.
- van Rijn, Leo C. (1984). Sediment Transport, Part I: Bed Load Transport. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(10), 1431–1456. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(1984\)110:10\(1431\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(1984)110:10(1431))
- Vasquez, J. (2010, julio 27). *Assessing Sediment Movement by CFD Particle Tracking*. The 2nd Joint Federal Interagency Conference on Sedimentation and Hydrological Modeling, Las Vegas, NV, US.
- Vinuesa, R., Negi, P., Atzori, M., Hanifi, A., Henningson, D., & Schlatter, P. (2018). Turbulent boundary layers around wing sections up to  $Re_c = 1,000,000$ . *International Journal of Heat and Fluid Flow*, 72, 86–99. <https://doi.org/10.1016/j.ijheatfluidflow.2018.04.017>
- Walling, D. E., & Webb, B. W. (1996). *Erosion and sediment yield: Global and regional perspectives*. 3–19. /z-wcorg/.
- Wang, G., Song, C.R., Kim, J., & Alexander, H.C. (2009, junio 24). *Numerical Study of Erosion-Proof of Loose Sand in an Overtopped Plunging Scour Process—FLOW-3D*. the 2009 Joint ASCE-ASME-SES Conference on Mechanics and Materials, Blacksburg, VA, US.
- Wei, G., Grünzner, M., & Semler, F. (2014). Combination of 2D shallow water and full 3D numerical modeling for sediment transport in reservoirs and basins. En *Reservoir Sedimentation* (pp. 43–48). CRC Press.
- Wen Shen, H. (1999). Flushing sediment through reservoirs. *Journal of Hydraulic Research*, 37(6), 743–757. <https://doi.org/10.1080/00221689909498509>



White, F. M. (2003). *Fluid mechanics* (5th ed). McGraw-Hill.

Wilcox, D. C. (2006). *Turbulence modeling for CFD* (3rd ed). DCW Industries.

## **ANEXOS**

**ANEXO 1 COMPARACIÓN CUALITATIVA ENTRE MODELO FÍSICO Y  
MODELO NUMÉRICO**

**ANEXO 2 RESUMEN DE SIMULACIONES REALIZADAS**