

# **ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL**

**MODELO FÍSICO DE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN LA  
CAPTACIÓN PILATÓN, PROYECTO HIDROELÉCTRICO TOACHI  
PILATÓN**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**PABLO ANDRÉS PAREDES SANTAMARÍA**  
**pabloparedes851@hotmail.com**

**DIRECTOR: PROF. DR.- ING. MARCO CASTRO DELGADO**  
**macd0706@gmail.com**

**Quito, Noviembre 2013**

## **DECLARACIÓN**

Yo Pablo Andrés Paredes Santamaría, declaro que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he 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 en la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

---

**PABLO ANDRÉS PAREDES SANTAMARÍA**

## **CERTIFICACIÓN**

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Pablo Andrés Paredes Santamaría, bajo mi supervisión.

---

**PROF. DR.- ING. MARCO CASTRO DELGADO**  
**DIRECTOR DEL PROYECTO**

## **AGRADECIMIENTO**

A Dios por bendecirme con la gran familia que tengo y guiarme en el camino de la vida, a mis padres Héctor y Anita por su sacrificio y amor incondicional, a mi hermano Juan Francisco por su amistad inquebrantable, a mi hijo José Daniel por ser la inspiración de mis pasos.

A mis maestros Ing. Ximena Hidalgo y Dr.- Ing. Marco Castro por su confianza y apoyo al compartir su experiencia y conocimiento, a mis compañeras y compañeros por la unión y la fuerza que hizo posible un gran proyecto.

A la Escuela Politécnica Nacional y sobre todo a la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental por ser el templo que me acogió y la entidad a la cual represento hoy en día con orgullo y pasión.

*Pablo Paredes Santamaría*

## DEDICATORIA

A mis abuelos paternos Eloísa y Oswaldo que desde la gracia de Dios bendicen nuestra familia.

*Pablo Paredes Santamaría*

## CONTENIDO

DECLARACIÓN .....	II
CERTIFICACIÓN .....	III
AGRADECIMIENTO.....	IV
DEDICATORIA.....	V
CONTENIDO .....	VI
RESUMEN.....	XXIX
ABSTRACT .....	XXX
PRESENTACIÓN .....	XXXI
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN .....	2
1.1 DESCRIPCIÓN GENERAL Y UBICACIÓN DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO TOACHI PILATÓN .....	2
1.1.1 ANTECEDENTES .....	2
1.1.2 UBICACIÓN.....	3
1.1.3 CUENCAS HIDROGRÁFICAS.....	3
1.2 DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS HIDRÁULICAS PARA EL APROVECHAMIENTO HIDROELÉCTRICO PILATÓN - SARAPULLO .....	5
1.2.1 CANAL DE APROXIMACIÓN .....	6
1.2.2 ESTRUCTURA DE TOMA .....	6
1.2.3 DESARENADORES .....	8
1.2.4 AZUD MÓVIL.....	9
1.2.5 DISIPADOR DE ENERGÍA .....	11
1.2.6 ESCALERA DE PECES.....	12
1.2.7 OBRAS DE CONDUCCIÓN.....	12
1.2.8 CASA DE MÁQUINAS .....	13
1.2.9 OBRAS DE DESCARGA.....	14
1.3 RESUMEN DE LOS ESTUDIOS DE INGENIERÍA PARA LA CAPTACIÓN PILATÓN .....	14
1.3.1 GEOLOGÍA EN EL SITIO DE LAS OBRAS.....	14
1.3.2 METEOROLOGÍA .....	15
1.3.3 HIDROLOGÍA.....	15
1.4 ESCENARIOS DE OPERACIÓN DEL AZUD MÓVIL .....	16
1.4.1 ESCENARIO DE OPERACIÓN A.....	17
1.4.2 ESCENARIO DE OPERACIÓN B.....	17
1.4.3 ESCENARIO DE OPERACIÓN C.....	17
1.4.4 ESCENARIO DE OPERACIÓN D.....	17
1.4.5 ESCENARIO DE OPERACIÓN E.....	18

1.4.6	ESCENARIO DE OPERACIÓN F .....	18
1.5	BREVE ANÁLISIS DE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN LA CAPTACIÓN PILATÓN. ....	18
1.5.1	DESCRIPCIÓN GENERAL DEL DISIPADOR DE ENERGÍA.....	18
1.5.2	PROCESO DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA .....	19
1.6	MODELACIÓN FÍSICA COMO ALTERNATIVA PARA LA EVALUACIÓN DEL DISIPADOR DE ENERGÍA.....	20
1.6.1	MODELOS HIDRÁULICOS.....	20
1.6.2	DISEÑO HIDRÁULICO DEL PROTOTIPO.....	20
1.6.3	ANÁLISIS DIMENSIONAL Y SEMEJANZA VIA SIMILITUD MECÁNICA .....	21
1.6.4	LIMITACIONES EN LA MODELACIÓN FÍSICA .....	22
1.7	OBJETIVOS Y ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN EN MODELO FÍSICO DEL DISIPADOR DE ENERGÍA EN LA CAPTACIÓN PILATÓN .....	22
1.7.1	OBJETIVO GENERAL .....	22
1.7.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	23
1.7.3	ALCANCE.....	23
CAPÍTULO 2: ANÁLISIS HIDRODINÁMICO DEL RESALTO HIDRÁULICO COMO DISIPADOR DE ENERGÍA .....		24
2.1	INTRODUCCIÓN.....	24
2.2	FLUJO PERMANENTE RAPIDAMENTE VARIADO.....	25
2.2.1	FLUJO LAMINAR Y TURBULENTO .....	25
2.2.2	FLUJO SUPERCRÍTICO Y FLUJO SUBCRÍTICO .....	25
2.2.3	DESCARGA DEL VERTEDERO DE EXCESOS.....	26
2.2.4	RESALTO HIDRÁULICO EN ESTANQUES DISIPADORES .....	27
2.3	ECUACIONES DEL FLUJO UNIDIMENSIONAL PERMANENTE .....	28
2.3.1	ECUACIÓN DE CONTINUIDAD .....	28
2.3.2	ECUACIÓN DE LA ENERGÍA.....	30
2.3.3	ECUACIÓN DE LA CANTIDAD DE MOVIMIENTO .....	33
2.3.4	APLICACIÓN DE LAS ECUACIONES FUNDAMENTALES AL PROBLEMA DE LA DESCARGA DEL VERTEDERO DE EXCESOS .....	36
2.3.5	APLICACIÓN DE LA ECUACIÓN DE CANTIDAD DE MOVIMIENTO AL PROBLEMA DEL RESALTO HIDRÁULICO EN EL DISIPADOR.....	39
2.3.6	EVALUACIÓN DE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN EL RESALTO HIDRÁULICO .....	46
2.4	RESUMEN DE RESULTADOS .....	49

2.5	CONCLUSIONES .....	49
CAPÍTULO 3: SÍNTESIS DE LA INFORMACIÓN TÉCNICA TEÓRICA Y EXPERIMENTAL.....		52
3.1	INTRODUCCIÓN .....	52
3.2	PRINCIPIO DEL MOMENTUM APLICADO AL RESALTO HIDRÁULICO 53	
3.2.1	ECUACIÓN DE BELANGER.....	57
3.3	CLASIFICACIÓN DEL RESALTO HIDRÁULICO.....	59
3.3.1	TIPO DE RESALTO HIDRÁULICO SEGÚN EL NÚMERO DE FROUDE DEL FLUJO QUE INGRESA AL ESTANQUE DISIPADOR.....	59
3.3.2	TIPO DE RESALTO HIDRÁULICO SEGÚN EL NIVEL DE AGUA EN LA SALIDA DEL DISIPADOR.....	61
3.4	TIPOS DE ESTANQUE DISIPADOR PARA EL CONTROL DEL RESALTO HIDRÁULICO OSCILANTE .....	63
3.4.1	ESTANQUES PARA NÚMEROS DE FROUDE ENTRE 2.5 Y 4.5 ...	64
3.5	LONGITUD DEL RESALTO HIDRÁULICO.....	66
3.5.1	LONGITUDES EN UN DISIPADOR RECTANGULAR DE SOLERA HORIZONTAL SEGÚN EL USBR, ROSE, RAJARATMAN Y SAFRANEZ....	67
3.5.2	LONGITUDES EN UN DISIPADOR RECTANGULAR DE SOLERA HORIZONTAL CON SALTO POSITIVO FINAL .....	68
3.5.3	DISEÑO DEL AZUD MÓVIL Y EL DISIPADOR DE ENERGÍA REALIZADO POR LOMBARDI PARA LA CAPTACIÓN PILATÓN.....	71
3.5.4	EVALUACIÓN DEL FLUJO EN EL CANAL DE APROXIMACIÓN, AGUAS ARRIBA DEL AZUD MÓVIL.....	79
3.5.5	EVALUACIÓN DEL FLUJO EN EL CANAL ENROCADO, AGUAS ABAJO DE LA DESCARGA DE LOS DISIPADORES DE ENERGÍA.....	81
3.5.6	ANÁLISIS DEL RESALTO HIDRÁULICO PARA LOS ESCENARIOS DE OPERACIÓN NORMAL DEL AZUD MÓVIL.....	83
3.5.7	OPERACIÓN NORMAL DE COMPUERTAS RADIALES PARA GARANTIZAR UN RESALTO HIDRÁULICO ESTABLE .....	89
3.5.8	ANÁLISIS DEL RESALTO HIDRÁULICO PARA EL ESCENARIO DE CAUDALES DE CRECIDA .....	97
3.5.9	EVALUACIÓN DEL MATERIAL DE PROTECCIÓN DE LA SOLERA DEL CANAL ENROCADO, AGUAS ABAJO DE LA SALIDA DEL DISIPADOR 99	
3.5.10	CONCLUSIONES.....	101

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS DIMENSIONAL DEL FENÓMENO FÍSICO .....	108
4.1 INTRODUCCIÓN .....	108
4.2 ANÁLISIS DIMENSIONAL DEL RESALTO HIDRÁULICO .....	108
4.2.1 MAGNITUDES Y ECUACIONES FÍSICAS .....	108
4.2.2 DEFINICIÓN DE VARIABLES .....	110
4.2.3 APLICACIÓN DEL TEOREMA $\Pi$ DE BUCKINGHAM .....	111
4.2.4 CONCLUSIONES.....	115
CAPÍTULO 5: DIMENSIONAMIENTO, CONSTRUCCIÓN Y CALIBRACIÓN DEL MODELO FÍSICO .....	116
5.1 INTRODUCCIÓN .....	116
5.2 TEORÍA DE SEMEJANZA MECÁNICA.....	117
5.2.1 MODELOS HIDRÁULICOS NO DISTORSIONADOS .....	117
5.2.2 SIMILITUD GEOMÉTRICA .....	117
5.2.3 SIMILITUD CINEMÁTICA .....	118
5.2.4 SIMILITUD DINÁMICA.....	118
5.2.5 SEMEJANZA HIDRÁULICA.....	119
5.2.6 CONDICIONES DE BERTRAND .....	121
5.2.7 SIMILITUD DE FROUDE .....	122
5.2.8 MODELO NO DISTORSIONADO Y SIN ROZAMIENTO DE LOS ESTANQUES DISIPADORES DE ENERGÍA.....	124
5.2.9 LIMITACIONES DE LA MODELACIÓN HIDRÁULICA.....	125
5.3 DIMENSIONAMIENTO DEL MODELO FÍSICO .....	126
5.3.1 ELECCIÓN DE LA ESCALA PARA LA CAPTACIÓN PILATÓN ....	127
5.3.2 DESCRIPCIÓN DE LAS INSTALACIONES DEL CENTRO DE INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS EN RECURSOS HÍDRICOS, CIERHI .	127
5.3.3 FORMULACIÓN DEL MODELO 1.- CAPTACIÓN PILATÓN.....	130
5.4 PROCESO CONSTRUCTIVO DEL MODELO FÍSICO DE LA CAPTACIÓN PILATÓN .....	142
5.4.1 REPLANTEO DE LAS ESTRUCTURAS DEL MODELO 1 EN EL CIERHI	143
5.4.2 TANQUE DE ABASTECIMIENTO .....	143
5.4.3 CANAL DE INGRESO Y TRANSICIÓN HACIA EL MODELO 1. ....	145
5.4.4 CANAL DE APROXIMACIÓN DE LA CAPTACIÓN PILATÓN .....	145
5.4.5 CANALES DE RESTITUCIÓN Y TANQUES RETENEDORES DEL MODELO 1.....	146
5.4.6 AZUD MÓVIL Y ESTANQUES DISIPADORES DE ENERGÍA .....	147

5.4.7	CANAL ENROCADO.....	152
5.4.8	ESTRUCTURA DE TOMA .....	153
5.4.9	CANAL DESRIPIADOR.....	153
5.4.10	ESCALERA DE PECES.....	154
5.4.11	PRUEBAS DE ESTANQUEIDAD DEL MODELO FÍSICO DE LA CAPTACIÓN PILATÓN.....	155
5.4.12	VERTEDEROS TRIANGULARES PARA AFORO DE CAUDALES	158
5.4.13	ESTRUCTURAS DE SOPORTE PARA LIMNÍMETROS .....	159
5.5	CALIBRACIÓN DEL MODELO 1.- CAPTACIÓN PILATÓN.....	160
5.5.1	OBJETIVOS DE LA CALIBRACIÓN DEL MODELO 1 .....	160
5.5.2	INSTRUMENTACIÓN Y EQUIPO.....	161
5.5.3	VERIFICACIÓN DE LA SIMILITUD GEOMÉTRICA.....	170
5.5.4	CURVA DE DESCARGA DE VERTEDEROS TRIANGULARES ....	172
5.5.5	COMPORTAMIENTO DINÁMICO DEL MODELO 1.....	180
5.6	CONCLUSIONES .....	183
CAPÍTULO 6: ANÁLISIS EXPERIMENTAL DEL AZUD MÓVIL Y LOS ESTANQUES DISIPADORES DE ENERGÍA.....		186
6.1	INTRODUCCIÓN.....	186
6.2	EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE LOS VERTEDEROS .....	187
6.2.1	DESCRIPCIÓN DE LAS PRUEBAS EXPERIMENTALES PARA EVALUAR LA CURVA DE DESCARGA DE LOS VERTEDEROS DE EXCESOS.....	187
6.2.2	RECOPIACIÓN Y PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN EXPERIMENTAL EN LA DESCARGA LIBRE DE LOS VERTEDEROS ....	191
6.2.3	OBSERVACIONES EN EL ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LA DESCARGA LIBRE DE LOS VERTEDEROS .....	202
6.3	EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE COMPUERTAS .....	205
6.3.1	DESCRIPCIÓN DE LAS PRUEBAS EXPERIMENTALES PARA EVALUAR LA CURVA DE DESCARGA DE LAS COMPUERTAS RADIALES 206	
6.3.2	RECOPIACIÓN Y PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN EXPERIMENTAL EN LA DESCARGA DE COMPUERTAS RADIALES.....	210
6.3.3	OBSERVACIONES EN EL ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LA DESCARGA DE LAS COMPUERTAS RADIALES .....	219
6.4	EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE CLAPETAS RADIALES.....	221

6.4.1	DESCRIPCIÓN DE LAS PRUEBAS EXPERIMENTALES PARA EVALUAR LA CURVA DE DESCARGA DE LAS CLAPETAS RADIALES..	222
6.4.2	RECOPIACIÓN Y PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN EXPERIMENTAL EN LA DESCARGA DE CLAPETAS RADIALES .....	225
6.4.3	OBSERVACIONES EN EL ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LA DESCARGA DE LAS CLAPETAS RADIALES .....	233
6.5	RESUMEN DEL ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LAS ESTRUCTURAS DE DESCARGA DEL AZUD MÓVIL .....	237
6.5.1	VERTEDEROS DE CIMACIO .....	238
6.5.2	COMPUERTAS RADIALES .....	242
6.5.3	CLAPETAS RADIALES.....	248
6.6	EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE LOS ESTANQUES DISIPADORES DE ENERGÍA.....	254
6.6.1	DESCRIPCIÓN DE LAS PRUEBAS EXPERIMENTALES PARA LA EVALUACIÓN DE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA .....	256
6.6.2	ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN EL ENSAYO X .....	260
6.6.3	ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN EL ENSAYO Y .....	267
6.6.4	ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN EL ENSAYO Z.....	296
6.7	RESUMEN DEL ANÁLISIS EXPERIMENTAL DEL RESALTO HIDRÁULICO EN LOS ESTANQUES DISIPADORES DE ENERGÍA.....	307
6.7.1	DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN LA DESCARGA DE COMPUERTAS RADIALES .....	308
6.7.2	DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN LA DESCARGA LIBRE DE LOS VERTEDEROS DE CIMACIO.....	326
CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....		338
7.1	CONCLUSIONES ACERCA DE LA MODELACIÓN FÍSICA .....	338
7.2	CONCLUSIONES DE LA EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE LOS VERTEDEROS DE EXCESOS .....	339
7.3	CONCLUSIONES DE LA EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE LAS COMPUERTAS RADIALES .....	340
7.4	CONCLUSIONES DE LA EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE LAS CLAPETAS RADIALES .....	341
7.5	CONCLUSIONES SOBRE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN LA DESCARGA DE CLAPETAS RADIALES.....	342

7.6	CONCLUSIONES SOBRE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN LA DESCARGA DE COMPUERTAS RADIALES.....	342
7.7	CONCLUSIONES SOBRE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN LA DESCARGA LIBRE DE VERTEDEROS DE EXCESOS .....	345
7.8	RECOMENDACIONES ACERCA DE LA OPERACIÓN DE LAS COMPUERTAS RADIALES .....	347
7.9	RECOMENDACIONES SOBRE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN LA DESCARGA LIBRE DE VERTEDEROS DE EXCESOS .....	348
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	350
	ANEXO: PLANOS DEL MODELO FÍSICO DE LA CAPTACIÓN PILATÓN .....	351

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 5.1: Curva de descarga del Vertedero 1 y análisis comparativo.....	178
Gráfico 5.2: Curva de descarga del Vertedero 2 y análisis comparativo.....	179
Gráfico 5.3: Curva de descarga de los vertederos de aforo del Modelo 1 .....	180
Gráfico 6.1: Curva de descarga $q$ vs. $h$ de los vertederos V2 y V3.....	194
Gráfico 6.2: $C_o$ vs. $P/H_d$ , obtenido experimentalmente para vertedero V2 .....	197
Gráfico 6.3: $C/C_o$ vs. $H_e/H_d$ , obtenido experimentalmente para vertedero V2 .....	198
Gráfico 6.4: Curva general de descarga $q$ vs. $h$ de los vertederos de excesos..	199
Gráfico 6.5: Curva de descarga libre y simultánea de los 3 vertederos, Nivel vs. $Q$ .....	201
Gráfico 6.6: Curvas de descarga $q$ vs. $h$ de compuerta radial C2.....	213
Gráfico 6.7: Coeficientes experimentales para la compuerta radial C2 .....	215
Gráfico 6.8: Curva de descarga $q$ vs. $a$ , para $h = 5.0$ m, compuerta radial C2 ...	216
Gráfico 6.9: Curva de descarga de compuerta radial, Nivel de compuerta vs $Q$	218
Gráfico 6.10: Curva de descarga $q$ vs $h$ , de la clapeta central CL2 .....	227
Gráfico 6.11: $C_d$ vs. $w/h$ , obtenido experimentalmente para la clapeta CL2 .....	229
Gráfico 6.12: $C_q$ vs. $\alpha$ , obtenidos de resultados experimentales .....	231
Gráfico 6.13: Curva de descarga de clapetas radiales, Nivel de clapeta vs. $Q$ ..	232
Gráfico 6.14: Evaluación teórica y experimental del Momentum en las secciones 1, 2 y 3 del estanque disipador, Ensayo Y, Pruebas 3 y 4 .....	320
Gráfico 6.15: Evaluación teórica y experimental de la Energía específica en las secciones 1, 2 y 3 del estanque disipador, Ensayo Y, Pruebas 3 y 4 .....	321
Gráfico 6.16: Curva de descarga del Canal enrocado obtenida con el HEC-RAS. .....	325
Gráfico 6.17: Evaluación teórica y experimental del Momentum en las secciones 1, 2 y 3 del estanque disipador, Ensayo Z, Prueba 1 .....	332
Gráfico 6.18: Evaluación teórica y experimental de la Energía específica en las secciones 1, 2 y 3 del estanque disipador, Ensayo Z, Prueba 1 .....	333

## LISTA DE CUADROS

Cuadro 1.1: Cuadro de valores climáticos representativos .....	15
Cuadro 1.2: Escenarios de operación del azud móvil en conjunto con la toma....	16
Cuadro 2.1: Resumen de las características del flujo en las secciones analizadas para evaluar la descarga de los vertederos y el resalto hidráulico.....	49
Cuadro 3.1: Momentum y Energía específica del flujo en las secciones de análisis del dissipador de energía para evaluar el resalto hidráulico del primer y segundo caso .....	56
Cuadro 3.2: Longitud del resalto hidráulico $L_{RH}$ y Longitudes de remolino $L_r$ para $Fr_1=4.27$ , en estanques rectangulares de solera horizontal .....	68
Cuadro 3.3: Longitud del resalto hidráulico $L_{RH}$ para $Fr_1 =4.27$ , en estanques rectangulares de solera horizontal con salto positivo .....	71
Cuadro 3.4: Principales características geométricas del vertedero de excesos. ..	74
Cuadro 3.5: Principales características geométricas de compuertas y clapetas ..	75
Cuadro 3.6: Características hidráulicas del estanque dissipador .....	78
Cuadro 3.7: Características del flujo en el canal de aproximación para caudales mayores que $340 \text{ m}^3/\text{s}$ y menores que $480 \text{ m}^3/\text{s}$ , con una descarga libre del vertedero y con la obra de toma cerrada .....	81
Cuadro 3.8: Características del flujo en el canal enrocado para los caudales normales de operación de clapetas y compuertas radiales.....	83
Cuadro 3.9: Características del flujo en el canal enrocado para los caudales de crecida que se evacuan libremente por el vertedero de excesos. ....	83
Cuadro 3.10: Características de la disipación de energía durante la operación máxima de las clapetas radiales .....	85
Cuadro 3.11: Características de la disipación de energía durante la operación máxima de las compuertas radiales.....	87
Cuadro 3.12: Características del flujo en el canal enrocado para el rango de caudales en la operación adecuada de las compuertas radiales.....	90
Cuadro 3.13: Escenarios de operación de las compuertas radiales para garantizar un resalto hidráulico normal o sumergido. ....	91
Cuadro 3.14: Características de la disipación de energía para los escenarios G y H, en los que se inicia la operación de las compuertas radiales.....	93
Cuadro 3.15: Características de la disipación de energía para los escenarios I y H, durante la operación normal de las compuertas radiales .....	94
Cuadro 3.16: Características de la disipación de energía para el escenario K, operación simultánea y máxima de las compuertas radiales .....	96
Cuadro 3.17: Características de la disipación de energía para el escenario F, descarga del caudal máximo de diseño de vertederos y estanques dissipadores .	99
Cuadro 4.1: Magnitudes fundamentales Longitud, Masa y Tiempo según el SI.	109
Cuadro 4.2: Magnitudes físicas derivadas según la ecuación de definición. ....	109

Cuadro 4.3: Variables dependientes para el análisis físico del resalto hidráulico .....	110
Cuadro 4.4: Variables independientes para del análisis físico del resalto hidráulico .....	111
Cuadro 4.5: Matriz de dependencia para el primer caso .....	112
Cuadro 4.6: Matriz de dependencia para el segundo caso .....	113
Cuadro 5.1: Tipos de modelo según la fuerza predominante en el fenómeno....	120
Cuadro 5.2: Escalas de magnitudes físicas para la modelación según Froude..	123
Cuadro 5.3: Magnitudes físicas del prototipo reducidas a las dimensiones de modelo para distintas escalas de longitudes. ....	127
Cuadro 5.4: Características de los modelos hidráulicos instalados en el CIERHI .....	131
Cuadro 5.5: Escalas y equivalencias de las magnitudes físicas para el Modelo 1 .....	131
Cuadro 5.6: Características de las líneas de conducción para la dotación de caudal al tanque de abastecimiento de los modelos hidráulicos 1 y 2.....	133
Cuadro 5.7: Características del tanque de abastecimiento .....	133
Cuadro 5.8: Características de los canales ingreso al Modelo 1 .....	134
Cuadro 5.9: Características geométricas del Canal de aproximación.....	136
Cuadro 5.10: Características geométricas de la Estructura de toma .....	137
Cuadro 5.11: Características geométricas de los Vertederos .....	137
Cuadro 5.12: Características geométricas de Compuertas y Clapetas radiales.	138
Cuadro 5.13: Características geométricas de los Estanques disipadores .....	138
Cuadro 5.14: Características geométricas del Canal enrocado .....	139
Cuadro 5.15: Características geométricas del Canal desripiador y canal de purga .....	140
Cuadro 5.16: Características geométricas de la Escalera de peces.....	140
Cuadro 5.17: Características geométricas de los Tanques de retención de sólidos .....	142
Cuadro 5.18: Características geométricas de los Canales de descarga.....	142
Cuadro 5.19: Características geométricas de vertederos triangulares, Modelo 1 .....	166
Cuadro 5.20: Coordenadas de diseño y construcción del modelo físico.....	171
Cuadro 5.21: Registro de datos en los ensayos de aforo volumétrico .....	174
Cuadro 5.22: Registro de velocidades con micromolinete .....	175
Cuadro 5.23: Valores del número de Reynolds y el número de Weber .....	183
Cuadro 6.1: Operación de estructuras para Ensayos A, B y C .....	189
Cuadro 6.2: Caudales de ingreso y salida del Modelo 1, Ensayo A.....	192
Cuadro 6.3: Caudales de ingreso y salida del Modelo 1, Ensayo B.....	193
Cuadro 6.5: Resultados experimentales del Ensayo B .....	193
Cuadro 6.6: Coeficientes de descarga para el prototipo del vertedero V2.....	196
Cuadro 6.7: Coeficientes de descarga para el prototipo del vertedero V3.....	197

Cuadro 6.8: Descarga libre y simultánea de los vertederos, Ensayo C .....	200
Cuadro 6.9: Operación de estructuras para Ensayos D, E y F .....	208
Cuadro 6.10: Caudales de ingreso y salida del Modelo 1, Ensayo D .....	210
Cuadro 6.11: Caudales de ingreso y salida del Modelo 1, Ensayo E.....	211
Cuadro 6.12: Caudales de ingreso y salida del Modelo 1, Ensayo F .....	211
Cuadro 6.13: Resultados experimentales para el Ensayo D .....	212
Cuadro 6.14: Resultados experimentales para el Ensayo E .....	212
Cuadro 6.15: Resultados experimentales para el Ensayo F .....	212
Cuadro 6.16: Descarga de compuertas para el nivel de operación 1105 msnm	217
Cuadro 6.17: Operación de estructuras para el Ensayo G.....	223
Cuadro 6.18: Caudal de ingreso y salida del Modelo 1, Ensayo G .....	226
Cuadro 6.19: Resultados experimentales para el Ensayo G.....	226
Cuadro 6.20: Descarga de clapetas radiales para nivel de operación 1105 msnm .....	230
Cuadro 6.21: Plan de Pruebas para los Ensayos X, Y y Z.....	257
Cuadro 6.22: Aforo de caudales y niveles de operación, Ensayo X, Prueba 1 ...	262
Cuadro 6.23: Aforo de caudales y niveles de operación, Ensayo X, Prueba 2...	263
Cuadro 6.24: Calados en las secciones de medición, Ensayo X, Prueba 2 .....	264
Cuadro 6.25: Características de la disipación de energía, Ensayo X, Prueba 2.	265
Cuadro 6.26: Aforo de caudales, niveles de operación y apertura de compuerta C1 para el Ensayo Y, Prueba 1 .....	269
Cuadro 6.27: Calados en las secciones de medición, Ensayo Y, Prueba 1 .....	270
Cuadro 6.28: Características de la disipación de energía, Ensayo Y, Prueba 1.	271
Cuadro 6.29: Aforo de caudales, niveles de operación y apertura de compuertas C1 y C3 para el Ensayo Y, Prueba 2. ....	274
Cuadro 6.30: Calados en las secciones de medición, Ensayo Y, Prueba 2 .....	274
Cuadro 6.31: Características de la disipación de energía, Ensayo Y, Prueba 2.	276
Cuadro 6.32: Aforo de caudales, niveles de operación y apertura de compuertas C1, C2 y C3 para el Ensayo Y, Prueba 3. ....	280
Cuadro 6.33: Calados en las secciones de medición, Ensayo Y, Prueba 3 .....	281
Cuadro 6.34: Características de la disipación de energía, Ensayo Y, Prueba 3.	283
Cuadro 6.35: Comparación de resultados teóricos y experimentales, Ensayo Y, Prueba 3. ....	286
Cuadro 6.36: Aforo de caudales, niveles de operación y apertura de compuertas C1, y C3 para el Ensayo Y, Prueba 4 .....	289
Cuadro 6.37: Calados en las secciones de medición, Ensayo Y, Prueba 4 .....	290
Cuadro 6.38: Características de la disipación de energía, Ensayo Y, Prueba 4.	292
Cuadro 6.39: Comparación de resultados teóricos y experimentales, Ensayo Y, Prueba 4. ....	295
Cuadro 6.40: Aforo de caudales, niveles de operación y caudal individual de los vertederos V1, V2 y V3 para el Ensayo Z, Prueba 1 .....	298
Cuadro 6.41: Calados en las secciones de medición, Ensayo Z, Prueba 1.....	299

Cuadro 6.42: Características de la disipación de energía y comparación de resultados experimentales con resultados teóricos, Ensayo Z, Prueba 1 ..... 302

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Implantación General del Proyecto.....	4
Figura 1.2: Implantación general de la Captación Pilatón .....	5
Figura 1.3: Corte transversal tipo del canal de aproximación.....	6
Figura 1.4: Perfil del canal de aproximación y vista frontal de la toma .....	7
Figura 1.5: Corte longitudinal del canal de lavado.....	8
Figura 1.6: Corte longitudinal de estructura de toma y desarenadores.....	9
Figura 1.7: Corte longitudinal sobre el azud móvil, vertedero, dissipador de energía y canal enrocado .....	11
Figura 2.1: Flujo sobre el canal de aproximación y sobre el vertedero de excesos. ....	27
Figura 2.2: Resalto hidráulico en estanque dissipador y salida del flujo al enrocado .....	28
Figura No. 2.3: Volumen de control limitado por las secciones 1 y 2 para ilustrar la aplicación de la ecuación de continuidad .....	29
Figura 2.4: Volumen de control entre secciones 1 y 2 para ilustrar la aplicación de la ecuación de la energía .....	31
Figura 2.5: Volumen de control entre secciones 1 y 2 para ilustrar la aplicación de la ecuación de la cantidad de movimiento .....	35
Figura 2.6: Descarga del caudal de diseño del vertedero, $Q_d = 160 \text{ m}^3/\text{s}$ , para evaluar el calado contraído $y_1$ mediante la ecuación 2.9 entre las secciones 0 y 1 .....	37
Figura 2.7: Descarga del caudal de diseño del dissipador de energía, $Q_d=160 \text{ m}^3/\text{s}$ , para determinar el calado al final del resalto hidráulico mediante la aplicación de la ecuación 2.16 entre la sección 1 y la sección final del resalto. ....	40
Figura 2.8. Esquema de la fuerza de oposición al movimiento que presenta el umbral continuo de sección trapecial, al final del estanque dissipador.....	43
Figura 3.1: Evaluación gráfica del momentum y la energía específica en el dissipador de energía para el caudal unitario de diseño $q_d$ .....	55
Figura 3.2: Evaluación gráfica de la ecuación de Belanger, asociada con resultados experimentales .....	58
Figura 3.3: Estanque tipo IV para números de Froude entre 2.5 y 4.5 .....	64
Figura 3.4: Estanque alternativo para números de Froude bajos entre 2.5 y 4.5 .	65
Figura 3.5: Longitud del resalto hidráulico $L_{RH}$ y Longitud de remolino $L_r$ .....	66
Figura 3.6: Longitud del resalto hidráulico $L_{RH}$ según el USBR y Longitud de remolino $L_r$ según Rose, Rajaratman y Safranez.....	67
Figura 3.7: Resalto hidráulico en estanques dissipadores horizontales con escalón brusco ascendente, relación $y_3/y_1$ en función de $Fr_1$ según Forster y Skrinde.....	69
Figura 3.8: Resalto hidráulico en estanques dissipadores horizontales con umbral continuo de sección trapecial, relación $y_2/y_1$ en función de $Fr_1$ según Macha .....	70
Figura 3.9: Vista en Planta del vertedero, dissipador de energía y canal enrocado	72

Figura 3.10: Perfil del vertedero tipo WES del USA Corps of Engineers .....	73
Figura 3.11: Vista del vertedero 3 con su respectiva compuerta y clapeta radial .	75
Figura 3.12: Estanque tipo III para números de Froude mayores que 4.5.....	77
Figura 3.13: Estanque dissipador diseñado por Lombardi para la Captación Pilatón .....	79
Figura 3.14: Secciones consideradas para la modelación en HEC-RAS del flujo en el canal de aproximación, aguas arriba del vertedero sin control .....	80
Figura 3.15: Secciones consideradas para la modelación en HEC-RAS del flujo en el canal enrocado, aguas abajo del estanque dissipador.....	82
Figura 3.16: Esquema del escenario B, descarga máxima de clapetas radiales..	85
Figura 3.17: Esquema de los escenarios C, D y E, operación de compuertas ....	86
Figura 3.18: Esquema de la fuerza de oposición al movimiento que presenta el umbral continuo de sección trapecial, al final del estanque dissipador.....	88
Figura 3.19: Esquema de los escenarios G y H, operación inicial de compuertas	92
Figura 3.20: Esquema de los escenarios I y J, operación normal de compuertas	95
Figura 3.21: Esquema del escenario K, operación máxima de compuertas .....	95
Figura 3.22: Esquema del escenario F, caudal máximo y mínimo a flujo libre ....	98
Figura 5.1: Vista en planta del CIERHI con la implantación de los tres modelos hidráulicos y sus estructuras complementarias. ....	130
Figura 5.2: Esquema general del Modelo 1 con las zonas de ingreso y restitución .....	132
Figura 5.3: Planta del Modelo 1.- Captación Pilatón .....	135
Figura 5.4: Esquema 3D de las estructuras principales del Modelo 1 .....	135
Figura 5.5: Esquema de las estructuras complementarias del Modelo 1 .....	139
Figura 5.6: Esquema de las estructuras complementarias del Modelo 1 .....	141
Figura 5.7: Nomenclatura de los Vertederos triangulares con vértice de 90° .....	165
Figura 5.8: Puntos principales del levantamiento topográfico del Modelo 1. ....	171
Figura 5.9: Ubicación del limnómetro y mediciones de $H_0$ y $H_1$ .....	173
Figura 5.10: Coeficiente de gasto $\mu$ en vertederos triangulares de pared delgada .....	177
Figura 5.11: Valores de K propuestos para la ecuación 5.15.....	177
Figura 6.1: Esquema general de mediciones en la descarga de vertederos .....	190
Figura 6.2: Coeficiente de descarga para un vertedero estricto con paramento vertical aguas arriba de la cresta .....	195
Figura 6.3: Relación de coeficientes de descarga para la relación de cargas distintas a la carga de proyecto .....	196
Figura 6.4: Esquema general de mediciones en la descarga de compuertas ....	207
Figura 6.5 Coeficientes de descarga para compuertas radiales en vertederos ..	214
Figura 6.6 Coeficientes de descarga para compuertas planas inclinadas .....	215
Figura 6.7: Esquema general de mediciones en la descarga de clapetas radiales .....	223
Figura 6.8: Coeficientes de descarga de clapetas radiales, Castro (1983).....	228

Figura 6.9: Clapetas radiales de cierre con flujo superior, Castro (1983) .....	229
Figura 6.10: Esquema general de mediciones en la descarga de excesos para los tres tipos de operación del azud móvil, Ensayo X (i). Ensayo Y (ii). Ensayo Z (iii). .....	258
Figura 6.11: Esquema de secciones de control para la medición de calados en el análisis experimental del resalto hidráulico .....	259
Figura 6.12: Resultados experimentales y teóricos de los parámetros adimensionales evaluados con la ecuación de Belanger para el resalto hidráulico en la descarga de compuertas radiales. ....	313
Figura 6.13: Resultados teóricos y experimentales sobre la estimación de la longitud del resalto hidráulico en la descarga de compuertas radiales .....	315
Figura 6.14: Resultados teóricos y experimentales de los parámetros adimensionales propuestos por Forster y Skrinde, para el resalto hidráulico en la descarga de las compuertas radiales .....	322
Figura 6.15: Resultados teóricos y experimentales de los parámetros adimensionales propuestos por Forster y Skrinde, para el resalto hidráulico en la descarga libre de los vertederos de cimacio.....	334

## LISTA DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 5.1: Vista panorámica del CIERHI.....	128
Fotografía 5.2: Cuarto de Bombas y Tanque de carga .....	128
Fotografía 5.3: Herramienta especializada disponible en el taller del CIERHI....	129
Fotografía 5.4: Base impermeable (i). Encofrado de muros (ii). Descarga de tuberías perforadas (iii). Válvulas de compuerta y tuberías de abastecimiento (iv) .....	144
Fotografía 5.5: Plataforma de transición (i). Columnas de soporte (ii). .....	145
Fotografía 5.6: Muros de soporte del canal de aproximación (i). Taludes de terrocemento y solera de hormigón (ii). .....	146
Fotografía 5.7: Canal A y Tanque 1 (i). Inicio del Canal B y Tanques 2, 3, 4, 5 (ii). .....	146
Fotografía 5.8: Piezas de acrílico cortadas para los soportes laterales del vertedero (i). Corte de la plancha de acrílico con caladora (ii). .....	148
Fotografía 5.9: Tallado de la doble pieza de laurel para moldear compuertas y clapetas radiales (i). Molde para configurar el vertedero de cimacio (ii). .....	149
Fotografía 5.10: Horno para piezas de acrílico (i). Sistema para moldeo de piezas curvas de acrílico sobre moldes de madera (ii). .....	150
Fotografía 5.11: Estructuras armadas e impermeabilizadas de los vertederos y estanques disipadores de energía. ....	151
Fotografía 5.12: Vertederos, estanques, pilas y muros divisores (i). Estructuras del azud móvil parcialmente instaladas (ii). .....	152
Fotografía 5.13: Canal enrocado, estanques disipadores y azud móvil.....	152
Fotografía 5.14: Instalación de las dos primeras cámaras desarenadoras (i). Estructura de toma instalada parcialmente (ii).....	153
Fotografía 5.15: Canal desripador frente a la estructura de toma .....	154
Fotografía 5.16: Orificio de ingreso a la escalera de peces, margen derecha (i). Inicio del canal inclinado que representa la escalera de peces (ii) .....	154
Fotografía 5.18: Vista desde aguas abajo del disipador de energía .....	156
Fotografía 5.19: Vista desde aguas arriba en la margen derecha del Modelo 1. ....	157
Fotografía 5.20: Vista lateral desde la margen izquierda del Modelo 1 .....	157
Fotografía 5.21: Vista frontal del vertedero triangular tipo.....	158
Fotografía 5.22: Soporte de madera para limnómetro en vertedero de ingreso ..	159
Fotografía 5.23: Soporte frente al azud móvil (i). Soporte frente a la toma (ii) ...	159
Fotografía 5.24: Estación total marca Leica .....	162
Fotografía 5.25: Micromolinete usado para la medición de velocidades.....	163
Fotografía 5.26: Limnómetro frente al azud móvil (i). Limnómetro del vertedero triangular para una de las cámaras desarenadoras (ii). .....	164
Fotografía 5.27: Vertedero 1, en el canal de ingreso al Modelo 1.....	167
Fotografía 5.28: Vertederos 2, 3, 4 y 5 de las cámaras desarenadoras .....	168

Fotografía 5.29: Vertedero 6, en el canal de restitución B de la estructura de toma .....	168
Fotografía 5.30: Vertedero 7, en el canal de restitución A del azud móvil .....	169
Fotografía 5.31: Sensor y puente metálico (i). Caja de la sonda ultrasónica (ii). 170	
Fotografía 5.32: Baldes y probetas de 1lt (i). Recolección en Vertedero 6 (ii)....	173
Fotografía 5.33: Medición de velocidades con el micromolinete .....	175
Fotografía 5.34: Medición de velocidad con micromolinete.....	182
Fotografía 6.1: Estructura de toma cerrada para Ensayos de vertederos.....	188
Fotografía 6.2: Azud móvil y vertederos preparados para Ensayo A .....	188
Fotografía 6.3: Mediciones en el vertedero V3 durante el Ensayo B .....	190
Fotografía 6.4: Vista desde aguas arriba de la descarga libre del vertedero V3	191
Fotografía 6.5: Vista lateral derecha de la descarga libre en vertedero V3 .....	191
Fotografía 6.6: Vista frontal de la toma cerrada (i). Vista desde la margen derecha aguas arriba del azud móvil (ii). Vista desde aguas arriba de la descarga (iii). Vista desde aguas abajo del flujo de aproximación (iv).....	200
Fotografía 6.7: Ensayo A, Prueba 1 (i). Ensayo B, Prueba 1 (ii). Ensayo A, Prueba 2 (iii), Ensayo B, Prueba 2 (iv). .....	202
Fotografía 6.8: Ensayo A, Prueba 4 (i). Ensayo B, Prueba 3 (ii). Ensayo A, Prueba 5 (iii). Ensayo B, Prueba 5 (iv) .....	203
Fotografía 6.9: Descarga libre y simultánea, Ensayo C .....	204
Fotografía 6.10: Compuerta C2 preparada para la evaluación experimental .....	208
Fotografía 6.11: Vista desde aguas arriba de la descarga por la compuerta C2	209
Fotografía 6.12: Vista lateral derecha de la descarga por la compuerta C2 .....	209
Fotografía 6.13: Ensayo D, Prueba 4 (i). Ensayo E, Prueba 2 (ii).....	219
Fotografía 6.14: Descarga simultánea de compuertas radiales C1, C2 y C3 .....	220
Fotografía 6.15: Perfil de la descarga de la compuerta C3 (i). Vista lateral derecha del chorro bajo la compuerta C3 (ii).....	221
Fotografía 6.16: Vista lateral derecha de la clapeta CL2 (i). Vista aguas arriba de la clapeta central CL2 (ii). .....	224
Fotografía 6.17: Vista superior derecha de la descarga de la clapeta CL2.....	224
Fotografía 6.18: Vista lateral derecha de la descarga de la clapeta CL3.....	225
Fotografía 6.19: Ensayo G, Prueba 1 (i). Ensayo G, Prueba 4 (ii). .....	233
Fotografía 6.20: Ensayo G, Prueba 1 (i). Ensayo G, Prueba 4 (ii). .....	234
Fotografía 6.21: Vista lateral derecha de clapeta CL2, Ensayo G, Prueba 4.....	234
Fotografía 6.22: Vista desde aguas arriba de la clapeta CL2, Esayo G, Prueba 1. ....	235
Fotografía 6.23: Vista desde aguas abajo de la descarga simultánea de clapetas .....	236
Fotografía 6.24: Descarga simultánea de clapetas, Vista lateral derecha hacia aguas abajo (i). Vista lateral izquierda hacia aguas arriba (ii).....	236
Fotografía 6.25: Vista superior de CL3 (i). Vista lateral derecha de CL3 (ii).....	237

Fotografía 6.26: Vista superior derecha de vertederos (i). Vista lateral de V3 (ii)	238
Fotografía 6.27: Vista superior derecha de la descarga bajo la compuerta C1 (i). Vista lateral derecha del perfil de la descarga de C3 (ii)	243
Fotografía 6.28: Vista superior desde aguas arriba de la descarga simultánea de clapetas (i). Vista lateral derecha del perfil de la descarga de la clapeta CL3	249
Fotografía 6.29: Descarga libre por el vertedero V3 (i). Descarga bajo la compuerta C3 (ii). Descarga sobre la clapeta CL3 (iii)	254
Fotografía 6.30: Vista desde aguas debajo de los Estanques disipadores	256
Fotografía 6.31: Vista superior desde la margen derecha del canal de aproximación preparado para los Ensayos X, Y y Z	258
Fotografía 6.32: Derivación de caudal por la toma, Ensayo X, Prueba 1	261
Fotografía 6.33: Perfil de la descarga de la clapeta CL3 al estanque E3, Ensayo X, Prueba 2	263
Fotografía 6.34: Registro de calados en el disipador E3, Sección 1 (i). Sección 2 (ii). Sección 3 (iii). Ensayo X, Prueba 2	266
Fotografía 6.35: Vista superior desde la margen derecha de la disipación de energía en la descarga de clapetas, Ensayo X, Prueba 2	266
Fotografía 6.36: Vista superior de la Captación Pilatón, Ensayo Y, Prueba 1	268
Fotografía 6.37: Vista frontal desde aguas abajo (i). Vista lateral derecha desde aguas abajo (ii). Vista lateral derecha de estanques (iii). Vista lateral izquierda del umbral de salida en el estanque E1 (iv). Ensayo Y, Prueba 1	272
Fotografía 6.38: Vista desde aguas arriba Captación Pilatón, Ensayo Y, Prueba 2	273
Fotografía 6.39: Registro de calados en el disipador E3, Sección 1 (i). Sección 2 (ii). Sección 3 (iii). Secciones 2, 3 y 4 (iv). Ensayo Y, Prueba 2	275
Fotografía 6.40: Vista general desde aguas abajo (i). Vista superior de estanques desde margen derecha (ii). Vista lateral izquierda de la descarga de los estanques E1 y E3 (iii). Vista lateral derecha del disipador E3 (iv), Ensayo Y, Prueba 2	277
Fotografía 6.41: Vista superior del material pétreo removido de la solera del canal enrocado, en la salida del disipador E3, Ensayo Y, Prueba 2	278
Fuente: Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013	278
Fotografía 6.42: Vista desde aguas abajo de los disipadores, Ensayo Y, Prueba 3	280
Fotografía 6.43: Registro de calados en la sección 1 del estanque E3, Calado sumergido (i), (ii). Calado a superficie libre (iii), Ensayo Y, Prueba 3	282
Fotografía 6.44: Vista general desde aguas abajo (i). Vista superior de los estanques desde la margen derecha (ii). Vista superior de los estanques (iii). Vista superior del flujo supercrítico provocado (iv)	285
Fotografía 6.45: Vista desde aguas abajo de los disipadores, Ensayo Y, Prueba 4	288

Fotografía 6.46: Registro de calados en el dissipador E3, Sección 1 (i). Sección 2 (ii). Secciones 2, 3 y 4 (iii). Ensayo Y, Prueba 4.....	291
Fotografía 6.47: Longitud del resalto hidráulico en el estanque E3, Vista superior (i). Vista lateral derecha (ii), Ensayo Y, Prueba 4.....	293
Fotografía 6.48: Vista lateral derecha de los estanques, Ensayo Y, Prueba 4 ...	294
Fotografía 6.49: Vista superior desde aguas arriba, Ensayo Z, Prueba 1.....	297
Fotografía 6.50: Registro de calados en el dissipador E3, Sección 1 con remolinos superiores (i). Sección 1, libre (ii). Secciones 2, 3 y 4 (iii). Ensayo Z, Prueba 1 .	300
Fotografía 6.51: Resalto hidráulico oscilante entre secciones 1 y 2 (i). Fin del dissipador secciones 2 y 3 (ii), estanque E3, Ensayo Z, Prueba 1 .....	301
Fotografía 6.52: Vista lateral derecha del perfil del resalto hidráulico, Secciones 1, 2 y 3 (i). Secciones 2, 3 y 4 (ii), Ensayo Z, Prueba 1.....	304
Fotografía 6.54: Vista desde aguas abajo de la disipación de energía en la descarga de las compuertas C1 y C3 (i). Vista lateral derecha del estanque E3 (ii) .....	309
Fotografía 6.55: Disipación de energía para el caudal máximo de diseño de los vertederos y estanques, Vista lateral izquierda desde aguas abajo (i). Vista frontal desde aguas abajo (ii). Vista lateral derecha desde aguas abajo (iii) .....	327

## LISTA DE PLANOS

PLANO 1: PLANTA DE LAS PRINCIPALES ESTRUCTURAS DEL MODELO FÍSICO DE LA CAPTACIÓN PILATÓN.....	352
PLANO 2: CORTE LONGITUDINAL A-A DEL AZUD MÓVIL Y DISIPADOR.....	353

## SIMBOLOGÍA

Fr	parámetro adimensional de Froude
Re	parámetro adimensional de Reynolds
We	parámetro adimensional de Weber
Ma	parámetro adimensional de Mach
g	aceleración de la gravedad
y	calado de agua, perpendicular a la solera del canal
V	velocidad media del flujo en una sección transversal
m	masa de caudal de agua
$\mu$	viscosidad dinámica del agua
$\nu$	viscosidad cinemática del agua
$\rho$	densidad del agua
$\gamma$	peso específico del fluido
Rh	radio hidráulico
q	caudal específico o unitario
A	área de la sección transversal, perpendicular a la dirección del flujo
x	dirección del movimiento del flujo
Q	caudal de agua
B	longitud de la base de un canal prismático
H	energía total por unidad de peso del flujo en la sección de análisis
z	carga de posición del fondo de un canal
$\theta$	ángulo de inclinación de la solera de un canal, respecto a la horizontal
E	energía específica por unidad de peso del volumen en movimiento
$\alpha$	coeficiente de corrección de la energía cinética

- $y_c$  calado crítico
- $\vec{p}$  vector cantidad de movimiento lineal
- $\vec{V}$  vector velocidad del movimiento
- $\beta$  coeficiente de Bussinesq
- $F_C$  fuerza de cuerpo actuando en el centro de gravedad de la masa
- $F_P$  fuerza debida a la presión hidrostática
- $F_\tau$  fuerzas de superficie debidas a los esfuerzos tangenciales
- $F_U$  fuerza de oposición al movimiento debida a la presencia de un obstáculo
- $H_o$  energía inicial y total del flujo por unidad de peso del volumen de agua
- $H_d$  carga hidráulica de diseño
- $B_{ef}$  ancho efectivo
- $K_P$  coeficiente de contracción por pilas
- $K_E$  coeficiente de contracción por estribos
- $P$  altura del paramento
- $C_o$  coeficiente de descarga del vertedero de cimacio
- $z_3$  altura del umbral continuo respecto a la solera horizontal del dissipador
- $L_{RH}$  longitud del resalto hidráulico
- $L_r$  longitud del remolino
- $L_{ed}$  longitud del estanque dissipador
- $F_{Ux}$  componente en la dirección x y sentido opuesto al movimiento de la fuerza  $F_U$  normal a la superficie inclinada del umbral
- $L_{ed}$  longitud del estanque dissipador
- $y_1, y_2, y_3$  calados de agua en la sección 1, 2 y 3 del estanque dissipador
- $y_4$  calado de agua en la sección 4 del canal enrocado
- $h_s$  pérdida de energía entre secciones

M	momentum
B	ancho de la estructura de descarga
N	número de pilas intermedias
$C_d$	coeficiente de descarga de la compuerta radial
$H_c$	carga de diseño sobre la clapeta radial
$V_t$	velocidad tangencial de arrastre
$\gamma_s$	peso específico de la partícula
D	diámetro nominal de la partícula
$\pi$	parámetro adimensional
$e_L$	escala de longitudes
$e_A$	escala de superficies
$e_F$	escala de fuerzas
$e_V$	escala de velocidades
$e_T$	escala de tiempos
$e_M$	escala de masas
$e_Q$	escala de caudales
$e_P$	escala de presiones
$\Delta p$	variación de la presión
$F_i$	fuerza de inercia
$F_g$	fuerza de gravedad
$\lambda$	coeficiente de pérdida por fricción
$\frac{p}{\gamma}$	carga de presión
$\frac{v^2}{2g}$	carga de velocidad

## RESUMEN

La presente investigación en modelo físico tiene como objetivo principal el análisis de la disipación de energía, aguas abajo de los vertederos de excesos de la Captación Pilatón, mediante la formación del resalto hidráulico en los estanques disipadores de hormigón armado, cuya sección es rectangular, con solera horizontal y umbral continuo de salida de sección trapecial, diseñados para un caudal de crecida igual a  $480 \text{ m}^3/\text{s}$  y un caudal específico igual a  $19.51 \text{ m}^2/\text{s}$ .

Para la investigación experimental se construye un modelo físico a escala 1:25 de las principales estructuras hidráulicas de la Captación Pilatón, estas son: el canal de aproximación, la estructura de toma, el azud móvil con sus estructuras de regulación sobre los tres vertederos de excesos, constituidas por clapetas y compuertas radiales, las cuales descargan en tres estanques disipadores idénticos de 27.0 m de longitud y 8.2 m de ancho, la solera está 8.0 m por debajo de la cresta del vertedero y el umbral continuo eleva 2 metros la salida del disipador para igualar el nivel de la solera del canal enrocado.

Como parte del análisis de resultados se evalúa el desempeño hidráulico de las estructuras que regulan los excesos de caudal, mediante un sistema seguro de operación del azud móvil, evacuando en cada estanque disipador el caudal adecuado para generar un resalto hidráulico totalmente desarrollado y estabilizado, esto depende del análisis de la curva de descarga del Río Pilatón y la evaluación de los niveles de agua en el canal enrocado aguas abajo del disipador de energía.

La eficiencia de los estanques disipadores se determina experimentalmente, obteniendo para la descarga de clapetas un 78% de eficiencia, para la operación adecuada de las compuertas radiales se obtiene eficiencias del 64% al 51% y para la descarga máxima de los tres vertederos de cimacio, igual a  $485 \text{ m}^3/\text{s}$ , se obtiene una eficiencia del 41%.

## ABSTRACT

The present research in physical model has as the principal objective the analysis of energy dissipation, downstream of excess spillways from Intake Pilatón, through hydraulic jump formation inside stilling basins of reinforced concrete, it has a rectangular section and a horizontal slab with a continuous output threshold of trapezoidal section, these are designed for a flow water equal to  $480 \text{ m}^3/\text{s}$  and flow rate equal to  $19.51 \text{ m}^2/\text{s}$ .

For the experimental research is built a physical model whose scale is 1:25 for the principal hydraulic structures of Intake Pilatón, these are: approach channel, intake structure, mobile weir and its regulation structures on the three excess spillways, constituted of radial flaps and radial gates, which discharge into the three identical stilling basins of 27.0 m in length and 8.2 m in width, the slab is 8.0 m below weir crest and whose continuous output threshold elevates 2 meters to match the level of riprap channel.

As part of the analysis results evaluates the hydraulic performance of structures regulating excess flow, by safe operating system for the mobile weir, evacuating in each stilling basin the adequate flow to generate a fully developed hydraulic jump and stabilized, this depends on the analysis of the discharge curve of Pilatón River and evaluating water levels at riprap channel downstream of energy dissipator.

The efficiency of stilling basins is experimentally determined, obtaining for the flaps discharge 78% efficiency, for proper operation of radial gates the efficiencies that were obtained are 64% to 51% and for maximum discharge of the three ogee spillways, equal to  $485 \text{ m}^3/\text{s}$ , it had an efficiency of 41%.

## PRESENTACIÓN

La modelación física de estructuras hidráulicas permite al investigador observar y analizar el comportamiento de un flujo en sus tres dimensiones, mientras que los criterios de diseño hidráulico y la modelación matemática se simplifican en expresiones unidimensionales, bidimensionales o hasta tridimensionales del flujo; por tanto la versatilidad y confianza en modelos físicos, concebidos bajo la teoría de semejanza mecánica del fenómeno de flujo analizado, permite evaluar y optimizar el diseño definitivo de los Proyectos Hidráulicos.

El análisis en modelo físico de la disipación de energía, aguas abajo de los vertederos de excesos de la Captación Pilatón, permite evaluar la función de los estanques disipadores y caracterizar el resalto hidráulico generado para el caudal de diseño, con el fin de prevenir un adecuado control de la máxima crecida, garantizar la integridad estructural de las obras en la captación y reducir los efectos erosivos en el cauce natural del Río Pilatón

Para cumplir con el alcance de la investigación se establece un marco teórico que permita establecer valores numéricos para ser comparados con los resultados obtenidos en el laboratorio, así se consigue determinar tendencias y evaluar errores relativos durante la investigación. En el laboratorio se utilizan instrumentos de precisión que permiten la medición confiable de magnitudes, minimizando los errores durante los registros y ayudando cada vez a obtenerlas con mayor pericia.

La investigación inicia probando el modelo físico con el diseño original de las estructuras hidráulicas para evaluar y caracterizar su funcionamiento, de esta manera se puede recomendar posibles modificaciones que se deben realizar para optimizar el diseño, o establecer un escenario adecuado para evaluar el modelo físico de la disipación de energía mediante resalto hidráulico. Esto permite comprobar los resultados de la etapa de diseño, u obtener la información que es desconocida y se logra determinar mediante la modelación física de las obras hidráulicas, por esto su importancia en el desarrollo de un Proyecto Hidráulico.

# CAPÍTULO 1

## INTRODUCCIÓN

### 1.1 DESCRIPCIÓN GENERAL Y UBICACIÓN DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO TOACHI PILATÓN<sup>1</sup>

#### 1.1.1 ANTECEDENTES

El cambio estratégico de la matriz energética en el Ecuador contempla en la actualidad la construcción de varios proyectos hidroeléctricos, los más ambiciosos están ubicados en la Vertiente de drenaje del Pacífico, que tiene un comportamiento hidrológico complementario con el de la Vertiente del Amazonas, el Río Pilatón y el Río Toachi han sido elegidos para alimentar dos centrales hidroeléctricas Sarapullo y Alluriquín

Para impulsar la construcción del Proyecto de aprovechamiento hidroeléctrico Toachi Pilatón, mediante un proceso competitivo, el 29 de mayo de 2009 HIDROTOAPI contrató con la firma consultora suiza Lombardi S.A. para que, conjuntamente con el equipo de técnicos de HIDROTOAPI, efectúe la revisión de los estudios existentes, recomiende la alternativa a ser desarrollada y ejecute los diseños definitivos y documentos de licitación.

La Escuela Politécnica Nacional, en las instalaciones del CIERHI (Centro de Investigaciones y Estudios en Recursos Hídricos) evalúa tres modelos físicos que representan las principales estructuras hidráulicas de la Captación Pilatón, la Presa Toachi y la Estructura de unión.

El Proyecto comprende dos aprovechamientos en cascada, llamados Pilatón - Sarapullo y Toachi - Alluriquín. La potencia instalada en las tres turbinas Francis de la casa de máquinas de Sarapullo es 49 MW, para un caudal de 40 m<sup>3</sup>/s y una altura bruta máxima de 140 m; y, la potencia instalada en las tres turbinas Francis de la casa de máquinas de Alluriquín es 204 MW, para un caudal de 100 m<sup>3</sup>/s y

---

<sup>1</sup>CELEC E.P., HIDROTOAPI. "Proyecto hidroeléctrico Toachi Pilatón-*Descripción y ubicación del proyecto*". Quito. 2011.

una altura bruta máxima de 234 m. Adicionalmente, se dispondrá de una mini central al pie de la Presa Toachi, de 1.40 MW, que turbinará en forma constante el caudal ecológico de 4.14 m<sup>3</sup>/s. En conjunto se tiene una potencia instalada de 254.40 MW, con este esquema las dos centrales generarán anualmente 1100 GWh.

### **1.1.2 UBICACIÓN**

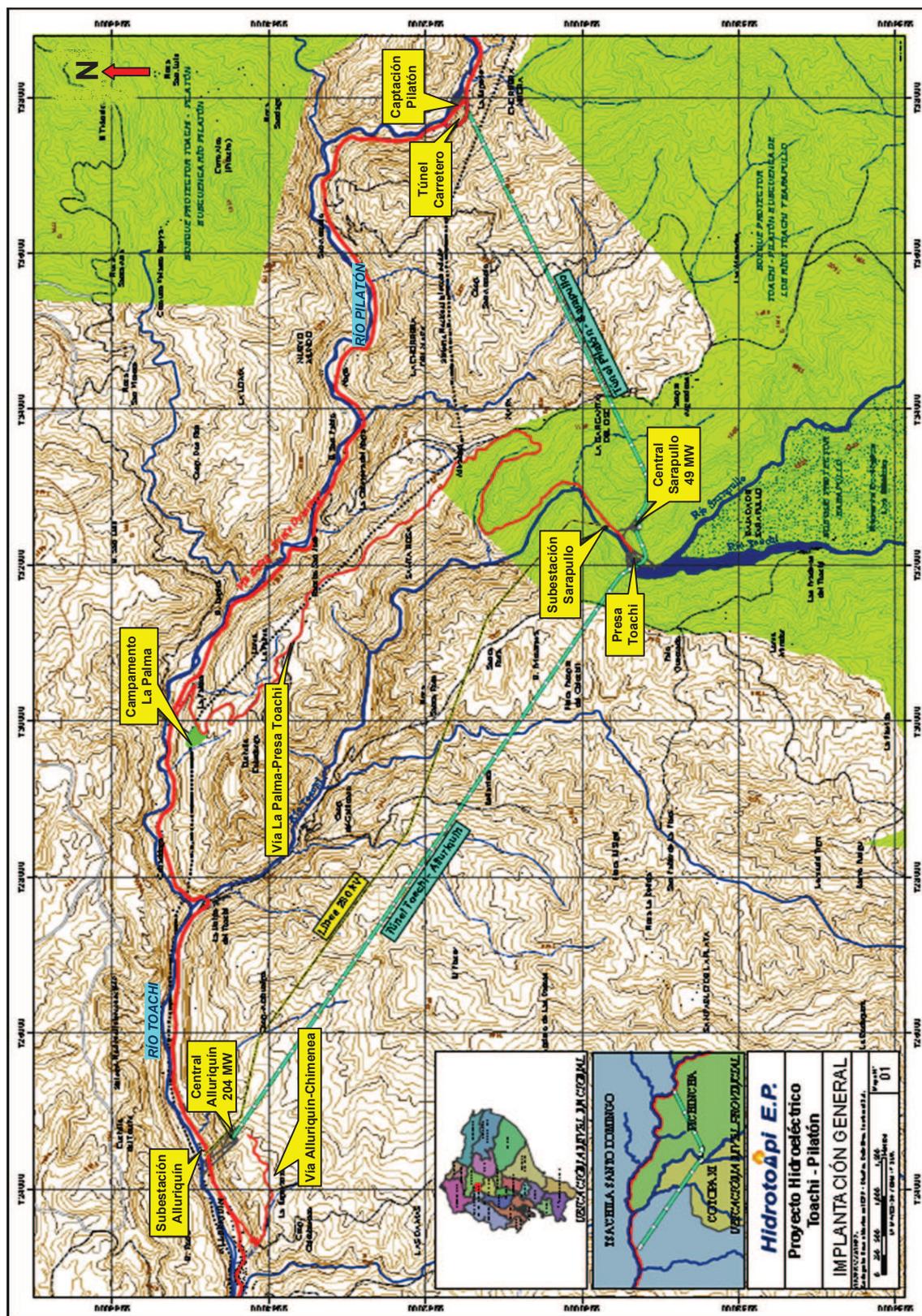
El Proyecto Toachi Pilatón se encuentra ubicado al suroeste de Quito, muy próximo a la importante vía Quito - Aloag - Santo Domingo de los Colorados - Guayaquil, la Captación Pilatón está en el Km 60 de la vía Aloag-Santo Domingo. El proyecto se desarrolla en los límites de las provincias de Pichincha, Santo Domingo de los Tsáchilas y Cotopaxi. La Captación Pilatón y la Presa Toachi están localizadas en las coordenadas N(m) 9'961630; E(m) 737980 y N(m) 9'959340; E(m) 731980, respectivamente, del sistema UTM WGS 84.

### **1.1.3 CUENCAS HIDROGRÁFICAS**

El Proyecto se desarrolla en las cuencas de los ríos Pilatón y Toachi, que nacen en la cordillera occidental de los Andes y forman parte de la hoya del río Esmeraldas, que desemboca en el Océano Pacífico, en la costa norte del país.

La cuenca superior del Río Pilatón, antes de su confluencia con el Río Toachi, tiene una longitud de 40 Km aproximadamente y un ancho medio de 20 Km. El área de drenaje hasta el sitio de captación, en la cota 1099 msnm, es 521 Km<sup>2</sup>. La dirección general de la cuenca es de Este a Oeste. La cuenca está limitada al Este por la Cordillera Occidental de los Andes, al Sur por una cresta que baja desde el Corazón (4788 m), al Norte por la cresta que baja desde el Atacazo (4750 m) y hacia el Oeste el valle se abre hacia la planicie de Santo Domingo de los Colorados.

Figura 1.1: Implantación General del Proyecto

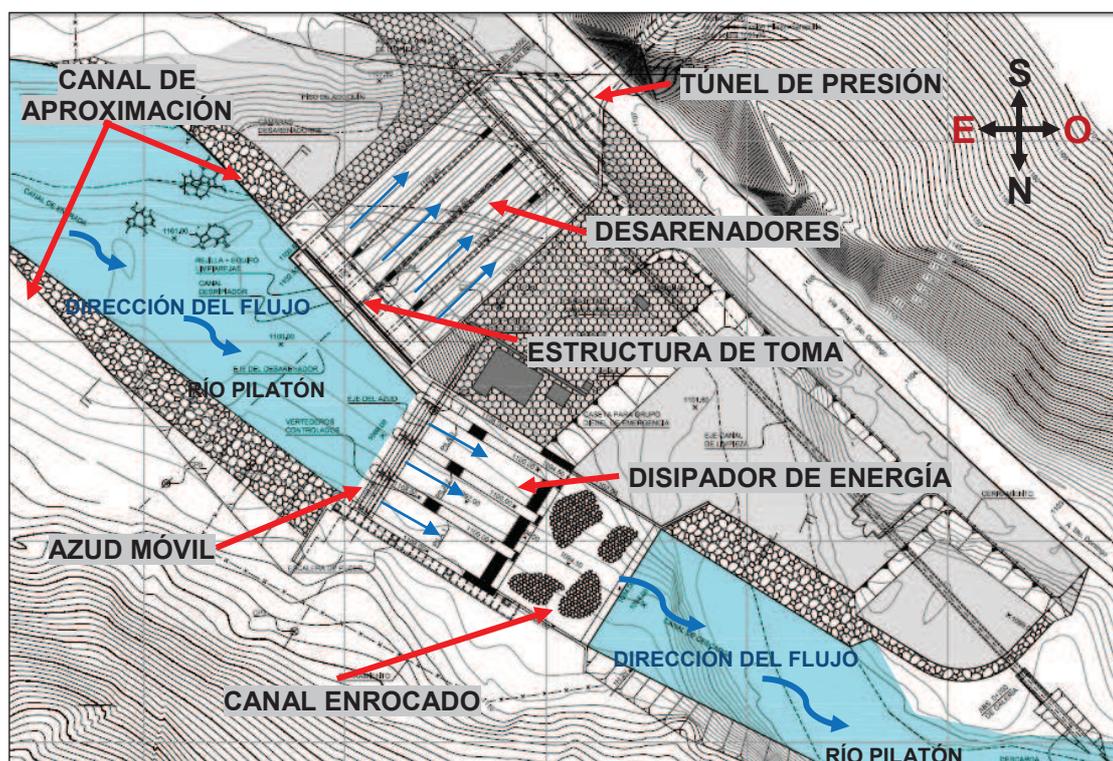


Fuente: CELEC E.P., HIDROTOAPI. "Proyecto hidroeléctrico Toachi Pilatón-Descripción y ubicación del proyecto". Quito. 2011.

## 1.2 DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS HIDRÁULICAS PARA EL APROVECHAMIENTO HIDROELÉCTRICO PILATÓN - SARAPULLO <sup>2</sup>

La Captación Pilatón deriva hasta 40 m<sup>3</sup>/s y se constituye de las estructuras hidráulicas principales en la obra de toma y en el azud móvil. El azud móvil está diseñado para descargar libremente una crecida de 480 m<sup>3</sup>/s, con período de retorno igual a 500 años, y manteniendo el nivel máximo de operación en la cota 1105 msnm con la estructura de toma cerrada pues esta permanece abierta hasta un caudal de 340 m<sup>3</sup>/s, que corresponde al período de retorno igual a 25 años, el nivel normal de operación en la cota 1105 msnm se regula mediante compuertas y clapetas radiales.

**Figura 1.2:** Implantación general de la Captación Pilatón



**Fuente:** CELEC E.P., HIDROTOAPI, LOMBARDI S.A. "Proyecto hidroeléctrico Toachi Pilatón - Memoria Técnica - Diseño Hidráulico Captación Pilatón". Quito. 2010.

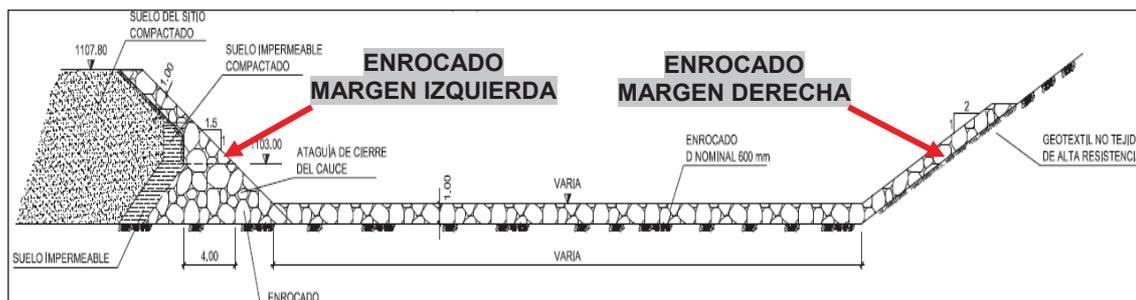
**Elaborado por:** Pablo Paredes.

<sup>2</sup>CELEC E.P., HIDROTOAPI. "Proyecto hidroeléctrico Toachi Pilatón-Descripción y ubicación del proyecto". Quito. 2011.

### 1.2.1 CANAL DE APROXIMACIÓN

El canal de sección trapecial cumple la función de dirigir el flujo del Río Pilatón hacia el azud móvil, la margen izquierda es un relleno con talud recubierto de enrocado con pendiente Vertical: Horizontal = 1:1.5, la margen derecha es una zona excavada en el material aluvial con talud recubierto de enrocado con pendiente Vertical: Horizontal = 1:2. La solera del canal está cubierta de enrocado colocado sobre la excavación del material aluvial y tiene dos pendientes longitudinales, en su inicio es de 2.67% para aumentar a 3.06% hasta llegar frente al azud móvil con el nivel del fondo del enrocado en la cota 1099 msnm. El diámetro nominal para los enrocados es de 600 mm tanto en los taludes como en la solera del canal. Sobre la base de los taludes conformados en suelo excavado o relleno, se coloca geotextil no tejido, para conformar el enrocado y evitar el lavado de finos.

**Figura 1.3:** Corte transversal tipo del canal de aproximación



**Fuente:** CELEC E.P., HIDROTOAPI, LOMBARDI S.A. "Proyecto hidroeléctrico Toachi Pilatón - Memoria Técnica - Diseño Hidráulico Captación Pilatón". Quito. 2010.

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

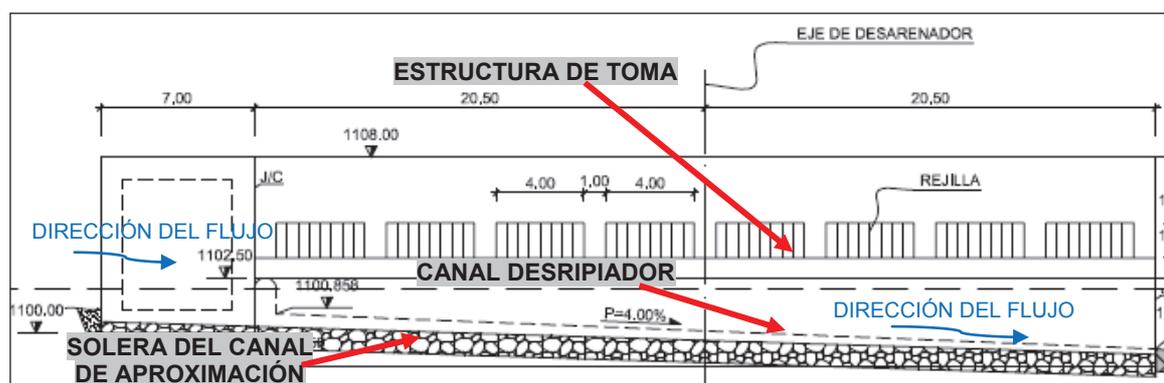
### 1.2.2 ESTRUCTURA DE TOMA

Los 40 m<sup>3</sup>/s derivados en esta estructura serán turbinados en la casa de máquinas de Sarapullo para luego alimentar parcialmente al aprovechamiento Toachi - Alluriquín. Se encuentra provista de una rejilla de 39.00 m de longitud y 1.60 m de altura, inclinada 75°, para facilitar la limpieza de basuras y ramas por medio del equipo limpia rejas. Las rejillas estarán separadas por 7 pilas intermedias de sección semicircular de 1.00 m de ancho. La rejilla tiene su solera a la cota 1103.40 msnm, 4.40 m por encima del nuevo cauce del río, a fin de

evitar el ingreso de gravas y piedras gruesas. La separación de los barrotes impedirá el ingreso de cantos rodados de tamaño mayor a 3,60 cm de diámetro. Delante de la rejilla, se dispone de un canal desripador, de 2.50 m de ancho por 41.00 m de longitud, con pendiente del 4.00%, limitado por un muro de 1.00 m de ancho, cuyo umbral es horizontal y se eleva 2.50 m sobre el canal de aproximación, a la cota 1102.50 msnm, para evitar la entrada de cantos rodados gruesos. En este canal serán retenidas las piedras que logren pasar por sobre el umbral y su limpieza se realizará por medio del canal de lavado, el mismo que está controlado por una compuerta radial de ancho igual a 2.50 m y una altura de 2.00 m, que lo conecta con el canal de descarga dispuesto paralelamente al lado izquierdo de los azudes, con pendiente del 10.50%. La toma contiene 8 aberturas de 4.00 m de ancho y 1.60 m de altura, cada una dispone de compuertas planas accionadas con servomotores, las cuales facilitan la limpieza o mantenimiento individual. El cierre de las 8 compuertas en conjunto impedirá la entrada de los caudales del río al aprovechamiento, cuando se requiera hacer trabajos de inspección, mantenimiento o durante las crecidas extraordinarias.

Los ejes de la captación y desarenadores son sub-perpendiculares a la alineación del cauce actual del río y a la carretera. El ingreso de los caudales es directo desde la rejilla hacia los desarenadores.

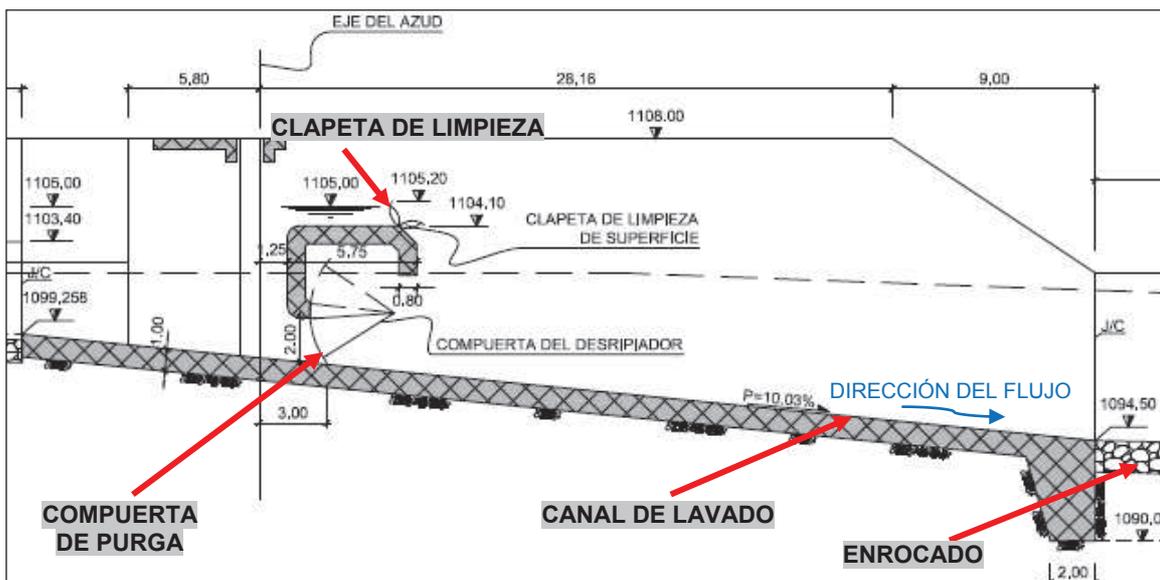
**Figura 1.4:** Perfil del canal de aproximación y vista frontal de la toma



**Fuente:** CELEC E.P., HIDROTOAPI, LOMBARDI S.A. "Proyecto hidroeléctrico Toachi Pilatón - Memoria Técnica - Diseño Hidráulico Captación Pilatón". Quito. 2010.

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

**Figura 1.5:** Corte longitudinal del canal de lavado



**Fuente:** CELEC E.P., HIDROTOAPI, LOMBARDI S.A. "Proyecto hidroeléctrico Toachi Pilatón - Memoria Técnica - Diseño Hidráulico Captación Pilatón". Quito. 2010.

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

### 1.2.3 DESARENADORES

Se encuentran a continuación de la estructura de toma y están conformados por cuatro unidades desarenadoras que funcionarán en paralelo, cada una con doble cámara de sedimentación, todas separadas por paredes de espesores variables entre 1.00 m y 0.60 m. Cada cámara de sedimentación tiene una longitud de 40.00 m, un ancho de 9.00 m y una altura de 4.50 m, con una transición de entrada de 9.00 m de longitud. Por debajo de los 4.50 m de profundidad, las cámaras dan cabida al volumen de almacenamiento de sedimentos, con el fondo inclinado transversalmente Vertical: Horizontal=1:1 en sus dos lados y con un canal de limpieza central, rectangular, de 1.00 m de ancho y profundidad variable, con pendiente longitudinal del 3.00%. Al final de cada canal se encuentra la respectiva compuerta de limpieza, de 1.00 m de ancho y 1.20 m de altura (8 en total), para descargar los sedimentos a la galería de limpieza. La estructura de descarga tiene un ancho de 1.40 m, una altura de 2.50 m y 214.00 m de longitud, posee una pendiente de 2.20% y permite restituir los sedimentos al río en la cota 1093.40 msnm a través de una descarga controlada por una compuerta

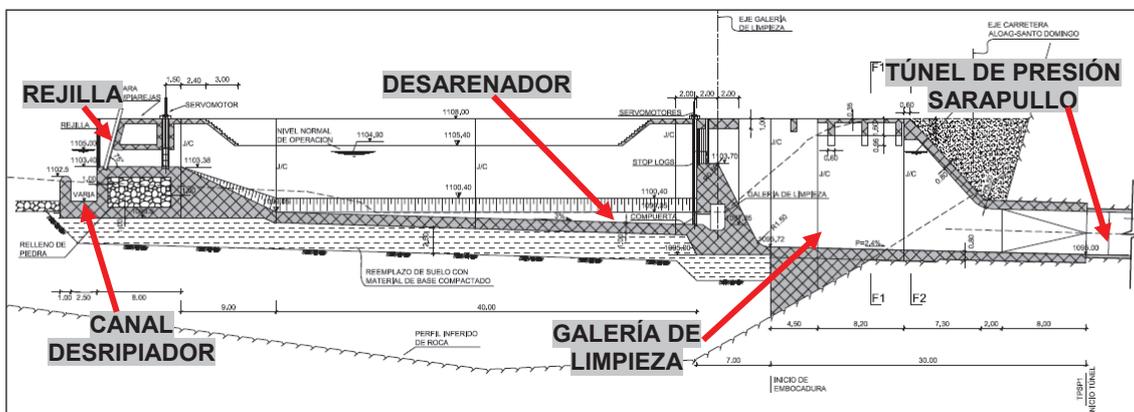
basculante de ancho igual a 1.50 m y de 1.50 m de altura, que impedirá la entrada del agua del río a la galería en época de crecidas.

Los desarenadores retendrán sedimentos de diámetro superior a 0.30 mm. Las aguas libres de los sedimentos retenidos en las ocho cámaras, serán vertidas a través de ocho vertederos a un tanque que constituye la embocadura al túnel de carga. Sobre los vertederos están dispuestas guías para colocar stoplogs de 4.00 m de ancho y 1.20 m de altura, con el objeto de aislar cada desarenador de doble cámara durante labores de mantenimiento y reparación.

La embocadura dispone de una transición de doble curvatura y se desarrolla en 30.00 m de longitud, desde un ancho total útil de 39.00 m hasta 4.10 m en el inicio del túnel de conducción, y cuya cota en la solera es de 1095 msnm.

Las estructuras de la toma y de los desarenadores estarán cimentadas sobre depósitos aluviales, razón por la cual, debajo de éstas se prevé la ejecución de la cortina de inyecciones de impermeabilización hasta el lecho rocoso del valle.

**Figura 1.6:** Corte longitudinal de estructura de toma y desarenadores



**Fuente:** CELEC E.P., HIDROTOAPI, LOMBARDI S.A. "Proyecto hidroeléctrico Toachi Pilatón - Memoria Técnica - Diseño Hidráulico Captación Pilatón". Quito. 2010.

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

## 1.2.4 AZUD MÓVIL

La implantación del azud móvil está asociada a la disponibilidad de espacio para su construcción, junto con la estructura de toma, en la margen derecha del Río

Pilatón, por tanto el río fluye por su cauce natural junto a la margen izquierda; finalizadas estas obras y mediante el uso de ataguías permanentes se desviarán el río definitivamente por el canal de aproximación hacia el azud móvil. Este sistema permite la construcción de los desarenadores y la embocadura hasta el túnel de presión.

La estructura del azud móvil, sus vertederos y los respectivos disipadores de energía son de hormigón armado y se encuentran dotados de dos dentellones que sirven para asegurar la impermeabilidad y estabilidad de la estructura, el dentellón de aguas arriba profundizado hasta la roca basal, y el dentellón de aguas abajo, empotrado en depósito aluvial. Los muros del azud móvil y su puente de operación, así como los muros perimetrales de la bocatoma y de los desarenadores, tienen un bordo libre de 3.00 m y alcanzan la cota 1108 msnm.

El azud móvil de 33.90 m de ancho y 41.15 m de largo, posee tres vertederos de  $B=8.20$  m divididos por pilas semicirculares de radio igual a 1.25 m, con muros divisores de hormigón armado de 2.50 m de ancho que se extienden hacia aguas abajo a lo largo de los vertederos y los estanques disipadores de energía, la cresta del azud se encuentra en la cota 1100 msnm a 1.00 m sobre el fondo del enrocado y el nivel máximo de sus muros está en la cota 1108 msnm, la salida al enrocado está en la cota 1094 msnm, 2.00 m sobre el fondo del disipador de energía.

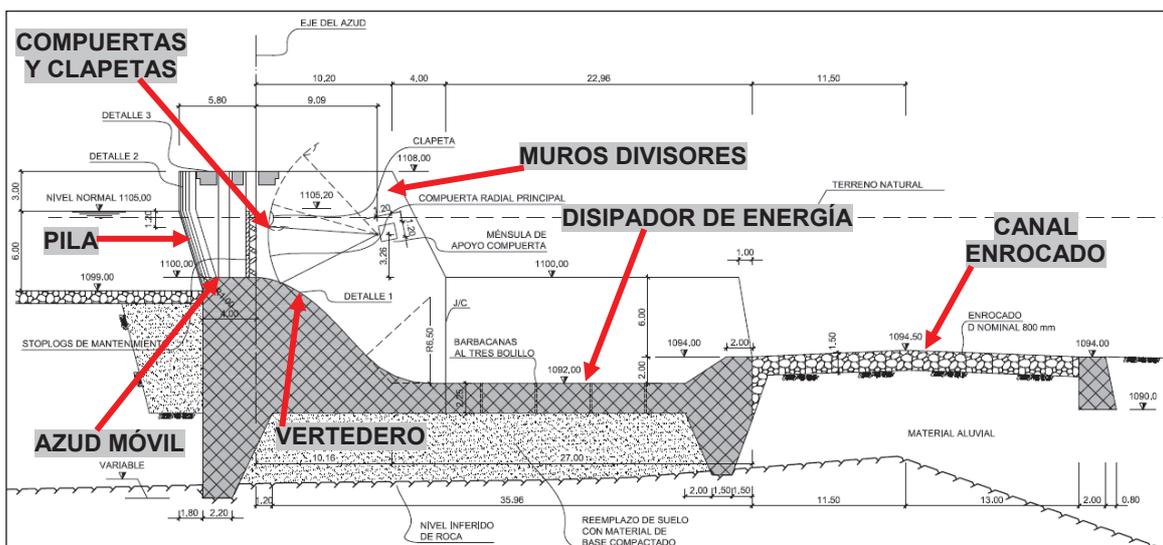
Los vertederos se regulan mediante compuertas radiales de  $B=8.20$  m y  $H=5.00$  m, dotadas cada una de ellas con una clapeta radial de 1.40 m. Estas estructuras permiten la derivación del caudal de operación para el aprovechamiento hidroeléctrico Pilatón - Sarapullo, la regulación del nivel máximo y normal de operación en la cota 1105 msnm para la descarga de los caudales de excesos y de crecidas del Río Pilatón, además facilitan la limpieza de sedimentos acumulados, o de cantos rodados grandes transportados por el río, que lleguen hasta el sitio de la captación y del azud.

Las tres compuertas completamente abiertas permiten a los vertederos descargar el caudal de crecidas con un período de retorno de 500 años, de  $480 \text{ m}^3/\text{s}$ , manteniendo el nivel máximo de operación de la captación en la cota 1105 msnm.

Las clapetas servirán para una regulación fina del nivel de operación, en conjunto podrán descargar hasta  $63 \text{ m}^3/\text{s}$ , antes de que se proceda a la apertura ordenada de cada una de las compuertas radiales, de acuerdo con los caudales de crecidas que se presenten.

Cada vertedero está provisto de guías para bajar stoplogs, cuando deba realizarse el mantenimiento de la compuerta radial. Adicionalmente, para mantenimiento de la solera de apoyo de los stoplogs, se ha previsto a la entrada de cada azud de guías adicionales. El almacenamiento de los stoplogs se realizará al lado izquierdo de la estructura de los azudes.

**Figura 1.7:** Corte longitudinal sobre el azud móvil, vertedero, dissipador de energía y canal enrocado



**Fuente:** CELEC E.P., HIDROTOAPI, LOMBARDI S.A. "Proyecto hidroeléctrico Toachi Pilatón - Memoria Técnica - Diseño Hidráulico Captación Pilatón". Quito. 2010.

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

## 1.2.5 DISIPADOR DE ENERGÍA

La descarga de cada vertedero se realiza a su respectivo estanque dissipador de energía, estos son de hormigón armado, con una longitud de 27.00 m y un ancho igual a 8.20 m, están separados en toda su longitud por muros de 2.50 m de ancho que se elevan desde la solera del dissipador en la cota 1092 msnm, hasta la cota 1100 msnm. En la salida de los tres estanques dissipadores se extiende un

umbral continuo, cuya cresta tiene una longitud de 2.00 m y se eleva a la cota 1094 msnm, mediante una rampa de 3.00 m de longitud para descargar a un canal de 34,60 m de ancho y 26,50 m de longitud, que ayuda a controlar la disipación de energía. Este canal está formado por muros de hormigón armado y su solera posee contrapendiente hasta la mitad de su longitud, alcanzando la cota 1094.50 msnm para luego descender nuevamente a la cota 1094 msnm, este canal está protegido con enrocado grueso para evitar la socavación al pie de las estructuras de los azudes. A continuación del canal de descarga del dissipador, se tiene el canal trapezoidal de restitución, que será excavado en el depósito aluvial hasta su unión con el Río Pilatón, permitiendo de esta manera restituir las aguas desviadas por la Captación Pilatón al cauce natural del río.

### **1.2.6 ESCALERA DE PECES**

El azud móvil impide el paso de caudal hacia aguas abajo de la captación, por tanto se dispone de una estructura hidráulica que descargue el caudal ecológico de 2.85 m<sup>3</sup>/s, correspondiente al 10% del caudal medio diario, y permita que la vida acuática circule a través del azud cuando este se encuentra cerrado. La escalera tiene su inicio con un orificio rectangular en la margen derecha del azud, cuyo nivel inferior está en la cota 1103.40 msnm y baja paralelamente al azud mediante un perfil escalonado hasta la cota 1094.20 msnm para descargar en el canal enrocado mediante un orificio rectangular.

### **1.2.7 OBRAS DE CONDUCCIÓN**

#### **1.2.7.1 Túnel de presión**

Se inicia al final de la embocadura, de sección interna circular de 3.80 m de diámetro, íntegramente revestido con hormigón, de 0.30 m de espesor si el túnel es excavado por el método convencional. En caso de ser excavado con TBM (Tunnel Boring Machine), el diámetro interno será de 4.10 metros y el diámetro de excavación 4.80 m e irá revestido con dovelas de hormigón empacadas con gravilla contra la roca y luego con inyecciones de cemento. La longitud del túnel es de 5.90 km hasta el inicio del blindaje de acero de la tubería de presión.

### **1.2.7.2 Chimenea de equilibrio**

La chimenea de equilibrio se ubica 55.00 m aguas abajo del inicio de la tubería de presión y está desplazada 20.00 m del eje de la conducción. Se compone de un pozo vertical inferior (garganta) con un diámetro interior útil de 3.50 m hasta la cota 1065 msnm; y, a partir de este, el pozo principal de la chimenea es de 12,00 m de diámetro, hasta el nivel 1129 msnm, en donde sale a la superficie y está protegida por una cubierta. Toda la chimenea será revestida de hormigón, la garganta con 0,45 m y el pozo principal con 0,55 m.

### **1.2.7.3 Tubería de presión**

El ramal principal es de 3.00 m de diámetro interno y 107.00 m de longitud hasta el inicio de los ramales distribuidores, será blindada con acero embebido en el revestimiento de hormigón de 0.60m de espesor. Adicionalmente será blindado el tramo de 20.00 m de la conexión con el pozo de la chimenea de equilibrio, que es de igual diámetro interior que el pozo de la garganta.

### **1.2.7.4 Ramales distribuidores**

Los tres ramales distribuidores de acero son de 1.75 m de diámetro interno, de 26.00 m, 23.00 m y 32.00 m de longitud hasta la primera, segunda y tercera turbina, respectivamente, en cuyo tramo final su diámetro se reduce a 1.60 m para su unión con las válvulas de guardia tipo mariposa.

## **1.2.8 CASA DE MÁQUINAS**

La casa de máquinas es subterránea, su longitud es de 44.00 m, su ancho es de 14.00 m y su altura es 30.00 m. Está equipada con tres turbinas tipo Francis, con potencia nominal de 16.3 MW, para una caída neta de 138.30 m y un caudal de diseño de 13.30 m<sup>3</sup>/s. Su velocidad de rotación es de 450 rpm y su eje está ubicado en la cota 953 msnm. La contra carga máxima está dada por la cota 970 msnm que corresponde al embalse regulado por la Presa Toachi.

## **1.2.9 OBRAS DE DESCARGA**

### **1.2.9.1 Chimenea de equilibrio**

Tiene una cámara inferior con sección tipo baúl de longitud igual a 40.00 m, de ancho 10.00 m y de altura 24.00 m, con la solera en la cota 953 msnm.

### **1.2.9.2 Túnel de descarga**

Es de sección circular de 3.00 m de diámetro interno, revestido con hormigón, de 470.00 m de longitud, hasta empatar con la obra de toma de la Presa Toachi, donde se interconecta con la conducción Toachi - Alluriquín, que en su tramo inicial atraviesa toda la presa.

## **1.3 RESUMEN DE LOS ESTUDIOS DE INGENIERÍA PARA LA CAPTACIÓN PILATÓN<sup>3</sup>**

### **1.3.1 GEOLOGÍA EN EL SITIO DE LAS OBRAS**

En el sitio de implantación de la Captación Pilatón existe un tipo de roca intrusiva granodiorítica, la margen izquierda es atravesada por la carretera a lo largo de 125 m aproximadamente, la roca se encuentra bajo un potente depósito de aluviales antiguos medianamente cementados y se pierde tanto aguas abajo como aguas arriba, en la margen derecha la roca que sobresale en las orillas entre depósitos aluviales también es de tipo intrusivo, en esta margen la terraza aluvial tiene una potencia de 14 m a 21 m. La roca del substrato en general se halla bastante fracturada y tectonizada.

Los desarenadores serán implantados sobre los depósitos de terraza aluvial y la embocadura del túnel de carga será excavada en rocas granodioríticas de buena calidad. El azud de derivación será cimentado prácticamente en su totalidad sobre el depósito aluvial, excepto el dentellón de aguas arriba del azud que estará cimentado en la roca basal. Se ha previsto una cortina de inyecciones para asegurar la impermeabilización del depósito aluvial

---

<sup>3</sup>CELEC E.P., HIDROTOAPI. "Proyecto hidroeléctrico Toachi Pilatón-Descripción y ubicación del proyecto". Quito. 2011.

### 1.3.2 METEOROLOGÍA

De las Estaciones meteorológicas de Sarapullo y de Chitua cercanas al proyecto se obtiene la variación mensual de las precipitaciones, e indican que la época lluviosa inicia en Diciembre hasta Marzo, siendo la mayor precipitación mensual de 330 mm y el mes más seco es el de Agosto, el resto del año relativamente las precipitaciones son bajas llegando al orden de 30 mm.

La temperatura media de la cuenca en la zona del proyecto oscila entre los 22°C y en las zonas altas de las cuencas es de 10°C. Existe una importante nubosidad sobre todo en la temporada lluviosa y aleatoriamente se presentan pocos días de sol en el año.

**Cuadro 1.1:** Cuadro de valores climáticos representativos

CAPTACIÓN PILATÓN		
VALOR CLIMÁTICO	CANTIDAD	UNIDAD
Evaporación media (tanque "A")	420	mm/año
Temperatura máxima	26,5	°C
Temperatura media	19,0	°C
Temperatura mínima	12,5	°C
Humedad máxima mensual	92	%
Humedad media mensual	90	%
Humedad mínima mensual	88	%
Humedad máxima diaria	98	%
Humedad mínima diaria	82	%
Nubosidad	5/8 a 7/8	
Precipitación media en la cuenca	2680	mm/año
Precipitación máxima en la cuenca	4100	mm/año

**Fuente:** CELEC E.P., HIDROTOAPI. "Proyecto hidroeléctrico Toachi Pilatón-Descripción y ubicación del proyecto". Quito. 2011.

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

### 1.3.3 HIDROLOGÍA

La información hidrológica ayuda a determinar la tendencia de los escurrimientos mensuales medios, mínimos y máximos según las precipitaciones que se presentan durante el año, con lo que se logra ubicar a la época lluviosa entre los

meses de enero a mayo, la época seca de julio a octubre y las épocas intermedias son en junio y de noviembre a diciembre.

El caudal medio anual es de 28.50 m<sup>3</sup>/s, el caudal máximo mensual registrado es de 61.78 m<sup>3</sup>/s en el mes de marzo y el caudal mínimo mensual registrado es de 11.78 m<sup>3</sup>/s en el mes de agosto. El caudal ecológico corresponde al 10% del caudal medio anual, por tanto es de 2.85 m<sup>3</sup>/s.

Los caudales de diseño para las obras de desvío y de crecida de la Captación Pilatón están definidos para un período de retorno de 25 y 500 años con caudales de 332 m<sup>3</sup>/s y 480 m<sup>3</sup>/s respectivamente.

#### 1.4 ESCENARIOS DE OPERACIÓN DEL AZUD MÓVIL<sup>4</sup>

El azud móvil se constituye de tres vertederos, cada uno provisto de una compuerta radial y una clapeta radial, están separados por pilas cuyos muros se extienden hasta el final de los estanques de disipación. El azud móvil entra en operación para eliminar los excesos de caudal, cuando el Río Pilatón tiene caudales mayores a 40 m<sup>3</sup>/s, también opera en las maniobras de limpieza.

**Cuadro 1.2:** Escenarios de operación del azud móvil en conjunto con la toma

ESCENARIOS		OPERACIÓN DEL AZUD MÓVIL				CAUDAL DE OPERACIÓN DE LA TOMA [m <sup>3</sup> /s]
TIPO	RANGO DE CAUDALES [m <sup>3</sup> /s]	APERTURA EN PORCENTAJE [%] (apertura máxima = a)				
		CLAPETAS a = 1.2 m	COMPUERTAS a = 1.8 m			
			IZQUIERDA	CENTRAL	DERECHA	
<b>A</b>	<b>0 - 40</b>	0%	0%	0%	0%	0 - 40
<b>B</b>	<b>41 - 103</b>	1% - 100%	0%	0%	0%	40
<b>C</b>	<b>104 -140</b>	0%	1% - 100%	0%	0%	40
<b>D</b>	<b>141 -240</b>	0%	100%	0%	1% - 100%	40
<b>E</b>	<b>241 - 340</b>	0%	100%	1% - 100%	100%	40
<b>F</b>	<b>341 - 480</b>	Flujo libre en los vertederos, compuertas elevadas				0

**Fuente:** CELEC E.P., HIDROTOAPI. "Proyecto hidroeléctrico Toachi Pilatón-Descripción y ubicación del proyecto". Quito. 2011.

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

<sup>4</sup>CELEC E.P., HIDROTOAPI, LOMBARDI S.A. "Proyecto hidroeléctrico Toachi Pilatón - Memoria Técnica - Diseño Hidráulico Captación Pilatón". Quito. 2010.

La regulación constante del nivel de agua, en la cota normal de operación, frente a la estructura de toma y la evacuación de los excesos de caudal, se realiza mediante el abatimiento de las clapetas para la regulación fina y la apertura ordenada de las compuertas para regular los caudales mayores a  $103 \text{ m}^3/\text{s}$  que llegan frente al azud.

#### **1.4.1 ESCENARIO DE OPERACIÓN A**

Los caudales del Río Pilatón son menores que  $42.85 \text{ m}^3/\text{s}$  y el nivel de operación de la captación será igual o menor a la cota  $1105 \text{ msnm}$ , la estructura de toma está completamente abierta y el azud móvil está cerrado. Solo atraviesa por la escalera de peces el caudal ecológico de  $2.85 \text{ m}^3/\text{s}$  que es descargado en el enrocado.

#### **1.4.2 ESCENARIO DE OPERACIÓN B**

Los caudales del Río Pilatón son mayores que  $40 \text{ m}^3/\text{s}$  y menores que  $103 \text{ m}^3/\text{s}$ , la superficie libre del agua frente al azud se mantiene en el nivel normal de operación en la cota  $1105 \text{ msnm}$  mediante el abatimiento simultáneo de las tres clapetas, cuya apertura máxima igual a  $1.20 \text{ m}$  permite una descarga individual de  $21 \text{ m}^3/\text{s}$  y en conjunto descargan hasta  $63 \text{ m}^3/\text{s}$ , la estructura de toma permanece abierta y deriva los  $40 \text{ m}^3/\text{s}$ .

#### **1.4.3 ESCENARIO DE OPERACIÓN C**

Los caudales del Río Pilatón son mayores que  $103 \text{ m}^3/\text{s}$  y menores que  $140 \text{ m}^3/\text{s}$ , el nivel normal de operación en la cota  $1105 \text{ msnm}$  se regula solo con aperturas parciales de la compuerta radial de la margen izquierda, esta tiene una apertura máxima de  $1.80 \text{ m}$  para descargar un caudal máximo de  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  y mantener el nivel normal de operación de la captación que deriva  $40 \text{ m}^3/\text{s}$ .

#### **1.4.4 ESCENARIO DE OPERACIÓN D**

Los caudales del Río Pilatón son mayores que  $140 \text{ m}^3/\text{s}$  y menores que  $240 \text{ m}^3/\text{s}$ , el nivel normal de operación en la cota  $1105 \text{ msnm}$  se regula con la apertura máxima de la compuerta radial de la margen izquierda y aperturas parciales de la

compuerta de la margen derecha, con la apertura máxima en las dos compuertas se podrá descargar 200 m<sup>3</sup>/s y mantener el nivel normal de operación de la captación que deriva 40 m<sup>3</sup>/s.

#### **1.4.5 ESCENARIO DE OPERACIÓN E**

Los caudales del Río Pilatón son mayores que 240 m<sup>3</sup>/s y menores que 340 m<sup>3</sup>/s, el nivel normal de operación en la cota 1105 msnm se regula con la máxima apertura de las compuertas radiales extremas y aperturas parciales de la compuerta radial central, con la apertura máxima en las tres compuertas se podrá descargar 300 m<sup>3</sup>/s y mantener el nivel normal de operación de la captación que deriva 40 m<sup>3</sup>/s.

#### **1.4.6 ESCENARIO DE OPERACIÓN F**

Los caudales del Río Pilatón son mayores que 340 m<sup>3</sup>/s y menores que 480 m<sup>3</sup>/s, la estructura de toma se cierra completamente para dejar pasar estos caudales a través del azud móvil, las compuertas radiales se abren completamente y dejan pasar el flujo libremente sobre los vertederos de cimacio, el nivel máximo de crecida frente al azud no supera la cota 1105 msnm.

### **1.5 BREVE ANÁLISIS DE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN LA CAPTACIÓN PILATÓN.**

#### **1.5.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL DISIPADOR DE ENERGÍA**

El azud móvil permite regular el nivel de agua sobre la plataforma de aproximación, mediante un vertedero de cimacio controlado por compuertas y clapetas radiales, por el cual se genera un flujo rápidamente variado que al vencer el desnivel al final del enlace cóncavo y al inicio del disipador, presenta altas velocidades que indican un régimen supercrítico del flujo, por tanto los estanques disipadores de energía tienen como objetivo principal formar un colchón de agua que amortigüe la descarga de los excesos de caudal, que son evacuados. Por esta razón el disipador de energía es construido de hormigón armado, para soportar los exigentes esfuerzos que generan las altas velocidades de un flujo de agua sobre el material de los elementos estructurales.

Para el caudal máximo de diseño igual a  $480 \text{ m}^3/\text{s}$ , la descarga por los tres vertederos es libre, sin control de las compuertas radiales, pero el flujo se reparte equitativamente e ingresa a cada estanque disipador un caudal de  $160 \text{ m}^3/\text{s}$  con velocidades del orden de  $15 \text{ m/s}$ , por lo que se considera que el flujo tiene un exceso de energía cinética.

El desnivel que se presenta, entre la cota  $1100 \text{ msnm}$  de la cresta del vertedero y la cota  $1092 \text{ msnm}$  de la solera del estanque disipador, es de  $8.00 \text{ m}$  y aguas abajo del vertedero, se ha desarrollado un flujo supercrítico que al pie del estanque disipador lo caracteriza un número de Froude del orden de  $4.3$ , por tanto el estanque con estructura de hormigón armado, confina un resalto hidráulico, en zona de transición, influenciado por el nivel de aguas abajo en la entrega al canal enrocado, en este canal se espera un flujo subcrítico regulado por la restitución al Río Pilatón.

Para disipar de manera efectiva los excesos de energía cinética del flujo descargado por los vertederos, se utiliza tres estanques rectangulares de hormigón de  $27.00 \text{ m}$  de longitud,  $8.20 \text{ m}$  de ancho y muros divisores de  $8.00 \text{ m}$  de altura, al final de los estanques se dispone de un salto positivo en forma de umbral continuo con sección trapezoidal que eleva  $2.00 \text{ m}$  la solera del disipador para la descarga al canal enrocado, este canal tiene  $34.60 \text{ m}$  de ancho,  $26.50 \text{ m}$  de longitud y muros de  $8.00 \text{ m}$  de altura, su solera se constituye de rocas del sitio con un diámetro nominal igual a  $800 \text{ mm}$  y sobre el cual se espera tener velocidades cuya magnitud no genere socavación al pie de las estructuras del azud móvil o flujos no deseados en la restitución al cauce natural del río.

### **1.5.2 PROCESO DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA**

Al inicio del disipador de solera horizontal, se presenta un flujo en régimen supercrítico que se introduce en un estanque amortiguador, el cual contiene un flujo con régimen subcrítico que permanece controlado por las condiciones aguas abajo en el cauce natural del río. La introducción en el estanque amortiguador, de un flujo supercrítico de alta velocidad y calado contraído, produce una mezcla turbulenta con el flujo subcrítico de aguas abajo, se genera un intercambio de cantidad de movimiento entre las partículas de agua que constituyen ambos flujos

y la masa de fluido viscoso sufre deformaciones debido a los esfuerzos tangenciales generados por los gradientes de velocidad, de esta manera la energía cinética se transforma en calor y permite que la masa de flujo reduzca la magnitud de su velocidad e incremente el calado para finalizar el resalto hidráulico con un régimen subcrítico

La mezcla ocasionada permite la introducción de aire en el flujo y zonas con vórtices turbulentos que se extienden hacia la zona superficial del resalto hidráulico, para luego desaparecer al final del estanque disipador, con esto se logra confinar la mezcla turbulenta en una longitud relativamente corta y entregar el caudal total al canal enrocado que presenta un flujo con distribución uniforme de velocidades y régimen subcrítico.

## **1.6 MODELACIÓN FÍSICA COMO ALTERNATIVA PARA LA EVALUACIÓN DEL DISIPADOR DE ENERGÍA**

### **1.6.1 MODELOS HIDRÁULICOS**

Los modelos físicos de estructuras hidráulicas, usadas como disipadores de energía, ayudan a estudiar el fenómeno del resalto hidráulico ya que permiten al investigador observar las características del flujo en sus tres dimensiones y estudiarlo bajo condiciones controladas dentro de un laboratorio. Mediante el uso de instrumentos de medición confiables y la técnica adecuada se obtiene información valiosa, que procesada de manera objetiva, puede emitir la síntesis de resultados necesarios para formular relaciones funcionales entre las variables que caracterizan al fenómeno de flujo estudiado.

El arte de la modelación física requiere de experiencia y conocimiento, del soporte técnico y teórico, para evaluar el diseño del prototipo en un modelo a escala reducida, pues los fenómenos físicos del flujo de agua deben simularse de tal manera que sean mecánicamente semejantes.

### **1.6.2 DISEÑO HIDRÁULICO DEL PROTOTIPO**

El cálculo teórico no alcanza a representar fielmente el comportamiento de un flujo real de agua, las limitaciones y restricciones para representar un fluido

perfecto se evidencian al momento de suponer flujos unidimensionales o bidimensionales que son simplificaciones realizadas para facilitar los procesos de cálculo, por lo que el diseño hidráulico de gabinete presenta un riesgo que debe ser reducido al máximo con el adecuado manejo de la teoría disponible y las capacidades técnicas adquiridas por el diseñador, de esta manera la autocrítica puede establecer la necesidad de una evaluación en modelo hidráulico del fenómeno estudiado.

### **1.6.3 ANÁLISIS DIMENSIONAL Y SEMEJANZA VIA SIMILITUD MECÁNICA**

La técnica del análisis dimensional como herramienta matemática ayuda a ordenar las variables más importantes del fenómeno físico estudiado, permitiendo establecer relaciones funcionales, leyes generales o particulares que se fundamentan en los principios de la hidráulica y se verifican en la experiencia dentro del laboratorio, es entonces que se puede confirmar o descartar los desarrollos planteados en la teoría disponible.

La similitud dinámica entre los dos sistemas, modelo y prototipo, establece que el polígono de fuerzas homólogas dominantes sea idéntico sobre un punto fijo en el flujo de agua, con la magnitud de las fuerzas en una relación constante respecto al tiempo y si se verifica que el modelo hidráulico cumple con la similitud geométrica se puede garantizar el desarrollo de movimientos cinemáticamente semejantes.

La similitud restringida según Froude permite estudiar los flujos rápidamente variados a superficie libre, cuyo calado de agua está influenciado por la atracción del campo gravitacional de la Tierra que produce las fuerzas de cuerpo por unidad de masa, las fuerzas superficiales debidas a los gradientes de la presión normal y a los esfuerzos tangenciales, dan como resultado la fuerza inercial por unidad de masa.

Para alcanzar la semejanza mecánica con el prototipo, el modelo hidráulico tiene que cumplir la similitud geométrica no distorsionada y la igualación del parámetro adimensional Froude, que representa la relación entre las fuerzas de inercia y las fuerzas gravitacionales tanto en modelo como en prototipo; a partir de las

condiciones de simulación del flujo de agua, que propone este parámetro adimensional, se derivan las proporciones que relacionan las magnitudes físicas homólogas de los sistemas modelo y prototipo.

#### **1.6.4 LIMITACIONES EN LA MODELACIÓN FÍSICA**

Las limitaciones empiezan por el tamaño, pero la investigación en modelos físicos reducidos permite una evaluación de obras hidráulicas monumentales a un costo muy bajo respecto al monto total del proyecto.

Las propiedades físicas del agua como la viscosidad molecular dinámica y la tensión superficial incrementan su magnitud e influencia sobre el flujo de agua cuando la escala del modelo se reduce demasiado por lo tanto se requiere establecer un flujo turbulento totalmente desarrollado, similar al que se presenta en el prototipo, para reducir la influencia de las fuerzas viscosas, de esta manera se evita tener un flujo laminar sobre el modelo.

El número de Reynolds permite ubicar al flujo en un rango turbulento y un rango laminar bajo los cuales el movimiento del agua presenta diferencias bien marcadas respecto a la influencia de las fuerzas viscosas.

La pendiente de la línea de energía debe ser igual tanto en modelo como en prototipo para simular las pérdidas por fricción, relacionar los esfuerzos tangenciales y reducir la rugosidad del modelo para simular de mejor manera las pérdidas de energía, caso contrario se realizan las correcciones pertinentes, se plantea otro valor a la escala de longitudes o se plantea el uso de otro fluido.

### **1.7 OBJETIVOS Y ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN EN MODELO FÍSICO DEL DISIPADOR DE ENERGÍA EN LA CAPTACIÓN PILATÓN**

#### **1.7.1 OBJETIVO GENERAL**

Evaluar experimentalmente en un modelo físico la disipación de energía aguas abajo del azud móvil de la Captación Pilatón, estudiando el fenómeno del resalto hidráulico en los cuencos disipadores.

### **1.7.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Evaluar la capacidad de descarga de las estructuras hidráulicas del azud móvil: tres vertederos con compuertas y clapetas radiales.
- Diseñar el plan de pruebas que simule las condiciones adecuadas para evaluar el diseño de los estanques disipadores.
- Obtener la eficiencia de los estanques disipadores, mediante el porcentaje de energía disipada en el resalto hidráulico.

### **1.7.3 ALCANCE**

La presente evaluación experimental del disipador de energía, en modelo físico, pretende observar y analizar el fenómeno del resalto hidráulico en los estanques disipadores, aguas abajo de la Captación Pilatón, con el fin de estudiar las características del flujo en la entrada y salida de los estanques, de esta manera se establece el porcentaje de energía cinética transformada; también se evalúa el flujo de entrega al canal enrocado, cuyo nivel es regulado desde aguas abajo por las secciones naturales del Río Pilatón. Mediante la respectiva y adecuada simulación física y numérica, se obtiene información importante para verificar las características del resalto hidráulico como disipador de energía y prevenir posibles efectos erosivos al pie de las estructuras de hormigón, debido a las altas velocidades que podrían presentarse debido a un mal funcionamiento de los estanques disipadores de energía.

## CAPÍTULO 2

# ANÁLISIS HIDRODINÁMICO DEL RESALTO HIDRÁULICO COMO DISIPADOR DE ENERGÍA<sup>5</sup>

### 2.1 INTRODUCCIÓN

El resalto hidráulico es un mecanismo para disipar el exceso de energía cinética de un flujo supercrítico generado por las condiciones de aguas arriba, este ingresa al estanque amortiguador y se produce el encuentro con un flujo subcrítico controlado desde aguas abajo, el efecto observado es una reducción de la velocidad y la elevación brusca del nivel de agua, rompiendo el perfil del flujo con zonas vorticosas y una gran introducción de aire, esto acompañado de una considerable transformación de energía por la naturaleza turbulenta de la zona del resalto, que permanece hasta alcanzar el equilibrio con el régimen subcrítico de aguas abajo.

Experimentalmente se demuestra que un flujo cambia de régimen supercrítico a subcrítico solo mediante el resalto hidráulico y este permanece hasta encontrar la sección aguas abajo que lo equilibre, esto se puede analizar mediante el principio de la conservación de la cantidad de movimiento, aplicado entre las secciones antes y después del resalto, dentro de los estanques disipadores de energía.

De las ecuaciones fundamentales de la hidráulica se particulariza el estudio en canales prismáticos de los flujos unidimensionales permanentes e incompresibles, que para este caso permite evaluar un flujo rápidamente variado con turbulencia totalmente desarrollada.

En el presente capítulo se analiza el fenómeno físico del resalto hidráulico que se presenta en un estanque disipador rectangular cuya solera es horizontal y al final posee un umbral continuo de sección trapecial que eleva la solera hasta la entrega a un canal enrocado.

---

<sup>5</sup>Sotelo, Gilberto “*Hidráulica de canales abiertos*”. México. UNAM. 2002.

## 2.2 FLUJO PERMANENTE RAPIDAMENTE VARIADO

### 2.2.1 FLUJO LAMINAR Y TURBULENTO

Para relacionar la fuerza de inercia respecto a las fuerzas viscosas en flujos sobre canales se utiliza el parámetro adimensional de Reynolds que clasifica al flujo en laminar para  $Re < 500$ , y turbulento para  $Re > 12500$ , con una zona de transición de  $500 < Re < 12500$ ; generalmente los flujos estudiados son turbulentos totalmente desarrollados y no se aprecia los efectos de la viscosidad del fluido.

$$Re = \frac{v \cdot Rh}{\nu} \quad (2.1)$$

donde:

**Re:** número de Reynolds para canales rectangulares con una pendiente baja siendo  $\cos \theta \approx 1$ , si  $\theta$  es el ángulo de inclinación de la solera respecto a la horizontal.

**V:** velocidad media de la sección. [m/s]

**Rh:** radio hidráulico de la sección. [m].  $Rh = A/P$ , donde A es el área hidráulica y P el perímetro mojado en un canal rectangular.

$\nu$ : viscosidad cinemática del agua a 10°C. [ $1.307 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ ]

### 2.2.2 FLUJO SUPERCRÍTICO Y FLUJO SUBCRÍTICO

En un canal rectangular el flujo de agua a superficie libre está condicionado principalmente por la fuerza gravitacional, además de las fuerzas de rozamiento en los contornos fijos y la fuerza generada por la presión del flujo sobre las superficies del canal, sobre todo en los cambios de geometría. Cuando el flujo es turbulento el efecto de las fuerzas viscosas puede ignorarse y se utiliza parámetros medios de las secciones en estudio

Para relacionar las fuerzas predominantes en un flujo turbulento a superficie libre se establece un parámetro adimensional conocido como número de Froude, el cual presenta la importancia de la fuerza de inercia respecto a la fuerza de gravedad sobre el movimiento del flujo, y caracteriza el régimen supercrítico, crítico o subcrítico del flujo en un canal rectangular.

$$\mathbf{Fr} = \frac{\mathbf{V}}{\sqrt{\mathbf{g}\cdot\mathbf{y}}} \quad (2.2)$$

donde:

**Fr**: número de Froude para canales rectangulares y  $\cos \theta \approx 1$

**V**: velocidad media de la sección de estudio. [m/s]

**y**: calado de agua para secciones rectangulares. [m].  $y = A/T$ , donde A es el área hidráulica de la sección y T el ancho de la superficie libre en un canal rectangular

**g**: aceleración de la gravedad [m/s<sup>2</sup>]

Para que el flujo tenga un régimen supercrítico la fuerza de inercia en el movimiento es de mayor incidencia que la fuerza de gravedad por tanto  $Fr > 1$ , si la fuerza de gravedad es la que domina el flujo entonces  $Fr < 1$  y si  $Fr = 1$  se considera un flujo crítico en el cual se presentan las condiciones de la energía mínima para que fluya un gasto conocido.

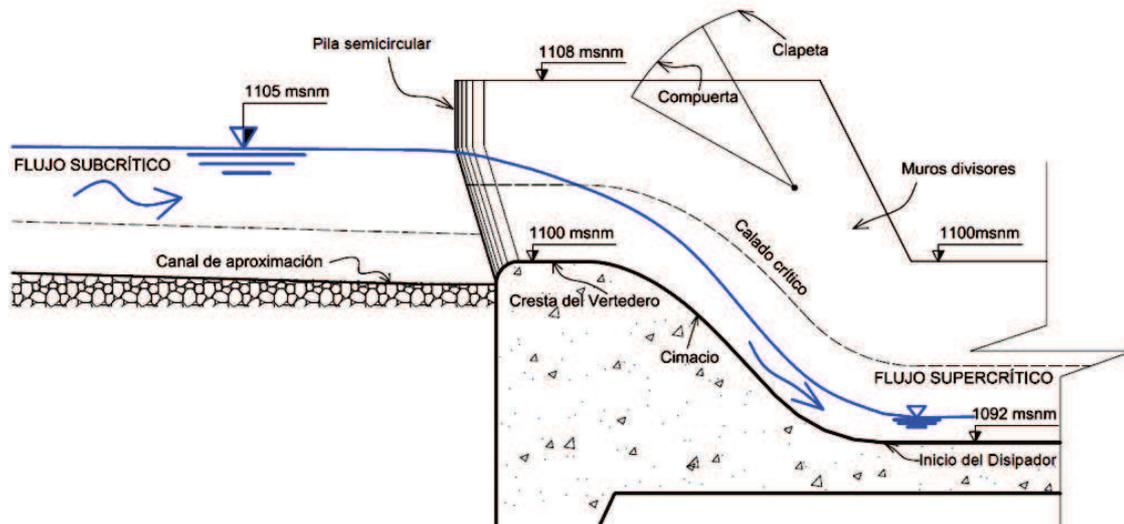
Las características del régimen supercrítico son las altas velocidades y calados bajos con un flujo torrencial, mientras que el régimen subcrítico presenta bajas velocidades y calados altos con un flujo tranquilo.

### 2.2.3 DESCARGA DEL VERTEDERO DE EXCESOS

El canal de aproximación presenta un flujo subcrítico regulado aguas abajo por el azud móvil sobre el cual se presenta una aceleración del flujo por el cambio de sección y el considerable incremento de la pendiente que provoca el desnivel, formándose un perfil M2 sobre la cresta del vertedero hasta el calado crítico, para luego presentar un flujo supercrítico sobre el cimacio que al pie del vertedero posee una transición cóncava semicircular tangente a la solera horizontal en el inicio del estanque disipador, en este punto se presenta un calado contraído y un flujo de alta velocidad con un considerable incremento de la energía cinética y la correspondiente reducción de la energía potencial que inicialmente posee el flujo.

El efecto de la gravedad y el incremento considerable de la pendiente provoca un abastecimiento de energía cinética en el flujo, que supera considerablemente las pérdidas de energía por fricción o turbulencia, esto genera el aumento de la velocidad y la contracción del calado.

**Figura 2.1:** Flujo sobre el canal de aproximación y sobre el vertedero de excesos.



**Fuente:** CELEC E.P., HIDROTOAPI, LOMBARDI S.A. "Proyecto hidroeléctrico Toachi Pilatón - Memoria Técnica - Diseño Hidráulico Captación Pilatón". Quito. 2010.

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

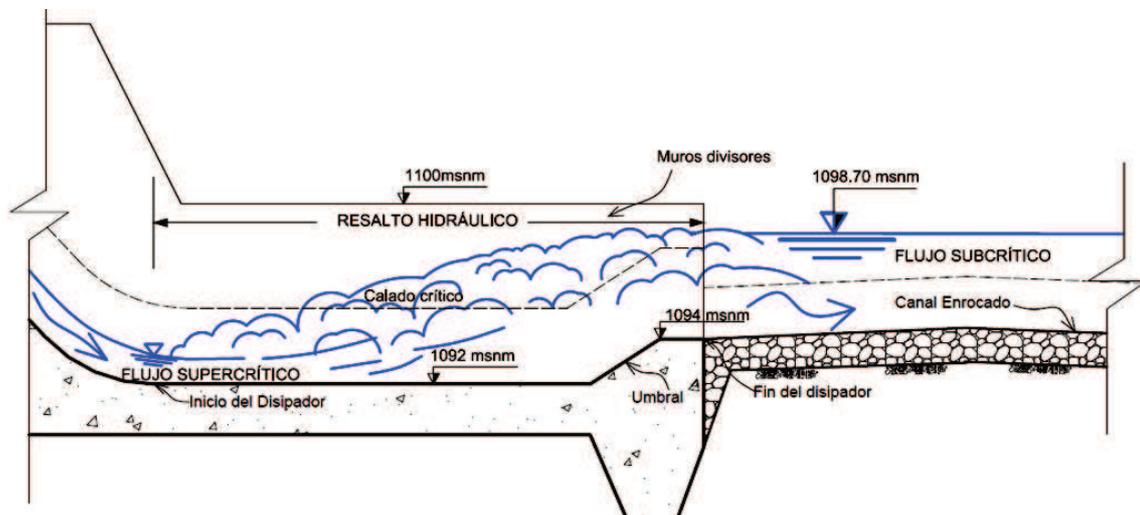
Conocida la energía inicial del flujo en una sección de aproximación a la cresta del vertedero y mediante el uso de la ecuación de continuidad y de la ecuación de la energía, se puede establecer el calado contraído al pie del estanque dissipador, despreciando las pérdidas que ocurren o evaluándolas con un porcentaje de la carga de velocidad de entrada al estanque.

#### 2.2.4 RESALTO HIDRÁULICO EN ESTANQUES DISIPADORES

Al inicio de los estanques dissipadores se presenta un flujo supercrítico que tiene que igualar las condiciones del flujo subcrítico regulado por la pendiente horizontal del dissipador y las condiciones de aguas abajo en el canal enrocado, esta transición se manifiesta como una alteración brusca del perfil del flujo ya que pierde velocidad y alcanza un nivel crítico que le obliga a igualar su estado con el régimen subcrítico aguas abajo, mediante la expansión del calado.

El mencionado cambio de régimen se presenta en una longitud relativamente corta por lo que las pérdidas por fricción con la solera y las paredes del estanque son despreciables, pero existe una dissipación considerable de la energía cinética del flujo debido a la naturaleza turbulenta del resalto hidráulico, esto ocasiona un incremento de la pendiente de la línea de energía sobre el dissipador.

**Figura 2.2:** Resalto hidráulico en estanque disipador y salida del flujo al enrocado



**Fuente:** CELEC E.P., HIDROTOAPI, LOMBARDI S.A. “Proyecto hidroeléctrico Toachi Pilatón - Memoria Técnica - Diseño Hidráulico Captación Pilatón”. Quito. 2010.

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

La ecuación de la cantidad de movimiento permite evaluar el problema del resalto hidráulico ya que inicialmente no se puede conocer el porcentaje de energía disipada, pero se puede establecer un volumen de control antes y después del resalto para evaluar el sistema de fuerzas actuantes y la variación de la cantidad de movimiento entre la sección de entrada y salida del resalto, de manera independiente del tiempo.

## 2.3 ECUACIONES DEL FLUJO UNIDIMENSIONAL PERMANENTE

### 2.3.1 ECUACIÓN DE CONTINUIDAD

El principio de conservación de la materia es el fundamento para definir esta ecuación, puesto que permite ilustrar la continuidad de la masa de agua en un volumen de control limitado por las secciones 1 y 2, como el representado en la Figura 2.3. La variación de la cantidad de masa de un flujo en la unidad de tiempo respecto a la dirección del movimiento es nula, conociendo que la densidad  $\rho$  del flujo a superficie libre es constante y que no existe aportaciones o reducciones de volumen a lo largo de la dirección del movimiento en el tramo estudiado.

$$\frac{dm}{dx} = 0 \quad (2.3)$$

$$m = \rho \cdot Q = \rho \cdot V \cdot A \quad (2.4)$$

$$\frac{d}{dx} (\rho \cdot V \cdot A) = 0 \quad (2.5)$$

donde:

**m**: masa del caudal que atraviesa la sección. [kg]

**$\rho$** : densidad del agua. [kg/m<sup>3</sup>]

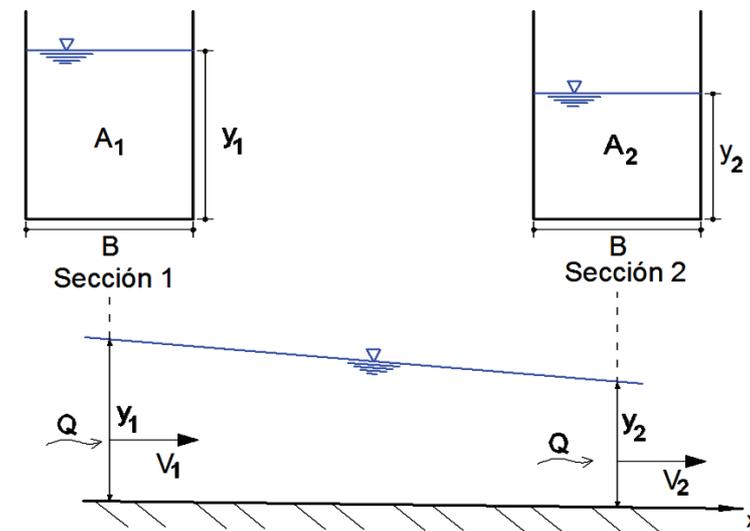
**Q**: caudal a través de la sección. [m<sup>3</sup>/s]

**V**: velocidad media del flujo en la sección. [m/s]

**A**: área hidráulica de la sección. [m<sup>2</sup>]

**x**: dirección del movimiento del flujo. [m]

**Figura No. 2.3:** Volumen de control limitado por las secciones 1 y 2 para ilustrar la aplicación de la ecuación de continuidad



**Elaborado por:** Pablo Paredes.

La cantidad de masa de agua en movimiento se puede establecer mediante la ecuación 2.4 y el caudal Q se determina como el producto del vector velocidad media  $V$ , normal a la sección, por su área hidráulica  $A$ .

Si se integra la ecuación 2.5 entre las secciones 1 y 2 del volumen de control de la figura 2.3 y considerando que la densidad del flujo de agua no varía se puede

establecer que el caudal  $Q = V.A$  permanece constante en cada sección del tramo como lo indica la ecuación 2.6.

$$V1. A1 = V2. A2 \quad (2.6)$$

De la ecuación 2.6 se puede deducir la ecuación 2.6a sabiendo que la base **B** se mantiene constante y el área hidráulica depende solo del calado **y**, por tanto, se determina el caudal unitario **q** que permanece constante en canales de ancho invariable.

$$V1. y1 = V2. y2$$

$$q = V. y \quad (2.6a)$$

donde:

**q**: caudal por ancho unitario. [ $m^2/s$ ]

**y**: calado de agua. [m]

Consecuentemente, la masa de volumen de agua que atraviesa el ancho unitario del canal representado en la figura 2.3, permanece constante y puede ser expresada por la ecuación 2.4a.

$$m = \rho. q \quad (2.4a)$$

### 2.3.2 ECUACIÓN DE LA ENERGÍA

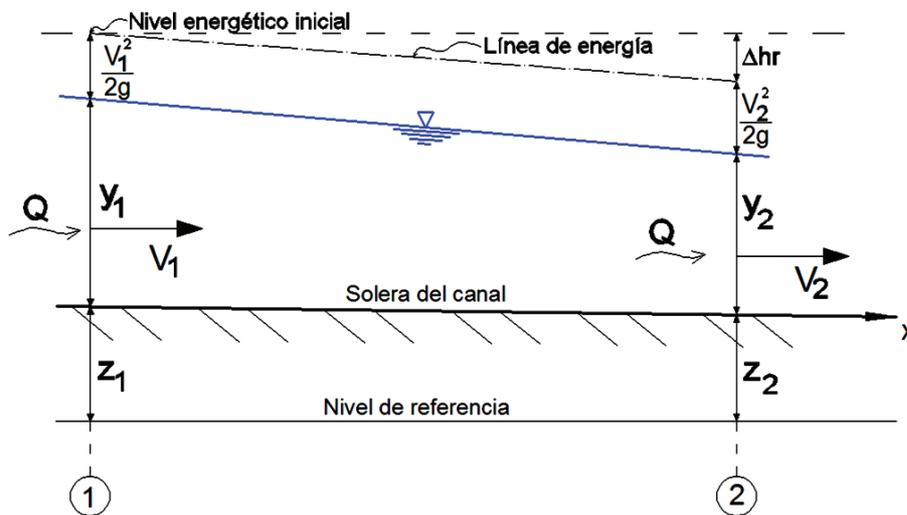
La energía total por unidad de peso del volumen de un flujo ideal de agua se puede establecer en una sección como la sumatoria de la carga de posición del fondo del canal desde un plano de referencia horizontal, la carga de presión hidrostática sobre el fondo y la carga de velocidad o energía cinética del flujo, que toma en cuenta una distribución uniforme de velocidades, cuando no se presentan estas condiciones puede usarse el coeficiente  $\alpha$  de Coriolis o de corrección de la energía cinética para justificar el uso de la velocidad media de la sección.

$$H = z + y. \cos \theta + \alpha \frac{V^2}{2.g} \quad (2.7)$$

donde:

- H:** energía total por unidad de peso del flujo en la sección. [m]  
**z:** carga de posición del fondo de la sección desde un nivel de referencia. [m]  
**y:** carga de presión hidrostática en el fondo de la sección. [m]  
 **$\theta$ :** inclinación de la solera respecto a la horizontal,  $\cos \theta \approx 1$   
 **$\alpha$ :** coeficiente de corrección de la energía cinética, en flujo turbulento  $\alpha \approx 1$   
**V:** velocidad media de la sección. [m/s]  
**g:** aceleración de la gravedad. [9.81 m/s<sup>2</sup>]

**Figura 2.4:** Volumen de control entre secciones 1 y 2 para ilustrar la aplicación de la ecuación de la energía



**Elaborado por:** Pablo Paredes.

Del principio de la conservación de la energía y conociendo la ecuación 2.7 se puede establecer que la variación de la carga total de energía respecto a la dirección del movimiento es igual a la pérdida de energía en el tramo estudiado, si se integra la ecuación 2.8 entre las secciones 1 y 2 se obtiene la ecuación 2.9

$$\frac{dH}{dx} = - \frac{dh_r}{dx} \quad (2.8)$$

$$z_1 + y_1 + \frac{V_1^2}{2.g} = z_2 + y_2 + \frac{V_2^2}{2.g} + \Delta h_r \quad (2.9)$$

donde:

**$\Delta h_r$ :** pérdida de energía entre las secciones 1 y 2. [m]

**x:** dirección del movimiento del flujo. [m]

La pérdida de energía por rozamiento es proporcional a la longitud del tramo estudiado, mientras que pueden darse fenómenos locales del flujo en donde la pérdida se debe a otros aspectos, como es el caso del resalto hidráulico que disipa la energía de un flujo supercrítico mediante su introducción en un estanque que contiene un flujo subcrítico y disipa energía debido al intercambio de cantidad de movimiento entre sus partículas.

### 2.3.2.1 Energía Específica

Establecido un nivel de referencia fijo y horizontal, la energía específica del flujo es independiente de la carga de posición, por lo que se define desde el fondo del canal de la sección de estudio, como la suma de la carga de presión hidrostática más la carga de velocidad.

$$E = y \cdot \cos \theta + \alpha \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad (2.10)$$

Al mantenerse el ancho del canal constante y con una solera prácticamente horizontal donde  $\cos \theta \approx 1$ , se puede escribir la ecuación 2.11 de la energía específica para un caudal unitario  $q$  a través de la sección de estudio.

$$E = y + \alpha \frac{q^2}{2 \cdot g \cdot y^2} \quad (2.11)$$

donde:

**E**: energía específica por unidad de peso del volumen en movimiento en un ancho unitario de canal. [m]

**y**: carga de presión hidrostática o calado de agua. [m]

**q**: caudal por ancho unitario. [m<sup>3</sup>/s/m]

**α**: coeficiente de corrección de la energía cinética, en flujo turbulento  $\alpha \approx 1$

**g**: aceleración de la gravedad. [9.81 m/s<sup>2</sup>]

La ecuación 2.11 establece que para un caudal unitario constante pueden existir dos calados de agua diferentes para una misma energía específica, los cuales caracterizan un régimen de flujo diferente; en el punto crítico de transición esta

energía presenta un valor mínimo para que el caudal unitario pueda fluir con un calado crítico, que se obtiene con la ecuación 2.12.

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (2.12)$$

donde:

**y<sub>c</sub>**: calado crítico. [m]

**q**: caudal por ancho unitario. [m<sup>3</sup>/s/m]

**g**: aceleración de la gravedad. [9.81 m/s<sup>2</sup>]

El calado crítico se presenta en una sección donde el flujo tiene un número de Froude igual a 1 por tanto se convierte en una sección de control, a través de la cual el flujo puede cambiar de régimen con una leve variación de la mínima energía específica, la cual depende de la influencia de la fuerza de inercia que presenta el flujo sobre la fuerza de gravedad.

La relación entre las fuerzas que condicionan el movimiento del flujo puede presentarse como un parámetro adimensional o número de Froude, presentado en la ecuación 2.2 el cual caracteriza al flujo en un régimen supercrítico cuando la fuerza de inercia es la dominante y en un régimen subcrítico cuando la fuerza de gravedad sobre la masa de agua es la de mayor influencia en el flujo.

### 2.3.3 ECUACIÓN DE LA CANTIDAD DE MOVIMIENTO

Al estudiar el fenómeno de un flujo de agua es indispensable considerar las fuerzas internas y externas que caracterizan el comportamiento dinámico de la masa de fluido analizada.

La ecuación de la cantidad de movimiento de una masa de agua se fundamenta en la mecánica newtoniana, la cual establece un sistema de referencia inercial para observar el fenómeno de flujo y analizarlo como un medio continuo que responde al sistema de fuerzas aplicado.

### 2.3.3.1 Primera Ley de Newton, del cambio de movimiento y la interacción de fuerzas

Una masa permanece en equilibrio cuando el sistema de fuerzas al que está expuesta produce un movimiento rectilíneo de velocidad constante o bien la masa permanece en reposo con velocidad nula debido a que la fuerza resultante no genera una variación en la cantidad de movimiento inicial de la masa.

Esta ley nos permite establecer sistemas de referencia inerciales, desde los que podemos observar el movimiento rectilíneo uniforme de una masa de agua sin que lo influyan fuerzas externas, este supuesto caso es difícil de lograr pues la influencia de distintas fuerzas es permanente.

### 2.3.3.2 Segunda Ley de Newton, del cambio de movimiento y la interacción de fuerzas

La variación de la cantidad de movimiento de una masa es directamente proporcional a la fuerza neta aplicada en un instante para producir en la masa un movimiento acelerado o desacelerado dependiendo del sentido de la fuerza neta, resultante de la sumatoria vectorial de las fuerzas que actúan en la dirección del movimiento.

En la mecánica newtoniana el vector cantidad de movimiento lineal de una masa es directamente proporcional al producto de la masa por su velocidad que tiene la dirección del movimiento como se indica en la ecuación 2.13.

$$\vec{p} = m \cdot \vec{V} \quad (2.13)$$

donde:

$\vec{p}$ : vector cantidad de movimiento lineal. [kg.m/s]

$m$ : masa. [kg]

$\vec{V}$ : vector velocidad del movimiento. [m/s]

La fuerza neta, resultante de la sumatoria vectorial de fuerzas, es directamente proporcional a la rapidez de cambio del vector cantidad de movimiento lineal y se presenta en la ecuación 2.14.

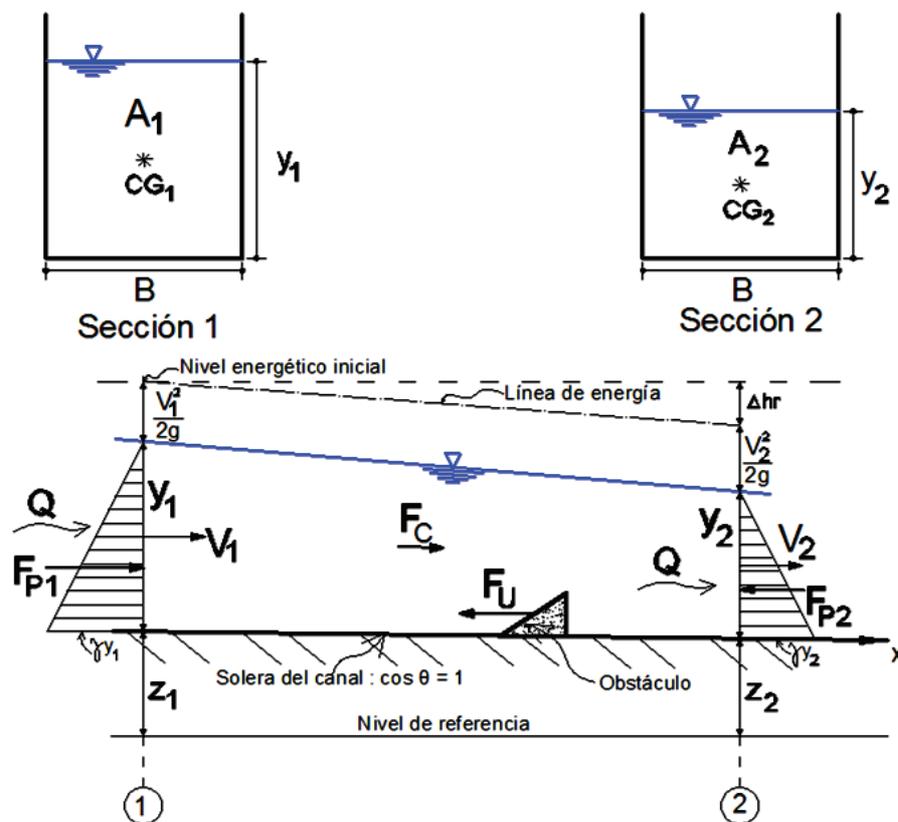
$$\vec{F}_R = \frac{d\vec{p}}{dt} \quad (2.14)$$

donde:

$\vec{F}_R$  : fuerza resultante. [kg.m/s<sup>2</sup>]

$\frac{d\vec{p}}{dt}$  : rapidez de cambio del vector cantidad de movimiento lineal. [(kg.m/s)/s]

**Figura 2.5:** Volumen de control entre secciones 1 y 2 para ilustrar la aplicación de la ecuación de la cantidad de movimiento



**Elaborado por:** Pablo Paredes.

Tomando en cuenta el volumen de control de la figura 2.5 como un cuerpo libre, se aplica la ecuación de la cantidad de movimiento en dirección del flujo entre las secciones 1 y 2, eliminando el término correspondiente al tiempo de la ecuación 2.14, de esta manera se obtiene la ecuación de forma vectorial 2.16 para determinar la variación de la cantidad de movimiento de la masa de flujo entre las secciones 1 y 2 debido al cambio de velocidad inducido por el sistema de fuerzas aplicado. Por convención se considera que el caudal que entra al volumen de control es negativo y el caudal de salida positivo. El vector velocidad media se

considera normal a las secciones y para corregir el uso de esta velocidad, en lugar de la distribución real de velocidades, se puede usar el coeficiente de corrección  $\beta$  de Bussinesq, que para el caso de flujos turbulentos se considera igual a 1 en ambas secciones.

$$\sum F_{VC} = m \cdot \beta \cdot V_2 - m \cdot \beta \cdot V_1 \quad (2.15)$$

$$F_{P1} - F_{P2} + F_C - F_\tau - F_U = \rho \cdot Q(\beta \cdot V_2 - \beta \cdot V_1) \quad (2.16)$$

donde:

$\Sigma F_{vc}$ : sumatoria vectorial de fuerzas de cuerpo y fuerzas externas actuantes en la dirección del movimiento sobre el volumen de control. [kg.m/s<sup>2</sup>]

$m$ : cantidad de masa del caudal a través del volumen de control. [kg]

$V_1$ : velocidad media de la sección 1. [m/s]

$V_2$ : velocidad media de la sección 2. [m/s]

$\beta$ : coeficiente de corrección de la velocidad para el cálculo del impulso.  $\beta \approx 1$

$F_C$ : fuerza de cuerpo actuando en el centro de gravedad de la masa, definiendo la componente del peso del volumen de control en la dirección del movimiento. [kg.m/s<sup>2</sup>]

$F_{P1}$ ,  $F_{P2}$ : fuerzas debidas a la presión hidrostática que ejerce el flujo sobre cada sección, considerando positiva la número 1 y negativa la número 2. [kg.m/s<sup>2</sup>]

$F_\tau$ : fuerzas de superficie debidas a los esfuerzos tangenciales que se desarrollan por la acción de la fricción desde las superficies del canal hacia el líquido, donde se presenta una frontera de mayor resistencia al flujo. [kg.m/s<sup>2</sup>]

$F_U$ : fuerza de oposición al movimiento debida a la presencia de un obstáculo, como es el caso del umbral de sección trapecial. [kg.m/s<sup>2</sup>]

### 2.3.4 APLICACIÓN DE LAS ECUACIONES FUNDAMENTALES AL PROBLEMA DE LA DESCARGA DEL VERTEDERO DE EXCESOS<sup>6</sup>

El caudal descargado por el vertedero de excesos es función de la carga de diseño  $H_d$ , el ancho efectivo de la base  $B_{ef}$  y la altura del paramento aguas arriba  $P$ ; la carga de diseño sobre la cresta del vertedero representa el nivel energético inicial del flujo, que toma en cuenta la carga de presión hidrostática y la carga de

<sup>6</sup>U.S. Bureau of Reclamation, "DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS". España. 2007.

velocidad en una sección del canal de aproximación aguas arriba del azud móvil, donde se considera que el flujo es estable y subcrítico. La reducción del ancho que presenta la base efectiva del vertedero se relaciona con los efectos de contracción del flujo por el efecto de las pilas y estribos del azud móvil, mientras que la curvatura convexa del cimacio, que se ajusta a la lámina vertiente, produce una contracción vertical del flujo sobre el vertedero y se obtiene experimentalmente un coeficiente de descarga  $C_o$  que depende de la carga de diseño  $H_d$  y de la altura  $P$  del paramento aguas arriba. De esta manera la descarga  $Q_d$  a través del vertedero de excesos se puede calcular con la ecuación 2.17.

$$Q_d = C_o \cdot B_{ef} \cdot H_d^{3/2} \quad (2.17)$$

donde:

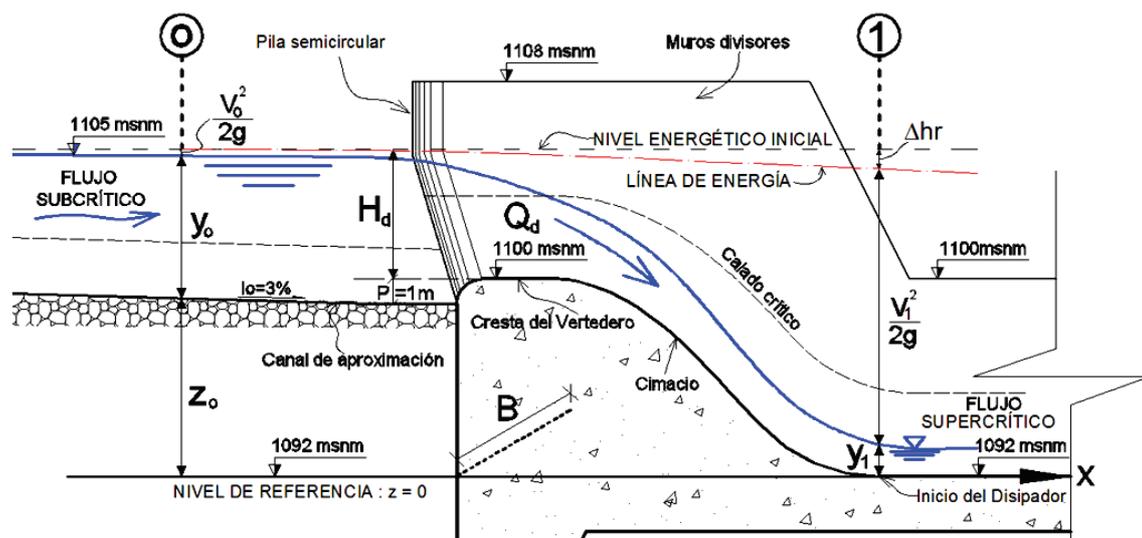
$Q_d$ : caudal de diseño de los vertederos de excesos sin control. [160 m<sup>3</sup>/s]

$C_o$ : coeficiente de descarga del vertedero de cimacio. [ $C_o=2$ ]

$B_{ef}$ : ancho efectivo del vertedero. [m]

$H_d$ : carga de diseño sobre la cresta del vertedero. [m]

**Figura 2.6:** Descarga del caudal de diseño del vertedero,  $Q_d = 160 \text{ m}^3/\text{s}$ , para evaluar el calado contraído  $y_1$  mediante la ecuación 2.9 entre las secciones 0 y 1



**Fuente:** CELEC E.P., HIDROTOAPI, LOMBARDI S.A. "Proyecto hidroeléctrico Toachi Pilatón - Memoria Técnica - Diseño Hidráulico Captación Pilatón". Quito. 2010.

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

Conocida la energía total inicial  $H_0$  sobre el canal de aproximación se puede establecer un equilibrio energético con la sección 1 al pie del vertedero, aplicando la ecuación 2.9 de la conservación de la energía entre las secciones 0 y 1, de esta manera se obtiene la ecuación 2.18. Mediante la aplicación de la ecuación de continuidad 2.6 entre la cresta del vertedero y el inicio del dissipador de energía se puede establecer la velocidad  $V_1$  mediante la ecuación 2.20 en función del caudal  $Q_d$ , la base  $B$  y el calado  $y_1$  que varía mediante un proceso iterativo hasta encontrar el valor que satisface la ecuación 2.19, ya que el caudal y la base permanecen constantes.

$$z_0 + y_0 + \frac{V_0^2}{2.g} = z_1 + y_1 + \frac{V_1^2}{2.g} + \Delta hr \quad (2.18)$$

$$H_0 = y_1 + \frac{V_1^2}{2.g} + \Delta hr \quad (2.19)$$

$$V_1 = \frac{Q_d}{B.y_1} \quad (2.20)$$

donde:

**z:** carga de posición del fondo fijo desde el nivel de referencia 1092 msnm. [m]

**y:** calado de agua en la sección. [m]

**V:** velocidad media en la sección. [m/s]

**$\Delta hr$ :** pérdida de energía debida a la fricción en el tramo de flujo estudiado, que puede definirse como un porcentaje  $k$  de la carga de velocidad en la sección 1; para el caudal de diseño se considera  $k = 0$ , que implica una pérdida despreciable de energía. [m]

**$H_0$ :** energía total del flujo por unidad de peso del volumen que ingresa por la sección 0, se considera despreciable la carga de velocidad. [13.00 m]

**$Q_d$ :** caudal de diseño del vertedero de cimacio. [160 m<sup>3</sup>/s]

**B:** ancho físico de la base del vertedero. [8.20 m]

**g:** aceleración de la gravedad. [9.81 m/s<sup>2</sup>]

Reemplazando la ecuación 2.20 en la 2.19 y conocidas las magnitudes que permanecen constantes se escribe la ecuación 2.21 que permite obtener el valor

del calado contraído  $y_1$  bajo la consideración de un factor  $k$  que determina la pérdida de energía en función de la carga de velocidad en la sección 1.

$$H_o = y_1 + (1 + k) \frac{Q_d^2}{2.g.B^2.y_1^2} \quad (2.21)$$

Si se establece el factor  $k = 0$  entonces se asume que las pérdidas por fricción son despreciables y se evalúa la ecuación 2.22 para obtener el calado  $y_1$  que caracteriza un flujo supercrítico al inicio del disipador.

$$H_o = y_1 + \frac{q_d^2}{2.g.y_1^2} \quad (2.22)$$

donde:

$q_d$ : caudal unitario. [m]

La solución próxima a un calado supercrítico y que satisface la ecuación 2.22 se presenta para  $y_1 = 1.29$  m que sustituido en la ecuación 2.20 permite calcular una velocidad supercrítica  $V_1 = 15.16$  m/s.

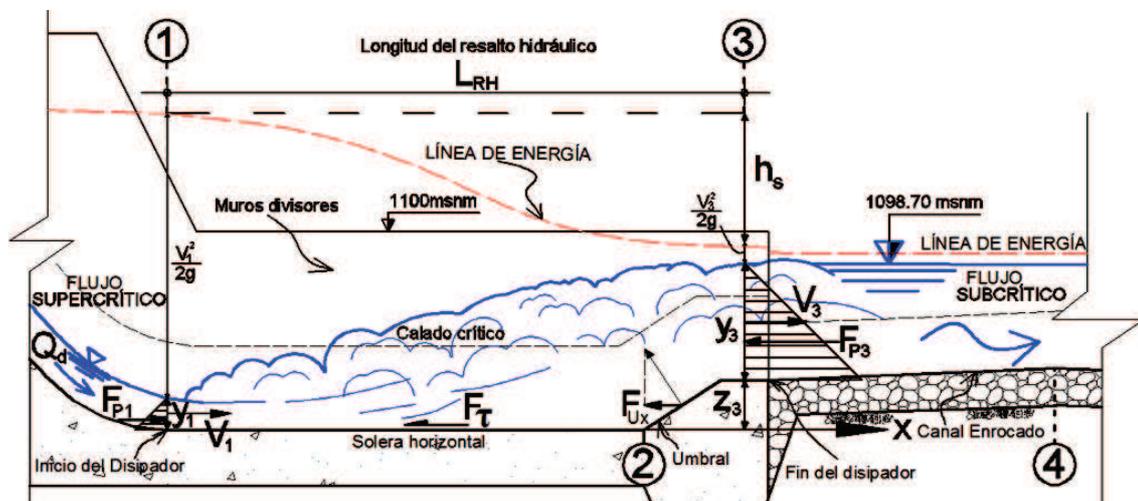
El número de Froude que caracteriza al flujo en el inicio del disipador es  $Fr_1 = 4.23$ , lo que indica una alta influencia de las fuerzas de inercia sobre el movimiento del flujo, presentándose altas velocidades que podrían causar problemas de abrasión en las superficies de hormigón del estanque y aguas abajo podrían causar erosión en los canales de restitución y el cauce natural del río podría sufrir alteraciones no deseables.

### **2.3.5 APLICACIÓN DE LA ECUACIÓN DE CANTIDAD DE MOVIMIENTO AL PROBLEMA DEL RESALTO HIDRÁULICO EN EL DISIPADOR**

Conocidas las características hidrodinámicas del flujo supercrítico en la sección 1 al ingreso del disipador de energía, se puede evaluar las características que posee el flujo antes de salir de los estanques disipadores, ya que se busca obtener la variación de la cantidad de movimiento, entre las secciones antes y después del resalto hidráulico, debida al sistema de fuerzas aplicado al volumen de control.

En la figura 2.7 se presenta un volumen de control limitado por la sección 1, o de inicio de la solera horizontal del dissipador, y la sección 3, o de salida sobre el punto medio del umbral continuo ubicado al final del dissipador. Se asume una distribución de presiones hidrostáticas en las dos secciones y una velocidad media normal a las secciones actuando sobre su centro de gravedad.

**Figura 2.7:** Descarga del caudal de diseño del dissipador de energía,  $Q_d=160 \text{ m}^3/\text{s}$ , para determinar el calado al final del resalto hidráulico mediante la aplicación de la ecuación 2.16 entre la sección 1 y la sección final del resalto.



**Fuente:** CELEC E.P., HIDROTOAPI, LOMBARDI S.A. "Proyecto hidroeléctrico Toachi Pilatón - Memoria Técnica - Diseño Hidráulico Captación Pilatón". Quito. 2010.

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

Es importante identificar las fuerzas actuantes sobre el volumen de control para establecer las secciones adecuadas y evaluar la variación de la cantidad de movimiento entre ellas, de esta manera se pueden presentar dos casos según el esquema de la figura 2.7.

### 2.3.5.1 Primer caso.- Evaluación del resalto hidráulico mediante la aplicación de la ecuación de la cantidad de movimiento entre las secciones 1 y 2.

Las fuerzas de cuerpo no presentan una componente en la dirección x del movimiento debido a que el dissipador tiene una solera horizontal, pero se hacen presentes las fuerzas de superficie debidas a la presión hidrostática y dinámica

del flujo, también aparece la fuerza de rozamiento que debido a la longitud corta del dissipador puede despreciarse, de esta manera se obtiene la ecuación 2.23.

$$F_{P1} - F_{P2} = \rho \cdot Q_d (\beta \cdot V_2 - \beta \cdot V_1) \quad (2.23)$$

donde:

$F_{P1}$ ,  $F_{P2}$ : fuerzas debidas a la presión hidrostática que ejerce el flujo sobre cada sección, considerando positiva la número 1 y negativa la número 2. [kg.m/s<sup>2</sup>]

$\rho$ : densidad del agua. [1000 kg/m<sup>3</sup>]

$Q_d$ : caudal de diseño del dissipador. [160 m<sup>3</sup>/s]

$V$ : velocidad media en la sección. [m/s]

$\beta$ : coeficiente de corrección de la velocidad para el cálculo del impulso,  $\beta \approx 1.0$

De la ecuación 2.23 se puede establecer que la variación de la cantidad de movimiento entre las secciones 1 y 2 se debe a la resultante de las fuerzas de presión hidrostática, es decir que el cambio de régimen supercrítico a subcrítico, mediante el resalto hidráulico, no requiere la introducción de fuerzas adicionales y permite la disipación considerable de la energía cinética. Se tiene que tomar en cuenta que estas pérdidas no se deben al rozamiento ni a la fuerza de oposición al movimiento que presenta el umbral, puesto que el volumen de control se establece antes del mismo.

La disipación de energía en este caso se debe netamente a la naturaleza turbulenta del fenómeno y el resalto hidráulico se equilibra entre las secciones donde se cumple la ecuación 2.23, por lo que el resalto depende del nivel aguas abajo para ser controlado, si el calado que se espera en la sección dos es similar al que se tiene en el canal enrocado entonces se estabiliza el resalto, caso contrario si el calado en el canal enrocado es menor el resalto avanza hacia aguas abajo hasta encontrar la sección que lo equilibre y en el caso de un nivel mayor en el canal enrocado el resalto se sumerge hacia aguas arriba.

La ecuación 2.23 se desarrolla para el caso de los estanques dissipadores de sección rectangular, donde la base B y el caudal  $Q_d$  permanecen constantes, por lo que se presenta la ecuación 2.24 para la variación de cantidad de movimiento lineal de la masa de agua por ancho unitario del estanque dissipador; conocidas

las características del flujo en la sección 1 y aplicando la ecuación de continuidad se puede obtener el calado  $y_2$  correspondiente a la sección donde el resalto se equilibra, evaluando la ecuación 2.25 mediante un proceso iterativo.

$$\frac{1}{2}\gamma \cdot y_1^2 - \frac{1}{2}\gamma \cdot y_2^2 = \rho \cdot q_d(V_2 - V_1) \quad (2.24)$$

$$(y_1 + y_2)(y_1 \cdot y_2) = 2 \frac{q_d^2}{g} \quad (2.25)$$

donde:

$\gamma$ : peso específico del agua,  $\gamma = \rho \cdot g$  . [N/m<sup>3</sup>]

$\rho$ : densidad del agua. [1000 kg/m<sup>3</sup>]

$g$ : aceleración de la gravedad. [9.81 m/s<sup>2</sup>]

$y$ : calado de agua en la sección. [m]

$V$ : velocidad media de la sección,  $V=q/y$ . [m/s]

$q_d$ : caudal unitario de diseño,  $q_d = Q_d/B$ . [19.51 m<sup>2</sup>/s]

De la ecuación 2.25 se determina el calado  $y_2 = 7.15$  m que permite resolver  $V_2=q_d/y_2$ , calculando una velocidad  $V_2 = 2.73$  m/s, el número de Froude que caracteriza el flujo en la sección 2 es  $Fr_2 = 0.33$ , se tiene un flujo subcrítico con bajas velocidades que puede ser descargado al canal enrocado, pero supera por 0.45 m al calado normal  $y_4 = 4.70$  m del flujo subcrítico regulado desde aguas abajo, esto provocaría un resalto libre que se desplaza hacia aguas abajo fuera de los estanques disipadores.

La longitud del resalto hidráulico  $L_{RH}$  puede establecerse mediante los resultados experimentales obtenidos por distintos investigadores, que relacionan los parámetros adimensionales  $Fr_1$  y  $L_{RH}/y_2$ .

Según el USBR para  $Fr_1 = 4.23$  se tiene que  $L_{RH} = 5.90y_2$ , que corresponde a la longitud total del salto hidráulico. Según Rose se puede determinar la longitud del remolino  $L_r$  para  $Fr_1 = 4.23$  con  $L_r = 4.10y_2$ .

Según el diseño de Lombardi SA la longitud del estanque disipador es  $L_{ed} = 27.00$  m, los resultados del USBR presentan  $L_{RH} = 42.19$  m y según Rose  $L_r = 29.32$  m.

### 2.3.5.2 Segundo caso.- Evaluación del resalto hidráulico mediante la aplicación de la ecuación de la cantidad de movimiento entre las secciones 1 y 3.

La evaluación del sistema de fuerzas en este volumen de control, respecto al primer caso, presenta una nueva fuerza en sentido opuesto al movimiento debido a la obstrucción que representa el umbral continuo de sección trapezoidal ubicado al final del estanque disipador. Por tanto se obtiene la ecuación 2.26 de la cantidad de movimiento entre las secciones 1 y 3.

$$F_{P1} - F_{P3} - F_{Ux} = \rho \cdot Q_d (\beta \cdot V_3 - \beta \cdot V_1) \quad (2.26)$$

donde:

$F_{P1}$ ,  $F_{P3}$ : fuerzas debidas a la presión hidrostática que ejerce el flujo sobre cada sección, considerando positiva la número 1 y negativa la número 3. [kg.m/s<sup>2</sup>]

$F_{Ux}$ : componente en la dirección x y sentido opuesto al movimiento de la fuerza  $F_U$  normal a la superficie inclinada del umbral. [kg.m/s<sup>2</sup>]

$\rho$ : densidad del agua. [1000 kg/m<sup>3</sup>]

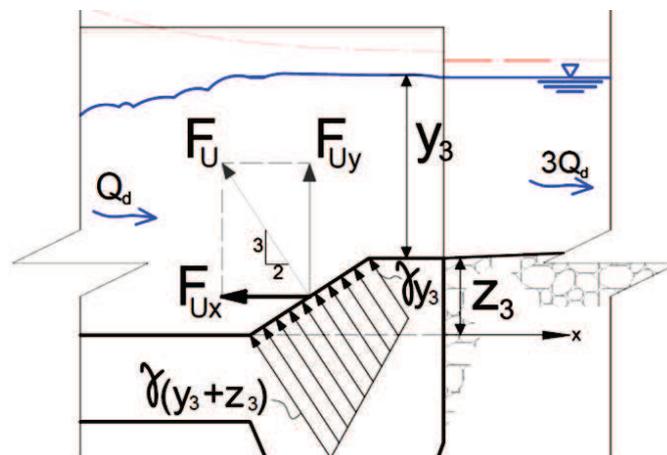
$Q_d$ : caudal de diseño del disipador. [160 m<sup>3</sup>/s]

$V$ : velocidad media en la sección. [m/s]

$\beta$ : coeficiente de corrección de la velocidad para el cálculo del impulso,  $\beta \approx 1.0$

$x$ : dirección del movimiento. [m]

**Figura 2.8.** Esquema de la fuerza de oposición al movimiento que presenta el umbral continuo de sección trapezoidal, al final del estanque disipador.



Elaborado por: Pablo Paredes.

La variación de la cantidad de movimiento lineal en la ecuación 2.26 depende de la fuerza debida a las presiones hidrostáticas y debido a una fuerza de oposición que se presenta debido al salto positivo generado por el umbral, esto indica la inclusión de una fuerza externa que controla el resalto y presenta variaciones en el flujo respecto a los resultados obtenidos para el primer caso. La fuerza de oposición que presenta el umbral puede considerarse como una distribución hidrostática de presiones, de tal manera que se presenta una fuerza normal a la superficie inclinada del umbral, por esta razón se tiene que determinar la componente de la fuerza  $F_U$  en la dirección  $x$  del movimiento.

$$\mathbf{F}_U = \frac{\sqrt{13}}{2} [\gamma(y_3 + z_3) + \gamma y_3] \quad (2.27)$$

$$F_{Ux} = \frac{2}{\sqrt{13}} \left[ \frac{\sqrt{13}}{2} \gamma (2y_3 + z_3) \right] \quad (2.28)$$

$$\mathbf{F}_{Ux} = \gamma (2y_3 + z_3) \quad (2.29)$$

donde:

$F_U$ : fuerza normal al umbral. [kg.m/s<sup>2</sup>]

$x$ : dirección del movimiento del flujo de agua. [m]

$F_{Ux}$ : componente en el eje  $x$  de la fuerza  $F_U$ . [kg.m/s<sup>2</sup>]

$\gamma$ : peso específico del agua,  $\gamma = \rho.g$ . [N/m<sup>3</sup>]

$y_3$ : calado de agua en la sección 3, sobre el umbral. [m]

$z_3$ : elevación del umbral sobre la solera del dissipador. [2.00 m]

Cabe destacar que para este caso el resalto hidráulico se estabiliza en la sección 3 bajo la influencia de la fuerza  $F_{Ux}$  que se opone al movimiento y contribuye al equilibrio del sistema, por tanto el calado normal del enrocado deber ser similar al calado de salida del dissipador, caso contrario el resalto avanza hacia aguas abajo si el nivel de agua en el canal enrocado es menor, o se sumerge hacia aguas arriba si es mayor.

La disipación de energía en este caso, se presenta distinta a la del primer caso puesto que en este volumen de control se ha considerado una fuerza externa a más de la fuerza de presión hidrostática, pero continúa la hipótesis de las

pérdidas debidas a la fricción, que son despreciables en la corta longitud del disipador.

La ecuación 2.26 se desarrolla para el caso de los estanques disipadores de sección rectangular, donde la base B permanece constante así como el caudal  $Q_d$ , por lo que se presenta la ecuación 2.30 para la variación de la cantidad de movimiento lineal de la masa de agua por ancho unitario del estanque disipador; conocidas las características del flujo en la sección 1 y aplicando la ecuación de continuidad se puede obtener el calado  $y_3$  correspondiente a la sección donde el resalto se equilibra, evaluando la ecuación 2.31 mediante un proceso iterativo.

Establecida la fuerza  $F_{Ux}$  se procede a reemplazar la ecuación 2.29 en la ecuación 2.26 para obtener la ecuación 2.30 de la cantidad de movimiento lineal entre las secciones 1 y 3.

$$\frac{1}{2}\gamma \cdot y_1^2 - \frac{1}{2}\gamma \cdot y_3^2 - \gamma(2y_3 + z_3) = \rho \cdot q_d(V_3 - V_1) \quad (2.30)$$

$$\left(\frac{y_3 \cdot y_1}{y_1 - y_3}\right) [y_1^2 - y_3^2 - 2(2y_3 + z_3)] = 2 \frac{q_d^2}{g} \quad (2.31)$$

donde:

$\gamma$ : peso específico del agua,  $\gamma = \rho \cdot g$ . [ $N/m^3$ ]

$\rho$ : densidad del agua. [ $1000 \text{ kg}/m^3$ ]

$g$ : aceleración de la gravedad. [ $9.81 \text{ m}/s^2$ ]

$y$ : calado de agua en la sección. [ $m$ ]

$z_3$ : elevación del umbral sobre la solera del disipador. [ $2.00 \text{ m}$ ]

$V$ : velocidad media de la sección. [ $m/s$ ]

$q_d$ : caudal unitario de diseño,  $q_d = Q_d/B$ . [ $19.51 \text{ m}^2/s$ ]

Mediante la ecuación 2.31 se obtiene en la sección 3 un calado  $y_3 = 4.76 \text{ m}$  con el que se calcula una velocidad  $V_3 = 4.10 \text{ m}/s$  y el flujo está caracterizado por un número de Froude  $Fr_3 = 0.60$ . Respecto al primer caso, los resultados indican una reducción considerable del calado en la salida de los disipadores y este prácticamente se iguala con el calado normal que se presenta en el canal enrocado, esto permite confinar el resalto en los estanques disipadores, pero se

observa un incremento de la velocidad a la salida debido a la reducción del calado por acción del umbral.

La longitud del resalto hidráulico  $L_{RH}$  para estanques con escalón positivo con un ascenso brusco se manifiesta según las investigaciones de Forster y Skrinde, que relacionan los parámetros adimensionales  $z_3/y_1$ ,  $y_1/y_3$  y  $Fr_1$  y determinan que el resalto tiene una longitud  $L_{RH} = 5(y_3 + z_3)$ . Las investigaciones de Macha para estanques disipadores rectangulares con umbrales de sección trapezoidal, de características geométricas semejantes a las que se presentan en este caso, indica que  $L_{RH} = 13.5(z_3)$ .

Según el diseño de Lombardi SA la longitud del estanque disipador es  $L_{ed} = 27.00$  m, los resultados de Forster y Skrinde presentan  $L_{RH} = 33.80$  m y según Macha  $L_{RH} = 27.00$  m.

### 2.3.6 EVALUACIÓN DE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN EL RESALTO HIDRÁULICO

La pérdida de energía entre las secciones antes y después del resalto hidráulico puede evaluarse mediante la aplicación de la ecuación 2.7, la cual permite establecer la energía total por unidad de peso del volumen del flujo en cada sección de análisis y mediante el principio de conservación de la energía se puede determinar la cantidad de energía cinética disipada y transformada en gran parte como energía calórica que no aporta al movimiento del flujo.

La ecuación 2.32 ayuda a determinar la pérdida de energía entre dos secciones y con la ecuación 2.33 se puede expresar la pérdida como un porcentaje de la energía en la sección inicial.

$$h_s = H_1 - H_2 \quad (2.32)$$

$$\frac{h_s}{H_1} \times 100 = \% \text{ de energía disipada entre 1 y 2} \quad (2.33)$$

donde:

$h_s$ : pérdida de energía entre secciones. [m]

$H$ : energía total por unidad de peso en cada sección de análisis. [m]

### 2.3.6.1 Primer caso.- Evaluación de la disipación de energía en el resalto hidráulico entre las secciones 1 y 2.

Como se observó en el análisis del sistema de fuerzas actuantes en el volumen de control, las pérdidas por fricción con las superficies del estanque disipador son muy reducidas respecto a la pérdida de energía cinética en el fenómeno del resalto hidráulico, esta pérdida se debe a los altos gradientes de velocidad, que se presentan en la zona de remolinos e introducción de aire, la cual se extiende superficialmente desde el inicio del resalto hasta antes de la zona de estabilización del flujo.

Mediante la aplicación de la ecuación 2.7 en la sección 1 y 2, se puede evaluar la pérdida de energía, reemplazando la energía total por unidad de peso  $H$  de cada sección en la ecuación 2.32, obteniendo la ecuación 2.34.

$$h_s = z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2.g} - \left( z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2.g} \right) \quad (2.34)$$

donde:

$h_s$ : pérdida de energía entre secciones. [m]

$z$ : carga de posición de la solera del estanque disipador. [m]

$y$ : calado de agua sobre la solera del disipador en la sección. [m]

$V$ : velocidad media de la sección. [m/s]

$g$ : aceleración de la gravedad [9.81 m/s<sup>2</sup>]

La carga de posición  $z$  en ambas secciones es igual a cero ya que la solera coincide con el nivel de referencia horizontal, reemplazando en la ecuación 2.34 los valores de  $y_1$ ,  $y_2$ ,  $V_1$  y  $V_2$  obtenidos mediante la ecuación de la energía en las secciones 0 y 1 y a partir de la ecuación de la cantidad de movimiento lineal del primer caso entre las secciones 1 y 2, se obtiene como resultado una pérdida de energía  $h_s = 5.47$  m que equivale al 42% de la energía inicial en la sección 1. En este caso la energía total en las secciones 1 y 2 no depende de la carga de posición  $z$  por lo que coincide con la energía específica  $E$  en cada sección.

### 2.3.6.2 Segundo caso.- Evaluación de la disipación de energía en el resalto hidráulico entre las secciones 1 y 3.

A diferencia del primer caso, en este volumen de control se incluye una fuerza de sentido opuesto al movimiento que se genera por el salto positivo mediante una rampa de 3.0 m de largo y 2.0 m de alto, esto provoca la elevación de la solera para descargar al canal enrocado, por tanto la carga de posición  $z_3 = 2.0$  m. Esto provoca que las pérdidas de energía no solo se deban a las características turbulentas del fenómeno del resalto hidráulico sino que aparecen pérdidas debido a la elevación brusca del umbral que se presenta al final de la solera del disipador. Mediante la aplicación de la ecuación 2.7 a la sección 1 y a la sección 3, se puede evaluar la pérdida de energía con la ecuación 2.32, obteniendo la ecuación 2.35.

$$h_s = z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2.g} - \left( z_3 + y_3 + \frac{v_3^2}{2.g} \right) \quad (2.35)$$

donde:

$h_s$ : pérdida de energía entre secciones. [m]

$z$ : carga de posición de la solera del estanque disipador. [m]

$y$ : calado de agua sobre la solera del disipador en la sección. [m]

$V$ : velocidad media de la sección. [m/s]

$g$ : aceleración de la gravedad [9.81 m/s<sup>2</sup>]

La carga de posición  $z_1 = 0$  ya que la solera coincide con el nivel de referencia horizontal, reemplazando en la ecuación 2.34 los valores de  $y_1$ ,  $y_3$ ,  $V_1$  y  $V_3$  obtenidos mediante la ecuación de la energía en las secciones 0 y 1 y a partir de la ecuación de la cantidad de movimiento lineal del segundo caso entre las secciones 1 y 3, se obtiene como resultado una pérdida de energía  $h_s = 5.39$  m que equivale al 41% de la energía inicial en la sección 1. Cabe destacar que se toma en cuenta la energía total  $H$  en cada sección ya que la energía específica  $E$  es independiente de la carga de posición  $z$  que tiene la solera del disipador.

## 2.4 RESUMEN DE RESULTADOS

Mediante la aplicación de las ecuaciones y principios fundamentales de la hidráulica al flujo unidimensional permanente, teniendo el caso particular del flujo rápidamente variado en canales rectangulares, se puede establecer las características hidrodinámicas del flujo a través del vertedero de excesos y los casos de resalto hidráulico que pueden generarse en los estanques disipadores de energía para luego descargar el flujo al canal enrocado, cuyo régimen subcrítico es regulado aguas abajo por el cauce natural del río.

**Cuadro 2.1:** Resumen de las características del flujo en las secciones analizadas para evaluar la descarga de los vertederos y el resalto hidráulico

MAGNITUDES		SECCIÓN DE ANÁLISIS				
		CANAL DE APROXIMACIÓN	INICIO DEL DISIPADOR	ANTES DEL UMBRAL	FIN DEL DISIPADOR	CANAL ENROCADO
		0	1	2	3	4
Caudal	<b>Q [m³/s]</b>	480	160	160	160	480
Caudal Unitario	<b>q [m²/s]</b>	10.77	19.51	19.51	19.51	13.87
Referencia 1092 msnm	<b>z [m]</b>	7.50	0.00	0.00	2.00	2.00
Calado	<b>y [m]</b>	5.50	1.29	7.15	4.76	4.70
Velocidad	<b>V [m/s]</b>	1.93	15.16	2.73	4.10	2.95
Froude	<b>Fr</b>	0.26	4.27	0.33	0.60	0.42
Carga total	<b>H [m]</b>	13.00	13.00	7.53	7.62	7.14
Energía específica	<b>E [m]</b>	5.69	13.00	7.53	5.62	5.14
Pérdida de energía	<b>hs [m]</b>	-	0.00	5.47	5.39	-
Eficiencia del resalto	<b>h<sub>s</sub>/H<sub>1</sub> [%]</b>	-	0%	42%	41%	-
Longitud Disipador	<b>L<sub>ed</sub> [m]</b>	Lombardi SA	27.00			26.50
Longitud Resalto	<b>L<sub>RH</sub> [m]</b>	USBR	42.19	<b>PRIMER CASO</b>		
Longitud Remolino	<b>L<sub>r</sub> [m]</b>	Rose	29.32			
Longitud Resalto	<b>L<sub>RH</sub> [m]</b>	Forster y Skrinde	33.80			<b>SEGUNDO CASO</b>
	<b>L<sub>RH</sub> [m]</b>	Macha	27.00			

Elaborado por: Pablo Paredes.

## 2.5 CONCLUSIONES

- La aplicación de las ecuaciones fundamentales de la hidráulica al flujo unidimensional permanente permite analizar el problema de la descarga

del vertedero de excesos y el fenómeno del resalto hidráulico estableciendo los límites de aplicación para cada tipo de análisis y utilizando las ecuaciones de la energía o la de cantidad de movimiento según sea el caso estudiado.

- La ecuación de la energía es una suma de cantidades escalares que permite identificar la energía total por unidad de peso que presenta un flujo en una sección determinada, esta ecuación resulta muy útil para determinar el calado contraído al inicio del resalto hidráulico, ya que se asume que las pérdidas de energía por rozamiento son nulas en la descarga del vertedero.
- La ecuación de la cantidad de movimiento lineal es una sumatoria vectorial que toma en cuenta la dirección y magnitud de las fuerzas de cuerpo, fuerzas de superficie y fuerzas externas debidas a una obstrucción como el umbral, la aplicación de esta ecuación en la dirección del movimiento es determinante para la obtención del calado a la salida del disipador de energía, previo el cálculo del calado contraído inicial.
- El análisis del primer caso para un resalto que se desarrolla en un disipador de solera horizontal presenta un calado de salida mayor que el calado del enrocado lo cual provoca que el resalto se desplace hacia aguas abajo hasta encontrar una sección de equilibrio, esto es perjudicial puesto que el flujo supercrítico podría salir de los estanques y causar problemas graves de socavación en el canal enrocado.
- La longitud del resalto hidráulico que se presenta para el primer caso es mucho mayor que la longitud del estanque disipador.
- En el segundo caso, para un resalto hidráulico que se presenta en un estanque de solera horizontal y que al final dispone de un salto positivo como umbral continuo de forma trapecial, se genera un calado a la salida de los estanques disipadores que prácticamente iguala al que se tiene en el canal enrocado, estos resultados son satisfactorios puesto que el resalto puede confinarse en los estanques disipadores, aunque se produzca un incremento de la velocidad en la salida que requiere la adecuada protección de la solera del canal enrocado.

- La longitud del resalto hidráulico en el segundo caso según los resultados experimentales de algunos autores indican que la longitud del estanque disipador es la mínima que puede ser establecida.
- La disipación de la energía total entre las secciones antes y después del resalto hidráulico se establece muy similar en ambos casos y corresponde aproximadamente al 40% de la energía inicial.
- Tomando en cuenta la energía específica en las secciones 1 y 3, la pérdida se incrementa el valor  $z_3$ , siendo  $E_1 - E_3 = 7.39$  m que corresponde al 57% de la energía específica  $E_1$
- La energía específica en la sección 3 se reduce considerablemente debido a la presencia del salto positivo, esto provoca un incremento de la velocidad media pero permite igualar el calado en la salida del disipador con el calado del canal enrocado.
- El segundo caso, en el que el resalto hidráulico se evalúa entre las secciones 1 y 3, presenta las condiciones necesarias para caracterizar el fenómeno de flujo que se presenta en los estanques disipadores, sin embargo la inconsistencia respecto a las longitudes que alcanza el resalto hidráulico hasta lograr su equilibrio conduce a la evaluación del estanque disipador de energía en un modelo hidráulico.
- El modelo hidráulico permite observar las características del fenómeno en sus tres dimensiones, de esta manera se puede obtener información importante para corregir, validar o rechazar el análisis teórico presentado en este capítulo, por lo tanto la evaluación de la disipación de energía mediante resalto hidráulico en la Captación Pilatón, proporciona resultados consistentes y complementarios que responden a un análisis teórico y experimental.

## **CAPÍTULO 3**

# **SÍNTESIS DE LA INFORMACIÓN TÉCNICA TEÓRICA Y EXPERIMENTAL**

### **3.1 INTRODUCCIÓN**

El fenómeno del resalto hidráulico ha sido estudiado por distintos investigadores, los que presentan varias publicaciones acerca de los resultados experimentales comparados con los análisis teóricos, por lo que se dispone de una cantidad considerable de información sobre las variaciones que presenta el fenómeno del resalto hidráulico y el tipo de estructuras necesarias para controlarlo.

El vertedero de excesos y el dissipador de energía en la Captación Pilatón son diseñados por Lombardi SA según la información recopilada por el U.S. Bureau of Reclamation, el cual tiene las características de un manual para el diseño de los estanques dissipadores, en función de las características hidrodinámicas que presenta el flujo supercrítico al ingreso del dissipador.

Según lo expuesto en el capítulo 2, las condiciones del flujo a la salida del estanque dissipador regulan el resalto hidráulico y la variación de estas podrían causar problemas de socavación en el canal enrocado, debido al incremento de la velocidad que provoca el umbral y a un posible desplazamiento del resalto hacia aguas abajo, cabe resaltar que el tipo de salto positivo que se dispone al final del dissipador presenta características particulares debido a su configuración trapecial y al tipo de entrega del flujo al canal de descarga, ya que la solera enrocada inicia al mismo nivel del umbral.

Para el caso particular del dissipador de energía en la Captación Pilatón, la síntesis de la información técnica, teórica y experimental disponible, ayuda a establecer los parámetros más importantes bajo los cuales se desarrolla el resalto hidráulico en distintos escenarios de operación del azud móvil.

### 3.2 PRINCIPIO DEL MOMENTUM APLICADO AL RESALTO HIDRÁULICO<sup>7</sup>

Establecidas las condiciones del volumen de control de la figura 2.5, se puede definir la ecuación 2.16, que corresponde a la variación de la cantidad de movimiento lineal debido a la resultante de la sumatoria vectorial de fuerzas actuantes entre las secciones 1 y 2. Las fuerzas debidas a la presión hidrostática en cada sección pueden ser evaluadas con la ecuación 3.1, para canales rectangulares de baja pendiente.

$$F_P = \rho \cdot g \left( \frac{y}{2} \right) (B \cdot y) \quad (3.1)$$

donde:

**F<sub>P</sub>**: Fuerza de presión en la sección. [N]

**ρ**: densidad del agua. [1000 kg/m<sup>3</sup>]

**g**: aceleración de la gravedad. [9.81 m/s<sup>2</sup>]

**y**: calado de agua en la sección. [m]

**B**: ancho de la base de la sección. [m]

Para el primer caso del resalto hidráulico, en donde las fuerzas de presión son las únicas que se relacionan a la variación de la cantidad de movimiento entre las secciones 1 y 2, como se propone en la ecuación 2.23 y utilizando la ecuación 3.1 para cada una de las secciones se obtiene la ecuación 3.2, asumiendo  $\beta \approx \beta_1 \approx \beta_2 \approx 1$ .

$$\rho \cdot g \left( \frac{y_1}{2} \right) (B \cdot y_1) - \rho \cdot g \left( \frac{y_2}{2} \right) (B \cdot y_2) = \rho \cdot Q(\beta \cdot V_2 - \beta \cdot V_1) \quad (3.2)$$

donde:

**ρ**: densidad del agua. [1000 kg/m<sup>3</sup>]

**g**: aceleración de la gravedad. [9.81 m/s<sup>2</sup>]

**y**: calado de agua en la sección. [m]

**B**: ancho de la base de la sección. [m]

**Q**: caudal que atraviesa la sección. [m<sup>3</sup>/s]

**V**: velocidad media de la sección. [m/s]

---

<sup>7</sup>Sotelo, G. "Hidráulica de canales abiertos". México, UNAM, 2002.

Analizando las fuerzas por unidad de peso del volumen del flujo se procede a dividir la ecuación 3.2 para  $\rho \cdot g$  y aplicando la ecuación de continuidad  $Q = V_1 \cdot A_1 = V_2 \cdot A_2$  se determina la ecuación 3.3 que define el Momentum en cada sección y el equilibrio que existe sin la presencia de otra fuerza que induzca su variación.

$$\frac{\beta Q^2}{g A_1} + \left(\frac{y_1}{2}\right) (\mathbf{B} \cdot \mathbf{y}_1) = \frac{\beta Q^2}{g A_1} + \left(\frac{y_2}{2}\right) (\mathbf{B} \cdot \mathbf{y}_2) \quad (3.3)$$

donde:

**$\beta$** : coeficiente de Bussinesq,  $\beta \approx 1$

**Q**: caudal que atraviesa la sección. [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]

**g**: aceleración de la gravedad. [ $9.81 \text{ m/s}^2$ ]

**A**: área hidráulica de la sección. [ $\text{m}^2$ ]

**y**: calado de agua en la sección. [ $\text{m}$ ]

**B**: ancho de la base de la sección. [ $\text{m}$ ]

En la ecuación 3.3 se observa que el Momentum de cada sección se constituye de un primer término que representa la cantidad de movimiento del flujo a través de la sección y el segundo término que representa el empuje debido a la fuerza de presión hidrostática en cada sección. Como se puede notar ambos términos tienen una dimensión volumétrica por lo que se considera al Momentum como una fuerza específica pero en realidad es una cantidad vectorial asociada a una sección del flujo.

Si se considera un canal rectangular de ancho unitario podemos establecer la ecuación 3.4 del Momentum para una sección rectangular, siempre y cuando se cumpla que  $A=y$ ,  $q=Q$  y  $\beta \approx 1$

$$\mathbf{M} = \frac{q^2}{g \cdot y} + \frac{y^2}{2} \quad (3.4)$$

donde:

**M**: Momentum del flujo en la sección. [ $\text{m}^3/\text{m}$ ]

**q**: caudal unitario que atraviesa la sección. [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]

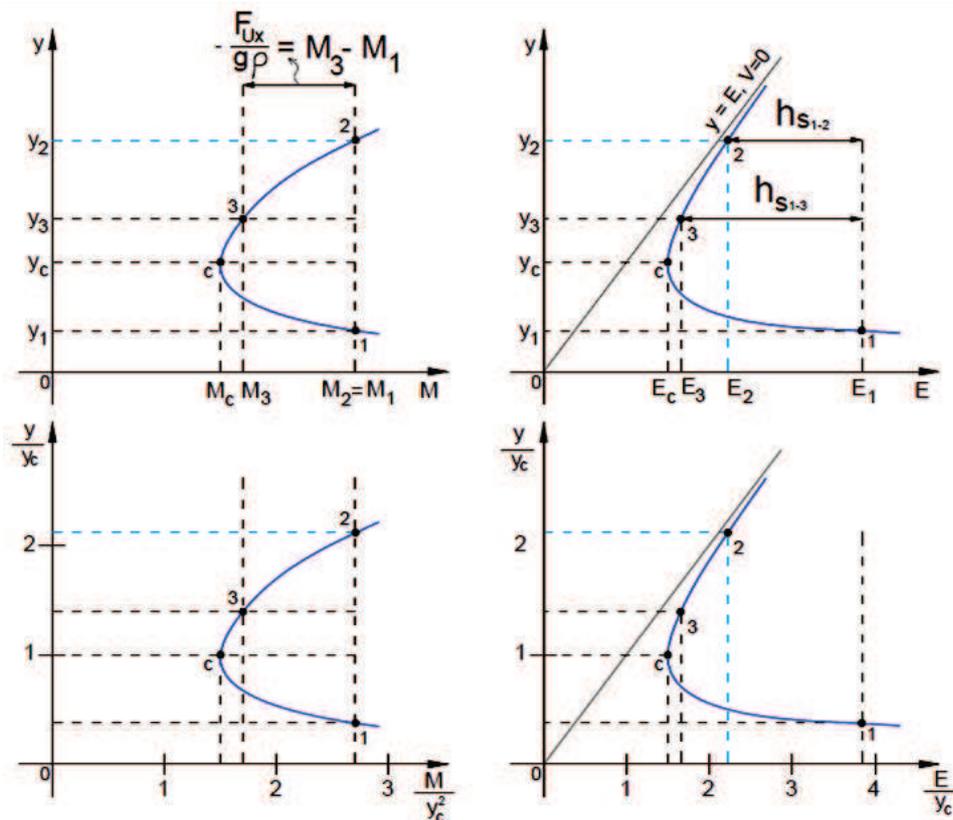
**g**: aceleración de la gravedad. [ $9.81 \text{ m/s}^2$ ]

**y**: calado de agua en la sección. [ $\text{m}$ ]

Para el segundo caso en donde aparece una fuerza de oposición al movimiento consecuencia del salto positivo, como indica la ecuación 2.26, el equilibrio del momentum entre las secciones 1 y 3 se ve afectado por la fuerza generada por el umbral por unidad de peso del volumen, por consiguiente se obtiene la ecuación 3.5 que indica la variación del momentum entre las secciones 1 y 3 debido a una fuerza que se opone al movimiento.

$$-\frac{F_{Ux}}{\rho \cdot g} = M_3 - M_1 \quad (3.5)$$

**Figura 3.1:** Evaluación gráfica del momentum y la energía específica en el dissipador de energía para el caudal unitario de diseño  $q_d$



**Elaborado por:** Pablo Paredes.

Para un caudal unitario  $q_d$  constante se evalúa el resalto hidráulico del primer caso en un dissipador de solera horizontal y para el segundo caso con salto positivo al final, por lo que se presenta la figura 3.1, en la que se analiza gráficamente la ecuación 2.11 de la energía específica  $E$  y la ecuación 3.4 del momentum  $M$ , las cuales son función del calado de agua  $y$ , destacan las secciones 1, 2 y 3.

En la figura 3.1 se aprecia el comportamiento de la función momentum y se identifica el equilibrio que existe entre las secciones 1 y 2, entre las cuales no existe ninguna otra fuerza que incida en el cambio brusco de régimen, pero al presentarse la fuerza de oposición que genera el umbral, se tiene una reducción del momentum en la sección 3 para igualar el sistema.

**Cuadro 3.1:** Momentum y Energía específica del flujo en las secciones de análisis del dissipador de energía para evaluar el resalto hidráulico del primer y segundo caso

MAGNITUD			SECCIÓN DE ANÁLISIS				
			UNIDAD	INICIO DEL DISIPADOR	PUNTO CRÍTICO	ANTES DEL UMBRAL	FIN DEL DISIPADOR
				1	c	2	3
Caudal unitario	<b>q</b>	[m <sup>2</sup> /s]	19.51	19.51	19.51	19.51	
Calado de agua	<b>y</b>	[m]	1.29	3.39	7.15	4.76	
Energía Específica	<b>E</b>	[m]	13.00	4.70	7.53	5.62	
Momentum	<b>M</b>	[m <sup>3</sup> /m]	30.98	17.19	30.98	19.47	

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

Para el resalto hidráulico del primer caso, donde la sección de estabilización se encuentra aguas arriba del umbral, existe una considerable pérdida de energía específica sin la introducción de fuerzas externas, para el segundo caso en el que se considera que el resalto se estabiliza aguas abajo del umbral, se observa una pérdida de energía específica más grande debido al salto positivo.

En las gráficas se observa el punto c que corresponde al mínimo valor que adquiere el momentum y la energía específica, cuando sobre la solera se presenta el calado crítico  $y_c$ , por tanto las condiciones críticas del flujo rápidamente variado se presentan para un número de Froude igual a 1, donde el flujo dispone de la energía específica mínima y un momentum crítico.

El momentum y la energía específica pueden presentarse como parámetros adimensionales mediante el calado crítico del flujo, dividiendo para  $y_c^2$  en el caso del momentum, y para  $y_c$  en el caso de la energía específica, en el gráfico 3.1 se presentan las gráficas que relacionan los parámetros adimensionales  $y/y_c$ ,  $M/y_c^2$ ,  $E/y_c$ .

### 3.2.1 ECUACIÓN DE BELANGER

Considerado el caso de un estanque disipador de sección rectangular y solera horizontal, que confina un resalto hidráulico normal, se establece la ecuación de la cantidad de movimiento entre las secciones 1 y 2, conocido el caudal unitario que permanece constante y las características hidrodinámicas del flujo en la sección 1, se puede establecer una ecuación para determinar una relación adimensional entre el calado conjugado  $y_2$  respecto al calado contraído  $y_1$ , la cual es función del número de Froude  $Fr_1$  característico del flujo supercrítico que ingresa al estanque por la sección 1.

La ecuación 2.25, utilizada para el proceso de iteración que encuentra el calado  $y_2$  puede usarse para determinar la ecuación de Belanger, ordenando las variables  $y_1$ ,  $y_2$ , en el primer miembro y en el segundo miembro una constante que es función del caudal unitario y la gravedad. La relación adimensional de las variables dependientes se puede lograr determinando el cuadrado del número de Froude en función del caudal unitario  $q$  y el calado  $y_1$  con lo cual se logra obtener la ecuación 3.6 que presenta una relación adimensional entre ambos miembros de la ecuación. Realizando artificios matemáticos llegamos a formar la ecuación parabólica 3.7 cuya variable es la relación  $y_2/y_1$ , mediante la solución general de las ecuaciones de segundo grado se obtiene la ecuación 3.8, llamada ecuación de Belanger.

$$\frac{(y_1+y_2)(y_1 \cdot y_2)}{y_1^3} = 2 \frac{q^2}{g \cdot y_1^3} \quad (3.6)$$

$$\left[\frac{y_2}{y_1}\right]^2 + \left[\frac{y_2}{y_1}\right] - 2F_{r1}^2 = 0 \quad (3.7)$$

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8 \cdot F_{r1}^2} - 1 \right) \quad (3.8)$$

donde:

$y_1$ : calado conjugado menor en el inicio del resalto hidráulico. [m]

$y_2$ : calado conjugado mayor en el fin del resalto hidráulico. [m]

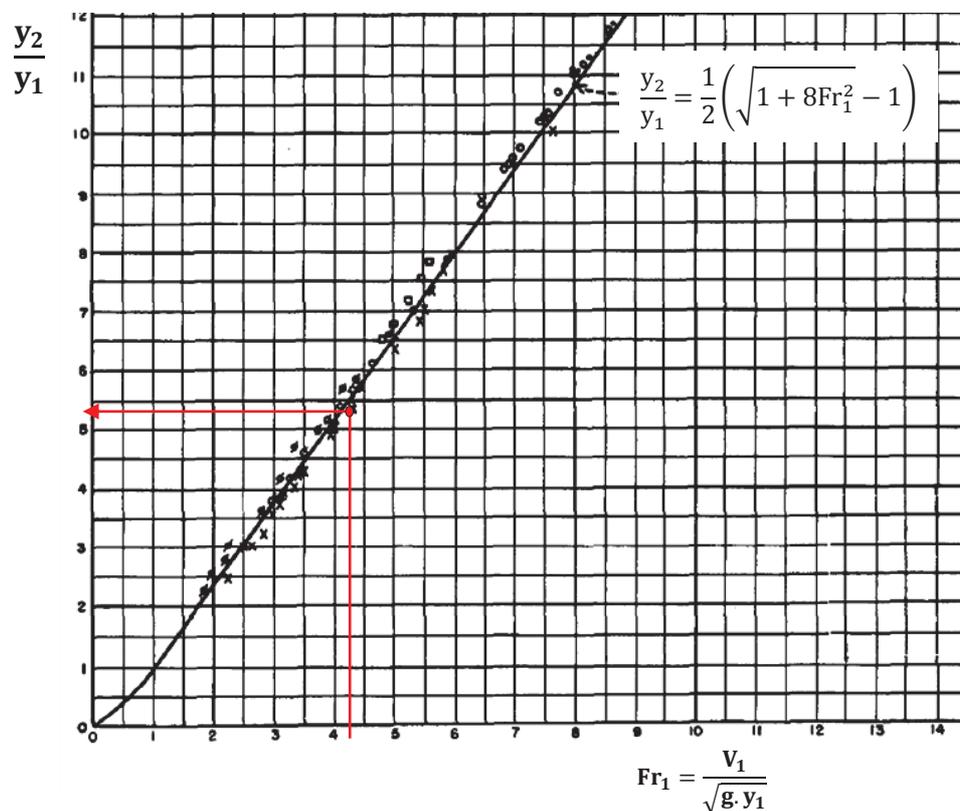
$q$ : caudal unitario. [m<sup>2</sup>/s]

$g$ : aceleración de la gravedad. [ $m/s^2$ ]

$Fr_1$ : número de Froude de la sección 1,  $Fr_1^2 = \frac{q^2}{g \cdot y_1^3}$ .

La ecuación de Belanger permite establecer el calado conjugado mayor que estabiliza el resalto hidráulico en la sección 2 mediante el equilibrio del momentum conocido que presenta la sección 1, al inicio del disipador se conoce el calado conjugado menor y su número de Froude característico lo cual permite determinar una relación adimensional entre calados conjugados y el número de Froude del flujo en la sección inicial del resalto hidráulico.

**Figura 3.2:** Evaluación gráfica de la ecuación de Belanger, asociada con resultados experimentales



**Fuente:** Peterka A. "Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators". U.S. Bureau of Reclamation. 1984.

La figura 3.2 presenta la relación adimensional entre calados conjugados y el número de Froude inicial, que ha sido verificada experimentalmente para canales rectangulares por el USBR y mediante la cual se establece el diseño de estanques disipadores.

### 3.3 CLASIFICACIÓN DEL RESALTO HIDRÁULICO

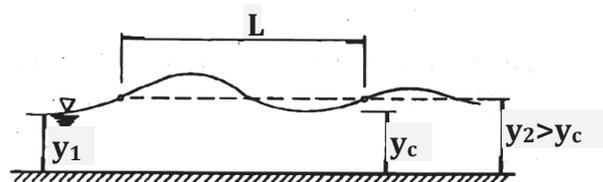
El flujo supercrítico en el ingreso al estanque amortiguador y caracterizado por el número de Froude  $Fr_1$  determina las características del resalto hidráulico hasta la transición completa a un flujo subcrítico que se presenta aguas abajo, este cambio brusco de régimen presenta una zona de remolinos que se debe a los gradientes de velocidad generados para desacelerar el flujo dentro de los estanques disipadores de solera horizontal.

El caso más general del calado conjugado mayor es cuando encuentra el equilibrio con el calado normal del canal aguas abajo de la descarga del disipador, el cual presenta un régimen subcrítico regulado desde aguas abajo por una sección del cauce natural del río, esto influye en el desplazamiento de la zona turbulenta que caracteriza al resalto hidráulico, por lo que se puede presentar el caso de un resalto rechazado hacia aguas abajo o un resalto sumergido hacia aguas arriba.

#### 3.3.1 TIPO DE RESALTO HIDRÁULICO SEGÚN EL NÚMERO DE FROUDE DEL FLUJO QUE INGRESA AL ESTANQUE DISIPADOR<sup>8</sup>

Los estudios experimentales que expone el U.S. Bureau of Reclamation (USBR), permiten catalogar al resalto hidráulico respecto al número de Froude inicial  $Fr_1$ , analizando su forma y las características del flujo para cada tipo de transición de régimen, dependiendo de la condición supercrítica del flujo en la entrada a un disipador rectangular de solera horizontal.

##### 3.3.1.1 Resalto hidráulico para números de Froude entre 1 y 1.7



Cuando el flujo presenta un  $Fr = 1$  se establece un estado crítico en el que no existe transición y mientras el número de Froude aumenta se produce una

<sup>8</sup>U.S. Bureau of Reclamation, "DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS". España. 2007.

transición ligera que se aprecia apenas por las ondulaciones de la superficie, cuando  $Fr \approx 1.7$  empiezan a generarse pequeños remolinos en la superficie, y no se aprecia pérdidas de energía importantes.

### 3.3.1.2 Resalto hidráulico para números de Froude entre 1.7 y 2.5



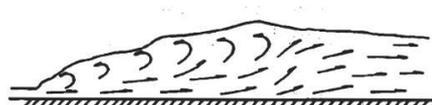
La transición presenta remolinos de eje horizontal en la superficie, estos no afectan hacia aguas abajo y se caracteriza por las bajas pérdidas respecto a la energía inicial, las cuales son menores al 20%, por lo que se considera un resalto hidráulico débil en el cual la turbulencia es mínima.

### 3.3.1.3 Resalto hidráulico para números de Froude entre 2.5 y 4.5



Se presenta un resalto de carácter ondulatorio, en donde el flujo de ingreso genera una onda que oscila entre el fondo y la superficie del resalto, esto produce ondas superficiales que se trasladan hacia aguas abajo y pueden causar problemas de erosión en los taludes del cauce natural del río. Para este caso el resalto hidráulico oscilante no se desarrolla completamente y permanece en un estado de transición que no permite disipar más allá del 50% de la energía inicial.

### 3.3.1.4 Resalto hidráulico para números de Froude entre 4.5 y 9



El resalto completamente desarrollado se manifiesta para este rango del régimen supercrítico del flujo de ingreso al disipador, ya que al final de la zona turbulenta inmediatamente se restablece el calado conjugado mayor, reduciendo la influencia del calado aguas abajo y manteniendo el equilibrio mediante un resalto estable con una disipación de energía entre el 45% y 70% de la energía inicial.

### 3.3.1.5 Resalto hidráulico para números de Froude mayores a 9

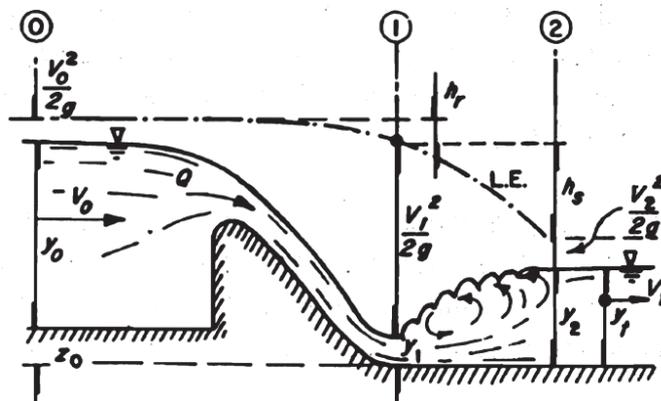


El chorro supercrítico se introduce en el estanque y se traslada bajo la zona de remolinos generando aguas abajo irregularidades en la superficie libre, este resalto hidráulico es característico por el alto porcentaje de disipación, llegando hasta el 85% de la energía inicial, considerándolo un resalto fuerte.

### 3.3.2 TIPO DE RESALTO HIDRÁULICO SEGÚN EL NIVEL DE AGUA EN LA SALIDA DEL DISIPADOR<sup>9</sup>

La energía específica que se tiene con el calado normal del canal de descarga, a la salida de los estanques disipadores, generalmente es suficiente para equilibrar el calado conjugado mayor del resalto hidráulico, el aumento o la disminución del calado normal del canal de descarga provoca variaciones en el resalto hidráulico y se recomienda que el calado aguas abajo sea igual o hasta un 10% mayor al calado en la salida de los estanques disipadores; estas recomendaciones se realizan en función de la posición del resalto hidráulico respecto a la variación del nivel de agua en el canal enrocado, regulado desde aguas abajo por las secciones del Río Pilatón, en lo posible se trata de confinar un resalto hidráulico normal que se desarrolla completamente dentro del estanque disipador.

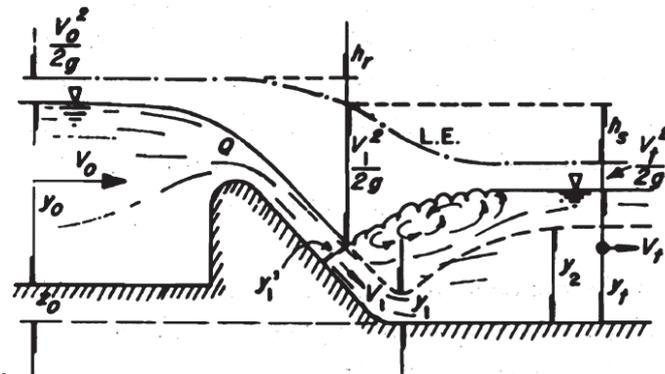
#### 3.3.2.1 Resalto hidráulico Normal



<sup>9</sup>Sotelo, G. "Hidráulica de canales abiertos". México. UNAM. 2002.

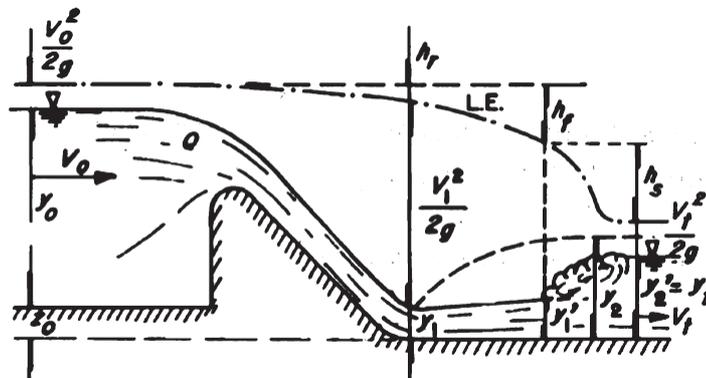
Se presenta cuando el calado conjugado menor  $y_1$  se ubica en el inicio del dissipador de energía e inmediatamente aguas abajo ocurre la zona de remolinos y alta turbulencia disipando rápidamente la energía cinética del flujo, que al finalizar equilibra el momentum y presenta el calado conjugado mayor  $y_2$ , el cual se estabiliza con la energía específica que posee el flujo subcrítico del canal de descarga aguas abajo en la salida de los dissipadores.

### 3.3.2.2 Resalto hidráulico Sumergido



Cuando el nivel de aguas abajo en la salida de los dissipadores, supera el calado conjugado mayor, el flujo tiende a introducirse en los estanques dissipadores, por lo que el chorro supercrítico inicial se sumerge y el resalto hidráulico se desarrolla bajo condiciones distintas, donde influye el nivel de sumergencia que se presenta al inicio del dissipador; para este caso habría que tomar en cuenta la presión hidrostática real en la sección 1 debido al verdadero nivel del agua sobre la solera del dissipador, para realizar el equilibrio de momentum entre la sección inicial y final del resalto sumergido. Este caso presenta mayor seguridad sobre la posición estable del resalto hidráulico

### 3.3.2.3 Resalto hidráulico Rechazado



Si el flujo supercrítico que ingresa al disipador no encuentra una sección que equilibre su momentum, este tiende a desplazarse hacia aguas abajo y podría rebasar la longitud del estanque disipador hasta encontrar el equilibrio, lo que es totalmente inaceptable pues las altas velocidades del flujo producen daños en el hormigón y socavan fácilmente los canales de descarga originando problemas en la estabilidad de taludes y soleras.

### **3.4 TIPOS DE ESTANQUE DISIPADOR PARA EL CONTROL DEL RESALTO HIDRÁULICO OSCILANTE<sup>10</sup>**

La finalidad de un estanque disipador económico es la de controlar un flujo supercrítico en una longitud relativamente corta, sin causar problemas de desgaste en el hormigón que constituye el disipador o problemas de socavación en el canal de entrega, que por lo general se protege con enrocados gruesos.

La evaluación de las características del flujo entre las secciones inicial y final del resalto hidráulico, permite establecer la longitud que alcanza el fenómeno de transición para conseguir su estado de equilibrio, por lo que los estanques disipadores se diseñan para tratar de disminuir la longitud de estabilización del resalto hidráulico, mediante el uso de dispositivos que introduzcan fuerzas de oposición al movimiento del flujo y permitan descargar un flujo uniforme con bajas velocidades y condiciones mínimas de oleaje superficial.

En el disipador de energía de la Captación Pilatón se presenta un flujo supercrítico caracterizado por  $y_1=1.29$  m,  $V_1=15.16$  m/s y  $Fr_1=4.27$ , esta condición indica un resalto hidráulico oscilante que se desarrolla en un estanque disipador de solera horizontal, el cual dispone de un salto positivo al final del estanque, representado por el umbral continuo de sección trapezoidal que eleva 2.0 m la solera del disipador para coincidir con el nivel de inicio de la solera del canal enrocado.

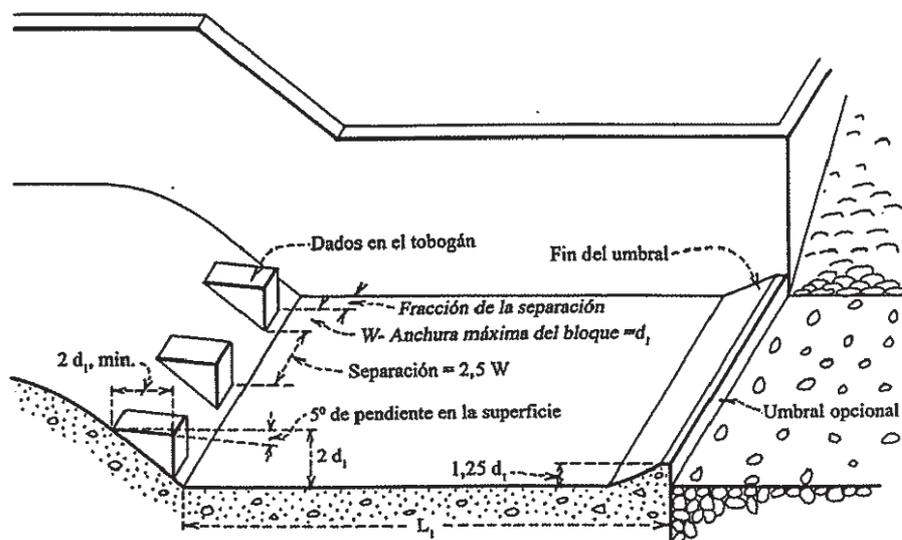
---

<sup>10</sup>U.S. Bureau of Reclamation, “DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS”. España. 2007.

### 3.4.1 ESTANQUES PARA NÚMEROS DE FROUDE ENTRE 2.5 Y 4.5

El resalto hidráulico que se presenta en estos estanques tiene las características de un resalto oscilante, pues no se desarrolla completamente y depende del calado de aguas abajo para equilibrarse, se caracteriza por presentar remolinos horizontales y la presencia de ondas que se desplazan de la solera a la superficie libre, generando hacia aguas abajo ondas superficiales que pueden dañar el cauce natural del río.

**Figura 3.3:** Estanque tipo IV para números de Froude entre 2.5 y 4.5



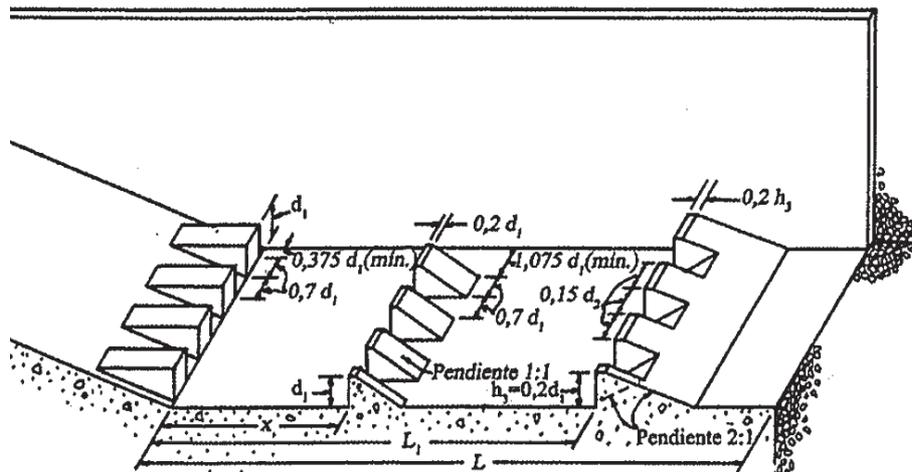
**Fuente:** U.S. Bureau of Reclamation. "Diseño de Presas Pequeñas". España. 2007

Debido a las características de este resalto se establecen dispositivos de control, como dados deflectores del flujo sobre la rápida del vertedero y el umbral continuo de sección trapecial al final del dissipador, con el fin de controlar el resalto en la longitud del estanque de hormigón y tratando de evitar la propagación de ondas hacia aguas abajo, lo cual no siempre se logra satisfactoriamente. En la figura 3.3 se presentan las dimensiones de los dispositivos recomendados, estos se expresan en función del calado inicial  $d_1 = y_1$ .

El tipo de estanque de la figura 3.3 requiere un calado de agua en la salida que sea 10% mayor al conjugado calculado, con el fin de garantizar un resalto normal o sumergido, debido a la incertidumbre del nivel regulado desde aguas abajo por el cauce natural de río.

El uso cada vez mayor de disipadores con números de Froude bajos, característicos en las descargas bajas, ha impulsado el desarrollo de investigaciones sobre estanques que contienen bloques de impacto y umbrales dentados, estos estudios permiten recopilar información del diseño de los dispositivos de control.

**Figura 3.4:** Estanque alternativo para números de Froude bajos entre 2.5 y 4.5



**Fuente:** U.S. Bureau of Reclamation. "Diseño de Presas Pequeñas". España. 2007

Una variación del estanque disipador tipo IV para números de Froude bajos se presenta en la figura 3.4, que presenta la configuración de los dispositivos de control del resalto hidráulico oscilante y de carácter ondulatorio, mediante dados deflectores al pie de la rápida del vertedero, bloques de impacto en la solera sobre la sección media del disipador y el umbral dentado antes de finalizar el estanque disipador de hormigón armado.

Para este caso las dimensiones de los dados deflectores y bloques de impacto se encuentran en función del calado inicial  $d_1=y_1$ , pero el umbral es diseñado en función de  $d_2=y_2$ . La longitud de un estanque disipador alternativo se reduce considerablemente debido al uso de dispositivos de control.

La disipación de energía en un estanque tipo IV es baja debido al número de Froude que presenta el flujo inicial, la pérdida de energía entre secciones no supera el 50%, por lo que se usa el estanque alternativo para números de Froude

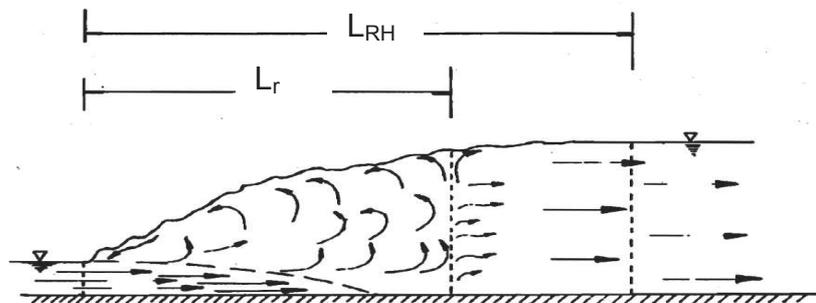
bajos, que presenta los dispositivos de impacto para estabilizar rápidamente el resalto hidráulico oscilante, reduciendo considerablemente la longitud del resalto.

Es importante tomar en cuenta la fuerza con que impacta el chorro supercrítico sobre los dispositivos de control y los efectos perjudiciales como la cavitación en la zona de los bloques de impacto y los esfuerzos adicionales generados en la solera por las fuerzas dinámicas, si las velocidades de ingreso al dissipador superan los 15 m/s se recomienda realizar modelos reducidos.

### 3.5 LONGITUD DEL RESALTO HIDRÁULICO

La característica principal del resalto hidráulico es la zona de remolinos que se ubica entre la sección inicial y final del estanque dissipador de energía, debido a la inestabilidad del fenómeno turbulento se pueden establecer varios criterios para considerar la longitud total del resalto hidráulico dependiendo de las características que presenta el flujo conforme avanza hacia aguas abajo, esto ha causado variaciones en los resultados determinados experimentalmente para canales rectangulares.

**Figura 3.5:** Longitud del resalto hidráulico  $L_{RH}$  y Longitud de remolino  $L_r$



**Fuente:** Sotelo G. "Hidráulica de canales abiertos". México. UNAM. 2002.

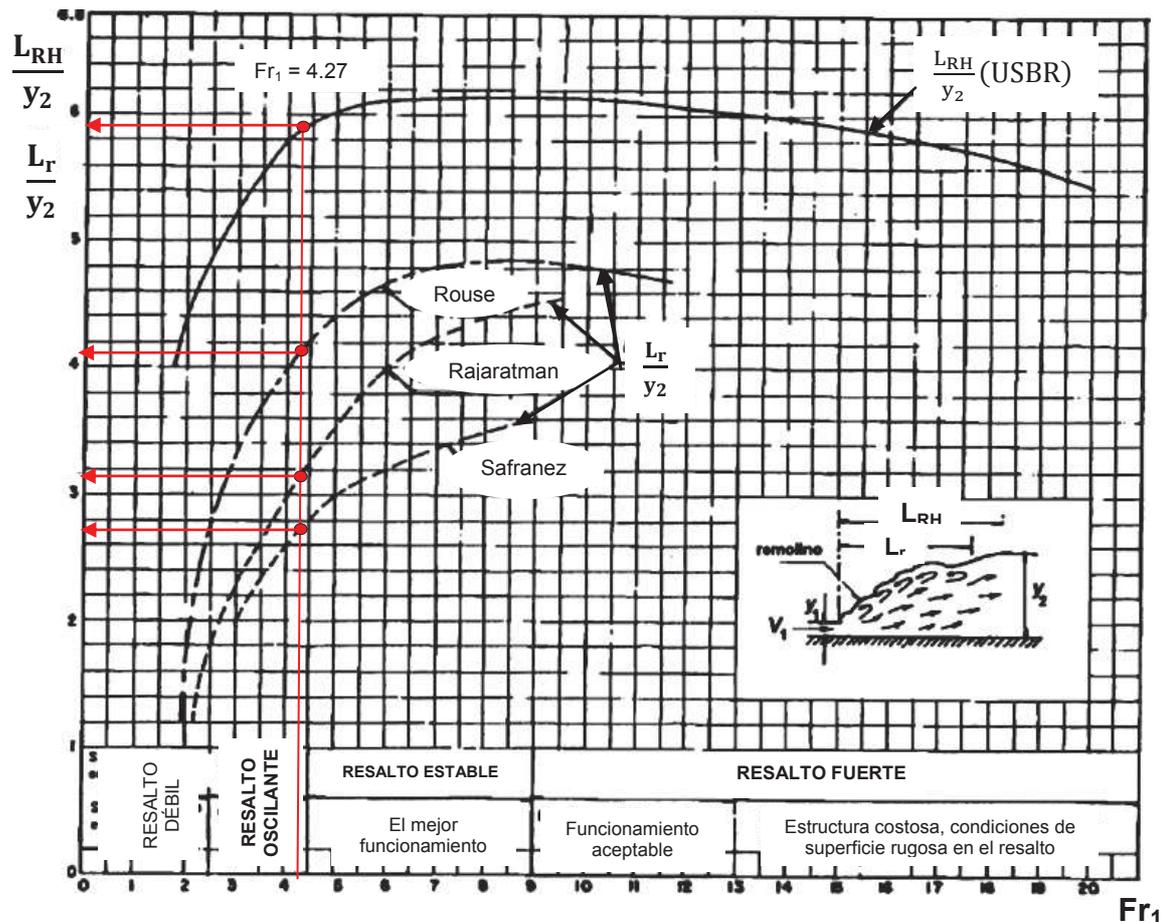
La longitud de remolino se supone menor que la longitud total del resalto hidráulico ya que esta última se establece cuando el resalto alcanza su nivel máximo y se estabiliza con el nivel energético del flujo subcrítico regulado desde aguas abajo.

La longitud de remolino indica la zona de alta turbulencia que presenta un perfil irregular del flujo con un estado pulsatorio ya que el flujo que ingresa desde aguas

abajo arremete constantemente al flujo que descarga el vertedero y se mantiene un estado de equilibrio del proceso turbulento llamado onda estacionaria.

### 3.5.1 LONGITUDES EN UN DISIPADOR RECTANGULAR DE SOLERA HORIZONTAL SEGÚN EL USBR, ROSE, RAJARATMAN Y SAFRANEZ

**Figura 3.6:** Longitud del resalto hidráulico  $L_{RH}$  según el USBR y Longitud de remolino  $L_r$  según Rose, Rajaratman y Safranez



**Fuente:** Sotelo G. "Hidráulica de canales abiertos". México. UNAM. 2002.

Los estudios experimentales logran determinar una relación entre parámetros adimensionales presentada en la figura 3.6 que evalúa la relación Longitud/ $y_2$  en función del número  $Fr_1$ ; para el USBR la longitud del resalto  $L_{RH}$  se estima hasta que se alcanza el nivel máximo aguas abajo del frente turbulento, de tal manera que la sección final presenta una distribución uniforme de velocidades características de un flujo subcrítico regulado desde aguas abajo. Rose, Rajaratman y Safranez determinan la relación de la longitud de remolino  $L_r$  con el

calado  $y_2$  en función del número  $Fr_1$ , observándose una considerable reducción de los valores para la longitud de remolino respecto a la longitud del resalto hidráulico.

**Cuadro 3.2:** Longitud del resalto hidráulico  $L_{RH}$  y Longitudes de remolino  $L_r$  para  $Fr_1=4.27$ , en estanques rectangulares de solera horizontal

Longitudes para $Fr_1 = 4.27$			
$L_{RH}$ [m]	$L_r$ [m]		
USBR	Rouse	Rajaratman	Safranez
42.19	29.32	22.74	19.31

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

### 3.5.2 LONGITUDES EN UN DISIPADOR RECTANGULAR DE SOLERA HORIZONTAL CON SALTO POSITIVO FINAL

#### 3.5.2.1 Longitud en disipadores con ascenso brusco en forma de escalón

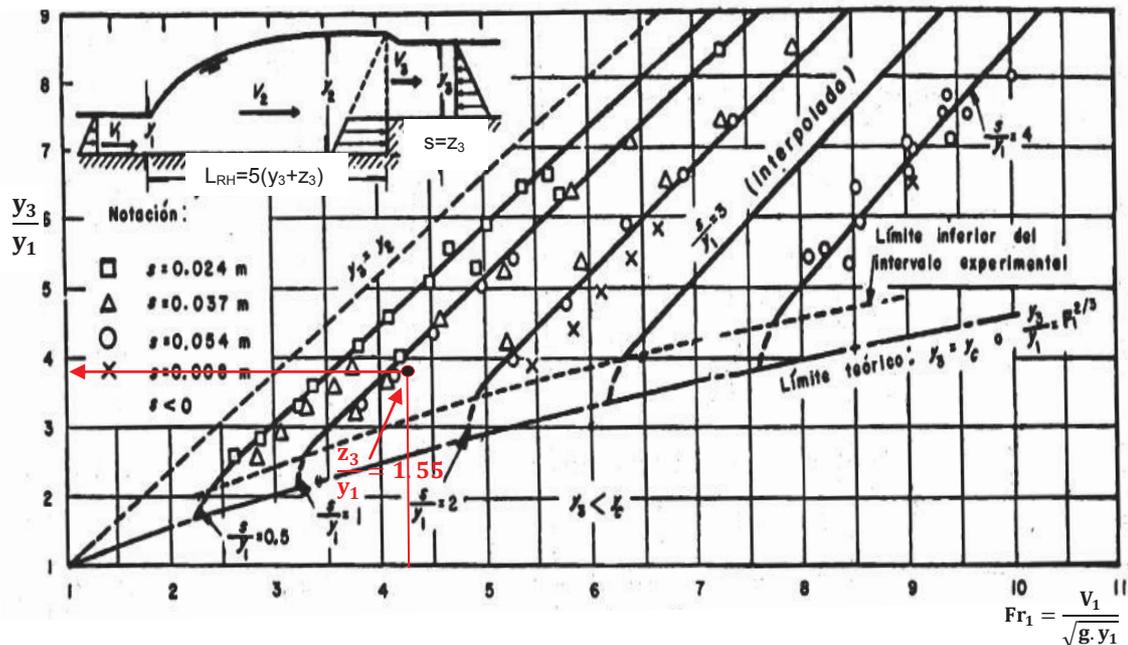
Es común controlar el resalto utilizando un dispositivo que permite un ascenso brusco de la solera del canal al final del disipador, Forster y Skrinde (1950) realizaron investigaciones en modelos reducidos de disipadores con un dispositivo de control mediante escalón brusco ascendente, presentando los resultados en función de los parámetros adimensionales  $Fr_1$ ,  $y_3/y_1$ ,  $s/y_1$ . Estos resultados se obtienen para una longitud del resalto hidráulico  $L_{RH} = 5(y_3 + z_3)$  que corresponde a la distancia entre la sección de inicio del resalto y la sección del salto positivo perpendicular a la solera, donde se establece el calado conjugado  $y_2$ .

En la figura 3.7 se observan tres zonas marcadas por las líneas que representan los límites bajo los cuales se han desarrollado los ensayos. El límite superior corresponde a un resalto hidráulico cuando  $z_3/y_1=0$  y por tanto  $y_2=y_3$ , el límite inferior presenta el caso teórico donde el calado sobre el escalón es crítico es decir que  $y_3=y_c$ , aunque el límite experimental se presenta por encima del teórico.

Los posibles puntos que caerían en la zona izquierda presentan un resalto hidráulico en estanques con saltos negativos mediante escalones bruscos descendentes, en la zona intermedia se encuentran varias curvas para una

relación  $z_3/y_1 = \text{constante}$  y limitadas en su inicio por la línea que responde al caso sin escalón, conforme aumenta la altura  $z_3$  del escalón respecto al calado contraído  $y_1$  se incrementa el número de Froude inicial  $Fr_1$  y el calado de agua sobre el umbral aumenta respecto al calado contraído.

**Figura 3.7:** Resalto hidráulico en estanques disipadores horizontales con escalón brusco ascendente, relación  $y_3/y_1$  en función de  $Fr_1$  según Forster y Skrinde



**Fuente:** Sotelo G. "Hidráulica de canales abiertos". México. UNAM. 2002.

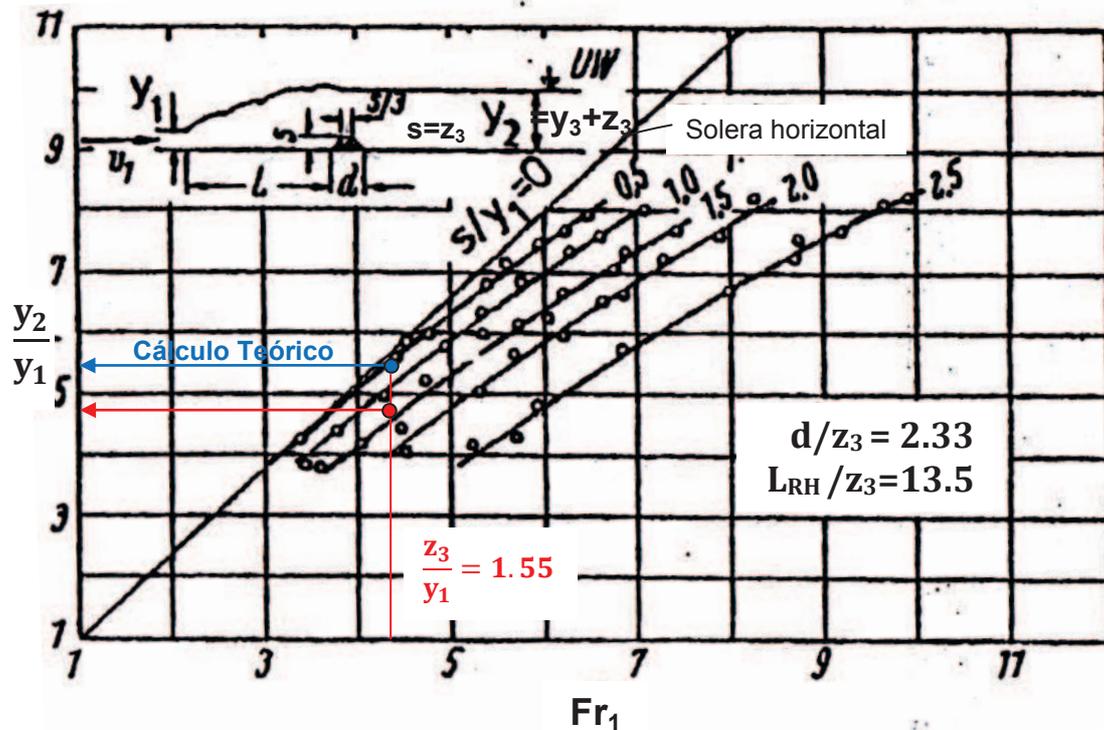
Cabe destacar que el salto positivo del estanque disipador de la Captación Pilatón, tiene la forma de un umbral de sección trapezoidal que presenta una rampa de 3 metros de largo y 2 metros de altura, por lo tanto difiere del escalón brusco estudiado por Forster y Skrinde, pero al ubicar el punto que corresponde a los resultados obtenidos para el análisis del segundo caso donde se presenta la fuerza de oposición del umbral, se observa que ocupa la zona intermedia cercana a una curva  $z_3/y_1 = 1.5$  por tanto puede considerarse la longitud expuesta en estos ensayos.

### 3.5.2.2 Longitud en disipadores con umbral continuo de sección trapezoidal

El caso del umbral continuo de sección trapezoidal que limita el estanque disipador, es presentado por las investigaciones en modelos reducidos realizadas por

Macha (1963), estas son comparadas con el resalto hidráulico para el caso de la solera horizontal sin obstáculos; en la figura 3.8 se indican varias curvas que son función del parámetro adimensional  $s/y_1 = \text{cte.}$  y presentan la variación de  $y_2/y_1$  en función de  $Fr_1$ . Siendo  $s=z_3$  la altura del umbral y  $d$  la longitud del umbral en dirección del flujo, los parámetros adimensionales que se mantienen constantes como  $d/s$  y  $L_{RH}/s$  son muy similares a los que se presentan en el estanque disipador de la Captación Pilatón.

**Figura 3.8:** Resalto hidráulico en estanques disipadores horizontales con umbral continuo de sección trapecial, relación  $y_2/y_1$  en función de  $Fr_1$  según Macha



**Fuente:** Naudascher E. "HIDRÁULICA DE CANALES". México. Limusa, 2002.

La diferencia que presenta este estanque respecto al estanque disipador de la Captación Pilatón, se observa en el nivel de la solera aguas abajo del umbral ya que el canal enrocado se mantiene al mismo nivel y no cae nuevamente como el caso del umbral presentado por Macha, por tanto el calado  $y_2 = y_3 + z_3$ .

En la figura 3.6 se presentan las curvas para distintos  $z_3/y_1 = \text{constante}$ , para un umbral trapecial de altura  $z_3$  que tiene una longitud  $d = 2.33(z_3)$  y la zona del

resalto hidráulico alcanza una distancia  $L_{RH} = 13.5(z_3)$ , este valor es muy cercano a la longitud del estanque disipador estudiado en el segundo caso.

Se observa que para el aumento de la altura del umbral trapecial, el resalto empieza a tener calados conjugados menores, sobre todo para números de Froude altos.

Para el número de Froude que caracteriza el resalto hidráulico en el estanque disipador de la Captación Pilatón y establecida la relación entre la altura del umbral y el calado inicial  $z_3/y_1 = 1.55$ , se observa que la relación  $y_2/y_1$  disminuye considerablemente respecto al cálculo teórico bajo el supuesto del segundo caso, donde se presenta la fuerza de oposición del umbral continuo. El incremento del calado conjugado puede deberse a la diferencia de nivel entre la solera del disipador y el canal de descarga.

La longitud del resalto hidráulico asumida en este caso es la menos conservadora ya que difiere en un 36% respecto a la longitud que recomienda el USBR para el desarrollo total del resalto hidráulico en canales de solera horizontal.

**Cuadro 3.3:** Longitud del resalto hidráulico  $L_{RH}$  para  $Fr_1 = 4.27$ , en estanques rectangulares de solera horizontal con salto positivo

Longitud del resalto para $Fr_1 = 4.23$			
LRH [m]			
USBR	Forster&Skride	Macha	Lombardi
42.19	33.78	27.00	27.00

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

### 3.5.3 DISEÑO DEL AZUD MÓVIL Y EL DISIPADOR DE ENERGÍA REALIZADO POR LOMBARDI PARA LA CAPTACIÓN PILATÓN<sup>11</sup>

El diseño definitivo de la Captación Pilatón, elaborado por la consultora Lombardi S.A., presenta el estanque disipador de energía al pie del vertedero de excesos, el cual es controlado aguas arriba por compuertas y clapetas radiales que

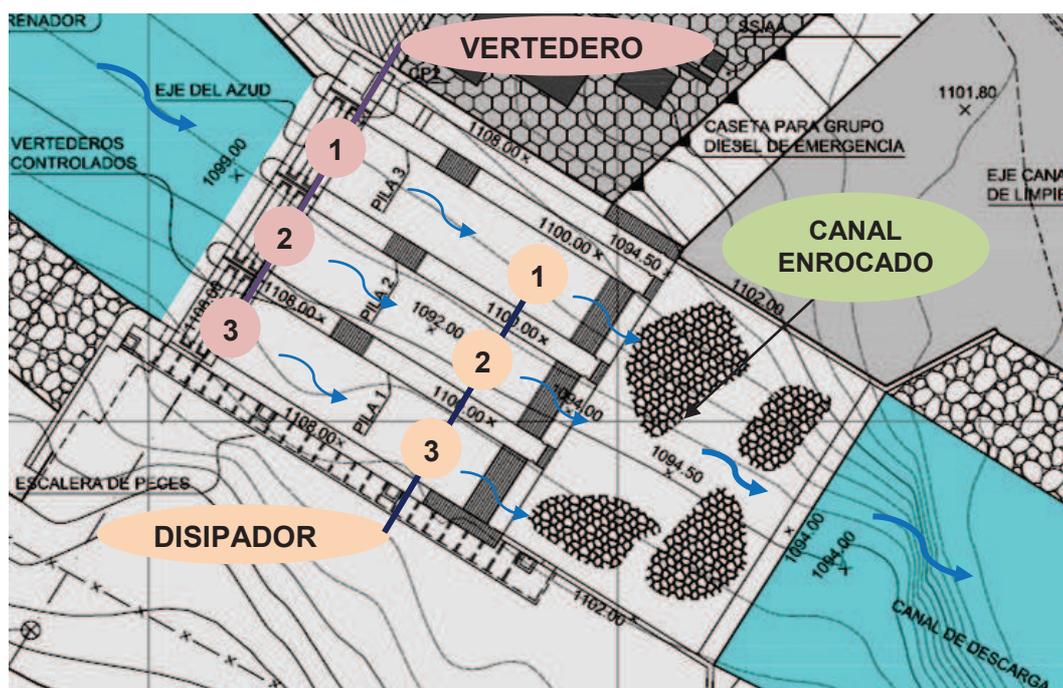
<sup>11</sup>CELEC E.P., HIDROTOAPI, LOMBARDI S.A. "Proyecto hidroeléctrico Toachi Pilatón - Memoria Técnica - Diseño Hidráulico Captación Pilatón". Quito. 2010.

constituyen un azud móvil para regular el nivel de operación 1105 msnm, en el canal de aproximación y frente a la obra de toma lateral.

Este sistema permite descargar el caudal de diseño igual a 480 m<sup>3</sup>/s, mediante una repartición equitativa del caudal entre los tres vertederos separados por pilas semicirculares y muros divisores, estos se extienden hacia aguas abajo hasta el final de los estanques disipadores que tiene una solera horizontal en la cota 1092 msnm, la entrega se realiza en la cota 1094 msnm aguas abajo del umbral de salida.

Cada uno de los tres estanques disipadores admiten un caudal de 160 m<sup>3</sup>/s y descargan al canal enrocado 480 m<sup>3</sup>/s que se restituyen completamente al Río Pilatón.

**Figura 3.9:** Vista en Planta del vertedero, disipador de energía y canal enrocado



**Fuente:** CELEC E.P., HIDROTOAPI, LOMBARDI S.A. "Proyecto hidroeléctrico Toachi Pilatón - Memoria Técnica - Diseño Hidráulico Captación Pilatón". Quito. 2010.

### 3.5.3.1 Diseño de los vertederos de excesos, compuertas y clapetas radiales

El vertedero de cimacio, presentado en la figura 3.10, ha sido diseñado bajo los criterios que expone el USBR, conocida la carga de diseño  $H_d$  sobre la cresta del

vertedero se selecciona un perfil de tipo WES del USA Corps of Engineers, que se define con la ecuación 3.9 y es función de la carga de diseño, así como de la inclinación del paramento aguas arriba.

$$X^n = K \cdot H_d^{n-1} (Y) \quad (3.9)$$

donde:

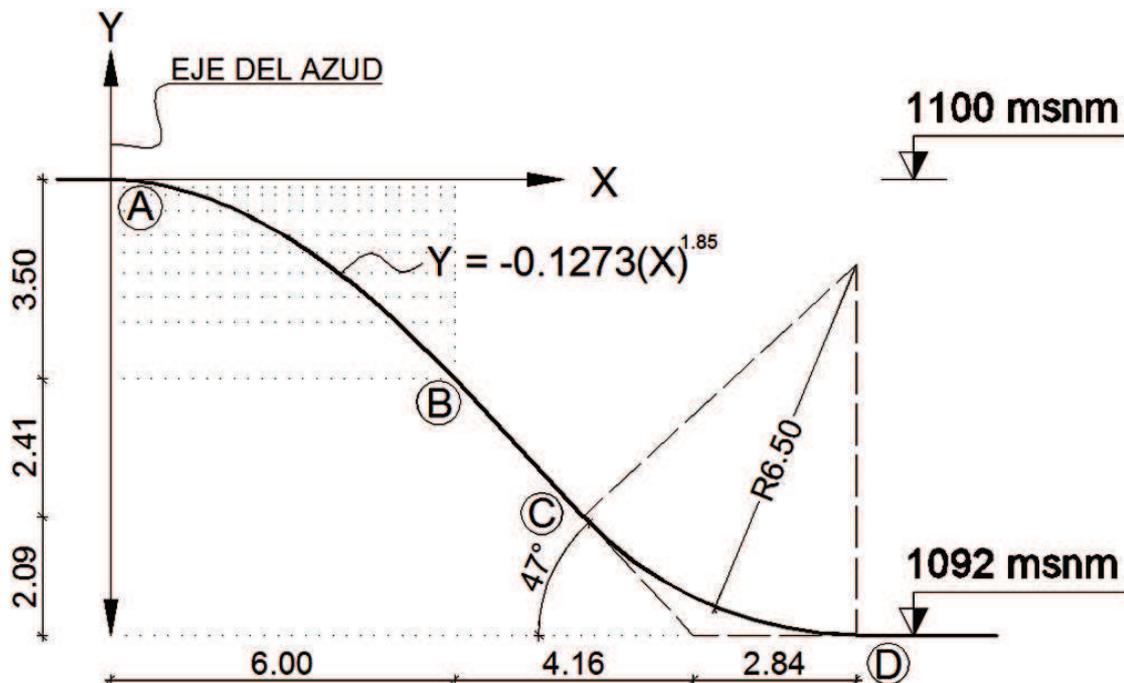
**x:** coordenada horizontal desde el inicio de la caída. [m]

**y:** coordenada horizontal desde el inicio de la caída. [m]

**K, n:** coeficientes de paramento vertical,  $K=2$ ,  $n=1.85$

**$H_d$ :** carga de diseño sobre la cresta del vertedero. [5.00 m]

**Figura 3.10:** Perfil del vertedero tipo WES del USA Corps of Engineers



**Fuente:** CELEC E.P., HIDROTOAPI, LOMBARDI S.A. "Proyecto hidroeléctrico Toachi Pilatón - Memoria Técnica - Diseño Hidráulico Captación Pilatón". Quito. 2010.

El perfil de la ecuación 3.9 avanza desde A hasta B, en B se inicia una tangente al cimacio que forma un ángulo de 47° con la horizontal y finaliza en C, desde la posición C hasta D se tiene un enlace de radio circular que es tangente a la recta BC y a la solera horizontal del estanque disipador.

**Cuadro 3.4:** Principales características geométricas del vertedero de excesos.

VERTEDERO DE EXCESOS		
Número de vertederos	[u]	3.00
Ancho del vertedero	[m]	8.20
Número de pilas centrales	[u]	2.00
Número de pilas extremas	[u]	1.00
Radio de Pilas	[m]	1.25
Ancho de muros	[m]	2.50
Ancho total	[m]	32.10
Longitud total	[m]	17.00
Altura total	[m]	8.00
Nivel de la cresta	[msnm]	1100.00
Nivel a la salida	[msnm]	1092.00

**Fuente:** CELEC E.P., HIDROTOAPI, LOMBARDI S.A. “Proyecto hidroeléctrico Toachi Pilatón - Memoria Técnica - Diseño Hidráulico Captación Pilatón”. Quito. 2010.

La curva de descarga del vertedero de excesos, planteada por Lombardi, se establece mediante la ecuación 3.10 y corresponde a cada uno de los tres vertederos formados por las pilas y sus muros divisores. La base efectiva que se toma en cuenta debido a la contracción por pilas se determina mediante la ecuación 3.11.

$$Q_d = C_o \cdot B_{ef} \cdot H_d^{3/2} \quad (3.10)$$

donde:

$Q_d$ : caudal de diseño de los vertederos de excesos sin control. [160 m<sup>3</sup>/s]

$C_o$ : coeficiente de diseño del vertedero de cimacio. [ $C_o=2$ ]

$B_{ef}$ : ancho efectivo del vertedero. [m]

$H_d$ : carga de diseño sobre la cresta del vertedero. [5.00 m]

$$B_{ef} = B - 0.1(N \cdot H_d) \quad (3.11)$$

donde:

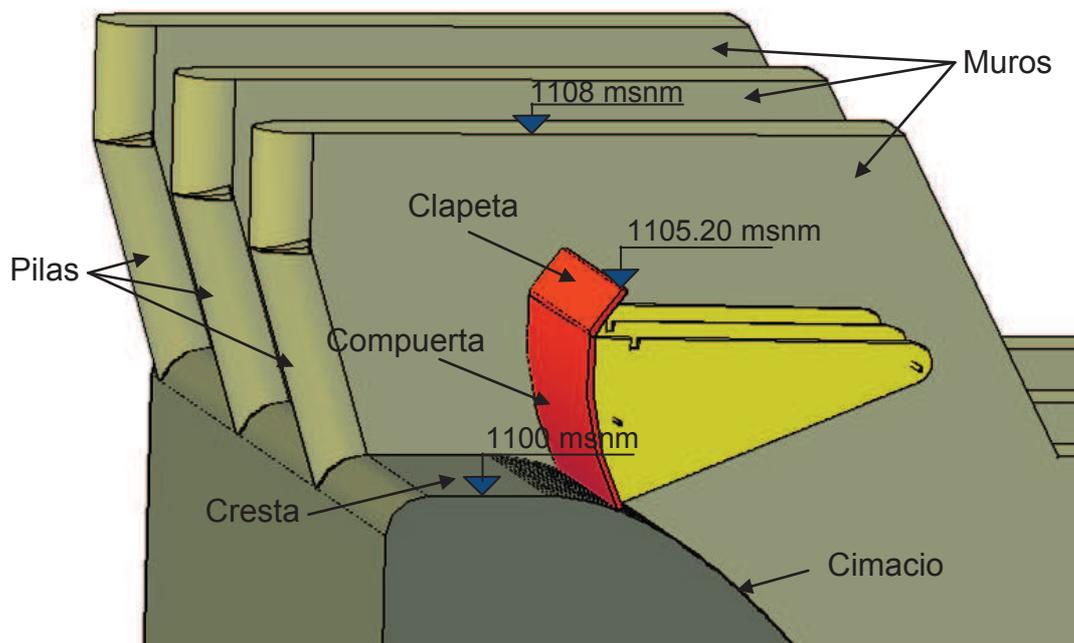
$B_{ef}$ : ancho efectivo del vertedero. [m]

$B$ : ancho del vertedero. [8.2 m]

$N$ : número de pilas intermedias. [ $N=2$ ]

$H_d$ : carga de diseño sobre la cresta del vertedero. [5.00 m]

**Figura 3.11:** Vista del vertedero 3 con su respectiva compuerta y clapeta radial



**Fuente:** CELEC E.P., HIDROTOAPI, LOMBARDI S.A. "Proyecto hidroeléctrico Toachi Pilatón - Memoria Técnica - Diseño Hidráulico Captación Pilatón". Quito. 2010.

**Cuadro 3.5:** Principales características geométricas de compuertas y clapetas

COMPUERTAS RADIALES Y CLAPETAS		
Número de compuertas	[u]	3.00
Ancho de compuerta	[m]	8.20
Radio de compuerta	[m]	8.20
Altura de compuerta	[m]	3.80
Número de clapetas	[u]	3.00
Ancho de clapeta	[m]	8.20
Radio de clapeta	[m]	8.20
Altura de clapeta	[m]	1.40
Altura total del conjunto	[m]	5.20
Nivel superior de clapeta	[msnm]	1105.20

**Fuente:** CELEC E.P., HIDROTOAPI, LOMBARDI S.A. "Proyecto hidroeléctrico Toachi Pilatón - Memoria Técnica - Diseño Hidráulico Captación Pilatón". Quito. 2010.

La curva de descarga de las compuertas radiales, propuesta por Lombardi, se define mediante la ecuación 3.12 y la descarga de las clapetas radiales se establece a través de la ecuación 3.13. Estos dispositivos de control permiten la estabilización permanente del nivel normal de operación que se dispone para la

cota 1105 msnm frente al azud móvil y frente a la obra de toma, la regulación fina se realiza mediante aperturas simultáneas de las tres clapetas y para la descarga de excesos considerables se realizan aperturas parciales y ordenadas de las compuertas radiales según el escenario de cauda que se presente.

$$Q_d = C_d \cdot a \cdot B \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H_d} \quad (3.12)$$

donde:

**Q<sub>d</sub>**: caudal de diseño de la compuerta radial. [100 m<sup>3</sup>/s]

**C<sub>d</sub>**: coeficiente de descarga de la compuerta radial. [C<sub>d</sub>=0.684]

**a**: apertura de la compuerta, apertura máxima. [a = 1.8 m]

**B**: ancho del vertedero. [8.2 m]

**g**: aceleración de la gravedad. [9.81 m/s<sup>2</sup>]

**H<sub>d</sub>**: carga de diseño sobre la cresta del vertedero. [5.00 m]

$$Q_d = C_o \cdot B_{ef} \cdot H_c^{3/2} \quad (3.13)$$

donde:

**Q<sub>d</sub>**: caudal de diseño de la clapeta radial. [21 m<sup>3</sup>/s]

**C<sub>o</sub>**: coeficiente de descarga de la clapeta radial. [C<sub>o</sub>=2.00]

**B<sub>ef</sub>**: ancho efectivo del vertedero. [m]

**H<sub>c</sub>**: carga de diseño sobre la cresta de la clapeta. [1.20 m]

El ancho efectivo para la descarga de clapetas se obtiene de la ecuación 3.11 pero reemplazando la carga de diseño de la clapeta.

### 3.5.3.2 Diseño de los estanques disipadores de energía

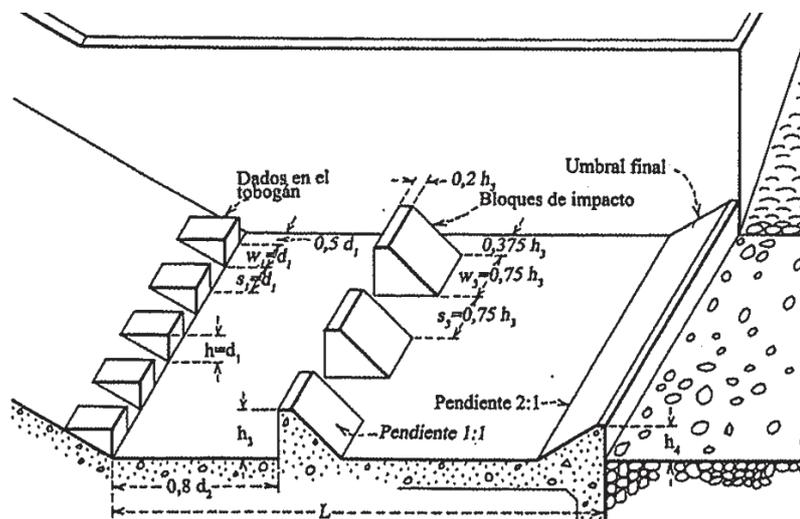
Los estanques disipadores son diseñados para un caudal de 160 m<sup>3</sup>/s que es descargado por la cresta del vertedero desde una altura de 8 m respecto a la solera del disipador, considerando el nivel de la superficie libre del agua en la cota 1105 msnm aguas arriba en el canal de aproximación, en una sección en la que se pueda despreciar la carga de velocidad se establece la energía total por unidad de peso del flujo, para determinar el calado contraído y la velocidad media del flujo en la sección inicial del disipador, a partir de estos resultados se realiza el

cálculo correspondiente para determinar el calado conjugado y la longitud del resalto hidráulico.

Lombardi S.A. utiliza como referencia el estanque tipo III recomendado por el USBR para números de Froude mayores que 4.5, este dissipador presenta longitudes muy cortas ya que dispone de grandes bloques de impacto y el umbral continuo de sección trapecial ubicado al final. El estanque dissipador para la Captación Pilatón no dispone de dados deflectores ni bloques de impacto en la solera del dissipador, solo incluye el umbral final diseñado con la relación  $z_3/y_1=1.55$  y la longitud del estanque se considera con la relación  $L/y_2=3.70$ . Estos parámetros adoptados no concuerdan con los recomendados por el USBR, debido a que el número de Froude es menor que 4.5 y se estiman valores mayores a los recomendados para el estanque tipo III.

Estos cuencos tienen limitado su uso para velocidades menores a  $18 \text{ m}^3/\text{s}$ , puesto que los bloques son propensos a destruirse debido al fuerte impacto de chorros de alta velocidad o puede darse el caso de cavitación en las superficies de los bloques o en la solera del dissipador.

**Figura 3.12:** Estanque tipo III para números de Froude mayores que 4.5



**Fuente:** U.S. Bureau of Reclamation. "Diseño de Presas Pequeñas". España. 2007

En el cuadro 3.6 se presenta la hoja de cálculo realizada por Lombardi para el dimensionamiento del dissipador de energía de la Captación Pilatón, en este se consideran las condiciones aguas arriba en el canal de aproximación y aguas

abajo en el canal enrocado, para definir las características del flujo inicial y final del resalto hidráulico en los estanques disipadores. El nivel de agua en el canal enrocado es analizado mediante las respectivas curvas de remanso que se generan desde aguas abajo debido a las secciones del cauce natural del Río Pilatón.

**Cuadro 3.6:** Características hidráulicas del estanque disipador

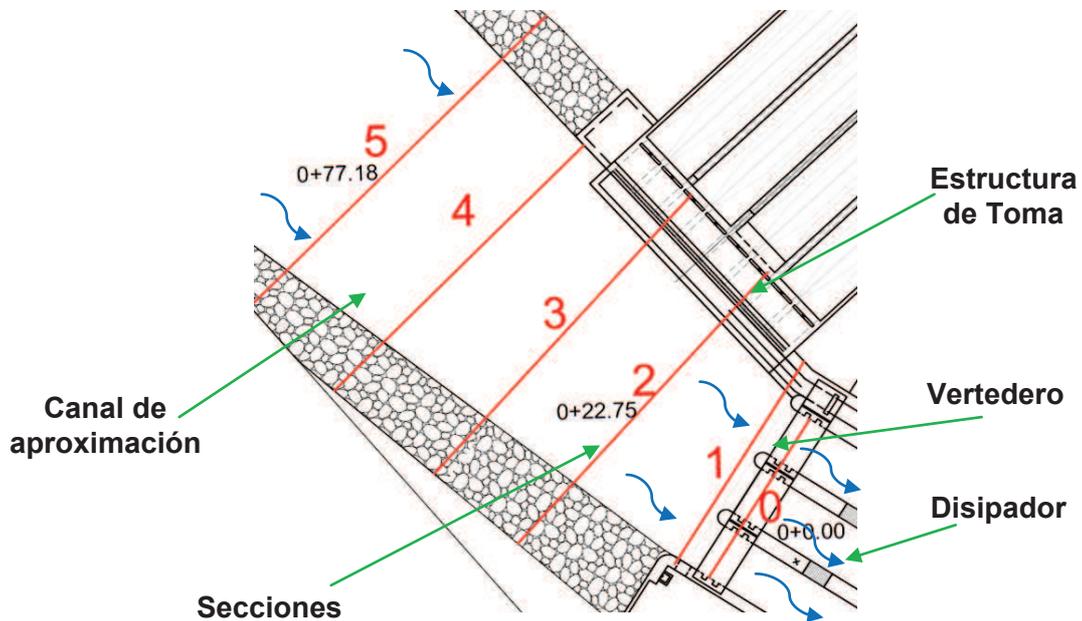
<b>Datos:</b>		
Caudal de crecida	Q [m <sup>3</sup> /s]	160.00
Carga total sobre vertedero	Hd [m]	5.000
Nivel plataforma de aproximación	[msnm]	1099.00
Nivel cresta de vertedero (msnm)	[msnm]	1100.00
Nivel solera del disipador (msnm)	[msnm]	1092.00
Ancho del disipador (m)	B [m]	8.20
<b>Cálculo del resalto hidráulico:</b>		
Energía a disipar (m)	E [m]	13.000
Calado en entrada de disipador (m)	y1 [m]	1.287
Función para cálculo calado entrada	E1 [m]	13.002
Velocidad de entrada en disipador (m/s)	V1 [m/s]	15.16
Número de Froude	F1	4.27
Calado conjugado (m)	y2 [m]	7.149
Cota del resalto	[msnm]	1099.15
Cota del muro del disipador (msnm)	[msnm]	1102.00
Longitud del resalto (m)	LRH [m]	26.45
Longitud adoptada del estanque (m)	Led [m]	27.00
Longitud del cuenco para una estructura tipo III del US Bureau of Reclamation		
Cota de agua del río Pilatón	[msnm]	1098.70

**Fuente:** CELEC E.P., HIDROTOAPI, LOMBARDI S.A. "Proyecto hidroeléctrico Toachi Pilatón - Memoria Técnica - Diseño Hidráulico Captación Pilatón". Quito. 2010.

El diseño realizado por Lombardi presenta los mismos resultados de la evaluación del primer caso analizado en el capítulo 2, la diferencia radica en la estimación de la longitud del resalto hidráulico, pues se calcula el calado conjugado mediante el equilibrio de Momentum sin la introducción de fuerzas externas y se asume la longitud como  $L_{RH} = 3.70(y_2)$ . Para el caso del resalto normal sin obstáculos el USBR recomienda una longitud  $L_{RH} = 5.90(y_2)$  que es superior a la estimada por Lombardi, aunque en este caso no se evalúa los efectos del umbral en la reducción de la longitud y la disminución del calado a la salida de los estanques disipadores, en consecuencia el calado conjugado mayor supera por 0.45 m al calado establecido en el canal enrocado, justo en la sección de salida de los



**Figura 3.14:** Secciones consideradas para la modelación en HEC-RAS del flujo en el canal de aproximación, aguas arriba del vertedero sin control



**Elaborado por:** Pablo Paredes.

Con el fin de verificar los niveles de agua en el canal de aproximación para la descarga libre sobre los vertederos de excesos, se limita el análisis a los caudales mayores que  $340 \text{ m}^3/\text{s}$  y menores que  $480 \text{ m}^3/\text{s}$ . Con la ayuda del programa HEC-RAS se realiza la modelación del canal de aproximación hasta la cresta de los vertederos de excesos, en la figura 3.14 se presenta el esquema de las secciones evaluadas aguas arriba del azud móvil.

La sección 2 se considera adecuada para establecer la energía específica en el canal de aproximación y esta es la que regula la descarga del vertedero de excesos, ya que se obtiene la carga  $H_d$  sobre la cresta en una sección donde el flujo todavía es estable, de esta manera también se puede determinar la altura total de energía  $H_0$ , para realizar el balance energético con la sección inicial de los estanques disipadores y así obtener el calado contraído.

En el cuadro 3.7 se resume las características hidráulicas que presenta la sección 2 para los 4 caudales evaluados en el HEC-RAS considerando un flujo subcrítico regulado por la sección 0 del vertedero de excesos y asumiendo que sobre la cresta se presenta el calado crítico.

**Cuadro 3.7:** Características del flujo en el canal de aproximación para caudales mayores que 340 m<sup>3</sup>/s y menores que 480 m<sup>3</sup>/s, con una descarga libre del vertedero y con la obra de toma cerrada

Características de la sección 2 en el canal de aproximación							
Caudal	Carga de posición	Calado de agua	Carga de velocidad	Energía Total Inicial	Velocidad	Froude	Carga sobre la cresta
Q	z <sub>o</sub>	y <sub>o</sub>	V <sup>2</sup> <sub>o</sub> /2g	H <sub>o</sub>	V <sub>o</sub>	Fr <sub>o</sub>	H <sub>d</sub>
[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]		[m]
340	7.50	4.51	0.16	12.17	1.81	0.29	4.17
380	7.50	4.82	0.17	12.49	1.85	0.28	4.49
440	7.50	5.27	0.18	12.95	1.90	0.28	4.95
480	7.50	5.58	0.19	13.27	1.93	0.28	5.27

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

Para los escenarios bajo los cuales la obra de toma permanece abierta, el nivel de agua en la sección 2 se mantiene constante en la cota 1105 msnm, regulada por clapetas hasta un caudal de 103 m<sup>3</sup>/s y por las compuertas hasta un caudal de 340 m<sup>3</sup>/s. Para realizar la evaluación del resalto hidráulico, en cada escenario de operación del azud móvil, se plantea que la energía inicial se mantiene en H<sub>o</sub>=13.00 m debido a la regulación que se realiza para garantizar el nivel normal de operación de la toma.

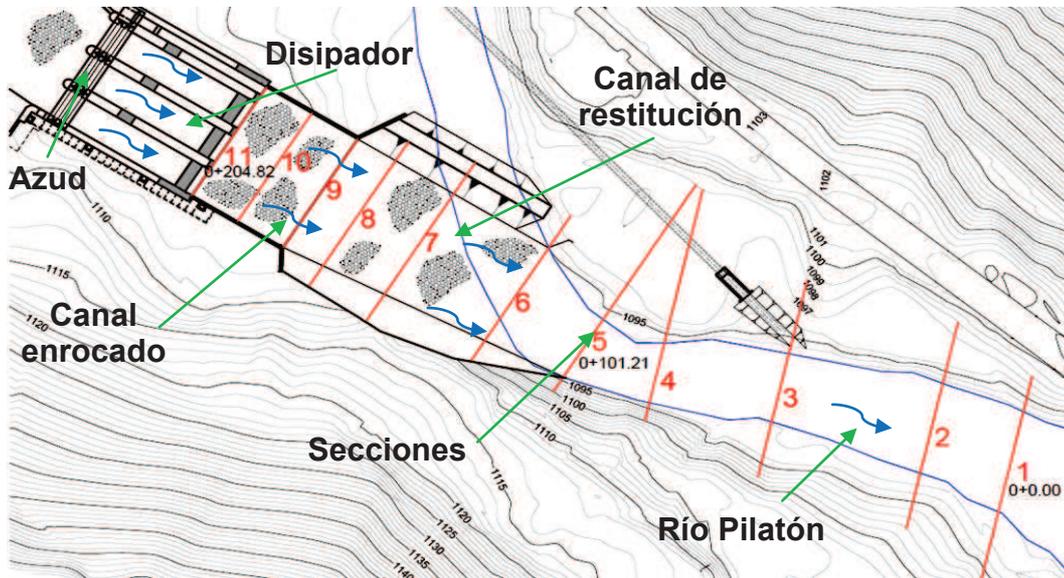
### 3.5.5 EVALUACIÓN DEL FLUJO EN EL CANAL ENROCADO, AGUAS ABAJO DE LA DESCARGA DE LOS DISIPADORES DE ENERGÍA

Las características hidráulicas que se presentan en el canal enrocado son muy importantes, debido a que la estabilización del resalto hidráulico depende de la energía específica que posee el flujo subcrítico regulado desde aguas abajo. Para que el resalto hidráulico encuentre la sección de equilibrio, a la salida de los disipadores, el calado normal en el canal enrocado debe ser igual o mayor al calado que se presenta sobre el umbral del estanque disipador.

Para obtener los niveles de agua en la salida de los estanques disipadores se utiliza el programa HEC-RAS, que permite modelar las secciones del canal enrocado, del canal de restitución y del cauce natural del río, suponiendo un flujo subcrítico hacia aguas arriba que es regulado por el estrechamiento del cauce

natural en una sección aguas abajo. En la figura 3.15 se indica las secciones tomadas en cuenta para la modelación.

**Figura 3.15:** Secciones consideradas para la modelación en HEC-RAS del flujo en el canal enrocado, aguas abajo del estanque disipador



**Elaborado por:** Pablo Paredes.

Para la modelación se ha tomado en cuenta los caudales máximos evacuados en cada escenario de operación del azud móvil y los 4 caudales evaluados a partir del cierre de la toma. Para la operación de clapetas se establece  $63 \text{ m}^3/\text{s}$ , para compuertas se evalúa  $100$ ,  $200$  y  $300 \text{ m}^3/\text{s}$ ; cabe destacar que aguas arriba de la toma el caudal es  $40 \text{ m}^3/\text{s}$  mayor, para luego ser derivados por la toma y los excesos evacuados por el vertedero controlado.

En el cuadro 3.8 se presentan las principales características hidráulicas para la sección 11, la cual es ubicada en la salida de los estanques disipadores al canal enrocado, se establecen los caudales evacuados cuando la estructura de toma permanece abierta; en el cuadro 3.9 se evalúan las características de la sección 11 para los caudales de crecidas, para los cuales se cierra la toma.

De los resultados obtenidos mediante la modelación con el programa HEC-RAS, se puede observar que el canal enrocado está ubicado en una zona donde se establece un flujo subcrítico regulado por el estrechamiento del cauce natural del río en la sección 5, que se encuentra  $103.61 \text{ m}$  aguas abajo de la salida de los

estanques disipadores, como indica la figura 3.13, por tanto se genera un estanque natural aguas arriba de la sección 5 y aguas abajo del canal enrocado que permite mantener las condiciones adecuadas de un flujo subcrítico con números de Froude bajos a la salida de los estanques disipadores.

**Cuadro 3.8:** Características del flujo en el canal enrocado para los caudales normales de operación de clapetas y compuertas radiales.

Características del flujo en la sección 11 del canal enrocado							
Caudal	Carga de posición	Calado de agua	Carga de velocidad	Energía Total	Energía Específica	Velocidad	Froude
Q	$z_4$	$y_4$	$V^2_4/2g$	$H_4$	$E_4$	$V_4$	$Fr_4$
[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	
63	2.00	1.54	0.07	3.61	1.61	1.18	0.30
100	2.00	1.89	0.12	4.01	2.01	1.53	0.36
200	2.00	2.83	0.21	5.04	3.04	2.04	0.39
300	2.00	3.66	0.28	5.94	3.94	2.37	0.40

Elaborado por: Pablo Paredes.

**Cuadro 3.9:** Características del flujo en el canal enrocado para los caudales de crecida que se evacuan libremente por el vertedero de excesos.

Características del flujo en la sección 11 del canal enrocado							
Caudal	Carga de posición	Calado de agua	Carga de velocidad	Energía Total	Energía Específica	Velocidad	Froude
Q	$z_4$	$y_4$	$V^2_4/2g$	$H_4$	$E_4$	$V_4$	$Fr_4$
[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	
340	2.00	3.98	0.31	6.29	4.29	2.47	0.40
380	2.00	4.26	0.34	6.60	4.60	2.58	0.40
440	2.00	4.63	0.38	7.01	5.01	2.75	0.41
480	2.00	4.82	0.42	7.24	5.24	2.88	0.42

Elaborado por: Pablo Paredes.

### 3.5.6 ANÁLISIS DEL RESALTO HIDRÁULICO PARA LOS ESCENARIOS DE OPERACIÓN NORMAL DEL AZUD MÓVIL

Establecidas las condiciones del flujo aguas arriba del azud móvil y aguas abajo del disipador de energía, se procede al análisis del resalto hidráulico para los escenarios de operación normal B, C, D y F del azud móvil, en los cuales se estima el caudal máximo para cada escenario.

Cabe destacar que para el escenario B, en el cual las clapetas se abaten totalmente, se produce una descarga que impacta sobre el cimacio del vertedero y no se define el resalto hidráulico estudiado para el diseño del dissipador de energía, puesto que el chorro que impacta en el vertedero se descarga hacia un estanque y disipa considerablemente su energía debido al bajo caudal que se presenta en este escenario y corresponde a  $21 \text{ m}^3/\text{s}$  en cada estanque dissipador

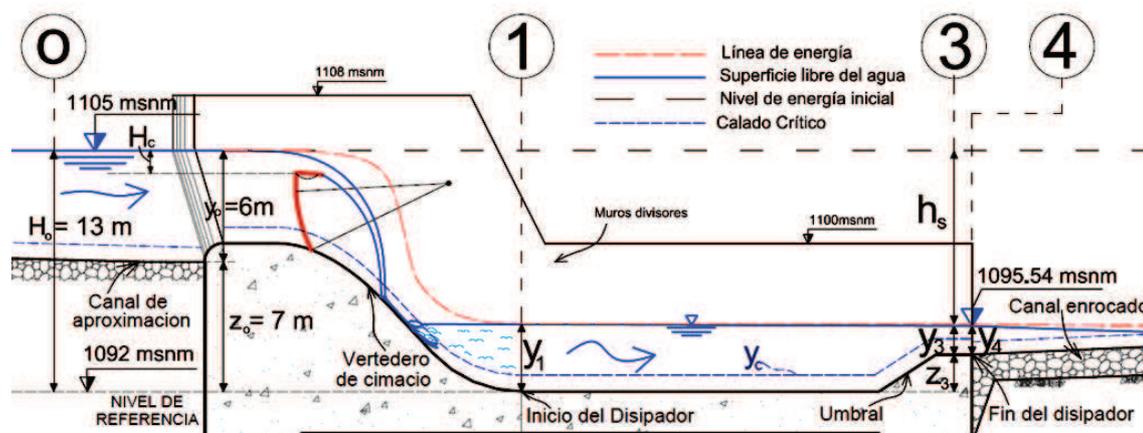
Para los escenarios C, D y F se opera las compuertas para descargar el caudal máximo establecido para cada escenario, esto permite definir el caudal de  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  para el cual se estima el calado contraído al inicio del dissipador y el calado final sobre el umbral en la salida al canal enrocado, estos valores se mantienen constantes para los tres escenarios estudiados ya que no se supera el caudal máximo en cada estanque. La variación que presentan estos escenarios se debe al nivel aguas abajo en el canal enrocado como se indica en el cuadro 3.8.

El resalto hidráulico se evalúa con la ecuación 2.26 que indica la variación de la cantidad de movimiento, pero en este caso se estima que el resalto se ha desarrollado completamente hasta la sección 2, es decir que antes del umbral se presenta el calado conjugado mayor  $y_2$  que influye en el cálculo de  $F_{Ux}$ .

### **3.5.6.1 Escenario B, operación simultánea de clapetas para la descarga máxima de diseño $Q_d = 63 \text{ m}^3/\text{s}$**

Para este escenario se ha establecido que por el canal de aproximación ingresa un caudal de  $103 \text{ m}^3/\text{s}$  y se derivan  $40 \text{ m}^3/\text{s}$  a través de la estructura de toma, aguas abajo frente al azud móvil se regula el nivel normal de operación  $1105 \text{ msnm}$ , mediante el abatimiento máximo de las clapetas, por tanto se dispone una carga de diseño sobre la cresta de la clapeta  $H_c = 1.20 \text{ m}$ , para descargar un exceso de caudal igual a  $63 \text{ m}^3/\text{s}$ , el cual es repartido equitativamente a los tres estanques dissipadores de energía. En la figura 3.16 se presenta el esquema de la descarga de  $21 \text{ m}^3/\text{s}$  por cada dissipador.

Figura 3.16: Esquema del escenario B, descarga máxima de clapetas radiales



Elaborado por: Pablo Paredes.

La descarga máxima a través de las clapetas no provoca un resalto hidráulico en la solera horizontal del estanque, el chorro supercrítico que impacta en el perfil del vertedero, escurre hasta introducirse en un estanque formado por las condiciones de aguas abajo, de esta manera se determina un resalto sumergido muy estable.

**Cuadro 3.10:** Características de la disipación de energía durante la operación máxima de las clapetas radiales

MAGNITUD	UNIDAD	SECCIÓN DE ANÁLISIS				
		CANAL DE APROXIMACIÓN 0	INICIO DEL DISIPADOR 1	FIN DEL DISIPADOR 3	CANAL ENROCADO 4	
Caudal	<b>Q</b>	[m³/s]	63	21	21	63
Caudal unitario	<b>q</b>	[m²/s]	1.96	2.56	2.56	1.82
Referencia 1092 msnm	<b>z</b>	[m]	7.00	0.00	2.00	2.00
Calado	<b>y</b>	[m]	6.00	3.64	1.54	1.54
Velocidad	<b>V</b>	[m/s]	0.33	0.70	1.66	1.18
Froude	<b>Fr</b>	[-]	0.04	0.12	0.43	0.30
Carga Total	<b>H</b>	[m]	13.01	3.66	3.68	3.61
Energía Específica	<b>E</b>	[m]	6.01	3.66	1.68	1.61
Pérdida de Energía	<b>h<sub>s</sub></b>	[m]	-	-	9.32	-
Porcentaje de pérdidas	<b>h<sub>s</sub>/H<sub>0</sub></b>	[%]	-	-	71.7%	-

Elaborado por: Pablo Paredes.

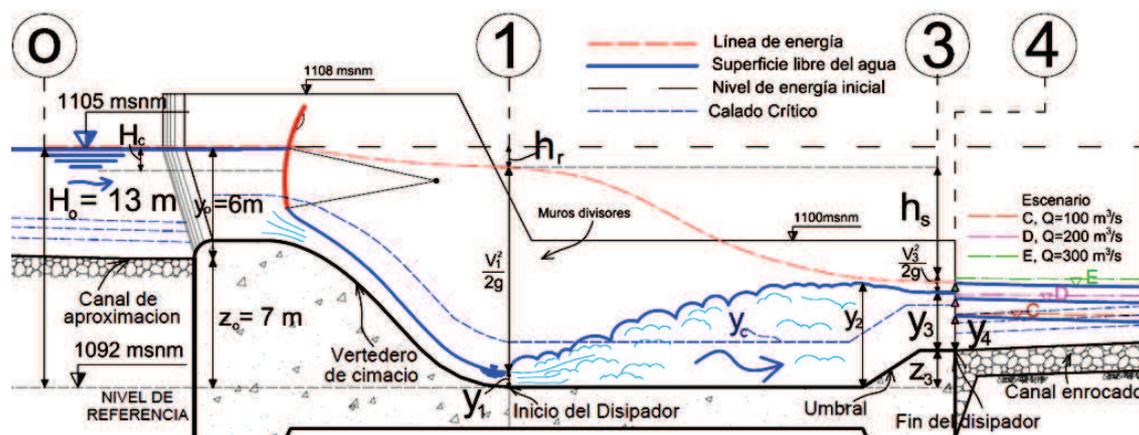
En el cuadro 3.10 se presentan las características hidráulicas del flujo a través de las secciones analizadas en la figura 3.16, se observa que el flujo disipa rápidamente la energía en el punto de impacto y en la introducción al estanque, para luego estabilizarse en el estanque disipador ya que las características del flujo son reguladas por las condiciones aguas abajo del umbral de salida. La energía disipada es evaluada respecto a la energía inicial en la sección 0.

En este caso se aplica la ecuación de cantidad de movimiento para determinar el calado aguas arriba ya que se conocen las condiciones aguas abajo, es por esto que se presenta una ligera incompatibilidad con el balance de energía entre 1 y 3.

### 3.5.6.2 Escenario C, D y E, operación ordenada de compuertas para la descarga máxima de diseño por cada una de ellas

Cada compuerta radial puede evacuar un caudal de  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ , con una apertura máxima de 1.80 m y una carga de agua sobre la cresta del vertedero igual a 5 m. Para los escenarios de operación de las compuertas radiales se establece un orden de apertura, comenzando por la compuerta 1 de la margen izquierda, luego la compuerta 3 de la margen derecha y finalmente la compuerta 2 ubicada en la parte central.

**Figura 3.17:** Esquema de los escenarios C, D y E, operación de compuertas



**Elaborado por:** Pablo Paredes.

En la figura 3.17 se presenta la descarga de cada compuerta y el resalto hidráulico en cada estanque disipador, debido a que estas condiciones no varían en cada escenario solo se indican las variaciones del flujo que se establecen en el

canal enrocado y que se indican en el cuadro 3.8, de acuerdo a los resultados obtenidos con el programa HEC-RAS.

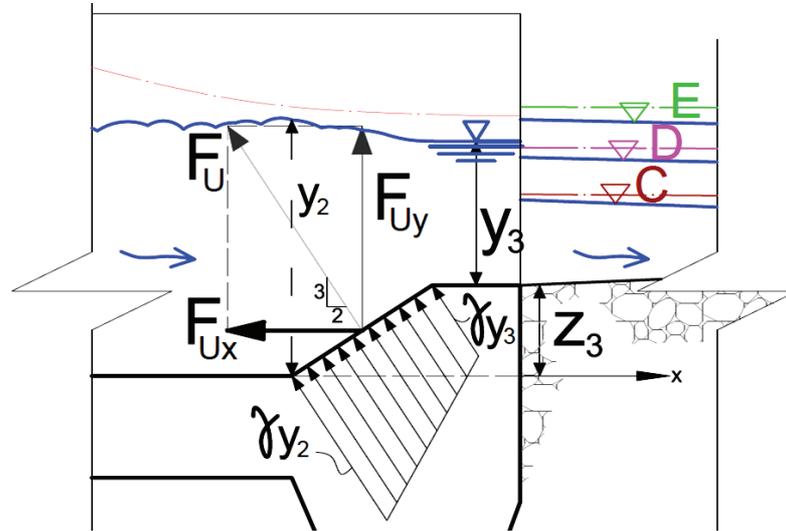
**Cuadro 3.11:** Características de la disipación de energía durante la operación máxima de las compuertas radiales

			SECCIÓN DE ANÁLISIS								
MAGNITUD		UNIDAD	CANAL DE APROXIMACIÓN			INICIO DEL DISIPADOR	ANTES DEL UMBRAL	FIN DEL DISIPADOR	CANAL ENROCADO		
			0			1	2	3	4		
ESCENARIO			C	D	E	C, D, E	C,D,E	C, D, E	C	D	E
Caudal	<b>Q</b>	[m <sup>3</sup> /s]	100	200	300	100	100	100	100	200	300
Ancho de base	<b>B</b>	[m]	32.1	32.1	32.1	8.2	8.2	8.2	34.6	34.6	34.6
Caudal unitario	<b>q</b>	[m <sup>2</sup> /s]	3.12	6.23	9.35	12.20	12.20	12.20	2.89	5.78	8.67
Referencia 1092 msnm	<b>z</b>	[m]	7.00	7.00	7.00	0.00	0.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Calado	<b>y</b>	[m]	6.00	6.00	6.00	0.83	5.65	3.18	1.89	2.83	3.66
Velocidad	<b>V</b>	[m/s]	0.52	1.04	1.56	14.74	2.16	3.83	1.53	2.04	2.37
Froude	<b>Fr</b>	[-]	0.07	0.14	0.20	5.17	0.29	0.69	0.36	0.39	0.40
Carga Total	<b>H</b>	[m]	13.01	13.05	13.12	11.90	5.89	5.93	4.01	5.04	5.95
Energía Específica	<b>E</b>	[m]	6.01	6.05	6.12	11.90	5.89	3.93	2.01	3.04	3.95
Pérdida de Energía	<b>h<sub>r</sub>, h<sub>s</sub></b>	[m]	-	-	-	1.11	6.01	5.97	-	-	-
Pérdida en vertedero	<b>h<sub>r</sub>/H<sub>0</sub></b>	[%]	-	-	-	8.6%	-	-	-	-	-
Eficiencia del Resalto	<b>h<sub>s</sub>/H<sub>1</sub></b>	[%]	-	-	-	-	50.5%	50.2%	-	-	-
Longitud estanque	<b>L<sub>ed</sub></b>	[m]	Lombardi SA			27.00			Longitud del canal enrocado = 26.50 m.		
Longitud resalto	<b>L<sub>RH</sub></b>	[m]	Forster y Skrinde			25.91					
Longitud resalto	<b>L<sub>RH</sub></b>	[m]	USBR			34.49					

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

El cálculo del calado  $y_3$  se realiza asumiendo que el resalto hidráulico normal se desarrolla completamente y alcanza el calado conjugado  $y_2$  al inicio del umbral, por esta razón se evalúa la fuerza  $F_{Ux}$  con la ecuación 3.16 y se representa como indica la figura 3.18, aquí se observa que la fuerza de oposición que presenta el umbral también depende del calado  $y_2$ ; a diferencia de lo establecido en la ecuación 2.29 para el segundo caso y el caudal de diseño  $Q_d=160 \text{ m}^3/\text{s}$ , en donde  $F_{Ux}$  solo depende del calado  $y_3$ , ya que se asume que el resalto hidráulico no se desarrolla completamente y se interrumpe con el umbral continuo.

**Figura 3.18:** Esquema de la fuerza de oposición al movimiento que presenta el umbral continuo de sección trapecial, al final del estanque disipador.



**Elaborado por:** Pablo Paredes.

$$F_U = \frac{\sqrt{13}}{2} [\gamma y_2 + \gamma y_3] \quad (3.14)$$

$$F_{Ux} = \frac{2}{\sqrt{13}} \left[ \frac{\sqrt{13}}{2} \gamma (y_2 + y_3) \right] \quad (3.15)$$

$$F_{Ux} = \gamma (y_2 + y_3) \quad (3.16)$$

El resalto hidráulico normal en los estanques disipadores de energía es semejante en los tres escenarios, pero los niveles en el canal enrocado varían considerablemente al igual que la energía específica del flujo, esto define las características del resalto para cada escenario. Para el escenario E el resalto se confina en la longitud de los estanques disipadores presentándose un resalto ligeramente sumergido; para los escenarios C y D el resalto hidráulico podría avanzar al canal enrocado hasta encontrar el equilibrio, causando problemas de socavación en la solera debido a las altas velocidades.

En el cuadro 3.11 se presentan los resultados obtenidos del análisis de los escenarios C, D y E, en los cuales se operan las compuertas radiales a su máxima capacidad. Se analiza las secciones 0, 1, 3 y 4, los valores obtenidos para el resalto hidráulico entre las secciones 1 y 3 son establecidos para el

escenario C, dado que los resultados para D y E son muy similares, pero varían ligeramente debido al incremento de la carga de velocidad aguas arriba del azud móvil, esto provoca una reducción del calado contraído, el aumento de la carga de velocidad en la sección 1 y en consecuencia el aumento del calado en la sección 3, pero este incremento no supera el 2% del calado  $y_3$  presentado.

Se asume un coeficiente  $k=0.1$  para determinar la pérdida de energía en función de la carga de velocidad en la sección 1, de esta manera se asumen las pérdidas en la descarga bajo la compuerta y el escurrimiento por el vertedero, esta pérdida equivale al 8.6% de la energía inicial.

El número de Froude  $Fr_1=5.17$  caracteriza un resalto hidráulico estable, cuya eficiencia es del 50.2% aproximadamente, en este resalto se reduce la dependencia del nivel de agua en el canal enrocado.

La longitud del resalto hidráulico, establecida de manera conservadora por el USBR, supera la longitud del estanque disipador pero no toma en cuenta el efecto del umbral en la reducción del calado y la longitud del resalto hidráulico. Según Forster y Skrinde el resalto hidráulico se desarrolla dentro de los estanques disipadores puesto que su longitud se establece menor que la dispuesta por Lombardi para el estanque disipador.

La operación del azud móvil, establecida por Lombardi, no garantiza un resalto hidráulico estable para los escenarios C Y D, debido a que el calado  $y_3$  resultante supera al calado  $y_4$  en el canal enrocado, esto indica que el caudal máximo evacuado por cada compuerta, en cada escenario es excesivo y genera calados conjugados altos por lo que el resalto hidráulico no logra estabilizarse al final del estanque disipador.

### **3.5.7 OPERACIÓN NORMAL DE COMPUERTAS RADIALES PARA GARANTIZAR UN RESALTO HIDRÁULICO ESTABLE**

El resalto hidráulico se estabiliza bajo las condiciones que presenta el flujo aguas abajo de la salida de los disipadores, por tanto se establecen los niveles de agua en el canal enrocado para distintos caudales evacuados, de esta manera se puede regular la descarga por cada compuerta para generar en cada estanque

disipador un resalto hidráulico que logre su estabilidad dentro de los estanques disipadores, generándose un calado  $y_3$  menor o igual al calado  $y_4$ .

Mediante la ayuda del programa HEC-RAS se obtienen las características del flujo en la sección 11 del canal enrocado, justo a la salida de los estanques disipadores, como se indica en la figura 3.15; para este caso se evalúan los caudales evacuados mayores a  $63 \text{ m}^3/\text{s}$  y menores a  $300 \text{ m}^3/\text{s}$ , que corresponde al rango de operación de las compuertas radiales. En el cuadro 3.12, se indican las características hidráulicas de la sección 11, que presenta un flujo subcrítico regulado desde aguas abajo por el estrechamiento del cauce natural del río.

**Cuadro 3.12:** Características del flujo en el canal enrocado para el rango de caudales en la operación adecuada de las compuertas radiales

Características de la sección 11 en el canal enrocado						
Caudal	Carga de posición	Calado de agua	Carga de velocidad	Energía Total Inicial	Velocidad	Froude
<b>Q</b>	<b><math>z_4</math></b>	<b><math>y_4</math></b>	<b><math>V^2_4/2g</math></b>	<b><math>H_4</math></b>	<b><math>V_4</math></b>	<b><math>Fr_4</math></b>
[ $\text{m}^3/\text{s}$ ]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	
64	2.00	1.55	0.08	3.63	1.19	0.31
100	2.00	1.89	0.12	4.01	1.53	0.36
120	2.00	2.08	0.14	4.22	1.67	0.37
180	2.00	2.65	0.20	4.85	1.96	0.38
210	2.00	2.92	0.22	5.14	2.08	0.39
250	2.00	3.25	0.25	5.50	2.22	0.39
280	2.00	3.50	0.27	5.77	2.31	0.39
300	2.00	3.66	0.28	5.94	2.37	0.40

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

Con la información presentada en el cuadro 3.12 se evalúa el caudal máximo que puede ser evacuado por la compuerta sin que provoque un resalto hidráulico rechazado, esto se logra mediante el cálculo del calado  $y_3$ , aplicando la ecuación de la cantidad de movimiento entre las secciones 1 y 3 del estanque disipador; para determinar la fuerza de oposición que presenta el umbral continuo se asume que el resalto hidráulico normal se desarrolla completamente hasta antes del inicio del umbral, por lo que se estima  $F_{Ux}$  con la ecuación 3.16.

En el cuadro 3.13 se presenta un resumen de los escenarios de operación de las compuertas radiales para garantizar un resalto hidráulico estable, el escenario G presenta la condición inicial de operación de la compuerta 1 en la margen izquierda y la operación de la compuerta 3 en la margen derecha, estableciendo que el caudal inicial máximo que puede ser evacuado por la compuerta 1 es 50 m<sup>3</sup>/s, el cual garantiza que el resalto hidráulico no se rechace debido al bajo nivel que se presenta en el canal enrocado para la descarga máxima de las clapetas

**Cuadro 3.13:** Escenarios de operación de las compuertas radiales para garantizar un resalto hidráulico normal o sumergido.

ESCENARIO		CAUDAL MÁXIMO POR COMPUERTA [m <sup>3</sup> /s]		
TIPO	RANGO DE CAUDALES [m <sup>3</sup> /s]	C1	C2	C3
<b>G</b>	<b>64</b>	50	0	14
<b>H</b>	<b>65 - 100</b>	50	0	15 - 50
<b>I</b>	<b>101 - 120</b>	51 - 60	0	51 - 60
<b>J</b>	<b>121 - 180</b>	60	1 - 60	60
<b>K</b>	<b>181 - 300</b>	61 - 100	61 - 100	61 - 100

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

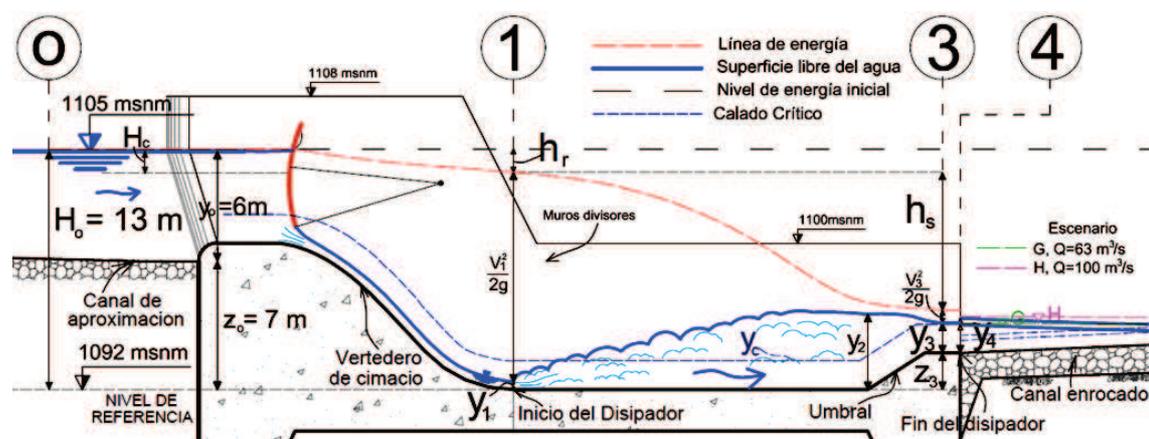
El escenario G es instantáneo y al aumentar el caudal evacuado se inicia el escenario H, en el que se opera solamente la compuerta 3 hasta que la descarga iguale los 50 m<sup>3</sup>/s que evacúa la compuerta 1 y en conjunto descargan 100 m<sup>3</sup>/s, en este punto inicia el escenario I que se caracteriza por la operación simultánea de las compuertas 1 y 2 hasta que por cada una se descargue 60 m<sup>3</sup>/s y en conjunto descargar un caudal máximo de 120 m<sup>3</sup>/s. En el escenario J se presentan caudales entre 121 y 180 m<sup>3</sup>/s y se opera solamente la compuerta central 2 hasta que iguale los 60 m<sup>3</sup>/s descargados por cada una de las compuertas 1 y 2, cuando el caudal total es mayor a 180 m<sup>3</sup>/s se inicia el escenario J para el cual se operan simultáneamente las 3 compuertas hasta alcanzar la apertura máxima de 1.80 m y evacuar 100 m<sup>3</sup>/s por cada una. El caudal máximo que descargan las compuertas en conjunto corresponde a 300 m<sup>3</sup>/s, este es el caudal límite para el cual funciona la toma, por la cual se derivan 40 m<sup>3</sup>/s; si el caudal que ingresa al canal de aproximación es mayor a 340 m<sup>3</sup>/s se inicia el escenario F presentado por Lombardi, en el cual la toma se cierra y las

compuertas radiales se elevan completamente presentándose un flujo libre sobre el vertedero.

### 3.5.7.1 Escenarios G y H, operación inicial de las compuertas radiales

En la figura 3.19 se presenta el inicio de operación de las compuertas radiales y el máximo caudal evacuado para el escenario H en el cual las compuertas 1 y 2 descargan 50 m<sup>3</sup>/s cada una.

**Figura 3.19:** Esquema de los escenarios G y H, operación inicial de compuertas



Elaborado por: Pablo Paredes.

Los resultados obtenidos para los escenarios G y H en las secciones de análisis 0, 1, 3 y 4 se presentan en el cuadro 3.14. La compuerta 1 inicia operando con una apertura de 0.90 m para evacuar el caudal máximo de 50 m<sup>3</sup>/s debido a que un caudal mayor presenta un calado  $y_3$  que supera notablemente al nivel de agua en el canal enrocado, para evacuar el caudal en exceso se opera solo la compuerta 3 hasta igualar la descarga de la compuerta 1 en este punto el calado  $y_4$  en el canal enrocado supera ligeramente al calado  $y_3$  sobre el umbral, de esta manera se logra evitar que el resalto hidráulico se rechace y más bien puede sumergirse de manera segura sin que la sumergencia incremente la velocidad en el fondo del estanque disipador.

El resalto hidráulico estable se caracteriza por  $Fr_1=7.51$ , lo cual permite el desarrollo completo del resalto en una longitud relativamente corta y un incremento en la eficiencia del resalto que alcanza el 63.4%. El caudal a través de los estanques disipadores es relativamente bajo, esto provoca que sobre el

umbral se presente un flujo que casi alcanza el estado crítico, pero logra estabilizarse en el canal enrocado.

**Cuadro 3.14:** Características de la disipación de energía para los escenarios G y H, en los que se inicia la operación de las compuertas radiales.

MAGNITUD			UNIDAD			SECCIÓN DE ANÁLISIS						
						CANAL DE APROXIMACIÓN		INICIO DEL DISIPADOR	ANTES DEL UMBRAL	FIN DEL DISIPADOR	CANAL ENROCADO	
						0		1	2	3	4	
ESCENARIO			G	H	G, H	G, H	G, H	G	H			
Caudal	<b>Q</b>	[m <sup>3</sup> /s]	63	100	50	50	50	63	100			
Ancho de base	<b>B</b>	[m]	32.1	32.1	8.2	8.2	8.2	34.6	34.6			
Caudal unitario	<b>q</b>	[m <sup>2</sup> /s]	1.96	3.12	6.10	6.10	6.10	1.82	2.89			
Referencia 1092 msnm	<b>z</b>	[m]	7.00	7.00	0.00	0.00	2.00	2.00	2.00			
Calado	<b>y</b>	[m]	6.00	6.00	0.41	4.12	1.63	1.54	1.89			
Velocidad	<b>V</b>	[m/s]	0.33	0.52	14.99	1.48	3.74	1.18	1.53			
Froude	<b>Fr</b>	[-]	0.04	0.07	7.51	0.23	0.94	0.30	0.36			
Carga Total	<b>H</b>	[m]	13.01	13.01	11.86	4.23	4.34	3.61	4.01			
Energía Específica	<b>E</b>	[m]	6.01	6.01	11.86	4.23	2.34	1.61	2.01			
Pérdida de Energía	<b>h<sub>r</sub>, h<sub>s</sub></b>	[m]	-	-	1.14	7.63	7.52	-	-			
Pérdida en vertedero	<b>h<sub>r</sub>/H<sub>o</sub></b>	[%]	-	-	8.8%		-	-	-			
Eficiencia del Resalto	<b>h<sub>s</sub>/H<sub>1</sub></b>	[%]	-	-	-	64.3%	63.4%	-	-			
Longitud estanque	<b>L<sub>ed</sub></b>	[m]	Lombardi SA		27.00			Longitud del canal enrocado = 26.50 m.				
Longitud resalto	<b>L<sub>RH</sub></b>	[m]	Forster y Skrinde		18.15							
Longitud resalto	<b>L<sub>RH</sub></b>	[m]	USBR		25.33							

Elaborado por: Pablo Paredes.

### 3.5.7.2 Escenarios I y J, operación simultánea de las compuertas 1 y 3 hasta 60 m<sup>3</sup>/s para luego operar solo la compuerta 2

En el escenario I las compuertas 1 y 3 empiezan a evacuar individualmente más de 50 m<sup>3</sup>/s, inicia una operación simultánea para incrementar la apertura hasta 1.06 m y descargar hasta 60 m<sup>3</sup>/s por cada una, que representa el máximo caudal que pueden descargar las compuertas 1 y 3 antes de iniciar la operación de la compuerta 2. En el escenario J solo se opera la compuerta 2 hasta igualar la descarga de las compuertas 1 y 3, por tanto se puede presentar los resultados de un resalto hidráulico para un caudal de 60 m<sup>3</sup>/s el cual se caracteriza por ser el

máximo que puede ser descargado antes de iniciar una operación simultánea de las tres compuertas radiales.

**Cuadro 3.15:** Características de la disipación de energía para los escenarios I y H, durante la operación normal de las compuertas radiales

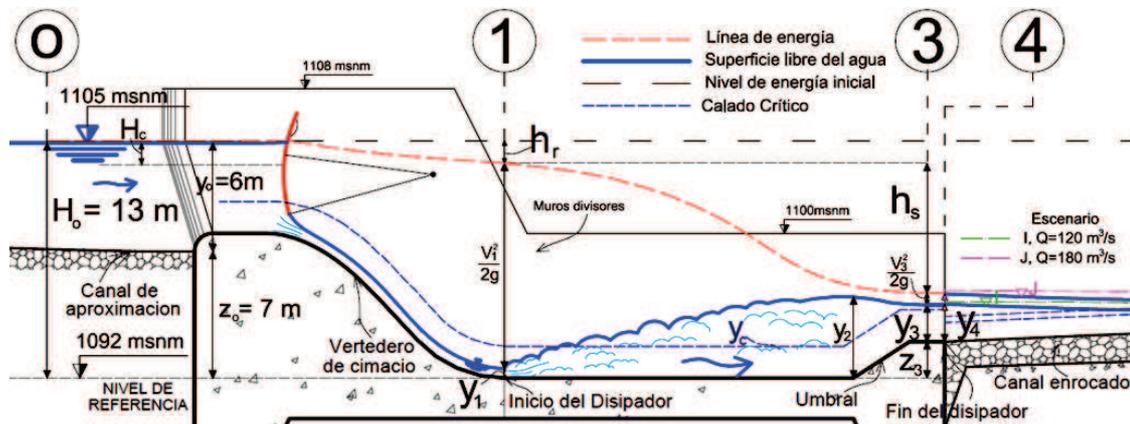
MAGNITUD			UNIDAD			SECCIÓN DE ANÁLISIS						
						CANAL DE APROXIMACIÓN		INICIO DEL DISIPADOR	ANTES DEL UMBRAL	FIN DEL DISIPADOR	CANAL ENROCADO	
						0		1	2	3	4	
ESCENARIO			I	J	I, J	I, J	I, J	I	J			
Caudal	<b>Q</b>	[m³/s]	120	180	60	60	60	120	180			
Ancho de base	<b>B</b>	[m]	32.1	32.1	8.2	8.2	8.2	34.6	34.6			
Caudal unitario	<b>q</b>	[m²/s]	3.74	5.61	7.32	7.32	7.32	3.47	5.20			
Referencia 1092 msnm	<b>z</b>	[m]	7.00	7.00	0.00	0.00	2.00	2.00	2.00			
Calado	<b>y</b>	[m]	6.00	6.00	0.49	4.48	2.03	2.08	2.65			
Velocidad	<b>V</b>	[m/s]	0.62	0.93	14.95	1.63	3.60	1.67	1.96			
Froude	<b>Fr</b>	[-]	0.08	0.12	6.82	0.25	0.80	0.37	0.39			
Carga Total	<b>H</b>	[m]	13.02	13.04	11.88	4.62	4.69	4.22	4.85			
Energía Específica	<b>E</b>	[m]	6.02	6.04	11.88	4.62	2.69	2.22	2.85			
Pérdida de Energía	<b>h<sub>r</sub>, h<sub>s</sub></b>	[m]	-	-	1.14	7.26	7.19	-	-			
Pérdida en vertedero	<b>h<sub>r</sub>/H<sub>o</sub></b>	[%]	-	-	8.7%		-	-	-			
Eficiencia del Resalto	<b>h<sub>s</sub>/H<sub>1</sub></b>	[%]	-	-	-	61.1%	60.5%	-	-			
Longitud estanque	<b>L<sub>ed</sub></b>	[m]	Lombardi SA		27.00			Longitud del canal enrocado = 26.50 m.				
Longitud resalto	<b>L<sub>RH</sub></b>	[m]	Forster y Skrinde		20.17							
Longitud resalto	<b>L<sub>RH</sub></b>	[m]	USBR		27.58							

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

En el cuadro 3.15 se presentan los resultados obtenidos para los escenarios I y J, en las secciones analizadas 0, 1, 3 y 4. Se observa que para estos escenarios el resalto hidráulico se caracteriza por  $Fr_1=6.82$  y se desarrolla hasta alcanzar el calado conjugado mayor antes del inicio del umbral. La disipación de energía total entre las secciones 1 y 3 alcanza el 60.5% y el flujo de salida sobre el umbral presenta calados menores a los que se indican en el canal enrocado, esto garantiza un resalto hidráulico normal o ligeramente sumergido, cabe destacar que para el escenario J la sumergencia es mayor que para otros escenarios. En la figura 3.20 se presenta el esquema de un resalto hidráulico característico en los

escenarios I y J, con las respectivas variaciones del nivel de agua en el canal enrocado.

**Figura 3.20:** Esquema de los escenarios I y J, operación normal de compuertas

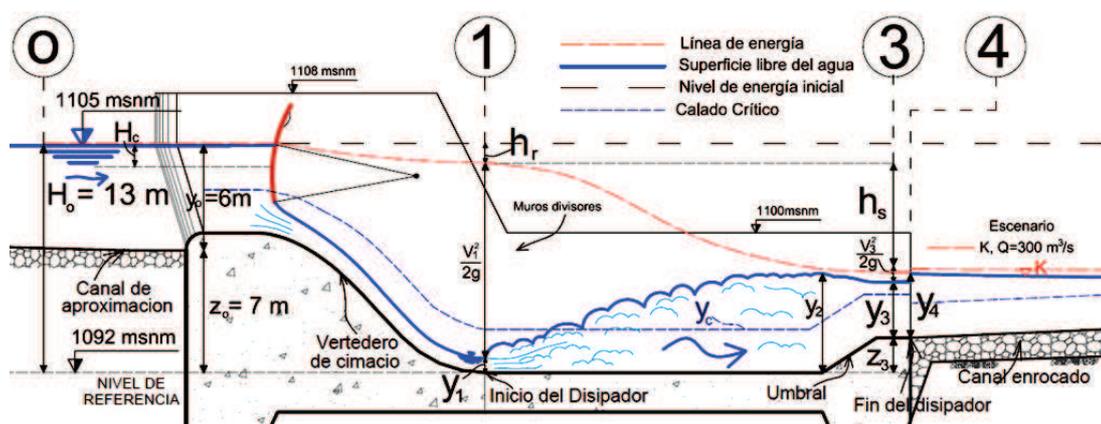


Elaborado por: Pablo Paredes.

### 3.5.7.3 Escenario K, operación simultánea de las compuertas 1, 2 y 3 hasta 300 m³/s

Cuando las tres compuertas radiales descargan individualmente 60 m³/s, para un incremento de caudal se inicia el escenario K, que se caracteriza por una operación simultánea de las compuertas 1, 2 y 3, para eliminar los excesos de caudal y alcanzar el caudal de diseño igual a 100 m³/s con una apertura máxima de 1.8 metros.

**Figura 3.21:** Esquema del escenario K, operación máxima de compuertas



Elaborado por: Pablo Paredes.

En la figura 3.21 se presenta el esquema de la descarga del caudal de diseño de las compuertas radiales y se observa que por ser el caudal máximo, las condiciones del resalto y la descarga al canal enrocado son similares en el final

de los escenarios E y K, pero con la gran diferencia que para el escenario E propuesto por Lombardi, solo se opera la compuerta 2 ya que las compuertas 1 y 3 permanecen con la apertura máxima.

**Cuadro 3.16:** Características de la disipación de energía para el escenario K, operación simultánea y máxima de las compuertas radiales

MAGNITUD			SECCIÓN DE ANÁLISIS				
			CANAL DE APROXIMACIÓN	INICIO DEL DISIPADOR	ANTES DEL UMBRAL	FIN DEL DISIPADOR	CANAL ENROCADO
UNIDAD			0	1	2	3	4
ESCENARIO			K	K	K	K	K
Caudal	<b>Q</b>	[m <sup>3</sup> /s]	300	100	100	100	300
Ancho de base	<b>B</b>	[m]	32.1	8.2	8.2	8.2	34.6
Caudal unitario	<b>q</b>	[m <sup>2</sup> /s]	9.35	12.20	12.20	12.20	8.67
Referencia 1092 msnm	<b>z</b>	[m]	7.00	0.00	0.00	2.00	2.00
Calado	<b>y</b>	[m]	6.00	0.82	5.67	3.21	3.66
Velocidad	<b>V</b>	[m/s]	1.56	14.81	2.15	3.80	2.37
Froude	<b>Fr</b>	[-]	0.20	5.21	0.29	0.68	0.40
Carga Total	<b>H</b>	[m]	13.12	12.01	5.91	5.94	5.95
Energía Específica	<b>E</b>	[m]	6.12	12.01	5.91	3.94	3.95
Pérdida de Energía	<b>h<sub>r</sub>, h<sub>s</sub></b>	[m]	-	1.12	6.10	6.06	-
Pérdida en vertedero	<b>h<sub>r</sub>/H<sub>o</sub></b>	[%]	-	8.5%		-	-
Eficiencia del Resalto	<b>h<sub>s</sub>/H<sub>1</sub></b>	[%]	-	-	50.8%	50.5%	-
Longitud estanque	<b>L<sub>ed</sub></b>	[m]	Lombardi SA	27.00			Longitud del canal enrocado = 26.50 m.
Longitud resalto	<b>L<sub>RH</sub></b>	[m]	Forster y Skrinde	26.04			
Longitud resalto	<b>L<sub>RH</sub></b>	[m]	USBR	34.88			

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

El análisis del escenario K, para el cual las tres compuertas radiales operan simultáneamente a partir de 60 m<sup>3</sup>/s hasta 100 m<sup>3</sup>/s, presenta un resalto hidráulico estable, cuyo calado a la salida del disipador es siempre menor que el calado generado en el canal enrocado, esto garantiza un resalto normal o sumergido que se desarrolla en la longitud de los estanques disipadores. En el cuadro 3.16 se indican los resultados para las secciones estudiadas 0, 1, 3 y 4 durante la operación máxima de las compuertas radiales, el resalto hidráulico aún se clasifica como un resalto estable con  $Fr_1=5.21$  y la eficiencia alcanza un 50.5%,

para este caso también se asume que el resalto se desarrolla completamente y alcanza el calado conjugado antes del inicio del umbral continuo.

Los caudales intermedios del escenario K también presentan condiciones estables en la descarga al canal enrocado, calados  $y_3$  ligeramente menores que los calados  $y_4$ , con esto se verifica una operación segura de las compuertas radiales y el caudal evacuado disipa la energía cinética mediante el fenómeno del resalto hidráulico en estanques disipadores de solera horizontal con un salto positivo en la salida.

Según los cálculos teóricos la eficiencia del resalto hidráulico es mayor al 50% durante la operación adecuada de las compuertas radiales en los escenarios G, H, I, J y K, la longitud estimada para los disipadores con salto positivo es siempre menor que la longitud del cuenco que establece Lombardi.

### **3.5.8 ANÁLISIS DEL RESALTO HIDRÁULICO PARA EL ESCENARIO DE CAUDALES DE CRECIDA**

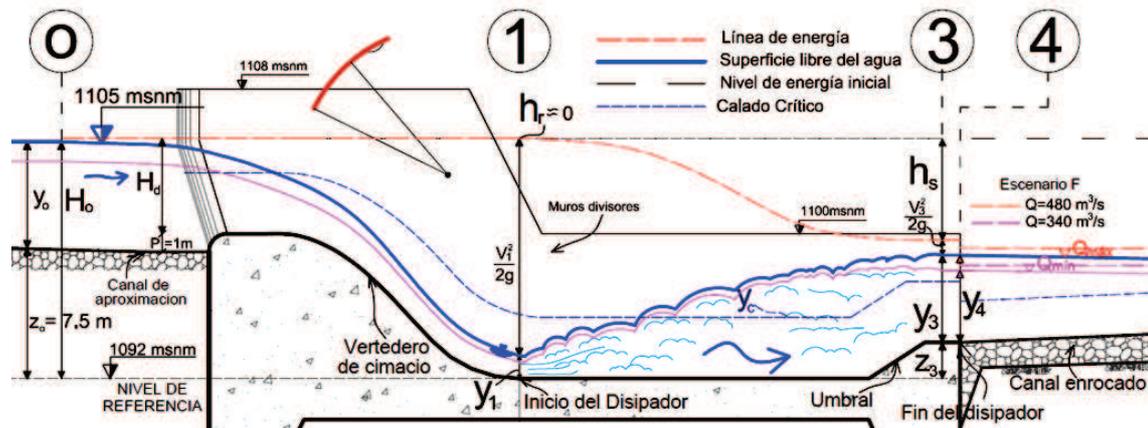
El escenario F propuesto por Lombardi, indica la apertura total de las compuertas radiales para permitir el flujo libre a través de los vertederos, esto ocurre para cuando la toma se cierra y el caudal que ingresa al canal de aproximación es mayor a 340 m<sup>3</sup>/s, los vertederos son diseñados para evacuar un caudal de crecida igual a 480 m<sup>3</sup>/s que corresponde a un período de retorno de 500 años.

En la figura 3.22 se presenta el esquema de la descarga de los caudales máximo y mínimo de crecida, para los cuales se obtuvo previamente las condiciones del flujo en el canal de aproximación y aguas abajo en el canal enrocado, las cuales se indican en los cuadros 3.7 y 3.9 respectivamente.

Durante el escenario de crecidas el vertedero trabaja a flujo libre, sin control de las compuertas radiales y se asume que las pérdidas en la descarga son mínimas, pero esta vez se toma en cuenta la carga de velocidad en la sección 0; una vez obtenido el calado contraído  $y_1$  se procede a calcular el calado  $y_3$  en la salida del estanque disipador, para estos casos se asume que el resalto no se desarrolla completamente y se interrumpe con el umbral continuo, por lo que la

fuerza de oposición  $F_{Ux}$  se estima con la ecuación 2.29 la cual es función solo del calado  $y_3$ .

**Figura 3.22:** Esquema del escenario F, caudal máximo y mínimo a flujo libre



**Elaborado por:** Pablo Paredes.

En el cuadro 3.17 se presentan los resultados obtenidos para el caudal máximo de diseño de los vertederos y estanques amortiguadores, en el cual se evalúa el resalto hidráulico para  $160 \text{ m}^3/\text{s}$  por cada dissipador teniendo en el canal enrocado  $480 \text{ m}^3/\text{s}$ . El procedimiento de cálculo es muy similar al usado en el capítulo 2 para resolver el segundo caso, en el cual se toma en cuenta la fuerza de oposición generada por el umbral continuo, la diferencia que caracteriza el presente cálculo es que se toma en cuenta la carga de velocidad aguas arriba del vertedero, por tanto se obtiene un calado contraído  $y_1$  menor y en consecuencia se calcula un calado  $y_3$  más grande que el calculado sin tomar en cuenta la carga de velocidad en la sección 0.

Cabe destacar que otra de las diferencias respecto al análisis del segundo caso es el nivel de agua en el canal enrocado, ya que se estima mediante el uso del programa HEC-RAS y el resultado difiere de lo propuesto por Lombardi.

Para el caudal de diseño del dissipador de energía se observa que puede establecerse un resalto hidráulico normal debido a que el calado  $y_3$  iguala al calado  $y_4$ , pero se observa que la energía específica sobre el umbral es mayor que la energía específica que se presenta en el canal enrocado. La longitud calculada para el resalto hidráulico supera a la longitud del estanque dissipador lo

que indica que el resalto puede finalizar aguas abajo del umbral, sobre el canal enrocado.

**Cuadro 3.17:** Características de la disipación de energía para el escenario F, descarga del caudal máximo de diseño de vertederos y estanques disipadores

MAGNITUD			SECCIÓN DE ANÁLISIS					
			UNIDAD	CANAL DE APROXIMACIÓN	INICIO DEL DISIPADOR	ANTES DEL UMBRAL	FIN DEL DISIPADOR	CANAL ENROCADO
				0	1	2	3	4
ESCENARIO			F	F	F	F	F	
Caudal	<b>Q</b>	[m <sup>3</sup> /s]	480	160	160	160	480	
Ancho de base	<b>B</b>	[m]	44.57	8.2	8.2	8.2	34.6	
Caudal unitario	<b>q</b>	[m <sup>2</sup> /s]	10.77	19.51	19.51	19.51	13.87	
Referencia 1092 msnm	<b>z</b>	[m]	7.50	0.00	0.00	2.00	2.00	
Calado	<b>y</b>	[m]	5.58	1.27	7.20	4.82	4.82	
Velocidad	<b>V</b>	[m/s]	1.93	15.34	2.71	4.05	2.88	
Froude	<b>Fr</b>	[-]	0.26	4.34	0.32	0.59	0.42	
Carga Total	<b>H</b>	[m]	13.27	13.27	7.58	7.66	7.24	
Energía Específica	<b>E</b>	[m]	5.77	13.27	7.58	5.66	5.24	
Pérdida de Energía	<b>h<sub>r</sub>, h<sub>s</sub></b>	[m]	-	0.00	5.69	5.61	-	
Pérdida en vertedero	<b>h<sub>r</sub>/H<sub>o</sub></b>	[%]	-	0.0%		-	-	
Eficiencia del Resalto	<b>h<sub>s</sub>/H<sub>1</sub></b>	[%]	-	-	42.9%	42.3%	-	
Longitud estanque	<b>L<sub>ed</sub></b>	[m]	Lombardi SA	27.00			Longitud del canal enrocado = 26.50 m.	
Longitud resalto	<b>L<sub>RH</sub></b>	[m]	Forster y Skrinde	34.11				
Longitud resalto	<b>L<sub>RH</sub></b>	[m]	USBR	42.49				

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

En el canal enrocado la contrapendiente que presenta la solera en la mitad de su longitud permite incrementar el calado de agua en la sección 11 que representa la salida de los estanques disipadores, esto ayuda a controlar el resalto ya que si la solera fuese horizontal el calado presenta una reducción del 2%.

### 3.5.9 EVALUACIÓN DEL MATERIAL DE PROTECCIÓN DE LA SOLERA DEL CANAL ENROCADO, AGUAS ABAJO DE LA SALIDA DEL DISIPADOR

Los enrocados son comúnmente usados debido a su bajo costo y la versatilidad que presentan para su colocación y reparación, el enrocado de protección

colocado en la solera de un canal de descarga, sirve para evitar los efectos de socavación en el cauce natural del río, la estabilidad del material depende de la magnitud de la velocidad tangencial que presenta el flujo en el fondo del canal, así como la inclinación que presenta la solera respecto a la dirección del flujo, por lo que se requiere evaluar el diámetro y la densidad mínima del material para contrarrestar la fuerza de arrastre generada por el flujo.

El canal enrocado está constituido por muros laterales de hormigón armado y una solera protegida con una capa de 1.50 m de espesor de un enrocado con diámetro nominal igual a 800 mm, los bloques de roca se obtendrán de las excavaciones en el sitio y se disponen sobre un geotextil no tejido que evita el lavado de finos por acción del flujo de agua.

Las formulas desarrolladas son válidas para estimar la velocidad tangencial al fondo y bajo condiciones normales de turbulencia, esto se destaca debido a que las condiciones del flujo aguas abajo de la salida del estanque disipador puede presentar mayor intensidad turbulenta.

La ecuación 3.17 propuesta por Isbash se usa para estimar la velocidad media que inicia el arrastre de una partícula dispuesta sobre un lecho constituido por partículas del mismo tipo. La ecuación 3.18 establece el número de Froude que caracteriza el flujo que inicia el arrastre de la partícula en el fondo.

$$V_t = 0.86 \left[ \left( \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) \cdot 2 \cdot g \cdot D \right]^{\frac{1}{2}} (\cos \theta)^{\frac{1}{2}} \quad (3.17)$$

$$\frac{V_t}{\sqrt{g \cdot y}} = 1.22 \left( \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)^{\frac{1}{2}} \left( \frac{y}{D} \right)^{-\frac{1}{2}} (\cos \theta)^{\frac{1}{2}} \quad (3.18)$$

donde:

**$V_t$** : velocidad tangencial media que inicia el arrastre de la partícula. [m/s]

**$\gamma_s$** : peso específico de la partícula,  $\gamma_s = \rho_s \cdot g$ . [N/m<sup>3</sup>]

**$\gamma$** : peso específico del agua,  $\gamma = \rho \cdot g$ . [N/m<sup>3</sup>]

**$D$** : diámetro nominal de la partícula. [D=0.80m]

**$y$** : calado de agua sobre la solera. [m]

**$\theta$** : ángulo de la solera del canal respecto a la horizontal [ $\theta=3^\circ$ ]

**g:** aceleración de la gravedad. [9.81 m/s<sup>2</sup>]

Para comparar los resultados obtenidos con las ecuaciones 3.17 y 3.18, se analiza la sección 3 y se establece la velocidad  $V_3$  más alta que se ha calculado en la salida de los estanques disipadores hacia el canal enrocado, esta tiene lugar en el escenario F para el caudal de diseño igual a 160 m<sup>3</sup>/s, el cual es evacuado por cada disipador con una velocidad media del flujo sobre el umbral  $V_3=4.05$  m/s y  $Fr_3=0.59$ .

Para estimar la velocidad tangencial media de arrastre se asume una densidad de la partícula  $\rho_s=2650$  kg/m<sup>3</sup> y la densidad del agua  $\rho=1000$  kg/m<sup>3</sup>, conocido el diámetro nominal del enrocado se determina  $V = 4.34$  m/s, lo cual indica que el dimensionamiento del enrocado permite garantizar su estabilidad, ya que la velocidad máxima que se alcanza justo en la salida de los estanques disipadores es de 4.04 m/s y la velocidad normal máxima del flujo en el canal enrocado es igual a 2.88 m/s, que corresponde a la evacuación del caudal igual a 480 m<sup>3</sup>/s.

### 3.5.10 CONCLUSIONES

- La aplicación del momentum al análisis del resalto hidráulico, permite establecer una magnitud vectorial asociada a cada sección de interés; para un estanque rectangular y un caudal unitario constante, el momentum es función del calado de agua y caracteriza el régimen del flujo.
- Para el caso de un resalto hidráulico normal en un estanque disipador de solera horizontal, se establece el equilibrio del momentum entre la sección inicial y final del resalto, ya que para un mismo momentum se establecen dos calados de agua.
- La presencia del umbral en el estanque disipador indica la introducción de una fuerza de oposición por lo que se produce una reducción del momentum en la sección aguas abajo del umbral, para garantizar el equilibrio del sistema.
- La función momentum presenta un valor mínimo y se establece para el calado crítico del flujo, al igual que para la energía específica mínima.
- Para el primer caso, el análisis del resalto entre las secciones 1 y 2, indica un aumento considerable del calado final  $y_2$  para igualar el momentum de

la sección 1 lo cual le permite establecer un estado subcrítico con bajas velocidades.

- Para el segundo caso, el análisis del resalto entre las secciones 1 y 3, indica un menor incremento del calado debido a la reducción del momentum en la sección 3, por efecto del umbral continuo; esta condición permite reducir el calado a la salida del estanque disipador acercándose al punto crítico para aguas abajo igualar las condiciones del flujo en el canal enrocado.
- Conocido el calado crítico, la función momentum puede reducirse a una forma adimensional con la relación  $M/y_c^2$  vs.  $y/y_c$ .
- Para un resalto hidráulico normal, que se desarrolla en un estanque rectangular de solera horizontal, la ecuación de Belanger ha sido verificada experimentalmente y permite establecer la relación entre calados conjugados  $y_2/y_1$  en función del número de Froude  $Fr_1$ .
- La ecuación de Belanger no es aplicable entre las secciones 1 y 3, debido al salto positivo que presenta el estanque al final, pero se puede aplicar entre las secciones 1 y 2, antes del inicio del umbral, siempre y cuando se considere que el resalto hidráulico se ha desarrollado completamente en la longitud comprendida entre estas secciones.
- La clasificación del resalto hidráulico según  $Fr_1$ , establece que para el caudal de diseño de los estanques disipadores se presenta un resalto hidráulico oscilante, el cual se caracteriza por una baja eficiencia en la disipación de energía.
- Las condiciones del flujo en el canal enrocado propuestas por Lombardi, presentan un calado  $y_4$  ligeramente menor al calado final  $y_3$ , esto provoca un resalto hidráulico normal con una tendencia a ser rechazado hacia aguas abajo.
- Para el resalto hidráulico oscilante el USBR recomienda el estanque tipo IV, que dispone de dados deflectores en la rápida y el umbral trapecial continuo al final, este estanque requiere considerar un calado de aguas abajo un 10% mayor que el calado conjugado que se presenta al final del resalto hidráulico.

- La baja eficiencia del estanque tipo IV para números de Froude bajos, motiva el uso de cuencos alternativos con bloques de impacto y el umbral dentado al final, estos estanques reducen considerablemente la longitud del resalto hidráulico.
- La longitud del resalto hidráulico varía de acuerdo al criterio del observador y al tipo de estanque disipador, por lo que se han tomado en cuenta las propuestas que presenta el USBR, Rose, Forster & Skrinde y Macha.
- La longitud del resalto hidráulico que propone el USBR, es función del número de Froude inicial  $Fr_1$  y es la más conservadora, ya que supone un desarrollo completo del fenómeno hasta alcanzar su nivel máximo y una distribución uniforme de velocidades aguas abajo del frente turbulento.
- Rose establece una longitud de remolino que marca la finalización de la mezcla turbulenta, esto puede variar según el criterio de otros autores, pero la longitud que presenta Rose para la zona de remolino es la más conservadora y también es función de  $Fr_1$
- Los estanques disipadores que poseen salto positivo son estudiados por Foster & Skrinde, los cuales analizan un escalón brusco que eleva el nivel de la solera al final del estanque disipador; estos investigadores proponen una relación constante igual a 5, entre la longitud del resalto hidráulico y la suma de la altura del escalón más el calado de agua sobre el mismo.
- Macha propone ensayos para el umbral continuo de sección trapezoidal que presenta características geométricas similares al estudiado en la Captación Pilatón pero difiere en el nivel de entrega al canal de descarga.
- Para determinar la longitud del resalto hidráulico en el estanque disipador se escoge los criterios del USBR y de Forster & Skrinde, por ser los más conservadores y que pueden representar las condiciones del resalto hidráulico generado para distintos escenarios de caudal.
- El estanque disipador diseñado por Lombardi tiene características particulares que no concuerdan con lo recomendado por el USBR, ya que no dispone de dados deflectores en la rápida ni bloques de impacto sobre la solera, como se sugiere para el estanque tipo III y un resalto hidráulico estable.

- El azud móvil regula el nivel de agua frente a la toma mediante la evacuación de los excesos de caudal a través de la operación ordenada de clapetas y compuertas radiales, las cuales descargan el caudal a los estanques disipadores y aguas abajo es entregado al canal enrocado.
- El análisis de la disipación de energía en los escenarios propuestos por Lombardi, para la operación normal del azud móvil, son analizados previo el conocimiento de los niveles de agua en el canal enrocado,
- El escenario B, en el cual se abaten las clapetas radiales de manera simultánea, presenta condiciones favorables respecto a la disipación de energía, ya que el flujo supercrítico impacta en el perfil del vertedero y aguas abajo se sumerge totalmente en el estanque, para disipar rápidamente su energía cinética; se establece un resalto sumergido muy corto de tal manera que el flujo subcrítico en los estanques es regulado desde aguas abajo por las condiciones en el canal enrocado.
- El escenario C, presenta a la compuerta 1 operando con el caudal máximo de diseño igual a  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ , esto genera un resalto hidráulico rechazado hacia aguas abajo ya que no encuentra el equilibrio con las condiciones del flujo subcrítico en el canal enrocado, claramente se observa que el calado  $y_3$  supera considerablemente al calado  $y_4$ .
- El escenario D, presenta a las compuertas 1 y 3 operando con el máximo caudal de diseño y en conjunto descargan  $200 \text{ m}^3/\text{s}$ , los cuales no son suficientes para generar en el canal enrocado las condiciones necesarias para confinar el resalto hidráulico dentro de los estanques disipadores, a pesar de que se mantiene el calado  $y_3$  en cada estanque, el calado  $y_4$  sigue siendo menor y el resalto se rechaza hacia aguas abajo.
- El escenario E, presenta a las tres compuertas radiales evacuando  $300 \text{ m}^3/\text{s}$  lo que corresponde al caudal máximo de operación normal del azud móvil, las condiciones del canal enrocado son adecuadas para la descarga de  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  por cada estanque disipador, ya que el resalto hidráulico puede ser sumergido, debido a que el calado  $y_4$  en el canal enrocado es ligeramente mayor al calado  $y_3$  en la salida de los disipadores. Este escenario tampoco es seguro, debido a que solo presenta estabilidad para el caudal máximo.

- Los escenarios de operación de compuertas, propuestos por Lombardi, son inaceptables puesto que la descarga excesiva por una misma compuerta provoca un resalto hidráulico rechazado el cual podría socavar el canal enrocado.
- La adecuada operación de las compuertas radiales se analiza respecto a las condiciones del flujo que se presenta aguas abajo en el canal enrocado, a partir de un análisis de varios caudales en el rango de operación de las compuertas radiales, se establecen los escenarios G, H, I y J, para los cuales el resalto hidráulico se presenta como normal o sumergido ya que se logra obtener un calado  $y_4$  mayor o igual que el calado  $y_3$ .
- El escenario G, ayuda a determinar que no se puede evacuar el caudal máximo de las clapetas solo por la compuerta 1 y se establece que inicia operando con un caudal máximo de  $50 \text{ m}^3/\text{s}$  lo cual permite generar un resalto hidráulico estable que puede equilibrarse con las condiciones del canal enrocado, el exceso de caudal provoca el inicio de operación de la compuerta 3, con una descarga muy baja que se introduce en el estanque disipador reduciendo rápidamente su energía cinética.
- El escenario H presenta la operación de las compuertas 1 y 3 con un caudal individual máximo igual a  $50 \text{ m}^3/\text{s}$ , esto ayuda a tener un resalto hidráulico estable que encuentra el equilibrio en las condiciones normales del canal enrocado que evacúa  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- El escenario I, presenta la operación simultánea de las compuertas 1 y 3 hasta alcanzar un caudal individual máximo igual a  $60 \text{ m}^3/\text{s}$ , esto permite generar un resalto estable que puede equilibrarse con las condiciones normales en el canal enrocado que descarga  $120 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- El escenario J, presenta la operación individual de la compuerta 2 que evacúa los excesos de caudal, hasta alcanzar la descarga individual de  $60 \text{ m}^3/\text{s}$  que mantienen las compuertas 1 y 3, bajo estas condiciones el resalto hidráulico se mantiene estable y se sumerge debido a que el caudal de  $180 \text{ m}^3/\text{s}$  produce en el canal enrocado un calado  $y_4$  mayor que el calado  $y_3$  a la salida de los disipadores.
- El escenario K, presenta la operación simultánea de las tres compuertas radiales hasta un caudal individual máximo igual a  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ , esta forma de

operar las compuertas permite establecer un resalto hidráulico que se confina a los estanques disipadores, ya que para ningún caso de los caudales intermedios entre 180 y 300 m<sup>3</sup>/s, el calado  $y_4$  en el canal enrocado es menor que el calado  $y_3$  a la salida de los disipadores.

- Los escenarios propuestos para controlar el resalto hidráulico, mediante la adecuada operación de las compuertas radiales, permiten generar números de Froude altos que caracterizan resaltos hidráulicos estables que se desarrollan completamente y aumentan la eficiencia del resalto.
- El conocimiento de las condiciones del flujo en el canal enrocado, para distintos escenarios de caudal, permite orientar la operación de las compuertas radiales para producir un resalto hidráulico normal o sumergido que se confina dentro de los estanques disipadores sin que el nivel de sumergencia aumente la velocidad en el fondo del disipador.
- Para evaluar la disipación de energía, en los caudales de crecidas que presenta el escenario F, se conoce previamente las condiciones del flujo en el canal de aproximación y aguas abajo en el canal enrocado.
- En el escenario F, se presenta el cierre de la toma y la elevación completa de las compuertas radiales para permitir el flujo libre a través de los vertederos de excesos; para todos los caudales de este escenario el resalto hidráulico permanece estable debido a que encuentra el equilibrio con las condiciones del canal enrocado.
- Mientras se incrementa la descarga a través de las compuertas radiales el número de Froude en la sección 1 disminuye provocando un resalto hidráulico menos estable.
- La longitud del resalto hidráulico aumenta conforme aumenta el caudal ya que el calado en la salida del disipador también se incrementa.
- Durante la operación de las compuertas la longitud del resalto hidráulico para estanques con salto positivo no supera la longitud dispuesta por Lombardi, pero para los caudales de crecida se observa que la longitud del resalto supera la longitud del estanque.
- La longitud del resalto hidráulico según lo establecido por el USBR es muy conservadora y no toma en cuenta el efecto del umbral continuo en la reducción del calado.

- Para determinar la estabilidad de la solera enrocada que se dispone a la salida de los disipadores, se obtiene la velocidad de arrastre calculada según la fórmula de Isbash, y se compara con la velocidad máxima a la salida de los disipadores, esta velocidad se presenta para el caudal máximo del escenario F y no supera la velocidad de arrastre calculada.
- Para garantizar una adecuada disipación de energía se recomienda la operación del azud móvil bajo las condiciones que imponen los escenarios B, F, G, H, I, J y K.
- Los resultados obtenidos en el análisis de la disipación de energía, sugieren la evaluación en modelo físico de los escenarios de caudal más destacados para evaluar el resalto hidráulico en los estanques disipadores.

## CAPÍTULO 4

### ANÁLISIS DIMENSIONAL DEL FENÓMENO FÍSICO

#### 4.1 INTRODUCCIÓN

La evaluación de un fenómeno físico puede realizarse a través del análisis dimensional, el cual permite establecer la interdependencia de las magnitudes físicas influyentes en el fenómeno analizado, esta metodología ordenada y con lógica matemática facilita el planteamiento de las ecuaciones físicas que pueden describir el fenómeno y bajo las cuales se puede organizar de mejor manera el proceso de la investigación experimental en modelos físicos.

Los fenómenos de flujo son analizados tomando en cuenta la ecuación general de la hidráulica en la que se establecen las magnitudes geométricas, cinemáticas y dinámicas que inciden en el movimiento, esto permite identificar los parámetros adimensionales más importantes que rigen el fenómeno y de esta manera establecer un criterio de similitud para lograr la semejanza mecánica entre modelo y prototipo.

#### 4.2 ANÁLISIS DIMENSIONAL DEL RESALTO HIDRÁULICO<sup>12</sup>

##### 4.2.1 MAGNITUDES Y ECUACIONES FÍSICAS

Las magnitudes físicas que influyen en un fenómeno de flujo poseen un valor numérico referencial y sus respectivas unidades de medida, por lo que las ecuaciones físicas que las relacionan deben ser equivalentes en su valor numérico y homogéneas en sus unidades.

Las magnitudes físicas fundamentales tienen sus dimensiones establecidas y a partir de estas se pueden definir magnitudes derivadas que describen las características del flujo. El Sistema Internacional de unidades (SI), usado en la mayoría de países, presenta las magnitudes fundamentales con su respectiva dimensión y unidad de medida en el cuadro 4.1.

---

<sup>12</sup>Castro M. “Análisis Dimensional y Modelación Física en Hidráulica”. Quito. EPN.

**Cuadro 4.1:** Magnitudes fundamentales Longitud, Masa y Tiempo según el SI.

MAGNITUD	DIMENSIÓN	UNIDAD DE MEDIDA
Longitud	L	m
Masa	M	kg
Tiempo	T	s

**Fuente:** Castro M. "Análisis Dimensional y Modelación Física en Hidráulica". Quito. EPN.

En base a estas definiciones se pueden establecer las magnitudes derivadas a partir de las ecuaciones físicas de definición como se presenta en el cuadro 4.2.

**Cuadro 4.2:** Magnitudes físicas derivadas según la ecuación de definición.

	MAGNITUD	SIMBOLO	ECUACIÓN DE DEFINICIÓN	COMBINACIÓN DE MAGNITUDES FUNDAMENTALES	UNIDAD SI
Magnitudes Geométricas	Longitud	l	-	L	m
	Área	A	$A = l^2$	$L^2$	$m^2$
	Volumen	v	$v = l^3$	$L^3$	$m^3$
	Ángulo	$\alpha$	$\alpha = l/r$	$L.L^{-1} = 1$	radian
Magnitudes Dinámicas	Tiempo	t	-	T	s
	Velocidad	V	$V = dl/dt$	$L.T^{-1}$	m/s
	Aceleración	a	$a = dV/dt$	$L.T^{-2}$	$m/s^2$
Magnitudes Mecánicas	Masa	m	-	M	kg
	Densidad	$\rho$	$\rho = m/v$	$M.L^{-3}$	$\rho = kg/m^3$
	Fuerza	F	$F = m.a$	$M.L.T^{-2}$	$N = kg.m/s^2$
	Trabajo/Energía	E	$E = F.l$	$M.L^2.T^{-2}$	$J = N.m$
	Potencia	P	$P = dE/dt$	$M.L^2.T^{-3}$	$W = J/s$
	Presión	p	$p = F/A$	$M.L^{-1}.T^{-2}$	$N/m^2$
	Tensión	$\sigma$	$\sigma = F/A$	$M.L^{-1}.T^{-2}$	$N/m^2$
	Viscosidad dinámica	$\mu$	$\mu = \tau/(dV/dy)$	$M.L^{-1}.T^{-1}$	$N.s/m^2$
	Viscosidad cinemática	v	$v = \mu/\rho$	$L^2.T^{-1}$	$m^2/s$
Tensión superficial	$\sigma_s$	$\sigma_s = F/l$	$M.T^{-2}$	$N/m$	

**Fuente:** Castro M. "Análisis Dimensional y Modelación Física en Hidráulica". Quito. EPN.

## 4.2.2 DEFINICIÓN DE VARIABLES

El análisis físico del resalto hidráulico permite evaluar las variables principales que describen el fenómeno, teniendo en cuenta que se requiere analizar las características del flujo al inicio y al final del estanque disipador, el ancho de la base se mantiene constante por lo que el caudal unitario también permanece constante de modo que las características hidráulicas en las secciones de interés se identifican en función de los calados de agua. Conocidas las condiciones al inicio del resalto hidráulico se requiere identificar el calado que se presenta a la salida de los estanques disipadores.

### 4.2.2.1 Variable dependiente

La variable dependiente para el primer caso, en el que se presenta un resalto hidráulico normal en un estanque rectangular de solera horizontal, corresponde al calado conjugado mayor  $y_2$ .

La variable dependiente para el segundo caso, donde se presenta un resalto hidráulico en un estanque de solera horizontal pero con salto positivo al final, corresponde al calado  $y_3$  sobre el umbral.

**Cuadro 4.3:** Variables dependientes para el análisis físico del resalto hidráulico

CASO	VARIABLE DEPENDIENTE	SIMBOLO	MAGNITUDES FUNDAMENTALES	UNIDAD SI
1°	Calado conjugado	$y_2$	L	m
2°	Calado en umbral	$y_3$	L	m

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

### 4.2.2.2 Variables independientes

Las variables independientes que influyen en el resalto hidráulico del primer caso se pueden clasificar de la siguiente manera:

- Variable geométrica:
  - $y_1$  = calado de agua al inicio del resalto hidráulico. [m]
- Variable cinemática:
  - $q$  = caudal específico. [m<sup>3</sup>/s/m]

- Variables dinámicas:
  - $g$  = aceleración de la gravedad. [ $m^2/s$ ]
  - $\rho$  = densidad del agua. [ $kg/m^3$ ]

Para el segundo caso del resalto hidráulico, donde se presenta un salto positivo en forma de umbral, se introduce una variable geométrica adicional que representa la oposición al movimiento generada por el obstáculo; cabe destacar que la fuerza  $F_{Ux}$  se define con la ecuación 2.29.

- Variable geométrica adicional para el segundo caso:
  - $z_3$  = altura del umbral continuo de sección trapecial. [m]

**Cuadro 4.4:** Variables independientes para del análisis físico del resalto hidráulico

CASO	VARIABLE INDEPENDIENTE	SIMBOLO	MAGNITUDES FUNDAMENTALES	UNIDAD SI
1° y 2°	Calado inicial	$y_1$	L	m
1° y 2°	Caudal específico	$q$	$L^2/T$	$m^2/s$
1° y 2°	Gravedad	$g$	$L/T^2$	$m/s^2$
1° y 2°	Densidad	$\rho$	$M/L^3$	$kg/m^3$
2°	Altura de umbral	$z_3$	L	m

Elaborado por: Pablo Paredes.

#### 4.2.3 APLICACIÓN DEL TEOREMA II DE BUCKINGHAM

Las variables dependientes  $y_2$ ,  $y_3$ , son una función de las variables independientes, de tal manera que se presentan las ecuaciones 4.1 y 4.2, para el primer caso y segundo caso respectivamente

$$y_2 = f_1(y_1, q, g, \rho) \quad (4.1)$$

$$y_3 = f_1(y_1, q, g, \rho, z_3) \quad (4.2)$$

Las ecuaciones 4.1 y 4.2 pueden transformarse en la ecuación 4.3 y 4.4 respectivamente, la cual debe satisfacer las condiciones de homogeneidad.

$$f_2(y_2, y_1, q, g, \rho) = 0 \quad (4.3)$$

$$f_2(y_1, y_3, q, g, \rho, z_3) = 0 \quad (4.4)$$

El Teorema  $\pi$  de Buckingham propone que las  $n$  variables de la ecuación 4.3 y 4.4 forman una matriz de orden  $r$ , siendo  $r$  el número de magnitudes fundamentales, por lo tanto se pueden definir  $(n - r)$  parámetros adimensionales, denominados parámetros  $\pi$ , tales que se satisfaga la ecuación 4.5

$$f_3(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{n-r}) = 0 \quad (4.5)$$

#### 4.2.3.1 Análisis dimensional del resalto hidráulico normal para el primer caso, donde se dispone un estanque disipador de solera horizontal

Las ecuaciones 4.1 y 4.3 se usan como referencia para analizar el primer caso, de las cuales se establece el número de variables  $n = 5$  y el número de magnitudes fundamentales  $r = 3$ , por tanto se determinan 2 parámetros adimensionales  $\pi$  los cuales se resuelven de la matriz de orden  $r$  que se presenta en el cuadro 4.5.

**Cuadro 4.5:** Matriz de dependencia para el primer caso

	M	L	T
g	0	1	-2
$\rho$	1	-3	0
$y_1$	0	1	0
q	0	2	-1
$y_2$	0	1	0

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

Los parámetros  $\pi$  son monomios adimensionales que resultan del producto entre potencias de las variables del fenómeno, por tanto se pueden establecer las ecuaciones 4.6 y 4.7.

$$\pi_1 = g^{-\frac{1}{2}} \cdot y_1^{-\frac{3}{2}} \cdot q \quad (4.6)$$

$$\pi_2 = y_2 \cdot y_1^{-1} \quad (4.7)$$

Del análisis físico realizado para el resalto hidráulico normal y de los ensayos experimentales realizados por Peterka expuestos en la figura 3.2, se puede establecer que  $\pi_2$  es función de  $\pi_1$  y para el primer caso del resalto hidráulico se

establece la ecuación 4.8, que indica una relación funcional entre los calados de agua y el número de Froude al inicio del dissipador.

$$\frac{y_2}{y_1} = f\left(\frac{q}{\sqrt{g \cdot y_1^3}}\right) \quad (4.8)$$

donde:

$y_2$ : calado conjugado mayor. [m]

$y_1$ : calado conjugado menor. [m]

$q$ : caudal específico. [m<sup>2</sup>/s]

$g$ : aceleración de la gravedad. [m<sup>2</sup>/s]

El análisis dimensional permite corroborar el análisis físico realizado para el primer caso, mediante la aplicación de la ecuación de la cantidad de movimiento, a través de la cual se puede establecer la ecuación de Belanger que tiene la forma de la ecuación 4.8.

#### 4.2.3.2 Análisis dimensional del resalto hidráulico para el segundo caso, donde se dispone un estanque dissipador de solera horizontal con salto positivo al final

Las ecuaciones 4.2 y 4.4 se usan como referencia para analizar el segundo caso, de esta manera se establece el número de variables  $n = 6$  y el número de magnitudes fundamentales  $r = 3$ , por tanto se determinan 3 parámetros adimensionales  $\pi$  los cuales se resuelven a través de la matriz que se presenta en el cuadro 4.5.

**Cuadro 4.6:** Matriz de dependencia para el segundo caso

	M	L	T
$g$	0	1	-2
$\rho$	1	-3	0
$y_1$	0	1	0
$q$	0	2	-1
$z_3$	0	1	0
$y_3$	0	1	0

Elaborado por: Pablo Paredes.

En las ecuaciones 4.9, 4.10 y 4.11 se presentan los parámetros  $\pi$  obtenidos.

$$\pi_1 = g^{-\frac{1}{2}} \cdot y_1^{-\frac{3}{2}} \cdot q \quad (4.9)$$

$$\pi_2 = y_3 \cdot y_1^{-1} \quad (4.10)$$

$$\pi_3 = z_3 \cdot y_1^{-1} \quad (4.11)$$

Del análisis físico realizado al resalto hidráulico del segundo caso, se establece que la fuerza de oposición  $F_{Ux}$  es función del calado  $y_3$  y de la altura  $z_3$  del umbral, por lo que se puede tomar en cuenta los ensayos experimentales realizados por Forster & Skrinde, que presentan curvas para un valor constante de  $z_3/y_1$  mostrando la relación  $y_3/y_1$  en función de  $Fr_1$ ; por lo tanto se puede establecer que  $\pi_2$  es función de  $\pi_1$  y  $\pi_3$ , obteniendo la ecuación 4.12 que establece una relación funcional entre los calados de agua, el número de Froude al inicio del estanque disipador y la relación entre la altura del umbral continuo respecto al calado de ingreso al disipador.

$$\frac{y_3}{y_1} = f \left( \frac{q}{\sqrt{g \cdot y_1^3}}, \frac{z_3}{y_1} \right) \quad (4.12)$$

donde:

**$y_3$** : calado sobre el umbral a la salida del estanque disipador. [m]

**$y_1$** : calado al inicio del resalto hidráulico. [m]

**$z_3$** : altura del umbral continuo de sección trapecial. [m]

**$q$** : caudal específico. [m<sup>2</sup>/s]

**$g$** : aceleración de la gravedad. [m<sup>2</sup>/s]

**$\rho$** : densidad del agua [kg/m<sup>3</sup>]

El análisis dimensional permite corroborar el análisis físico realizado para el segundo caso, mediante la aplicación de la ecuación de la cantidad de movimiento, a través de la cual se establece una diferencia respecto al primer caso y es la fuerza de oposición que presenta el umbral, la cual es función de la altura constante  $z_3$  y del calado  $y_3$ . Por esta razón no se puede aplicar la ecuación

de Belanger al segundo caso ya que existe la presencia de la fuerza de oposición al movimiento.

#### 4.2.4 CONCLUSIONES

- El análisis dimensional es de gran ayuda para establecer las variables más importantes que influyen en el fenómeno del resalto hidráulico, pero como se puede observar no presenta la solución completa del problema, por tanto se recurre al análisis físico mediante la aplicación de las ecuaciones fundamentales de la hidráulica para el caso particular del resalto hidráulico.
- El análisis dimensional permite establecer las variables que deben ser registradas en una investigación experimental en modelo físico del resalto hidráulico y define el tratamiento que se debe seguir para determinar que los resultados obtenidos experimentalmente sean consecuentes con lo determinado teóricamente.
- El análisis dimensional realizado indica que el flujo a superficie libre en la sección inicial y final del resalto hidráulico, está condicionado por la influencia de la fuerza de inercia respecto a la influencia de la fuerza de gravedad.
- Para el resalto hidráulico del primer caso se determina que el calado  $y_2$  solo depende de las características hidrodinámicas del flujo en el ingreso al estanque disipador.
- Para el segundo caso se establece que el calado  $y_3$  depende de las condiciones del flujo que ingresa al estanque y también de la fuerza  $F_{Ux}$  que presenta el umbral continuo, por lo que se concluye que la altura del umbral  $z_3$  y el calado  $y_3$  determinan las condiciones del flujo en la salida del estanque disipador.

## **CAPÍTULO 5**

### **DIMENSIONAMIENTO, CONSTRUCCIÓN Y CALIBRACIÓN DEL MODELO FÍSICO**

#### **5.1 INTRODUCCIÓN**

La complejidad de los fenómenos hidráulicos motiva el estudio experimental en modelos físicos reducidos, iniciando con objetividad un proceso de investigación para recopilar información importante acerca del fenómeno físico, el tratamiento ordenado y metódico de los resultados puede llegar a establecer conclusiones y recomendaciones que son verificadas en un laboratorio, donde se evalúa el modelo hidráulico bajo el marco teórico que propone la semejanza entre los sistemas modelo y prototipo a través de la similitud mecánica.

El análisis dimensional ayuda a establecer las principales variables o magnitudes físicas que inciden en el fenómeno hidráulico, por lo que la investigación alcanza un alto grado de objetividad y permite adoptar un modelo físico no distorsionado bajo la similitud restringida de Froude, ya que se trata de un flujo a superficie libre donde la fuerza de gravedad o de peso es la preponderante.

La complejidad del fenómeno hidráulico restringe la semejanza perfecta entre modelo y prototipo, por esto se debe elegir la escala adecuada de longitudes para garantizar que la simulación tenga desviaciones mínimas respecto al criterio de similitud establecido.

La disponibilidad de espacio en un laboratorio, la capacidad de bombeo, la disponibilidad de materiales y el recurso económico son un limitante en la adopción de la escala del modelo, por lo que se realiza una evaluación de las alternativas más razonables que garanticen una modelación física con efectos de escala reducidos, por tanto se deberá analizar no solo la fuerza predominante en el fenómeno sino también la influencia de las demás fuerzas que se desprecian al adoptar una similitud particular, ya que estas pueden limitar el alcance de la investigación.

## 5.2 TEORÍA DE SEMEJANZA MECÁNICA<sup>13</sup>

El marco teórico que promueve la investigación en modelo físico es la teoría de semejanza mecánica, la cual se aplica al medio continuo agua y en el campo físico de la hidráulica.

### 5.2.1 MODELOS HIDRÁULICOS NO DISTORSIONADOS

La presente investigación pretende realizar un estudio en modelo físico de los estanques disipadores de energía dispuestos para la Captación Pilatón, de manera que se pueda verificar el diseño de gabinete, en un modelo a escala reducida, de las principales estructuras hidráulicas dispuestas para el aprovechamiento hidroeléctrico Pilatón - Sarapullo.

La mejor opción para la modelación física de estructuras hidráulicas, como vertederos, compuertas, clapetas y estaques disipadores, es la elaboración de un modelo geoméricamente similar al prototipo, en el cual sus dimensiones mantienen una relación constante respecto a las homólogas del prototipo y deben ser suficientes para definir la escala de longitudes mínima que permita simular objetivamente el fenómeno hidráulico.

La similitud mecánica entre los sistemas modelo y prototipo, se establece cuando a más de cumplir con la semejanza geométrica, se presentan fenómenos de flujo mecánicamente semejantes, cuyas magnitudes físicas en puntos homólogos de ambos sistemas, se mantienen en una relación constante y acorde.

### 5.2.2 SIMILITUD GEOMÉTRICA

Las dimensiones y formas del prototipo son fielmente representadas a escala reducida en un modelo físico, de tal manera que la relación entre las longitudes homólogas del modelo y prototipo se mantiene constante y se denomina escala de longitudes  $e_L$ , esta se define mediante la ecuación 5.1.

$$e_L = \frac{l_p}{l_m} \quad (5.1)$$

---

<sup>13</sup> Hidalgo, M. "Introducción a la teoría de modelos hidráulicos y aplicaciones básicas". Quito. EPN. 2008.

donde:

$e_L$ : escala de longitudes.

$l_p$ : longitud del prototipo. [m]

$l_m$ : longitud del modelo [m]

### 5.2.3 SIMILITUD CINEMÁTICA

Los fenómenos de flujo que se presentan tanto en modelo como en prototipo, se desarrollan en intervalos de tiempo que mantienen una relación constante entre ambos sistemas y el patrón de la trayectoria de las partículas del flujo o líneas de corriente son geoméricamente semejantes. La relación o escala de tiempos entre modelo y prototipo se define como  $e_T$  y se define en la ecuación 5.2, a partir de esta también se puede definir la escala de velocidades definida por  $e_V$  en la ecuación 5.3.

$$e_T = \frac{t_p}{t_m} \quad (5.2)$$

$$e_V = \frac{V_p}{V_m} = \frac{\frac{l_p}{t_p}}{\frac{l_m}{t_m}} = \frac{e_L}{e_T} \quad (5.3)$$

donde:

$e_T$ : escala de tiempos.

$t_p$ : tiempo del prototipo. [s]

$t_m$ : tiempo del modelo. [s]

$e_V$ : escala de velocidades.

$V_p$ : velocidad del prototipo. [m/s]

$V_m$ : velocidad del modelo. [m/s]

### 5.2.4 SIMILITUD DINÁMICA<sup>14</sup>

Las fuerzas dinámicas del fenómeno de flujo, que se presentan en puntos homólogos del modelo y prototipo, mantienen una relación constante llamada escala de fuerzas  $e_F$  y se define en la ecuación 5.4. Cuando se cumple la similitud

---

<sup>14</sup>Castro M. "Análisis Dimensional y Modelación Física en Hidráulica". Quito. EPN.

dinámica y la similitud geométrica se puede determinar que en el modelo se desarrollan fenómenos de flujo cinemáticamente semejantes a los del prototipo.

$$e_F = \frac{F_p}{F_m} = \frac{\frac{m_p \cdot l_p}{t_p^2}}{\frac{m_m \cdot l_m}{t_m^2}} = \frac{e_M \cdot e_L}{e_T^2} \quad (5.4)$$

donde:

$e_F$ : escala de fuerzas.

$F_p$ : fuerza del prototipo. [kg.m/s<sup>2</sup>]

$F_m$ : fuerza del modelo. [kg.m/s<sup>2</sup>]

$e_M$ : escala de masas.

$m_p$ : masa del prototipo. [kg]

$m_m$ : masa del modelo. [kg]

### 5.2.5 SEMEJANZA HIDRÁULICA

La ecuación general de la hidráulica puede desarrollarse como una relación funcional mediante la aplicación del análisis dimensional al fenómeno hidráulico, ya que al tener características generales se deben identificar todas las magnitudes físicas que intervienen, logrando establecer la ecuación 5.5, la cual se cumple tanto en modelo como en prototipo de acuerdo a la teoría de semejanza mecánica.

$$V = \varnothing \left( \frac{d}{a}, \frac{d}{b}, \frac{d}{c}, Fr, Re, W, Ma \right) \sqrt{\frac{\Delta p}{\rho}} \quad (5.5)$$

donde:

$V$ : vector velocidad del flujo. [m/s]

$d$ : longitud característica del fenómeno, puede ser el radio hidráulico. [m]

$a, b, c$ : magnitudes geométricas que describen el contorno físico. [m]

$Fr$ : número de Froude, relaciona fuerza inercial y fuerza gravitacional.

$Re$ : número de Reynolds, relaciona fuerza inercial y fuerza viscosa.

$W$ : número de Weber, relaciona fuerza inercial y fuerza de tensión superficial.

$Ma$ : número de Mach o Cauchy, relaciona fuerza inercial y fuerza de elasticidad.

$\Delta p$ : variación de la presión o presión  $p$ . [N/m<sup>2</sup>]

$\rho$ : densidad del agua. [1000 kg/m<sup>3</sup>]

Las ecuaciones del movimiento, para un flujo de agua, consideran las fuerzas por unidad de peso más importantes que intervienen en el fenómeno de flujo, dependiendo del caso particular de estudio, se establecen las características del fenómeno de acuerdo a la fuerza preponderante en el movimiento y que prácticamente anula a las restantes, ejerciendo su influencia sobre la fuerza de inercia.

Al considerar la ecuación 5.5 para un fluido perfecto solo intervienen los tres primeros parámetros relacionados con la geometría del contorno, pero a través de los cuatro parámetros siguientes se introduce en la ecuación 5.5 la influencia dinámica de las acciones de peso, viscosidad, tensión superficial y elasticidad, respectivamente, en relación con la fuerza de inercia.

**Cuadro 5.1:** Tipos de modelo según la fuerza predominante en el fenómeno

FUERZA PREDOMINANTE	RELACIÓN DE FUERZA	ECUACIÓN DE DEFINICIÓN	IDENTIDAD	SIMILITUD PARTICULAR	TIPO DE MODELO
F <sub>g</sub> : gravitacional	$\frac{F_i}{F_g} = Fr$	$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot d}}$	$Fr_p = Fr_m$	Froude	froudiano
F <sub>μ</sub> : viscosa	$\frac{F_i}{F_\mu} = Re$	$Re = \frac{V \cdot d}{\mu/\rho}$	$Re_p = Re_m$	Reynolds	viscoso
F <sub>σ</sub> : tensión superficial	$\frac{F_i}{F_\sigma} = W$	$W = \frac{V}{\sqrt{\mu/\rho \cdot d}}$	$W_p = W_m$	Weber	-
F <sub>E</sub> : elástica	$\frac{F_i}{F_E} = Ma$	$Ma = \frac{V}{\sqrt{E/\rho}}$	$Ma_p = Ma_m$	Mach	elástico
F <sub>g</sub> , F <sub>μ</sub>	-	-	$Fr_p = Fr_m$ $Re_p = Re_m$ (simultáneo)	Froude - Reynolds	gráfico - viscoso

**Fuente:** Hidalgo, M. "Introducción a la teoría de modelos hidráulicos y aplicaciones básicas". Quito. EPN. 2008.

Para cumplir con la escala de fuerzas presentada en la ecuación 5.4 se debe cumplir la condición matemática – física rigurosa, que a más de exigir la similitud geométrica también implica la igualdad de los números Fr, Re, W y Ma, tanto en modelo como en prototipo, debido a esto se puede establecer que estas condiciones de semejanza perfecta solo se manifiestan en el mismo prototipo y al

elegir una escala diferente de 1 se induce en el sistema modelo desviaciones conocidas como efectos de escala.

La modelación física requiere de un análisis cuidadoso de las fuerzas predominantes que intervienen en el prototipo, para establecer la dependencia del fenómeno hidráulico y representarla en el modelo mediante la identidad de uno sólo de los parámetros adimensionales  $Fr$ ,  $Re$ ,  $W$  ó  $Ma$ .

La similitud hidráulica perfecta entre modelo y prototipo es utópica y se pretende alcanzar una similitud restringida o particular, en el cuadro 5.1 se indican los tipos de modelación que se puede definir de acuerdo a la influencia de la fuerza predominante.

### 5.2.6 CONDICIONES DE BERTRAND

A través de la semejanza mecánica, que se alcanza mediante los criterios de similitud geométrica, cinemática y dinámica, pueden definirse las respectivas escalas de las magnitudes físicas derivadas a través de las escalas de las tres magnitudes fundamentales. Para definir la escala de fuerzas inerciales en la ecuación 5.7, se dispone la escala de masas  $e_M$  en función de la densidad del fluido, que para el caso de la hidráulica es el agua y se evalúa dentro del campo gravitacional de la tierra, esto permite obtener la ecuación 5.6, mediante la cual se puede evaluar cualquier magnitud derivada en función de la escala de longitudes y la escala de tiempos.

$$e_M = e_L^3 \quad (5.6)$$

$$e_F = \frac{e_L^4}{e_T^2} \quad (5.7)$$

En la ecuación 5.7 se observa que la similitud dinámica se puede alcanzar definiendo la escala de longitudes y la escala de tiempos, en general se establece la escala de longitudes pues la escala de tiempos presenta una limitación física al determinar los intervalos de tiempo en ambos sistemas, ya que sugiere la existencia tanto del modelo como del prototipo.

Este vacío para la definición de las escalas se puede resolver observando las condiciones de Bertrand, que sugiere el cumplimiento de la dinámica de Newton, tanto en modelo como en prototipo, según lo que se define en la ecuación 5.5 y por lo tanto se define al tiempo como una variable dependiente como sugiere la ecuación 5.7.1

$$e_T = \frac{e_L^2}{e_F^{1/2}} \quad (5.7.1)$$

Con la definición de la escala de tiempos se puede reestructurar la escala de todas las magnitudes físicas derivadas que ahora son función de la escala de longitudes  $e_L$  y la escala de fuerzas  $e_F$ , lo cual permite evaluar el efecto de la fuerza predominante en el fenómeno hidráulico simulado.

### 5.2.7 SIMILITUD DE FROUDE

El estudio de los flujos a superficie libre indica que estos fenómenos hidráulicos se desarrollan bajo la influencia preponderante de la fuerza gravitacional o de peso, por lo que la modelación física de estos fenómenos se realiza bajo el criterio de la similitud particular de Froude, donde el movimiento del agua es condicionado por la geometría del contorno y el número de Froude, que relaciona la fuerza de inercia respecto a la fuerza de gravedad.

Para determinar la similitud dinámica entre modelo y prototipo, se requiere cumplir la identidad de los números de Froude en ambos sistemas, como indica la ecuación 5.8 y a partir de esta identidad se puede establecer la escala de tiempos en función de la escala de longitudes como indica la ecuación 5.9, ya que la evaluación del modelo se realiza con el mismo fluido del prototipo, el agua y en el campo gravitacional de la Tierra, teniendo la escala de densidades  $e_\rho=1$ , la escala de pesos específicos  $e_\gamma=1$  y la escala de gravedad  $e_g=1$ .

$$\frac{Fr_p}{Fr_m} = 1 \quad (5.8)$$

$$e_T = e_L^{1/2} \quad (5.9)$$

donde:

$Fr_p$ : número de Froude en prototipo

$Fr_m$ : número de Froude en modelo

$e_T$ : escala de tiempos.

$e_L$ : escala de longitudes.

La modelación física según el criterio particular de la similitud de Froude, establece la ecuación 5.9, a través de la cual se puede definir las escalas para las magnitudes físicas de interés y que son función exclusiva de la escala de longitudes  $e_L$ , ya que para esta condición es demostrable el cumplimiento de las condiciones de la dinámica de Newton; en el cuadro 5.2 se presentan las escalas de las magnitudes físicas más usadas en la modelación hidráulica según el criterio de Froude.

**Cuadro 5.2:** Escalas de magnitudes físicas para la modelación según Froude

MAGNITUD FÍSICA	SIMBOLO DE ESCALA	EQUIVALENCIA
Longitud	$e_L$	$e_L$
Superficie	$e_A$	$e_L^2$
Tiempo	$e_T$	$e_L^{1/2}$
Velocidad	$e_V$	$e_L^{1/2}$
Caudal	$e_Q$	$e_L^{5/2}$
Fuerza	$e_F$	$e_L^3$
Presión	$e_P$	$e_L$

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

En la modelación hidráulica, la aplicación de la similitud de Froude requiere la verificación de las hipótesis planteadas para adoptar la escala mínima de longitudes, de acuerdo a las cuales los efectos de la tensión superficial y la viscosidad no intervienen de manera significativa en el fenómeno de flujo.

El resalto hidráulico es uno de los fenómenos que se caracteriza por el número de Froude, el cual identifica al flujo supercrítico y subcrítico antes y después del fenómeno turbulento, que se desarrolla en la longitud de los estanques disipadores de energía.

### **5.2.8 MODELO NO DISTORSIONADO Y SIN ROZAMIENTO DE LOS ESTANQUES DISIPADORES DE ENERGÍA.**

El resalto hidráulico es común en canales abiertos con flujo a superficie libre, por lo tanto se trata como un fenómeno que depende de la fuerza gravitacional y de la fuerza de inercia. La evaluación de la fuerza de rozamiento inducida por los esfuerzos tangenciales, indica que a pesar de que se presentan en toda el área mojada que confina el fenómeno, la longitud del disipador es demasiado corta y el orden de magnitud de las fuerzas de fricción es despreciable comparado a la magnitud que tiene la fuerza de presión hidrostática y la cantidad de movimiento lineal en las secciones que confinan el volumen de control para el análisis del resalto hidráulico.

Los estanques disipadores rectangulares son considerados como estructuras cortas en las que la disipación de energía se debe al mecanismo turbulento del fenómeno y no a las pérdidas por rozamiento, las cuales son consecuencia de los esfuerzos tangenciales a las superficies de contacto y que se oponen al movimiento del flujo.

En el resalto hidráulico el flujo supercrítico disipa su energía a través del intercambio de cantidad de movimiento entre partículas que poseen distintas velocidades y direcciones, ocasionando una zona superficial de remolinos de alta intensidad turbulenta que se manifiesta como una onda estacionaria, ya que el flujo subcrítico de aguas abajo ingresa a los estanques disipadores y arremete contra el flujo supercrítico que avanza con altas velocidades hacia aguas abajo, en esta zona existen considerables gradientes de velocidad que permiten disipar la energía cinética del flujo hasta que alcance un equilibrio con el flujo subcrítico de aguas abajo en el que predominan las fuerzas de gravedad; estas condiciones permiten analizar el fenómeno hidráulico en un modelo físico con el criterio de similitud según Froude y aplicar las escalas de las magnitudes físicas presentadas en el cuadro 5.2, que son función exclusiva de la escala de longitudes, definiendo las condiciones para un modelo no distorsionado que opera con el fluido agua y bajo el campo gravitacional conocido.

En el modelo físico deben medirse los caudales y calados de agua en las secciones establecidas para caracterizar el flujo supercrítico al inicio del resalto hidráulico y en su sección de equilibrio que presenta un flujo subcrítico, al final de los estanques disipadores de energía, el cual es regulado desde aguas abajo por el canal enrocado y las secciones del cauce natural del río.

### 5.2.9 LIMITACIONES DE LA MODELACIÓN HIDRÁULICA<sup>15</sup>

El espacio limitado del laboratorio y la capacidad de bombeo llegan a condicionar la escala mínima que puede establecerse para la modelación física según el criterio de Froude, por lo que la escala de longitudes escogida no debe generar desviaciones en el modelo, que provoquen efectos no deseados en el comportamiento dinámico del flujo, debido a la influencia de la tensión superficial y de la viscosidad, ya que la reducción física de las dimensiones provoca un incremento del efecto de estas propiedades físicas del agua sobre los contornos.

En los modelos hidráulicos a superficie libre, en donde la geometría, viscosidad y rugosidad del contorno tienen importancia en el fenómeno hidráulico, se considera un coeficiente de pérdida  $\lambda$  que es función de la rugosidad relativa y también se requiere cumplir simultáneamente la similitud de Froude y la similitud de Reynolds, lo cual implica una modelación física usando un fluido distinto al del prototipo.

Para el estudio de modelos a superficie libre se debe mantener el criterio de similitud de Froude, por lo que el número de Reynolds se presenta menor al del prototipo como indica la ecuación 5.10, esto se corrige con un modelo construido en base a un material hidráulicamente más liso que el prototipo para simular correctamente el coeficiente de pérdida del prototipo, de tal manera que las condiciones de turbulencia totalmente desarrollada garantizan la simulación de un flujo a superficie libre, con las características de la mayoría de fenómenos hidráulicos en la naturaleza.

$$\frac{Re_p}{Re_m} = e_L^{3/2} \quad (5.10)$$

---

<sup>15</sup>Castro M. “Análisis Dimensional y Modelación Física en Hidráulica”. Quito. EPN.

Esta limitación física del modelo queda sin ninguna consecuencia cuando el flujo alcanza un grado de turbulencia totalmente desarrollado, bajo el cual se considera al modelo en una zona rugosa que permite simular la pendiente de la línea de energía y la pendiente de la superficie libre del agua.

El flujo estudiado en modelo debe alcanzar un número de Reynolds mayor a  $1 \times 10^4$  para que sea considerado como flujo turbulento y los efectos viscosos puedan despreciarse, también se previene la influencia de la tensión superficial evitando calados de agua menores a 3 cm.

### **5.3 DIMENSIONAMIENTO DEL MODELO FÍSICO<sup>16</sup>**

El modelo físico de la Captación Pilatón forma parte del proyecto de investigación experimental que se lleva a cabo en el Centro de Investigaciones y Estudios en Recursos Hídricos (CIERHI) de la Escuela Politécnica Nacional, la cual mediante convenio con CELEC E.P. y la Unidad de Negocio Hidrotoapi, acuerdan el estudio de tres modelos hidráulicos, los cuales evalúan las principales estructuras hidráulicas que forman parte del Proyecto Hidroeléctrico Toachi Pilatón.

Dentro de las instalaciones del CIERHI se requiere evaluar tres modelos hidráulicos, los cuales son:

- Modelo 1.- Captación Pilatón
- Modelo 2.- Presa Toachi
- Modelo 3.- Estructura de Unión

Se tiene que tomar en cuenta las limitaciones de espacio en el laboratorio, proyectando la construcción de obras adicionales como el sistema de alimentación de caudales con sus respectivas estructuras de restitución al sistema de recirculación. La presente investigación fue realizada en el Modelo 1 de la Captación Pilatón la cual dispone de las estructuras hidráulicas principales que se requieren para el análisis de la disipación de energía en los estanques, aguas abajo del azud móvil

---

<sup>16</sup>Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. *“Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”*. Quito. 2012.

### 5.3.1 ELECCIÓN DE LA ESCALA PARA LA CAPTACIÓN PILATÓN

Tomando en cuenta el criterio de similitud según Froude para el Modelo 1, se requiere definir la escala geométrica adecuada y se evalúan distintas opciones de acuerdo a las posibles dimensiones geométricas, calados y caudales que se pueden presentar, los cuales se resumen en el cuadro 5.3.

**Cuadro 5.3:** Magnitudes físicas del prototipo reducidas a las dimensiones de modelo para distintas escalas de longitudes.

MAGNITUD FÍSICA	DESCRIPCIÓN	PROTOTIPO	MODELO $e_L=20$	MODELO $e_L=25$	MODELO $e_L=40$
Longitud [m]	Canal de aproximación	90.00	4.500	<b>3.600</b>	2.250
	Ancho del vertedero	8.20	0.410	<b>0.328</b>	0.205
	Longitud del estanque	27.00	1.350	<b>1.080</b>	0.675
	Diferencia de niveles	8.00	0.400	<b>0.320</b>	0.200
	Ancho del enrocado	36.50	1.825	<b>1.460</b>	0.913
Caudal [m <sup>3</sup> /s]	Caudal máximo	480.00	0.268	<b>0.154</b>	0.047
	Caudal por estanque	160.00	0.089	<b>0.051</b>	0.016
Calado [m]	Calado máximo	7.20	0.360	<b>0.288</b>	0.180
	Calado mínimo	1.27	0.064	<b>0.051</b>	0.032

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

La escala de longitudes igual a 25 se elige como la más adecuada para ser adoptada en el Modelo 1, pues para una escala igual a 20 el caudal máximo se incrementa considerablemente y para la escala de longitudes igual a 40 se presentan calados pequeños, cercanos al límite sugerido para evitar los efectos de la tensión superficial.

### 5.3.2 DESCRIPCIÓN DE LAS INSTALACIONES DEL CENTRO DE INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS EN RECURSOS HÍDRICOS, CIERHI

El laboratorio se constituye de una plataforma de hormigón armado con una superficie disponible de aproximadamente 650 m<sup>2</sup>, en la cual se establece un sistema de recirculación, constituido de un canal perimetral que descarga a una cámara baja, que permite tener una carga de agua considerable sobre las toberas de succión para alimentar cuatro bombas instaladas en el cuarto de máquinas. Estas bombas impulsan el flujo hacia un tanque de carga ubicado en la parte

superior, el cual es regulado por vertederos tipo laberinto para retornar los excesos al canal de recirculación cuando las bombas se encuentren encendidas y el caudal ocupado no se aprovecha al máximo.

**Fotografía 5.1:** Vista panorámica del CIERHI



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi-Pilatón. 2011-2013

**Fotografía 5.2:** Cuarto de Bombas y Tanque de carga



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi-Pilatón. 2011-2013

El caudal requerido se descarga a través de las líneas principales de distribución, tuberías que rodean el perímetro del laboratorio y que disponen de accesorios que facilitan la conexión de líneas de conducción secundarias para alimentar los modelos.

La capacidad de cada bomba es aproximadamente  $0.2 \text{ m}^3/\text{s}$ , por lo que la capacidad máxima de bombeo cuando se operan las cuatro bombas alcanza un caudal de  $0.8 \text{ m}^3/\text{s}$ .

La disponibilidad de espacio conduce a elegir la escala de longitudes igual a 25 y a través de la cual se determina que el modelo de la Captación Pilatón puede ser operado con una sola bomba.

El laboratorio posee un taller, el cual está destinado para el trabajo especializado que requiere la construcción del modelo, en el cual se dispone de herramienta y equipo especializado que facilita la ejecución del modelo físico.

El CIERHI también cuenta con oficinas para establecer la base de operaciones en donde se recopila y procesa la información levantada en los modelos.

**Fotografía 5.3:** Herramienta especializada disponible en el taller del CIERHI



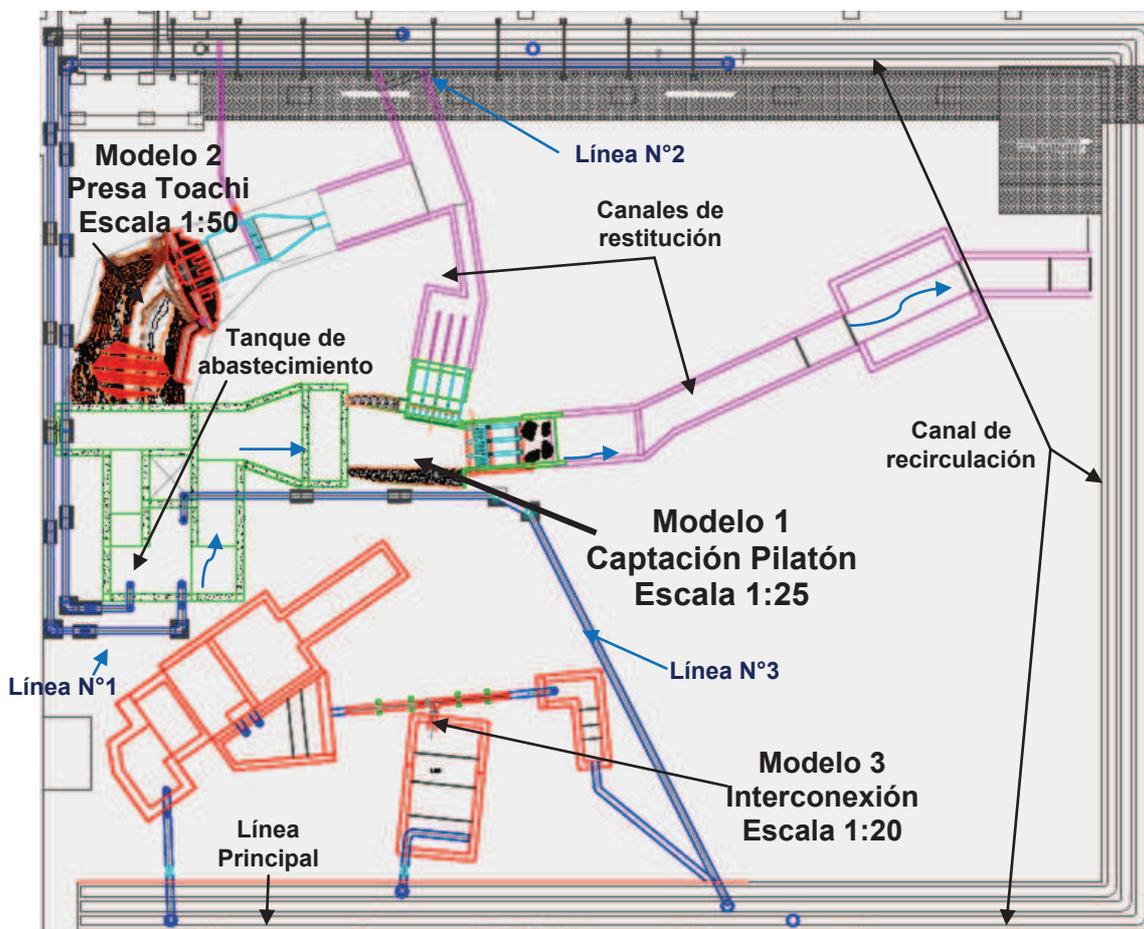
**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi-Pilatón. 2011-2013

### 5.3.3 FORMULACIÓN DEL MODELO 1.- CAPTACIÓN PILATÓN

El análisis de la teoría de semejanza mecánica y la experiencia en la modelación hidráulica, contribuyen para definir la escala geométrica de los modelos no distorsionados de las estructuras hidráulicas sujetas a evaluación experimental.

Conocida la disponibilidad de espacio y la capacidad de las bombas se procede a configurar la implantación de los tres modelos hidráulicos en la plataforma del CERHI, como indica la figura 5.1, estos han sido analizados y definidos según las características indicadas en el cuadro 5.4.

**Figura 5.1:** Vista en planta del CIERHI con la implantación de los tres modelos hidráulicos y sus estructuras complementarias.



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. "Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico". Quito. 2012.

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

**Cuadro 5.4:** Características de los modelos hidráulicos instalados en el CIERHI

MODELO	NOMBRE	ESCALA DE LONGITUDES	CRITERIO DE SIMILITUD
1	Captación Pilatón	25	Froude
2	Presa Toachi	50	Froude
3	Estructura de unión	20	Euler

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

En base al análisis realizado para presentar la propuesta técnico – económica de parte de la Escuela Politécnica Nacional, se establece la escala de longitudes  $e_L=25$  para el Modelo 1 correspondiente a la Captación Pilatón, en el cuadro 5.5 se presentan las escalas para las distintas magnitudes físicas con sus respectivas equivalencias numéricas y valoraciones comunes que ayudan a una mejor comprensión de la correspondencia entre modelo y prototipo.

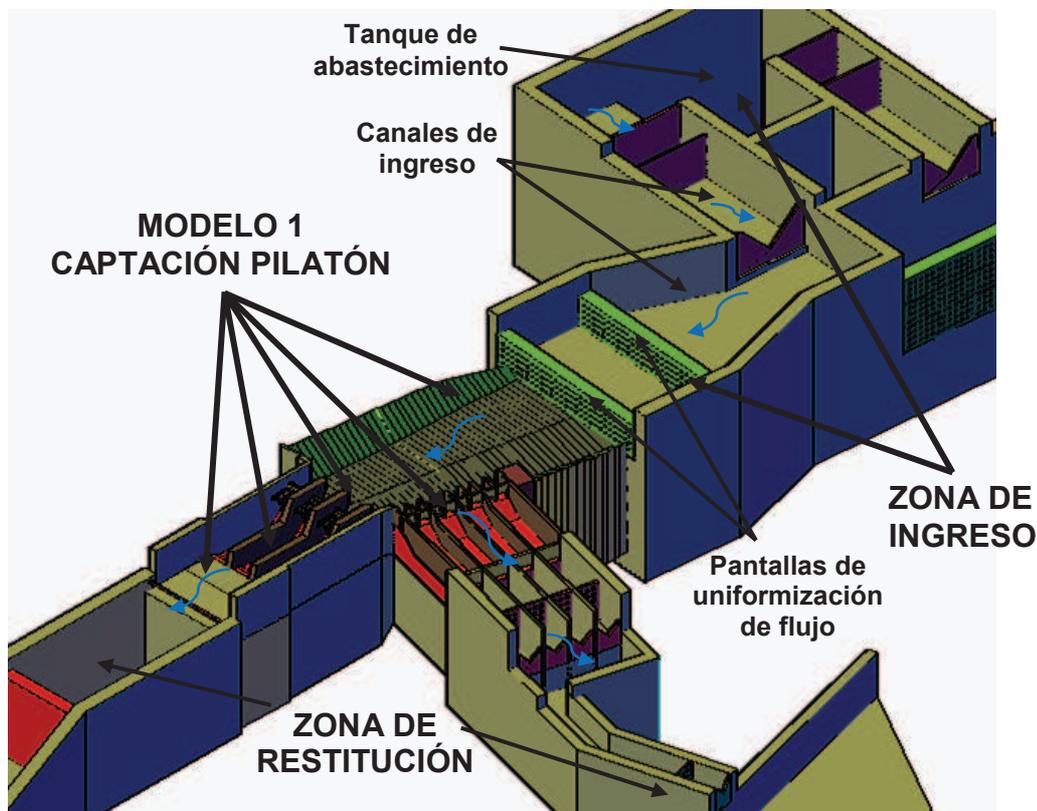
**Cuadro 5.5:** Escalas y equivalencias de las magnitudes físicas para el Modelo 1

MAGNITUD FÍSICA	ESCALA			VALOR NUMÉRICO DE MAGNITUDES		
	SIMBOLO	EQUIVALENCIA	VALOR NUMÉRICO	UNIDAD	PROTOTIPO	MODELO
<b>Longitud</b>	$e_L$	$e_L$	25	m	1	0.040
<b>Superficie</b>	$e_A$	$e_L^2$	625	m <sup>2</sup>	10	0.016
<b>Tiempo</b>	$e_T$	$e_L^{1/2}$	5	s	3600	720
<b>Velocidad</b>	$e_V$	$e_L^{1/2}$	5	m/s	1	0.200
<b>Caudal</b>	$e_Q$	$e_L^{5/2}$	3125	m <sup>3</sup> /s	1	0.032
<b>Fuerza</b>	$e_F$	$e_L^3$	15625	kg <sub>fuerza</sub>	1000	0.064
<b>Presión</b>	$e_P$	$e_L$	25	m	10	0.400

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

El sistema de recirculación de caudales que dispone el CIERHI facilita la operación de un modelo hidráulico mediante la configuración de tres zonas fundamentales, las cuales se identifican en la figura 5.2, con el fin de implementar una zona de carga o ingreso de los caudales específicos al modelo y aguas abajo restituirlos al canal de recirculación, de esta manera se garantiza la operación permanente durante los ensayos.

**Figura 5.2:** Esquema general del Modelo 1 con las zonas de ingreso y restitución



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

### 5.3.3.1 Zona de Ingreso

La zona de ingreso se constituye de las principales estructuras para abastecer de un caudal específico al Modelo 1 y también al Modelo 2 ya que comparten el tanque de abastecimiento al cual llegan tres líneas de conducción.

- *Líneas de conducción.*- Para conducir el caudal desde la línea principal de tuberías del CIERHI, la cual forma parte del sistema de recirculación, se conecta tres líneas de conducción secundarias para dotar del caudal necesario a los tanques de abastecimiento del Modelo 1, estas líneas son reguladas por tres válvulas de compuerta. La figura 5.1 muestra la disposición de las líneas de conducción y el cuadro 5.6 presenta las características de la tubería.

**Cuadro 5.6:** Características de las líneas de conducción para la dotación de caudal al tanque de abastecimiento de los modelos hidráulicos 1 y 2

LÍNEA DE CONDUCCIÓN	DIÁMETRO [mm]	MATERIAL	LONGITUD [m]
1	200	PVC	34.5
2	200	PVC	39.6
3	200	PVC	24.6

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “*Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico*”. Quito. 2012.

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

- *Tanque de abastecimiento.*- aquí se encuentra la descarga de las líneas de conducción, las cuales regulan el caudal necesario para cada ensayo a través de las válvulas de compuerta, el tanque cumple con la función de proveer el caudal a los modelos a través del canal de ingreso, que inicia en la parte superior y dirige el flujo hacia el primer vertedero de aforo. La figura 5.2 muestra el tanque de abastecimiento y el cuadro 5.7 presenta sus principales características.

**Cuadro 5.7:** Características del tanque de abastecimiento

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	VALOR
<b>Altura</b>	m	2.90
<b>Ancho mínimo</b>	m	1.50
<b>Ancho máximo</b>	m	2.70
<b>Longitud mínima</b>	m	1.30
<b>Longitud máxima</b>	m	2.50
<b>Volumen de almacenamiento</b>	m <sup>3</sup>	8.00
<b>Diámetro de la tubería de desagüe</b>	mm	50.80
<b>Material</b>	-	Hormigón

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “*Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico*”. Quito. 2012.

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

- *Canales de ingreso.*- en la parte superior del tanque se ubica un canal para conducir el caudal a través del vertedero de aforo, el cual descarga en una

transición que contiene un sistema de mallas para uniformizar el flujo que ingresa al canal de aproximación del Modelo 1. La figura 5.2 presenta el canal de ingreso y la transición, sus características principales se indican en el cuadro 5.8.

**Cuadro 5.8:** Características de los canales ingreso al Modelo 1

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	Canal	Transición
		VALOR	VALOR
<b>Altura</b>	m	0.80	0.50
<b>Ancho mínimo</b>	m	2.82	1.55
<b>Ancho máximo</b>	m	2.82	2.82
<b>Longitud</b>	m	4.15	4.40
<b>Material</b>	-	Hormigón	Hormigón

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “*Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico*”. Quito. 2012.

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

### 5.3.3.2 Modelo 1.- Captación Pilatón

El modelo físico de la Captación Pilatón se inicia inmediatamente aguas abajo de la última pantalla de uniformización del flujo, al final de la transición; el Modelo 1 se constituye de las siguientes estructuras principales:

- Canal de aproximación
- Estructura de toma
- Azud móvil
- Estanques disipadores
- Canal enrocado

También se modela dos estructuras complementarias:

- Canal desripador y canal de purga
- Escalera de peces

Figura 5.3: Planta del Modelo 1.- Captación Pilatón

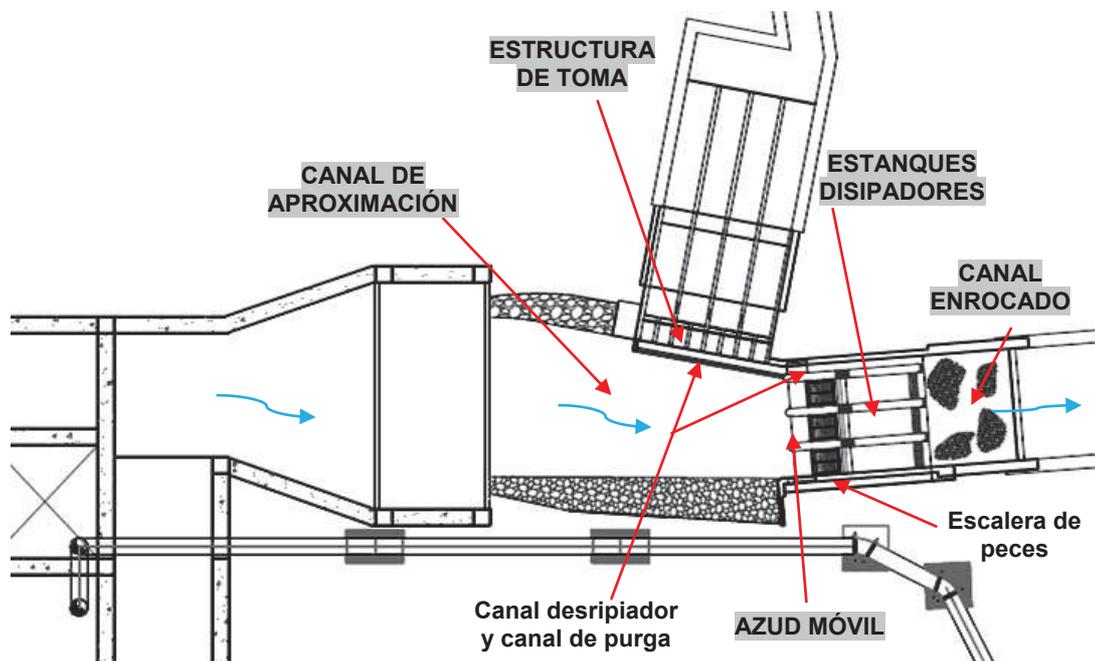
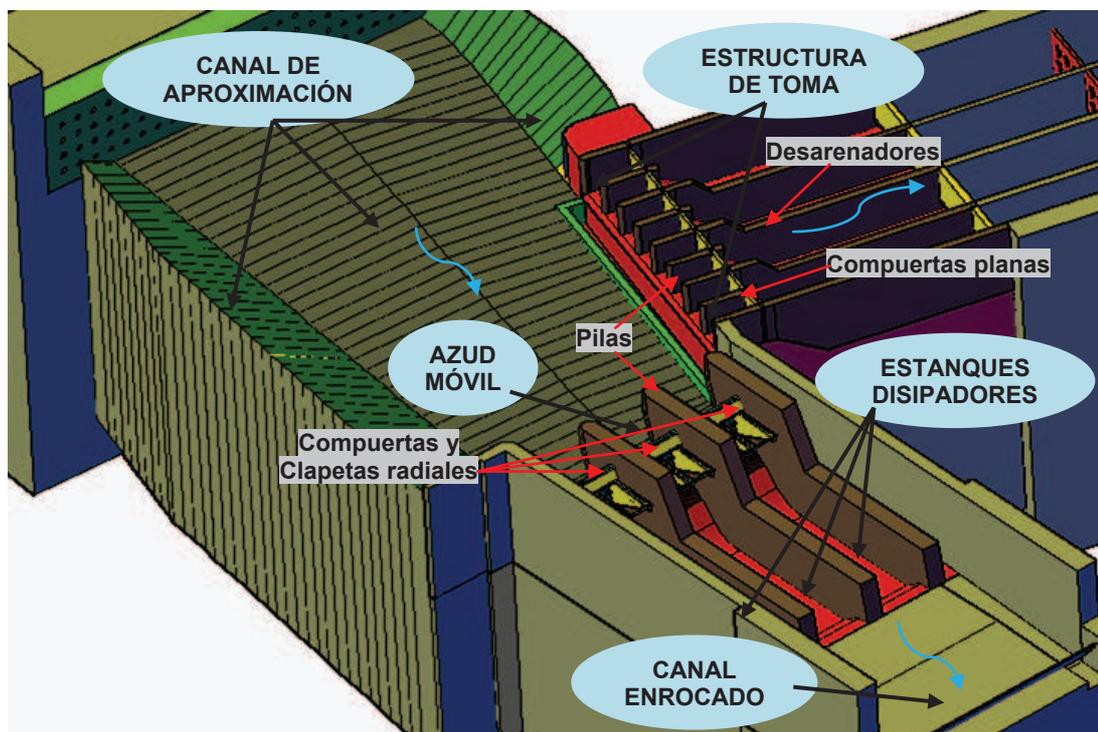


Figura 5.4: Esquema 3D de las estructuras principales del Modelo 1



Fuente: Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. "Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico". Quito. 2012.

Elaborados por: Pablo Paredes.

En la figura 5.3 se presenta la configuración en planta y en la figura 5.4 el esquema 3D de las estructuras principales y complementarias que son representadas en el Modelo 1, también se observa parte de las zonas dispuestas para el ingreso y restitución de caudales.

- *Canal de aproximación.*- el prototipo es modelado hasta 70.9 m aguas arriba del azud móvil, en la solera de este canal se dispone un material pétreo de 24 mm de diámetro nominal, el cual equivale a los 600 mm que caracteriza al enrocado que se dispone para el prototipo. Los taludes son conformados con terrocemento con la inclinación prevista.

**Cuadro 5.9:** Características geométricas del Canal de aproximación

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PROTOTIPO	MODELO
Longitud	m	70.90	2.84
Pendiente del tramo inicial	%	2.67	2.67
Pendiente del tramo final	%	3.06	3.06
Talud margen izquierda	V:H	1:1.5	1:1.5
Talud margen derecha	V:H	1:2	1:2
Material de solera	-	Enrocado	Ripio graduado
Material de talud	-	Aluviales	Terrocemento

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “*Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico*”. Quito. 2012.

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

- *Estructura de toma.*- se ubica en la margen izquierda, la cual es modelada parcialmente ya que las cámaras desarenadoras no son objeto de estudio, más bien se analiza el flujo de aproximación y la derivación del caudal de diseño. En el ingreso a la toma se ubican las compuertas planas en cada en cada compartimento generado por la división de las pilas semicirculares.
- *Azud móvil.*- dispone de tres vertederos de cimacio tipo WES del U.S. Corps of Engineers, divididos por pilas semicirculares, cuyos muros se extienden hacia aguas abajo hasta el final de los estanques disipadores de energía. Inmediatamente aguas abajo de la cresta de cada vertedero se ubica el cierre de las compuertas radiales y en la parte superior de ellas se

ubican las clapetas radiales, este conjunto regula el nivel de agua frente a la toma y la descarga controlada de los excesos de caudal.

**Cuadro 5.10:** Características geométricas de la Estructura de toma

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PROTOTIPO	MODELO
Número de compuertas planas	u	8	8
Ancho de compuertas planas	m	4.00	0.160
Alto de compuertas planas	m	4.50	0.180
Número de pilas centrales	u	7	7
Número de pilas extremas	u	2	2
Radio de Pilas	m	0.50	0.020
Ancho de muros	m	1.00	0.040
Ancho total de la toma	m	41.50	1.660
Ancho de azud de derivación	m	4.00	0.160
Alto de azud de derivación	m	4.50	0.180
Longitud parcial de desarenadores	m	20.00	0.800
Ancho de cada desarenador	m	9.00	0.360
Altura de desarenadores	m	6.50	0.260
Material de compuertas planas	-	Hormigón	Madera
Material de pilas	-	Hormigón	Madera
Material de azud de derivación	-	Hormigón	Acrílico
Material de desarenadores	-	Hormigón	Hormigón

**Cuadro 5.11:** Características geométricas de los Vertederos

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PROTOTIPO	MODELO
Número de vertederos	u	3	3
Ancho del vertedero	m	8.20	0.328
Número de pilas centrales	u	2	2
Número de pilas extremas	u	1	1
Radio de pilas	m	1.25	0.050
Ancho de muros	m	2.50	0.100
Ancho total	m	32.10	1.284
Longitud total	m	17.00	0.680
Altura total	m	8.00	0.320
Carga de diseño	m	5.00	0.200
Material de vertederos	-	Hormigón	Acrílico
Material de pilas	-	Hormigón	Madera

**Cuadro 5.12:** Características geométricas de Compuertas y Clapetas radiales

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PROTOTIPO	MODELO
Número de compuertas	u	3	3
Ancho de compuerta	m	8.20	0.328
Radio de compuerta	m	8.20	0.328
Altura de compuerta	m	3.80	0.152
Número de clapetas	m	3	3
Ancho de clapeta	m	8.20	0.328
Radio de clapeta	m	8.20	0.328
Altura de clapeta	m	1.40	0.056
Altura total del conjunto	m	5.20	0.208
Material de compuertas	-	Acero	Acrílico
Material de clapetas	-	Acero	Acrílico

**Cuadro 5.13:** Características geométricas de los Estanques disipadores

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PROTOTIPO	MODELO
Número de estanques	u	3	3
Ancho de estanque	m	8.20	0.328
Longitud de estanque	m	27.00	1.080
Altura de muros	m	8.00	0.320
Altura de umbral	m	2.00	0.080
Pendiente del umbral	V:H	2:3	2:3
Longitud total de umbral	m	5.00	0.200
Calado conjugado mayor	m	7.20	0.288
Calado contraído inicial	m	1.27	0.051
Material de estanques	-	Hormigón	Acrílico

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “*Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico*”. Quito. 2012.

**Elaborados por:** Pablo Paredes.

- *Estanques disipadores.*- aguas abajo de los vertederos se localizan tres estanques disipadores, que finalizan con un salto positivo en forma de umbral continuo, el cual descarga al nivel del canal enrocado.
- *Canal enrocado.*- se ubicado al final de los estanques disipadores, es modelado en toda su longitud y constituye el final del modelo físico de la Captación Pilatón, en su solera se dispone de un material pétreo cuyo

diámetro nominal corresponde a 32 mm y es equivalente a los 800 mm que se dispone como diámetro nominal para el enrocado del prototipo.

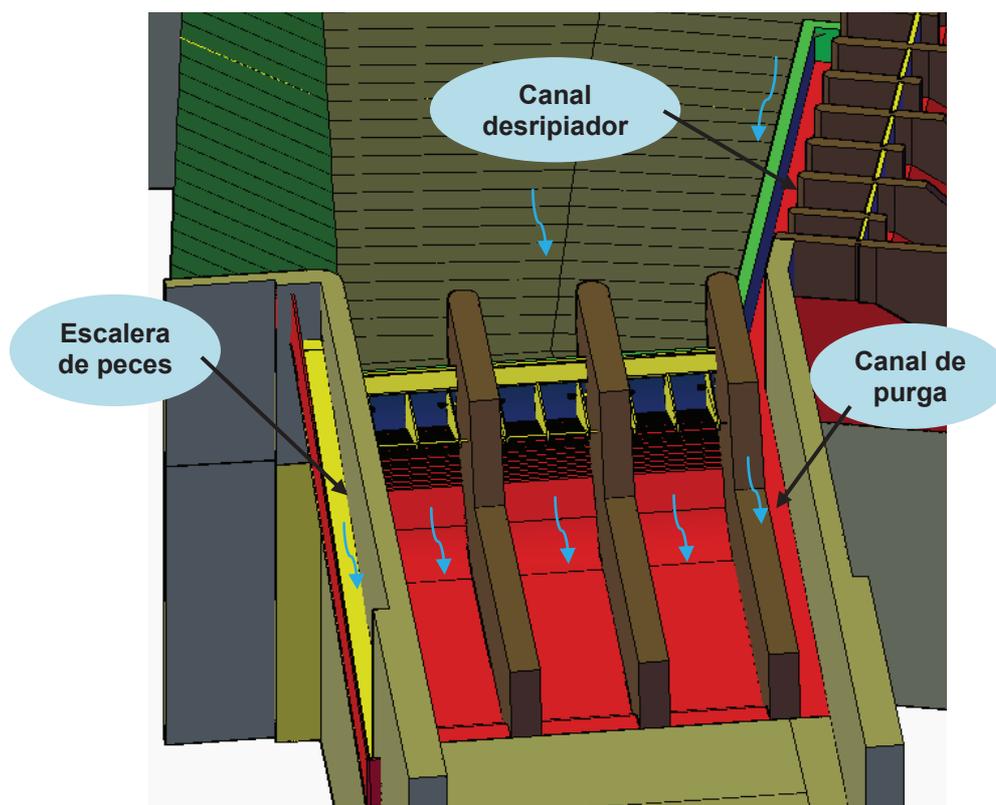
**Cuadro 5.14:** Características geométricas del Canal enrocado

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PROTOTIPO	MODELO
Ancho del canal	m	26.50	1.060
Longitud del canal	m	34.60	1.384
Diámetro nominal del enrocado	mm	800	32
Altura de muros	m	8.00	0.320
Material de la solera del canal	-	Roca de sitio	Ripio
Material de muros del canal	-	Hormigón	Acrílico

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

**Figura 5.5:** Esquema de las estructuras complementarias del Modelo 1



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

- *Canal desripador y canal de purga.*- frente a la toma se dispone un canal desripador que posee una pendiente moderada y permite la recolección de sólidos que son retenidos antes de su ingreso a los desarenadores, aguas abajo el canal de purga se conecta al desripador y posee una pendiente fuerte que permite la descarga de los sedimentos retenidos, este último es regulado por una compuerta radial de fondo, que sobre su estructura de soporte dispone de una pequeña clapeta para eliminar el material flotante.

**Cuadro 5.15:** Características geométricas del Canal desripador y canal de purga

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PROTOTIPO	MODELO
Ancho del canal	m	2.50	0.100
Longitud del canal	m	40.00	1.600
Pendiente del desripador	%	4.00	4.00
Pendiente del canal de purga	%	10.50	10.50
Altura de muro-vertedero	m	2.50	0.100
Radio de la cresta del muro	m	0.50	0.020
Ancho de compuerta de purga	m	2.50	0.100
Ancho de compuerta de purga	m	2.50	0.100
Alto de compuerta de purga	m	2.00	0.080
Alto de clapeta superior	m	1.10	0.044
Material de canales	-	Hormigón	Acrílico
Material de la cresta del muro	-	Hormigón	Madera

**Cuadro 5.16:** Características geométricas de la Escalera de peces

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PROTOTIPO	MODELO
Ancho del canal	m	2.40	0.096
Longitud del canal	m	44.95	1.810
Pendiente del canal de purga	%	20.00	20.00
Material de la escalera de peces	-	Hormigón	Acrílico

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “*Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico*”. Quito. 2012.

**Elaborados por:** Pablo Paredes

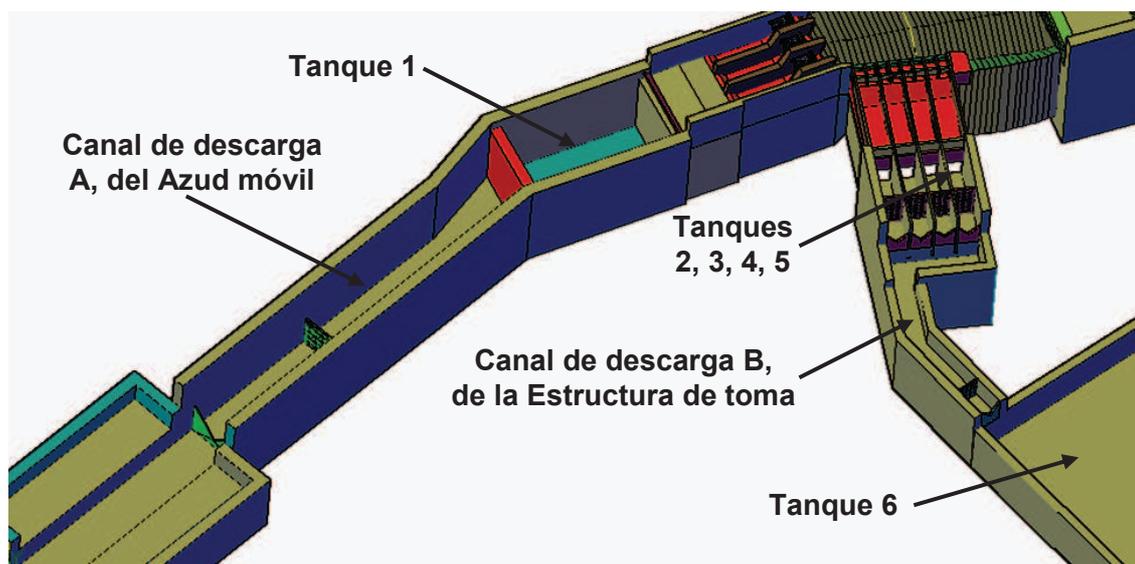
- *Escalera de peces.*- el orificio de ingreso a esta estructura se encuentra en la margen derecha del azud móvil, el cual descarga el caudal ecológico a un canal rectangular que representa la escalera de peces y aguas abajo es

restituido a través de un orificio ubicado en la margen derecha del canal enrocado. Esta estructura no ha sido diseñada a detalle ya que no es el objeto de estudio observar su comportamiento sino solo determinar que se cumpla el ingreso del caudal ecológico.

### 5.3.3.3 Zona de restitución

Los caudales que ingresan al modelo deben ser restituidos al canal de recirculación, por lo que al final de las estructuras terminales se disponen tanques para retener sólidos y aguas abajo se ubican los canales de descarga. Esto se realiza con la finalidad de facilitar la limpieza de sedimento y evitar el ingreso de partículas no deseadas que pueden dañar las bombas. En la figura 5.6 se presentan los tanques de retención y los canales de descarga con su respectiva identificación.

**Figura 5.6:** Esquema de las estructuras complementarias del Modelo 1



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. "Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico". Quito. 2012.

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

- *Tanques de retención de sólidos.*- estos dispositivos se ubican al final del canal enrocado para recibir la descarga de los excesos de caudal y al final de cada cámara desarenadora para evacuar el caudal derivado en la toma. Las características geométricas de estos estanques se presentan en el cuadro 5.17.

**Cuadro 5.17:** Características geométricas de los Tanques de retención de sólidos

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	TANQUE 1	TANQUES 2,3,4,5	TANQUE 6
<b>Ancho</b>	m	1.38	0.37	1.60
<b>Altura</b>	m	1.35	1.50	1.25
<b>Longitud</b>	m	1.75	1.00	0.60
<b>Material</b>	-	Bloque	Hormigón	Bloque

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. *“Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”*. Quito. 2012.

**Elaborados por:** Pablo Paredes

- *Canales de descarga.*- los canales se ubican a continuación de los estanques retenedores y permiten conducir los caudales hasta el canal de recirculación, evitando al máximo el ingreso de sedimento. Se requiere el canal de descarga del Azud móvil y el canal de descarga de la Estructura de toma, sus características geométricas se presentan en el cuadro 5.18.

**Cuadro 5.18:** Características geométricas de los Canales de descarga

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANAL A	CANAL B
<b>Ancho</b>	m	1.00	0.40
<b>Altura</b>	m	0.75	1.05
<b>Longitud</b>	m	9.25	3.15
<b>Material</b>	-	Bloque	Bloque

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. *“Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”*. Quito. 2012.

**Elaborados por:** Pablo Paredes

## 5.4 PROCESO CONSTRUCTIVO DEL MODELO FÍSICO DE LA CAPTACIÓN PILATÓN

La construcción del modelo físico, así como su concepción requiere de un proceso ordenado y metódico, que garantice el nivel de precisión solicitado por las rigurosas condiciones que exige la investigación experimental en modelos hidráulicos. La disponibilidad de materiales versátiles, la fina técnica de la modelación de los mismos y el uso de equipo especializado para medir el grado de precisión geométrica que alcanzan los modelos, garantiza un proceso

constructivo exitoso, que permite realizar los ensayos planificados y que exponen al modelo a situaciones complejas y rigurosas, características de cualquier fenómeno hidráulico.

#### **5.4.1 REPLANTEO DE LAS ESTRUCTURAS DEL MODELO 1 EN EL CIERHI**

Mediante la adecuada operación de un equipo topográfico de precisión, se realiza un levantamiento a detalle de la plataforma de operaciones del laboratorio, para ubicar y trazar sobre la misma la implantación del Modelo 1, ubicando los principales ejes de las estructuras que serán implementadas.

Durante las etapas del proceso constructivo se presenta la necesidad de verificar la geometría del modelo, por lo que se usa un equipo topográfico de precisión para determinar la posición, respecto a un origen georeferenciado, de los puntos principales de las estructuras construidas e instaladas. El equipo topográfico usado es:

- Estación Total marca LEICA
- Nivel topográfico de precisión marca SOKKIA
- Regleta de madera de 3 m de longitud y precisión de 1 mm
- Prisma topográfico
- Cinta métrica, piquetas, trazadores, etc.

Las coordenadas relativas ubicadas dentro del CIERHI, con las que se realizan el replanteo y levantamiento topográfico de las estructuras hidráulicas del Modelo 1 son:

- E1.- X: 97.625; Y:200.036; Z:203.174
- E2.- X:132.404; Y:196.798; Z:203.143

#### **5.4.2 TANQUE DE ABASTECIMIENTO**

Las cargas de presión que soportan las paredes del tanque, las cuales alcanzan 2.60 m, influye en la elección de la metodología constructiva, por lo que se proyectan muros de 0.20 m de espesor, fundidos con hormigón de  $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$  y armados con acero de refuerzo de  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ .

Para garantizar la impermeabilidad y estabilidad de la base del tanque, inicialmente se funde de manera simultánea la loseta y un bordillo, que poseen una capa media de cinta aislante de PVC, luego se procede a instalar el encofrado, que debe cumplir con la estabilización y verticalidad que requiere la adecuada conformación de los muros de hormigón armado.

**Fotografía 5.4:** Base impermeable (i). Encofrado de muros (ii). Descarga de tuberías perforadas (iii). Válvulas de compuerta y tuberías de abastecimiento (iv)



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “*Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico*”. Quito. 2012.

En la fotografía 5.4, se indica el tanque de abastecimiento terminado, con las tuberías que descargan el caudal según la regulación de las válvulas de compuerta, en el final de la descarga se perforan orificios para aminorar la presión con que impacta el chorro sobre la loseta de fondo del tanque, también se dispone de una roca para disminuir los posibles daños debido al impacto directo en el fondo del tanque; para evitar al máximo las posibles filtraciones, se protegen

las paredes y la base del tanque con pintura bituminosa y en las juntas del fondo se coloca chova.

#### 5.4.3 CANAL DE INGRESO Y TRANSICIÓN HACIA EL MODELO 1.

El canal que conduce el caudal hacia el primer vertedero de aforo, forma parte de la estructura de hormigón armado del tanque de abastecimiento, a continuación se ubica una plataforma de hormigón armado sobre la cual se dispone la transición y la parte inicial del canal de aproximación, soportados por columnas rectangulares de hormigón armado en cuyas bases se funden datos de hormigón simple para brindar mayor estabilidad. En la fotografía 5.5 se indican la plataforma y las columnas armadas con encofrado.

**Fotografía 5.5:** Plataforma de transición (i). Columnas de soporte (ii).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

#### 5.4.4 CANAL DE APROXIMACIÓN DE LA CAPTACIÓN PILATÓN

Adosada a la losa de la transición se ubica el canal de aproximación, cuyos muros de soporte se construyen con mampostería de bloque, la conformación de esta plataforma se realiza con una losa alivianada de hormigón armado, sobre la cual se conforman los taludes del canal con terrocemento compactado y recubiertos con cemento, la impermeabilización se realiza colocando una solución bituminosa y policarbonato en las superficies expuestas al agua.

Sobre la solera del canal de aproximación se coloca un material granular de diámetro nominal igual a 24 mm, el cual equivale al diámetro de 600 mm del

enrocado del prototipo. En la fotografía 5.6 se observan los soportes del canal de aproximación y la plataforma donde también se instala la estructura de toma.

**Fotografía 5.6:** Muros de soporte del canal de aproximación (i). Taludes de terrocemento y solera de hormigón (ii).



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

#### 5.4.5 CANALES DE RESTITUCIÓN Y TANQUES RETENEDORES DEL MODELO 1

**Fotografía 5.7:** Canal A y Tanque 1 (i). Inicio del Canal B y Tanques 2, 3, 4, 5 (ii).



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

Estas estructuras se presentan para restituir los caudales evacuados por el azud móvil y el caudal derivado por la toma. El canal A es el más largo y ancho con 11.90 m y 1.00 m respectivamente, este se inicia con el tanque retenedor 1 que se ubica aguas abajo del canal enrocado, estas estructuras se construyen de mampostería de bloque.

El canal B, de 2.90 m de largo y 0.40 m de ancho se ubica aguas abajo de los tanques retenedores 2, 3, 4 y 5 de cada cámara desarenadora, y termina en el tanque retenedor 6 que también sirve para la descarga del modelo físico de la Presa Toachi, estas estructuras se construyen de hormigón. La impermeabilización se realiza mediante pintura bituminosa y la colocación de chova en las juntas, también se ubican estratégicamente desagües de PVC de 2", para facilitar las operaciones de drenaje y limpieza.

#### **5.4.6 AZUD MÓVIL Y ESTANQUES DISIPADORES DE ENERGÍA**

La geometría de las estructuras que conforman el azud móvil y los estanques disipadores puede ser modelada con un material versátil, cuya rugosidad permite simular las condiciones del prototipo, todos los elementos son elaborados en base a planchas de acrílico de distintos espesores según los requerimientos de cada pieza, con excepción de las pilas semicirculares que son modeladas con madera.

A continuación se detalla el proceso constructivo que implica la modelación de estructuras hidráulicas en base a planchas de acrílico y el uso alternativo de la madera, estos pasos a seguir son generalizados para la elaboración de vertederos, compuertas, clapetas, estanques disipadores, pilas, muros, canales, etc., y han sido identificados para obtener mejores resultados en la construcción de modelos reducidos.

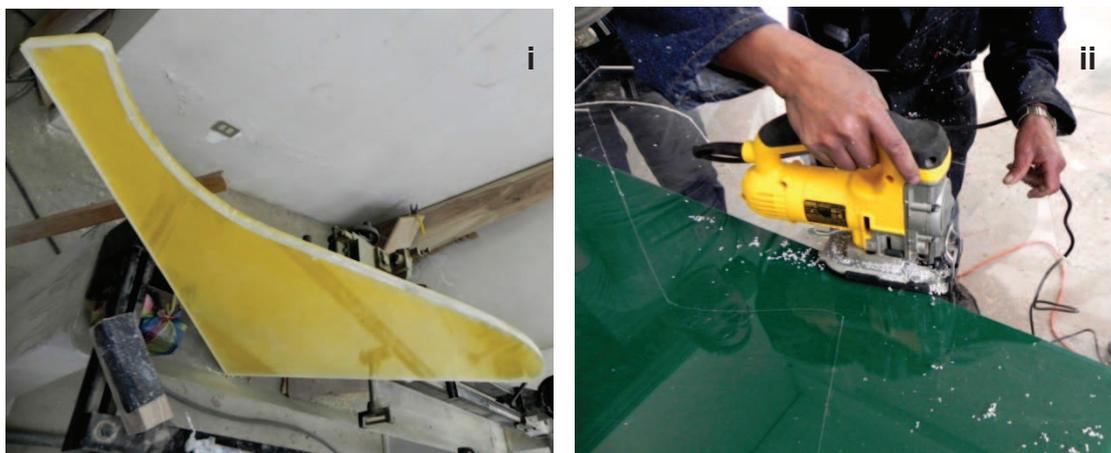
##### **5.4.6.1 Elaboración de plantillas a escala natural del modelo**

Los planos del diseño del prototipo entregados por Lombardi, son escalados y dibujados para establecer los planos del modelo físico, a través de los cuales se puede extraer las plantillas necesarias para elaborar las piezas de acrílico que serán cortadas y armadas para configurar cada estructura hidráulica. Las plantillas deben tomar en cuenta los espesores del acrílico a ser usado, estas deben imprimirse en papel regular o cartulina gruesa según sea necesario y serán recortadas con precisión milimétrica para reducir al máximo los errores, ya que pueden acumularse en cada etapa del proceso constructivo.

#### 5.4.6.2 Corte de las piezas de acrílico

Las plantillas impresas y recortadas se adhieren a las planchas de acrílico con goma en barra para evitar que el papel se deforme, posterior a esto se procede a realizar cortes limpios de las piezas y a trabajarlas para obtener bordes adecuados para el armado de las estructuras. Para el corte y terminado de las piezas de acrílico se utiliza herramienta y equipo especializado que permite obtener la precisión requerida. Las dimensiones comunes de las planchas de acrílico usadas son: 2.40 m x 1.20 m y los espesores más usados en esta construcción son: 4 mm y 6 mm.

**Fotografía 5.8:** Piezas de acrílico cortadas para los soportes laterales del vertedero (i). Corte de la plancha de acrílico con caladora (ii).



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

#### 5.4.6.3 Fabricación de moldes de madera

La geometría curva de algunos elementos requiere el moldeo de las piezas de acrílico, por lo que se fabrican moldes en base a planchas de madera triplex y con doble pieza de laurel. La madera usada debe tener un grado de humedad mínimo para evitar posibles deformaciones futuras, los cortes y el tallado de los moldes se realiza usando el método de las plantillas, las cuales se adhieren a la plancha de triplex o a la doble pieza de laurel, para conformar los moldes que serán usados para obtener elementos curvos.

Las condiciones de exactitud que requieren estos moldes, se logra mediante el uso de herramienta menor y especializada para dar un acabado liso de las

superficies de moldeo, así mismo se requiere la perpendicularidad entre las caras de los moldes.

**Fotografía 5.9:** Tallado de la doble pieza de laurel para moldear compuertas y clapetas radiales (i). Molde para configurar el vertedero de cimacio (ii).



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

Para moldear la placa curva del perfil de los vertederos se usa planchas de triplex con espesores adecuados para cada elemento, para los soportes laterales se usa triplex de 18 mm y para la superficie curva de moldeo se usa triplex de 4 mm, la cual es flexible y se acomoda al perfil rígido de las paredes laterales del molde.

Las pilas dispuestas para separar los vertederos del azud móvil, se fabrican como moldes de madera, pero estos deben tener un acabado muy liso y sobre el cual se aplica sellador y pintura esmalte para protegerlas del contacto con el agua.

#### 5.4.6.4 Moldeo de piezas de acrílico

Las piezas curvas de los vertederos, de las compuertas y clapetas radiales se realizan calentándolas en un horno a 105°C hasta volverlas maleables pero sin que se generen imperfecciones en la superficie.

Evaluada su maleabilidad se extraen cuidadosamente del horno y se las coloca encima de los moldes para cubrir las con un paño, el cual es templado y la pieza es prensada al molde para evitar que con el proceso de enfriamiento se desprege y pierda la forma requerida.

**Fotografía 5.10:** Horno para piezas de acrílico (i). Sistema para moldeo de piezas curvas de acrílico sobre moldes de madera (ii).



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

#### 5.4.6.5 Armado de piezas de acrílico

Las piezas de acrílico terminadas se disponen como partes para ensamblar la estructura total que se instalará sobre las plataformas de hormigón. La unión de las piezas de acrílico es un proceso de detalles muy finos, para lo cual se requiere precisión y experiencia ya que las piezas de acrílico se unen con cloroformo y polvo de acrílico, así mismo se usa un tipo de solda que se elabora con polvo de acrílico y reactivo, esta última es muy difícil de remover una vez que se endurece.

El ensamble de las piezas debe contar con elementos que rigidicen la estructura y deben realizarse usando escuadras y herramientas que permitan obtener estructuras alineadas y con la mínima presencia de irregularidades en las superficies que tienen contacto con el agua. Con las estructuras armadas y previo a su instalación se facilita la impermeabilización de las juntas, de preferencia se coloca silicón transparente sobre el acrílico limpio y seco, de tal manera que se garantice un efecto duradero del mismo; la rugosidad que genera el silicón promueve a que sea colocado por la parte interna de las estructuras.

Antes de la instalación se requiere verificar las dimensiones de la estructura y la perpendicularidad de sus caras.

**Fotografía 5.11:** Estructuras armadas e impermeabilizadas de los vertederos y estanques disipadores de energía.



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

#### 5.4.6.6 Instalación de las estructuras

Para la instalación de las estructuras se requiere el equipo topográfico de precisión, así como de reglas metálicas, flexómetros, niveles de burbuja y herramienta adecuada que permita la ubicación y nivelación precisa de las estructuras que constituyen un conjunto estable y representativo del prototipo.

Los niveles establecidos en los planos del modelo, tienen su nivel de referencia en un punto establecido en la esquina noroeste de la plataforma de operaciones del CIERHI, por lo que las cotas en el Modelo 1 de la Captación Pilatón tienen la siguiente referencia:

- El nivel 1100 msnm de la cresta del vertedero en el prototipo, corresponde a la cota 1.54 m sobre el nivel de la plataforma del CIERHI.

El nivel de precisión para la instalación es de  $\pm 1$  mm, por lo que la configuración y estabilización de las estructuras no debe acumular errores, que puedan significar considerables desplazamientos en planta y elevación de los puntos más importantes del modelo.

El uso de silicón, cloroformo, polvo de acrílico y reactivos es muy eficiente para soldar e impermeabilizar las estructuras de acrílico, para empotrar las bases a la

plataforma de hormigón se puede usar morteros y se debe garantizar la estabilidad del conjunto mediante el uso de piezas de acrílico, madera o metal, que ayuden a rigidizar e inmovilizar todas las estructuras.

**Fotografía 5.12:** Vertederos, estanques, pilas y muros divisores (i). Estructuras del azud móvil parcialmente instaladas (ii).



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

La instalación del azud móvil y sus principales estructuras, como el vertedero de cimacio, las pilas, los muros divisores, las compuertas y clapetas radiales, así como los estanques disipadores de energía, es realizada sobre la plataforma de hormigón ubicada aguas abajo del canal de aproximación.

#### 5.4.7 CANAL ENROCADO

Al final de los estanques disipadores inicia el canal enrocado, cuyas paredes son de acrílico y en la solera se dispone de una material granular de 32 mm de diámetro nominal, equivalente a los 800 mm del enrocado del prototipo. Al final del canal enrocado se ubica una clapeta de madera que permite regular el nivel de agua.

**Fotografía 5.13:** Canal enrocado, estanques disipadores y azud móvil.



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

#### 5.4.8 ESTRUCTURA DE TOMA

La obra de toma está construida con acrílico y madera con los procedimientos generales que se indican para la modelación de las estructuras del azud móvil y los estanques disipadores.

Las estructuras de cambio de nivel se construyen con acrílico, sobre estas se ubican las pilas y muros de madera que generan las 4 cámaras desarenadoras con doble compartimento, cada compartimento tiene su compuerta plana de madera.

**Fotografía 5.14:** Instalación de las dos primeras cámaras desarenadoras (i). Estructura de toma instalada parcialmente (ii)



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

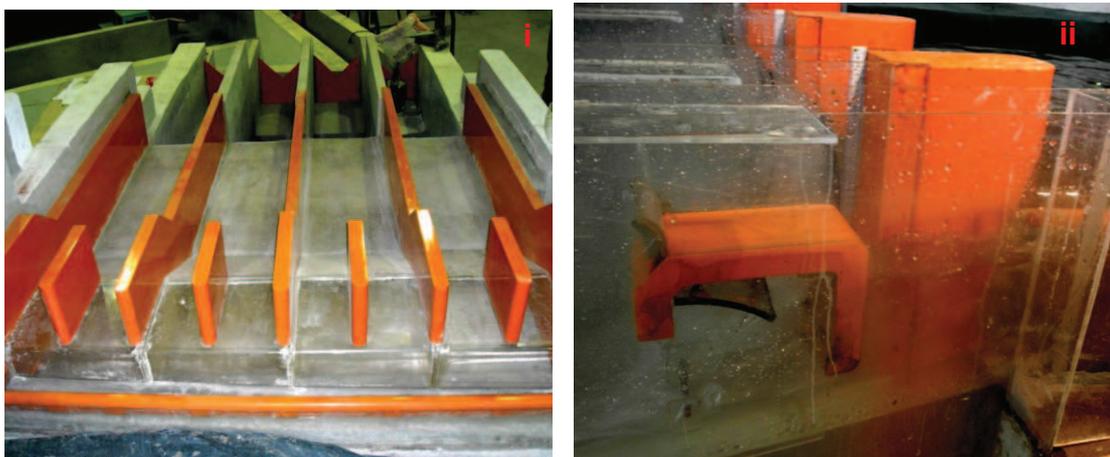
Aguas abajo del cambio de nivel se dispone una solera horizontal cuya superficie está alisada con cemento y se extiende hasta el final de las cámaras desarenadoras, en donde cada una está bloqueada por una pantalla plana de madera, con un orificio en la parte central inferior, el cual es regulado por una pequeña compuerta plana de acrílico.

#### 5.4.9 CANAL DESRIPIADOR

El canal desripiador se ubica frente a la toma, su base y sus paredes se construyen de acrílico, la cresta del muro se fabrica de madera debidamente sellada y terminada con pintura esmalte. En su inicio el canal tiene una pendiente del 4% que se mantiene hasta antes de finalizar la toma, luego avanza hasta el azud móvil con una pendiente del 10%, cambia su dirección para descender

paralelamente y adosada al muro izquierdo del azud móvil. El canal dispone de una estructura que soporta una compuerta radial de purga y sobre esta estructura se ubica la clapeta para evacuar el material flotante que puede ubicarse frente a la toma.

**Fotografía 5.15:** Canal desripador frente a la estructura de toma



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

#### 5.4.10 ESCALERA DE PECES

La escalera de peces es modelada solo para verificar el caudal que ingresa por el orificio en la margen derecha del azud móvil, por lo que no se configura la geometría de fondo escalonado, ni los pozos de visita que presentan los planos del prototipo.

**Fotografía 5.16:** Orificio de ingreso a la escalera de peces, margen derecha (i). Inicio del canal inclinado que representa la escalera de peces (ii)



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

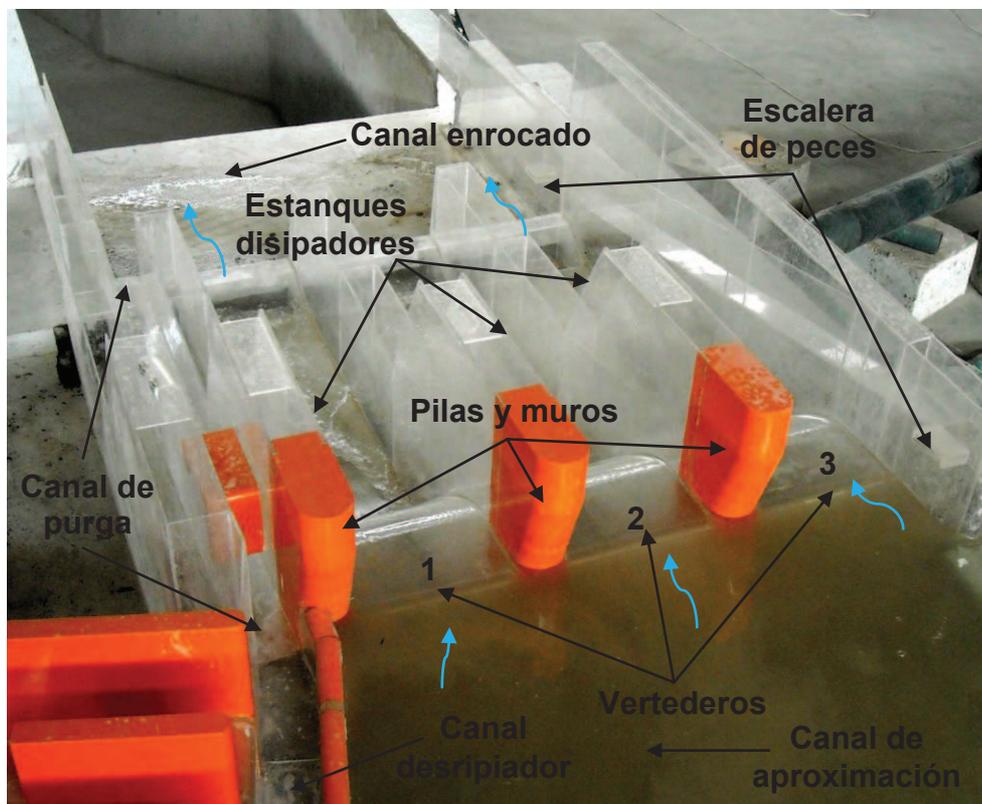
Esta estructura es construida totalmente de acrílico y se encuentra adosada al muro derecho del azud móvil, el cual se extiende hasta el final del estanque disipador y continúa el muro del canal enrocado. El orificio de salida se ubica en el muro derecho del canal enrocado, aguas abajo del umbral de salida del disipador.

#### 5.4.11 PRUEBAS DE ESTANQUEIDAD DEL MODELO FÍSICO DE LA CAPTACIÓN PILATÓN

Finalizada la instalación e impermeabilización de las estructuras se procede a una evaluación de las posibles fugas que normalmente se presentan en la primera corrida de los modelos hidráulicos, se señala los puntos de fuga y se realizan las respectivas correcciones, mediante el uso de silicón, cemento plástico y varios productos disponibles en el mercado de acuerdo a cada necesidad.

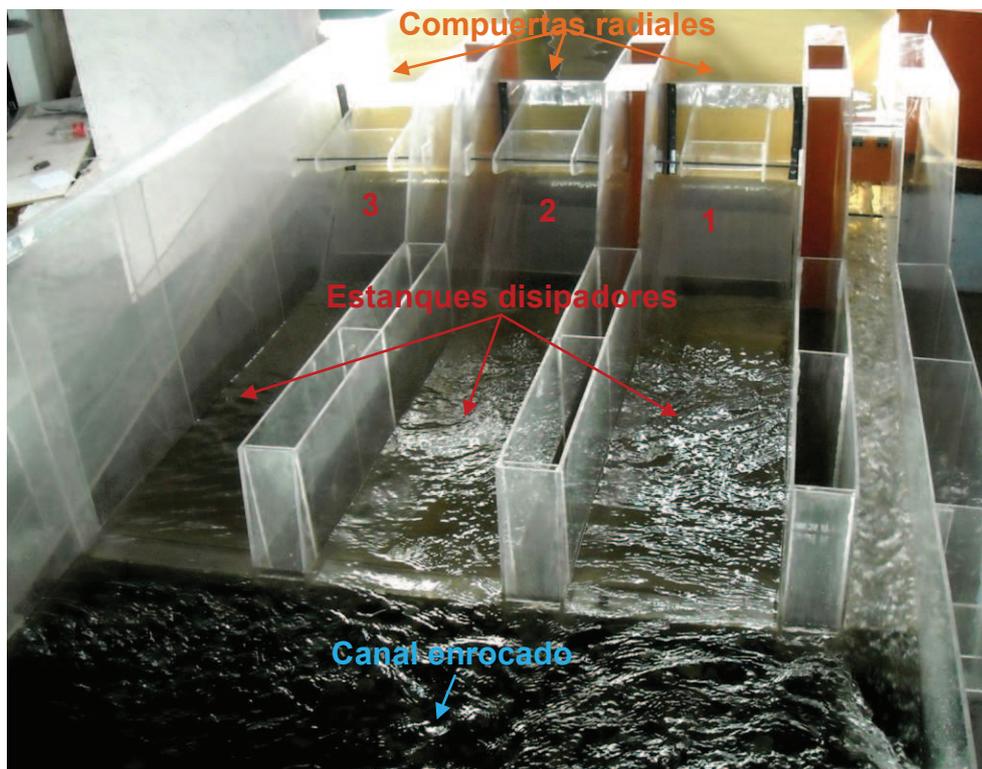
En las siguientes fotografías se expone la corrida inicial del Modelo 1 de la Captación Pilatón y se aprovecha para indicar el nombre de las estructuras más importantes que han sido construidas para la evaluación experimental.

**Fotografía 5.17:** Vista desde aguas arriba del Azud móvil



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

**Fotografía 5.18:** Vista desde aguas abajo del dissipador de energía



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

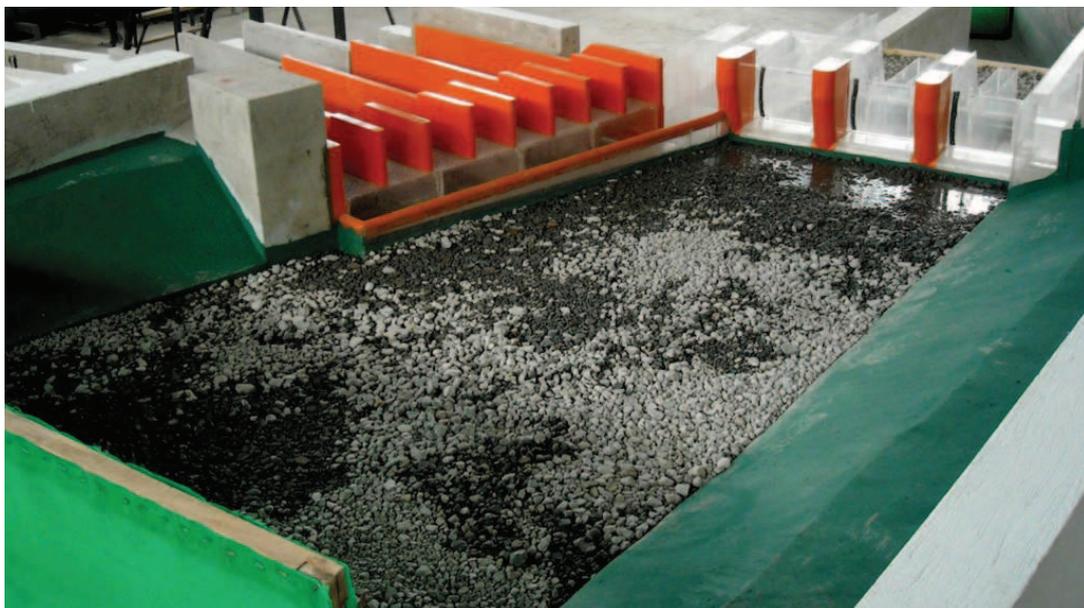
Para verificar la estanqueidad del modelo se ha operado inicialmente con un caudal bajo, la descarga se ha ido aumentando hasta llegar al caudal máximo aproximado a 150 lt/s. Esto se logra mediante la adecuada operación del sistema de bombeo del laboratorio, para lo cual se requiere verificar de manera primordial el nivel de agua en el canal de recirculación, el cual debe ser suficiente para no causar problemas en las bombas que se operan. El protocolo de encendido y apagado del sistema de bombeo debe seguirse rigurosamente para evitar daños en el sistema.

Identificadas las zonas problemáticas en las que se evidencia la falta de estabilidad o fugas de agua en las estructuras, se procede a preparar el modelo para las respectivas refacciones, esto implica el drenaje, limpieza y secado completo de las superficies donde se requiere aplicar los productos impermeabilizantes.

Cuando el modelo ha sido impermeabilizado totalmente se inician los trabajos finales de preparación para la puesta a punto de todas las estructuras modeladas

y que serán evaluadas experimentalmente. En las siguientes fotografías se presentan las condiciones del modelo en las que se inicia el proceso de calibración, verificación de la similitud geométrica, cinemática y dinámica.

**Fotografía 5.19:** Vista desde aguas arriba en la margen derecha del Modelo 1



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

**Fotografía 5.20:** Vista lateral desde la margen izquierda del Modelo 1



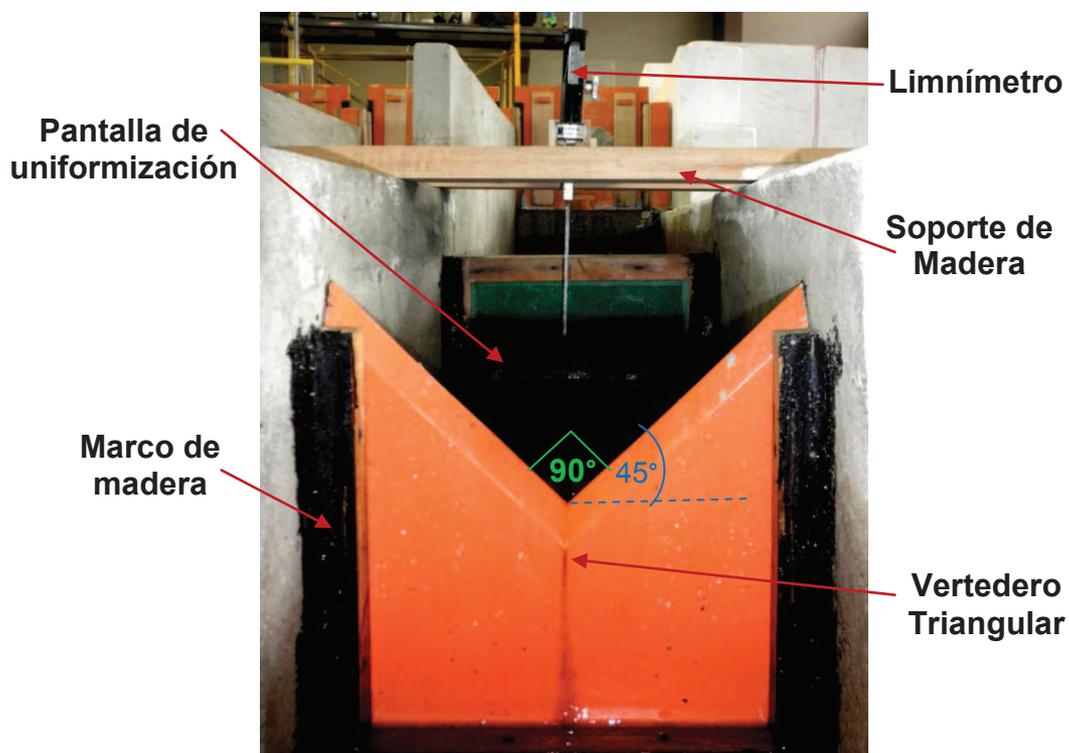
**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

#### 5.4.12 VERTEDEROS TRIANGULARES PARA AFORO DE CAUDALES

El caudal que ingresa y sale del Modelo 1 se evalúa mediante vertederos triangulares de pared delgada con el vértice a  $90^\circ$ , los cuales son instalados en puntos específicos de los canales del modelo donde se requiere aforar los caudales mediante la medición de la carga de agua con el uso de limnímetros ubicados en puentes de madera sobre los muros de los canales. Aguas arriba de los vertederos se instalan pantallas de uniformización del flujo para mejorar las condiciones de aproximación a la zona de medición.

Los vertederos son estructuras de aforo normadas y construidas de planchas de madera triplex de 18 mm de espesor, tratadas con sellador y laca para soportar el permanente contacto con el agua, estos vertederos son instalados y empotrados en los canales mediante el uso de un marco de madera fijado e impermeabilizado con cemento plástico. Se requiere durante la instalación verificar la verticalidad del vertedero así como el ángulo de  $45^\circ$  con la horizontal, que tiene el destaje realizado en el centro del vertedero.

**Fotografía 5.21:** Vista frontal del vertedero triangular tipo

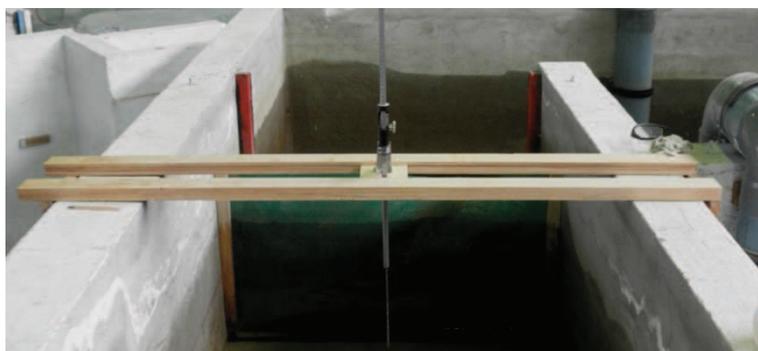


**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

### 5.4.13 ESTRUCTURAS DE SOPORTE PARA LIMNÍMETROS

Los limnómetros se apoyan en puentes horizontales de madera que cumplen la función de rieles donde se puede desplazar la placa de madera en la que se atornillan los soportes del limnómetro, estos se ubican aguas arriba de cada vertedero, separados una distancia suficiente, para que la medición del calado de agua se realice en una sección en la que el flujo no se ve afectado por la contracción vertical que sufre al acercarse al vertedero triangular.

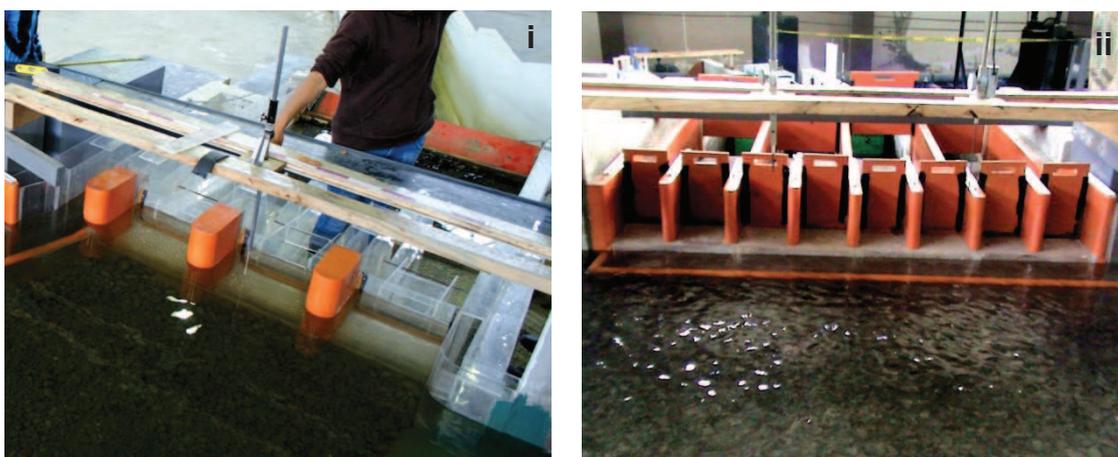
**Fotografía 5.22:** Soporte de madera para limnómetro en vertedero de ingreso



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

Se elaboran rieles de madera frente al azud móvil y frente a la toma que sirven de estructuras de soporte para los limnómetros que son ubicados en este sitio para la medición del calado de agua.

**Fotografía 5.23:** Soporte frente al azud móvil (i). Soporte frente a la toma (ii)



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

Todo el proceso constructivo busca preparar un modelo hidráulico operativo, con todos los requerimientos para iniciar la evaluación experimental, que inicia con la

calibración y verificación del comportamiento dinámico. El modelo hidráulico debe ser revisado permanentemente ya que el paso del agua sobre las estructuras provoca daños y posibles fugas que deben ser reparadas rápidamente y no retrasar los ensayos previstos, el mantenimiento del modelo garantiza el aumento de su vida útil pero son inminentes los daños que ocasionan las condiciones extremas de operación de los modelos hidráulicos.

## **5.5 CALIBRACIÓN DEL MODELO 1.- CAPTACIÓN PILATÓN**

El proceso de calibración verifica las características geométricas del modelo físico y evalúa el comportamiento dinámico del flujo a superficie libre que se presenta sobre Modelo 1. A través del proceso de calibración se puede determinar la similitud geométrica y dinámica del modelo respecto del prototipo, por lo que marca el inicio de la evaluación experimental.

### **5.5.1 OBJETIVOS DE LA CALIBRACIÓN DEL MODELO 1**

El proceso de investigación inicia con la planificación objetiva de ensayos y el uso adecuado de instrumentos de medida, con el fin de configurar un esquema de pruebas y mediciones necesarias para diagnosticar al modelo físico, conociendo sus capacidades y limitaciones respecto al protocolo requerido para su correcta operación. Los objetivos trazados para la calibración del Modelo 1 son:

- Verificar las refacciones realizadas al modelo hidráulico para garantizar la impermeabilidad de sus juntas y constatar que no se presentan pérdidas considerables de caudal, que puedan causar variaciones no deseadas en los resultados.
- Realizar un levantamiento topográfico a detalle de las principales estructuras hidráulicas instaladas en el Modelo 1 y que son parte de la Captación Pilatón.
- Determinar la similitud geométrica del Modelo 1 mediante un análisis comparativo de los puntos levantados en el modelo construido y los puntos establecidos en los planos del modelo, que ha sido ubicado respecto a las instalaciones del CIERHI.

- Determinar la curva de descarga de los vertederos triangulares, que sirven para aforar los caudales de ingreso y salida del Modelo 1. Los resultados deben ser justificados y comparados con la información teórica disponible.
- Diagnosticar el comportamiento dinámico del flujo sobre el canal de aproximación del Modelo 1, para constatar que la influencia de los efectos de la viscosidad y la tensión superficial en el flujo es mínima y que no afectan la similitud particular de Froude asumida.

## **5.5.2 INSTRUMENTACIÓN Y EQUIPO**

El uso de instrumentos y equipos en el proceso de calibración puede clasificarse según dos objetivos específicos que se persiguen, la similitud geométrica y la similitud dinámica del modelo, que al cumplirse se pueden simular los fenómenos que dependen del tiempo y considerarlos como cinemáticamente semejantes a los que se producen en el prototipo.

A continuación se presenta el equipo e instrumentos necesarios para realizar el levantamiento topográfico y evaluar la similitud geométrica del modelo.

### **5.5.2.1 Estación total**

La estación total es un equipo topográfico de precisión que permite realizar el levantamiento de los puntos más representativos del Modelo 1, de una manera rápida y precisa. La estación total se coloca sobre un trípode metálico en una posición adecuada para capturar la mayor cantidad de puntos del modelo y evitar trasladarse a otro sitio para levantar los puntos de difícil acceso.

Para instalar la estación total se requiere un sitio seguro y de fácil acceso para el operador, en el cual pueda ser manipulada sin inconvenientes para causar el mínimo de errores por posibles movimientos del equipo.

Para el levantamiento del modelo físico el modo de recolección de puntos se realiza mediante la opción del láser que tiene la estación, sin el uso de un prisma topográfico, ya que las distancias son cortas y el espacio reducido, por lo que no representa mayor inconveniente el alcance que puede tener el rayo láser.

**Fotografía 5.24:** Estación total marca Leica



**Fuente:** <http://www.goolsac.com.pe/node/125>

Se recomienda cubrir los puntos levantados con cinta y en estas marcar una cruz que sirva como guía y que evite que el laser sea refractado por la estructura transparente que caracteriza al acrílico. La información de la estación total fácilmente se traslada a un ordenador mediante el uso de un software adecuado y el procedimiento estricto que se cumple para obtener los datos en una hoja de cálculo.

#### **5.5.2.2 Reglas y escuadras metálicas, cintas métricas y niveles de burbuja**

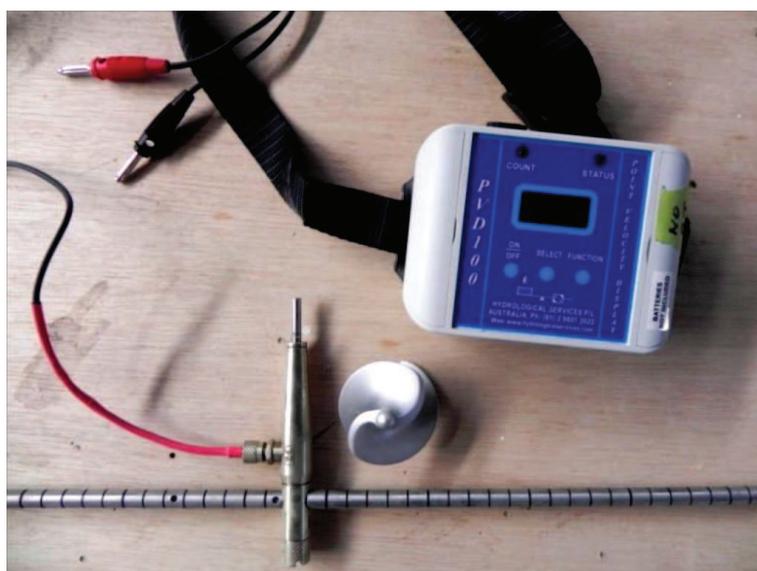
El uso de instrumentos sencillos de medida y nivelación es fundamental durante todo el proceso de construcción e instalación de las estructuras que forman parte del modelo hidráulico, ya que la constante verificación de medidas, niveles, alineaciones, ángulos rectos, etc., ayudan a corregir a tiempo los errores que pueden acumularse en cada etapa de construcción y pueden representar desviaciones considerables al momento de verificar la instalación del modelo.

A continuación se presentan los instrumentos y equipos que se requieren para verificar el comportamiento dinámico del flujo sobre el Modelo 1 y también los dispositivos de aforo de caudales que servirán para instalar y verificar el caudal específico que se necesita para cada ensayo experimental.

### 5.5.2.3 Micromolinete

El micromolinete OTT, PVD100 (Point Velocity Display), es un equipo calibrado por el fabricante y cuya precisión de  $\pm 0.01\text{m/s}$  ha sido configurada y evaluada experimentalmente, sirve para medir la velocidad de un flujo de agua mediante el conteo del número de revoluciones por minuto que alcanza y se estabiliza en una hélice calibrada con una configuración específica de sus álabes, dependiendo del rango de velocidades que se requiere medir. Para esta investigación se usa la hélice código 1-10-14. Este equipo dispone de un contador electrónico que despliega en una pantalla el número de revoluciones y también la velocidad del flujo directamente, sin la necesidad de realizar los cálculos manualmente con una fórmula predeterminada por el fabricante para cada hélice. La hélice se ajusta a un bastón que tiene una regleta de medición y sirve para desplazar la hélice a cierta distancia desde el fondo del canal, para medir la velocidad a la profundidad requerida. El uso del micromolinete puede presentar limitaciones al tratar de medir las velocidades en flujos con calados muy bajos y también cuando se presentan velocidades muy bajas del flujo ya que producen movimientos nulos o intermitentes de la hélice.

**Fotografía 5.25:** Micromolinete usado para la medición de velocidades



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

#### 5.5.2.4 Limnímetros

El limnómetro de escala de vernier es un instrumento para la medición de calados de agua, este consta de una barra principal con escala primaria, la cual está graduada en milímetros y desliza verticalmente a través de un cilindro que mediante un bastidor de montaje se fija a una base rectangular, el cilindro dispone de un orificio para observar las mediciones y posee una escala secundaria fija cuyo cero se ubica en el punto de medida para las lecturas en la escala primaria. El deslizamiento se genera con la ayuda de un tornillo o engranes adjuntos al cilindro que permiten el movimiento vertical de la barra que con su punta de acero ubicada en el extremo inferior llega a la superficie libre del agua. La precisión que presenta este tipo de instrumentos es de  $\pm 0.1$  mm, por lo que se requiere tomar precauciones para realizar mediciones correctas, atendiendo al principio de su funcionamiento y lanzando una visión horizontal hacia el dispositivo que marca la medida. Para distintas necesidades, se usan limnímetros de 40, 50 y 60 cm. de longitud.

**Fotografía 5.26:** Limnómetro frente al azud móvil (i). Limnómetro del vertedero triangular para una de las cámaras desarenadoras (ii).



**Fuente:** Equipo de investigación Toachi Pilatón 2011-2013

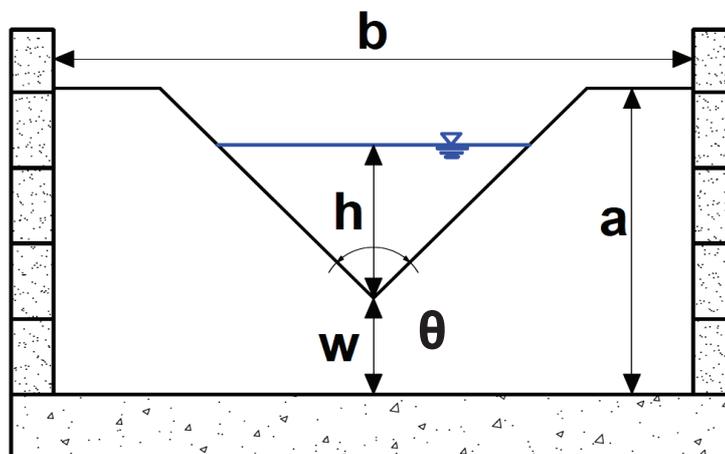
Los limnímetros son usados aguas arriba de los vertederos triangulares de aforo, para determinar el calado de agua sobre el vértice de  $90^\circ$ , esto se logra

realizando mediciones en una sección que cumpla con una longitud suficiente desde el vertedero hacia aguas arriba, para eliminar los efectos de contracción del flujo por la aceleración que provoca el vertedero de pared delgada con descarga libre. La distancia desde el vertedero a la que deben ubicarse los soportes del limnómetro es aproximadamente de 3 a 5 veces la carga de agua sobre el vértice del vertedero. Los limnómetros también se ubican en el canal de aproximación aguas arriba del azud móvil y frente a la estructura de toma para determinar los niveles que alcanza el agua en las distintas operaciones de la Captación Pilatón.

#### 5.5.2.5 Vertederos triangulares de pared delgada con vértice de $90^\circ$

Estos vertederos sirven como instrumentos de aforo para determinar caudales relativamente pequeños entre 1 a 160 lt/s con un grado de precisión bastante aceptable, las mediciones de calados sobre el vértice de  $90^\circ$  se realiza con limnómetros ubicados a una longitud mínima, equivalente a 4 veces el calado máximo a ser registrado.

**Figura 5.7:** Nomenclatura de los Vertederos triangulares con vértice de  $90^\circ$



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

Definición de la nomenclatura usada en la figura 5.7 para vertederos triangulares:

**b:** ancho de la base del vertedero que corresponde al ancho del canal. [m]

**a:** altura del vertedero desde el fondo del canal. [m]

**w:** altura de la cresta del vertedero desde el fondo del canal. [m]

**θ:** ángulo del vértice. [ $90^\circ$ ]

**h:** carga de agua sobre el vértice del vertedero. [m]

La facilidad para la medición de caudales a través de estos vertederos radica en la forma de cálculo del caudal descargado en función del calado de agua, esta relación funcional puede determinarse mediante el ensayo experimental de varios caudales y su respectivo calado, para determinar una tendencia de puntos que puede ser ajustada mediante una función exponencial; esta función tiene una estructura muy similar a la que presenta la teoría disponible sobre los resultados experimentales de distintos autores, como Hegly, quienes han investigado la descarga a través de este tipo de vertederos de aforo. En la figura 5.7 se indica la geometría tipo de los vertederos triangulares, definiendo la nomenclatura usada para definir las distintas dimensiones que los caracterizan.

Todos los vertederos disponen de su respectiva pantalla de uniformización del flujo aguas arriba de la sección de medición, donde se ubica la estructura que soporta el limnómetro para medir la carga de agua sobre el vértice. En el cuadro 5.19 se indica las características geométricas de los vertederos triangulares de cresta delgada y vértice a  $90^\circ$ , utilizados en el aforo de caudales de ingreso y salida del Modelo 1, según la nomenclatura de la figura 5.7.

**Cuadro 5.19:** Características geométricas de vertederos triangulares, Modelo 1

VERTEDERO TRIANGULAR $\theta = 90^\circ$	[m]		
	a	b	w
1	0.67	1.20	0.20
2	0.37	0.37	0.20
3	0.37	0.37	0.20
4	0.37	0.37	0.20
5	0.37	0.37	0.20
6	0.40	0.40	0.20
7	0.65	1.00	0.20

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “*Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico*”. Quito. 2012.

Los vertederos triangulares han sido ubicados en puntos específicos de los canales de ingreso y de restitución del Modelo 1, el Vertedero 1 es el más importante ya que afora los caudales de ingreso al modelo y que son

proporcionados al tanque de abastecimiento mediante la operación adecuada de las válvulas de compuerta, las cuales regulan el caudal que ingresa por las tuberías. Es importante obtener un patrón de comportamiento de las válvulas de compuerta puesto que esto ayuda a instalar un caudal de manera rápida y precisa.

En las siguientes fotografías se exponen los 7 vertederos triangulares que han sido dispuestos para el Modelo 1, señalando su posición y numeración respectiva. Como se observa en la fotografía 5.28, el Vertedero 1 dispone de su respectivo limnómetro y la pantalla para uniformizar el flujo que ingresa desde el tanque de abastecimiento. Las tres tuberías que dispone el tanque no se usan de manera simultánea, por lo general solo descarga una de ellas, pero para caudales grandes se opera máximo dos válvulas de compuerta para abastecer el caudal necesario al modelo, la tercera tubería es emergente.

**Fotografía 5.27:** Vertedero 1, en el canal de ingreso al Modelo 1.



**Fuente:** Equipo de investigación Toachi Pilatón 2011-2013

Los vertederos presentados en la fotografía 5.28 son ubicados aguas abajo de las cámaras desarenadoras para medir el caudal derivado por cada una de ellas, estos cuatro vertederos presentan las mismas dimensiones y son relativamente

más pequeños que los instalados en el canal de ingreso y el canal de restitución, pero cumplen con el vértice a 90° y su arista delgada.

**Fotografía 5.28:** Vertederos 2, 3, 4 y 5 de las cámaras desarenadoras



**Fuente:** Equipo de investigación Toachi Pilatón 2011-2013

En la fotografía 5.29 se indica el vertedero 6 ubicado en el canal B de restitución para medir el caudal total derivado por la estructura de toma.

**Fotografía 5.29:** Vertedero 6, en el canal de restitución B de la estructura de toma



**Fuente:** Equipo de investigación Toachi Pilatón 2011-2013

El vertedero 7 mostrado en la fotografía 5.30 mide los caudales evacuados por el azud móvil, los cuales son conducidos por el canal A de restitución.

**Fotografía 5.30:** Vertedero 7, en el canal de restitución A del azud móvil



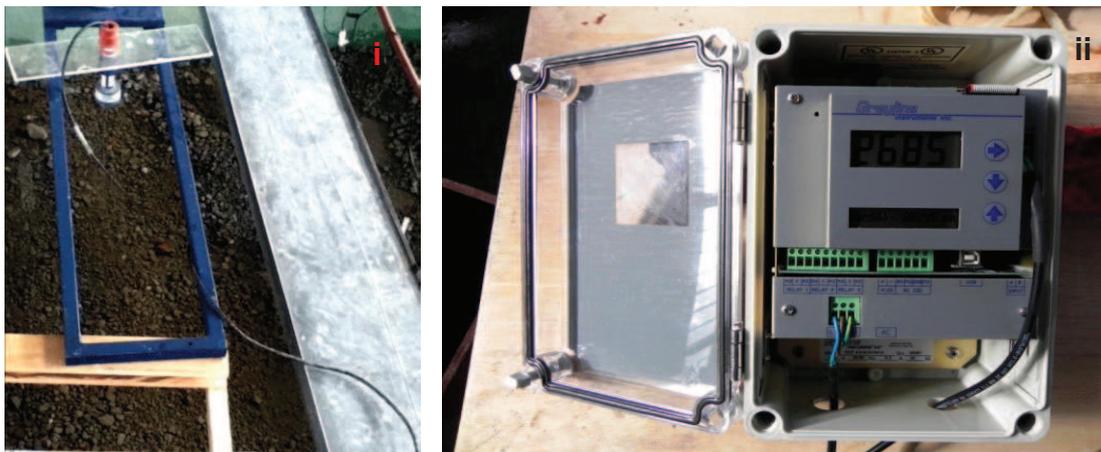
**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. *“Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”*. Quito. 2012.

#### 5.5.2.6 Sonda ultrasónica

Este dispositivo marca Grayline permite determinar el calado de agua sobre el canal de aproximación mediante un sistema que mide el tiempo de retorno de la onda ultrasónica reflejada por la superficie libre del agua. Este sistema consta de un sensor conectado por un cable a una caja que contiene el sistema electrónico y una pantalla que despliega la información requerida, tiene una precisión de  $\pm 0.1$  mm y se ubica en el canal de aproximación aguas arriba de la estructura de toma. Para iniciar la operación de este dispositivo se requiere ingresar varios parámetros, entre los cuales se requiere la distancia del fondo del canal hasta el sensor. Para soportar el sensor de la sonda se construye un puente metálico.

El uso de la sonda ultrasónica es limitado debido a que se requiere un flujo de agua cuya superficie libre sea estable, ya que el equipo es muy sensible y presenta lecturas en tiempo real cada segundo las cuales tardan un tiempo considerable en estabilizarse, obteniéndose resultados muy similares a los obtenidos con los limnímetros.

**Fotografía 5.31:** Sensor y puente metálico (i). Caja de la sonda ultrasónica (ii).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “*Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico*”. Quito. 2012.

### 5.5.3 VERIFICACIÓN DE LA SIMILITUD GEOMÉTRICA

Dentro de los objetivos planteados para la calibración del modelo físico se establece el levantamiento topográfico a detalle, con la ayuda de la estación total, de las estructuras del modelo físico de la Captación Pilatón, para establecer mediante coordenadas relativas la ubicación de distintos puntos importantes que identifican a las principales estructuras, estas coordenadas se comparan con las estimadas en los planos realizados para ubicar el modelo físico en el CIERHI, los cuales se pueden revisar en el Anexo. Los niveles relativos más importantes de las estructuras se han verificado a través del nivel topográfico, tomando en cuenta un plano de referencia fijo.

La estación total permite tener una buena aproximación de la posición en planta de las estructuras instaladas y el nivel topográfico ayuda a determinar con mayor precisión la elevación de las estructuras.

En el cuadro 5.20 se presenta un resumen de las coordenadas de 6 puntos, obtenidas a través de los planos de diseño del modelo y comparadas con las que se obtienen del levantamiento topográfico del modelo físico construido.

En la figura 5.8 se presenta un esquema de los 6 puntos presentados en el cuadro 5.19, los cuales corresponden al azud móvil, a los estanques disipadores y al canal de aproximación, para este último solo se ha determinado la coordenada

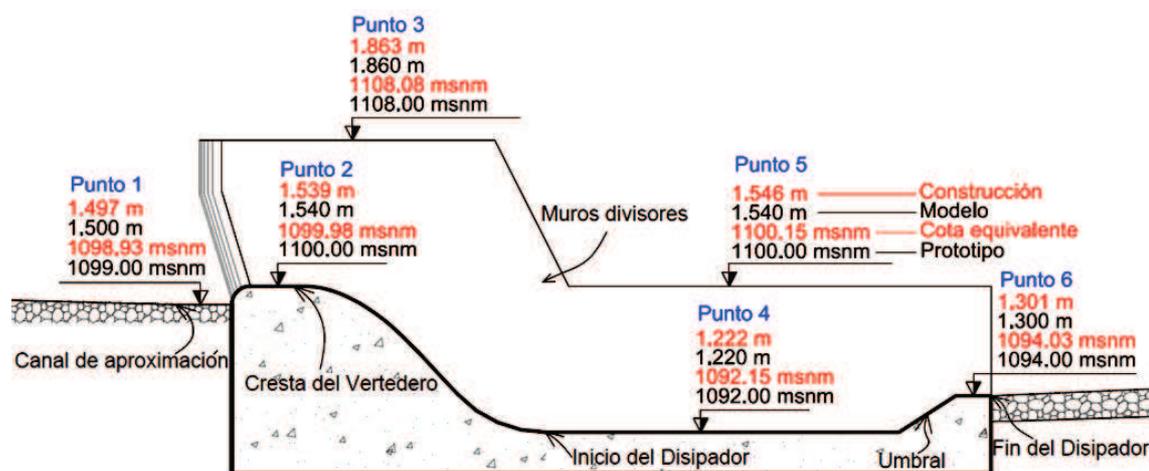
de elevación. Se puede apreciar que los errores relativos son mínimos y no alcanzan el 2% respecto a las dimensiones principales del modelo, lo cual permite representar de manera efectiva el prototipo a través de las estructuras del modelo físico implantado en el laboratorio.

**Cuadro 5.20:** Coordenadas de diseño y construcción del modelo físico

PTO	COORDENADAS [m]						ERROR [m]		
	DISEÑO DEL MODELO			MODELO CONSTRUIDO					
	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
1	-	-	1.500	-	-	1.497	-	-	0.003
2	112.210	191.761	1.540	112.209	191.760	1.539	0.001	0.001	0.001
3	110.493	191.200	1.860	110.491	191.204	1.863	0.002	-0.004	-0.003
4	112.198	191.911	1.220	112.196	191.910	1.222	0.002	0.001	-0.002
5	110.648	190.566	1.540	110.651	190.560	1.546	-0.003	0.006	-0.006
6	112.260	191.121	1.300	112.258	191.120	1.301	0.002	0.001	-0.001

**Fuente:** Levantamiento topográfico del Modelo 1, Captación Pilatón. EPN. Quito. 2011.

**Figura 5.8:** Puntos principales del levantamiento topográfico del Modelo 1.



**Fuente:** Levantamiento topográfico del Modelo 1, Captación Pilatón. 2011

El levantamiento topográfico se realiza a todo el modelo físico construido, obteniéndose los puntos coordenados de todas las estructuras que constituyen la Captación Pilatón, pero para esta investigación se han tomado en cuenta solo los puntos de las principales estructuras que se analizan en el estudio experimental de la disipación de energía. Cabe destacar que el levantamiento topográfico es una verificación de las estructuras ya instaladas, ya que el proceso constructivo implica una constante verificación de las medidas de todas las piezas cortadas y

armadas para conseguir las dimensiones especificadas para vertederos, compuertas, clapetas, estanques, pilas, etc. La precisión con la que se construyen las estructuras de acrílico se verifica con la ayuda de reglas y escuadras metálicas que ofrecen una precisión de 0.5 mm, por lo que antes de la instalación las estructuras independientes ya cumplen la similitud geométrica, en virtud de que es aceptable un error menor al 1%.

#### **5.5.4 CURVA DE DESCARGA DE VERTEDEROS TRIANGULARES**

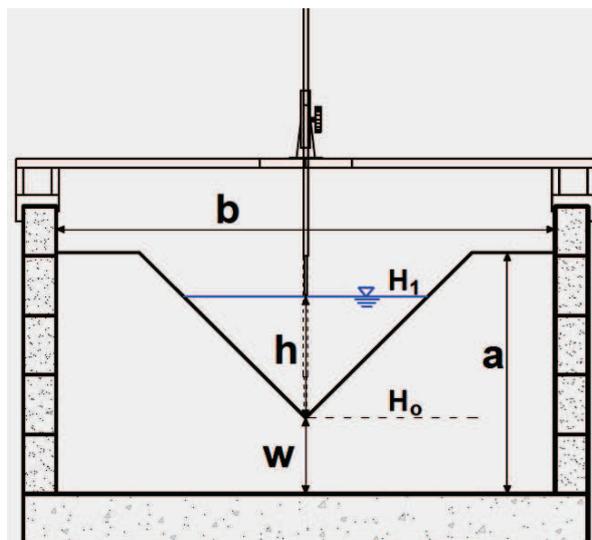
Cualquier operación del modelo hidráulico requiere el aforo de los caudales de ingreso y salida, por lo que luego de cumplir la similitud geométrica se dispone la evaluación experimental de los vertederos triangulares. Para determinar la curva de descarga de estos instrumentos de aforo se requiere determinar el caudal descargado y la carga de agua sobre el vértice de  $90^\circ$ , de esta manera se obtienen una serie de puntos cuya tendencia debe ser comparada con los resultados experimentales que ofrece la teoría.

##### **5.5.4.1 Medición de caudales**

Los caudales evacuados por el vertedero triangular se pueden aforar mediante 2 métodos, los cuales dependen de las facilidades para realizar la medición del volumen de agua por unidad de tiempo que atraviesa la sección aguas arriba del vertedero, en la cual se ubica el limnómetro que medirá la carga de agua sobre el vértice a  $90^\circ$ .

La preparación de los limnómetros consiste en obtener la lectura base o cero del vertedero, que mide la distancia al plano horizontal que atraviesa el punto más bajo en el vértice, para lo cual se llena el tanque de abastecimiento hasta desbordar ligeramente y el cero es medido cuando el escurrimiento cesa completamente, evitando el efecto de la tensión superficial con una mezcla de agua y jabón. El calado de agua se obtiene con la diferencia entre las lecturas limnimétricas obtenidas en cada ensayo de caudal  $H_1$  y el cero de cada vertedero  $H_0$  que permanece constante, siempre y cuando el soporte del limnómetro permanezca exactamente en la misma posición, caso contrario se tiene que verificar nuevamente el cero.

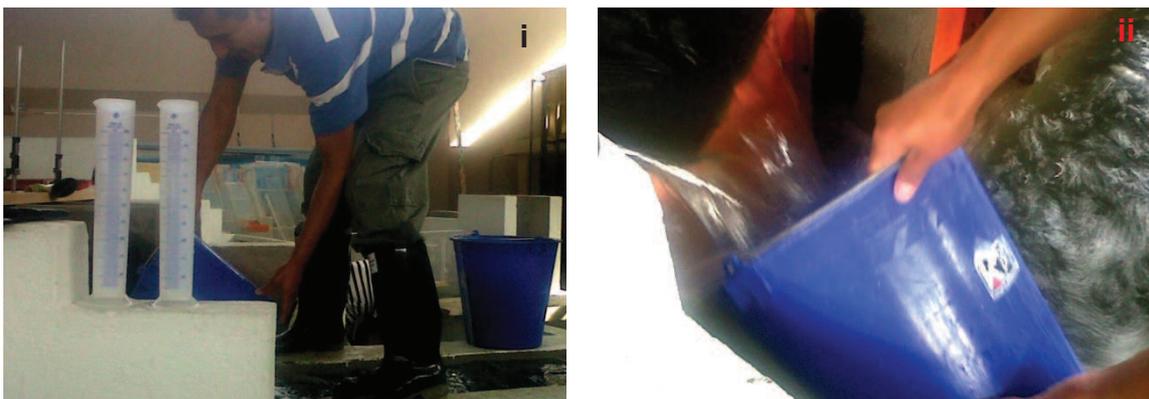
**Figura 5.9:** Ubicación del limnómetro y mediciones de  $H_0$  y  $H_1$



**Elaborado por:** Pablo Paredes

En la fotografía 5.32 se observa el proceso de recolección y los recipientes usados para el aforo volumétrico. Para caudales bajos se prefiere el aforo volumétrico, por la facilidad del método de medición mediante el uso de recipientes de más de 30 litros y un cronómetro digital con precisión de 0.01 segundos, estos permiten una medición muy precisa, evitando las pérdidas de volumen y coordinando el inicio y fin de la recolección.

**Fotografía 5.32:** Baldes y probetas de 1lt (i). Recolección en Vertedero 6 (ii)



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. "Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico". Quito. 2012.

Luego de la recolección se utilizan las probetas de 1 litro calibradas con una precisión de 0.01 lt para determinar el caudal recolectado en el tiempo medido

con el cronómetro. El cuadro 5.21 presenta la recopilación y procesamiento de los datos obtenidos para caudales bajos en el aforo volumétrico del Vertedero 1.

**Cuadro 5.21:** Registro de datos en los ensayos de aforo volumétrico

REGISTRO DE AFORO VOLUMÉTRICO					
VERTEDERO 1					
CANAL	<b>b =</b>	119.80	cm	<b>DATOS PROCESADOS</b>	
LIMNIMETRO	<b>H<sub>o</sub> =</b>	3.38	cm		
DATOS RECOPIRADOS					
ENSAYO	VOLUMEN	TIEMPO	H <sub>1</sub>	h	Q
	[lt]	[s]	[cm]	[cm]	[lt/s]
1	5.759	0.89	13.80	10.42	5.62
	5.649	1.07			
	6.195	1.21			
2	3.590	1.31	10.98	7.60	2.84
	3.525	1.12			
	3.191	1.21			
3	8.020	0.67	16.15	12.77	10.21
	8.965	0.91			
	9.419	1.07			

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “*Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico*”. Quito. 2012.

Para caudales mayores a 10 lt/s es recomendable usar otro método de aforo, y se lo realiza midiendo la velocidad del flujo en una sección aguas arriba de los vertederos triangulares, estas mediciones se realizan en tres verticales, una en el centro y las otras dos ubicadas en el punto medio entre el extremo del canal y el centro, el cuadro 5.22 indica el registro de velocidades con el micromolinete.

Una vez obtenida la velocidad se calcula el área hidráulica para determinar el caudal que atraviesa la sección, al igual que en el aforo volumétrico se realizan las mediciones de los calados de agua con la ayuda del limnómetro. La fotografía 5.33 muestra al micromolinete en la vertical central del Vertedero.

Una vez que se obtienen los caudales y las cargas sobre el vértice del vertedero se procede a realizar un análisis gráfico, mediante las curvas experimentales que describen los puntos obtenidos, para evaluar y comparar los resultados respecto de las investigaciones experimentales que han realizado la Universidad Católica

de Chile y Hegly. Para definir resultados válidos la tendencia de estos debe ser muy similar a la que propone la información teórica-experimental disponible.

**Fotografía 5.33:** Medición de velocidades con el micromolinete



**Fuente:** Equipo de investigación Toachi Pilatón 2011-2013

**Cuadro 5.22:** Registro de velocidades con micromolinete

REGISTRO DE VELOCIDADES				
VERTEDERO 1				
CANAL	<b>b =</b>	119.80	cm	
VERTEDERO	<b>w =</b>	19.70	cm	
LIMNIMETRO	<b>H<sub>o</sub> =</b>	3.38	cm	
	<b>H<sub>1</sub> =</b>	23.41	cm	
CARGA EN VÉRTICE	<b>h =</b>	20.03	cm	
CALADO DE AGUA	<b>w+h =</b>	39.73	cm	
AREA HIDRÁULICA	<b>A =</b>	0.476	m <sup>2</sup>	
DATOS RECOPIRADOS				
ENSAYO	POSICIÓN	N [revoluciones/30s] ; V [m/s]		
		Vertical 1	Vertical 2	Vertical 3
1	0.2 H	30.09 ; 0.154	30.08 ; 0.107	30.31 ; 0.078
		30.13 ; 0.158	30.04 ; 0.101	30.36 ; 0.082
		30.19 ; 0.171	30.39 ; 0.098	29.99 ; 0.048
	0.6 H	30.05 ; 0.249	30.25 ; 0.166	30.00 ; 0.099
		30.10 ; 0.237	30.23 ; 0.202	30.91 ; 0.079
		30.27 ; 0.299	30.01 ; 0.183	30.01 ; 0.103
	0.8 H	30.05 ; 0.247	30.02 ; 0.187	30.08 ; 0.129
		30.01 ; 0.248	30.11 ; 0.218	30.15 ; 0.125
		30.06 ; 0.266	30.28 ; 0.174	29.99 ; 0.268

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. "Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico". Quito. 2012.

### 5.5.4.2 Vertederos triangulares de pared delgada<sup>17</sup>

Para una descarga libre del vertedero triangular la ecuación general 5.11 sirve para determinar el caudal que atraviesa esta estructura en función de la carga de agua y el ángulo del vértice, la ecuación 5.12 presenta una forma particular para el vértice a 90° y establece el coeficiente de gasto C.

$$Q = \frac{8}{15} \sqrt{2g} \cdot \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \cdot \mu \cdot h^{5/2} \quad (5.11)$$

$$Q = C \cdot h^{5/2} \quad (5.12)$$

donde:

**Q:** caudal que atraviesa el vertedero triangular. [m<sup>3</sup>/s]

**g:** aceleración de la gravedad. [m/s<sup>2</sup>]

**θ:** ángulo del vértice. [90°]

**μ:** coeficiente de gasto.

**h:** carga sobre el vértice. [m]

**C:** coeficiente de proporcionalidad o de gasto.

Según Hegly el coeficiente de proporcionalidad C se define en la ecuación 5.13 y el coeficiente de gasto μ se define en la ecuación 5.14.

$$C = \frac{8}{15} \sqrt{2g} \cdot \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \cdot \mu \quad (5.13)$$

$$\mu = \left[0.5812 + \frac{0.00375}{h}\right] \left\{1 + \left[\frac{h^2}{b(h+w)}\right]^2\right\} \quad (5.14)$$

donde:

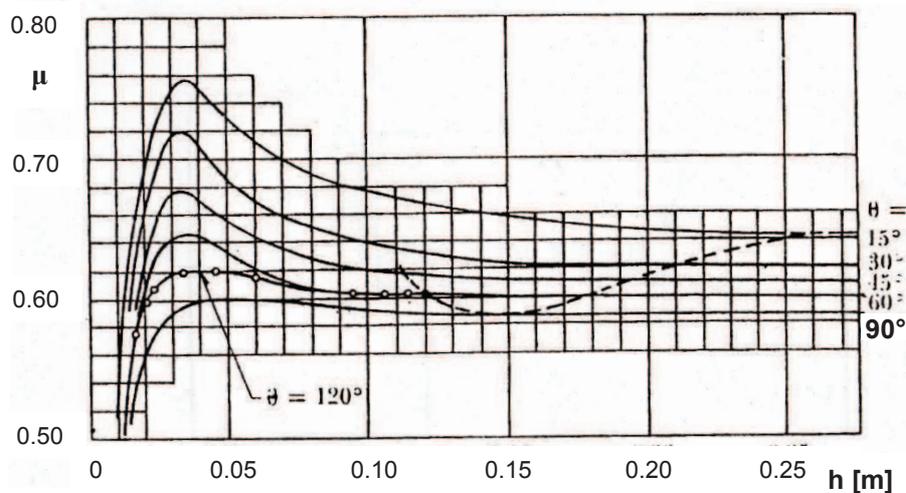
**b:** ancho de la base del vertedero, o ancho del canal de aproximación. [m]

**w:** altura del vértice a 90°. [m].

---

<sup>17</sup>Sotelo, G. "Hidráulica de canales abiertos". México, UNAM, 2002.

**Figura 5.10:** Coeficiente de gasto  $\mu$  en vertederos triangulares de pared delgada

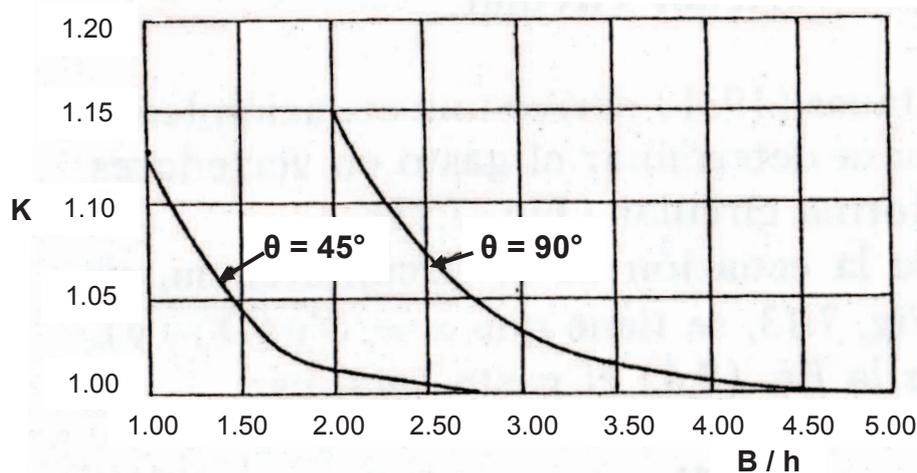


**Fuente:** F. Domínguez. "Hidráulica". Editorial Universitaria, S.A. Santiago de Chile 1959.

Según los ensayos experimentales realizados por la Universidad Católica de Chile, se calcula el coeficiente de proporcionalidad como indica la ecuación 5.15, en la cual se presenta el coeficiente de gasto  $\mu$  y el factor  $K$ .

$$C = \frac{8}{15} \sqrt{2g} \cdot \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \cdot \mu \cdot K \quad (5.15)$$

**Figura 5.11:** Valores de  $K$  propuestos para la ecuación 5.15



**Fuente:** F. Domínguez. "Hidráulica". Editorial Universitaria, S.A. Santiago de Chile 1959.

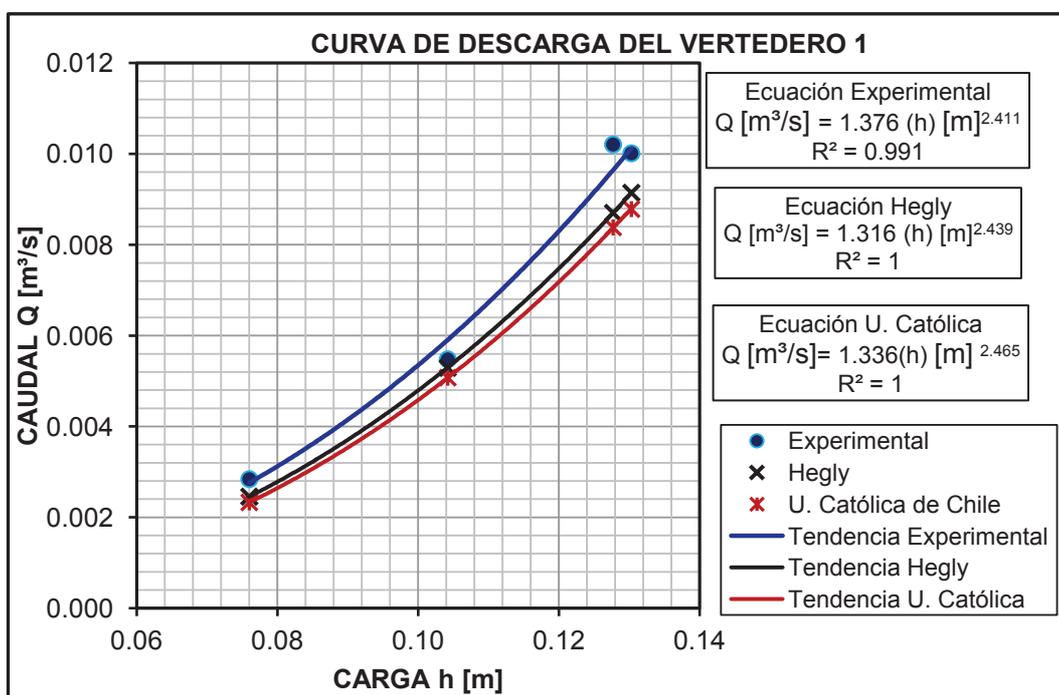
En la figura 5.10 se presenta el coeficiente de gasto  $\mu$ . En la figura 5.11 se presenta el factor  $K$ , que determina la influencia del ancho del vertedero respecto a la carga de agua sobre el vértice.

La información disponible sobre el comportamiento de los vertederos triangulares de pared delgada y en el caso particular de los que poseen un ángulo de  $90^\circ$ , ayuda a confirmar el uso de estos dispositivos de aforo, los que han sido instalados en el Modelo 1 de la Captación Pilatón, puesto que son verificados experimentalmente por varios autores y se han citado las experiencias de dos de ellos, cada una con los respectivos condicionamientos que permiten aplicar sus ecuaciones con el fin realizar un análisis comparativo con los resultados obtenidos de los ensayos en el CIERHI.

### 5.5.4.3 Análisis de resultados

A cada caudal experimental le corresponde una carga de agua sobre el vértice del vertedero, esta carga se utiliza para realizar los cálculos que ofrece la teoría mediante las ecuaciones propuestas por Hegly y la Universidad Católica de Chile, todos estos resultados se presentan en el gráfico 5.1 para el caso del Vertedero 1.

**Gráfico 5.1:** Curva de descarga del Vertedero 1 y análisis comparativo

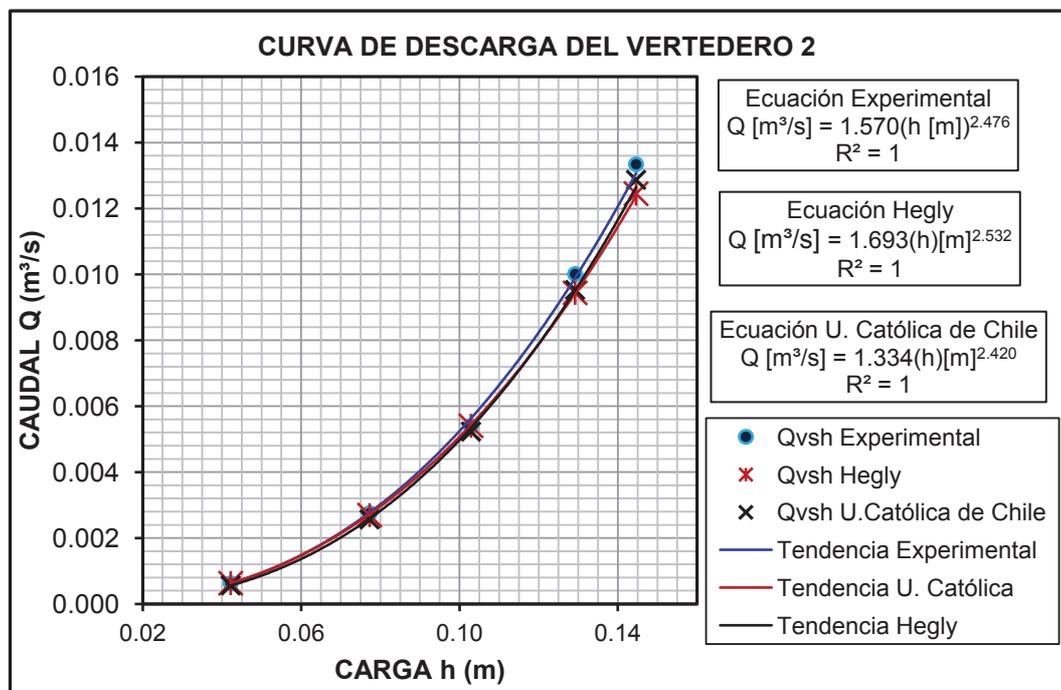


**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. "Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico". Quito. 2012.

En la gráfica Q vs. h se ubican los puntos obtenidos experimentalmente y los puntos que se obtienen de la ecuación 5.12, diferenciándose a través de la

ecuación 5.13 para Hegly y con la ecuación 5.15 para la U. Católica de Chile; es así como se establecen tres tendencias mediante la forma de una ecuación potencial que relaciona el caudal  $Q$  y la carga  $h$ .

**Gráfico 5.2:** Curva de descarga del Vertedero 2 y análisis comparativo



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “*Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico*”. Quito. 2012.

Se observa que para caudales bajos los resultados experimentales se acercan considerablemente a los que propone la teoría, pero conforme aumenta la descarga y el ancho de la base, la capacidad de los vertederos triangulares estudiados se incrementa respecto a lo que indican los cálculos teóricos. A pesar de observarse una mayor capacidad del vertedero triangular analizado experimentalmente, la tendencia de resultados es muy aceptable según lo que propone la teoría, por lo que se decide realizar un análisis comparativo de los 7 vertederos instalados en el Modelo 1 para obtener una curva de descarga representativa, la cual permite calcular el caudal evacuado a través de cualquiera de los vertederos triangulares usando la ecuación 5.16, que es función de la carga de agua sobre el vértice, medida con el limnómetro.

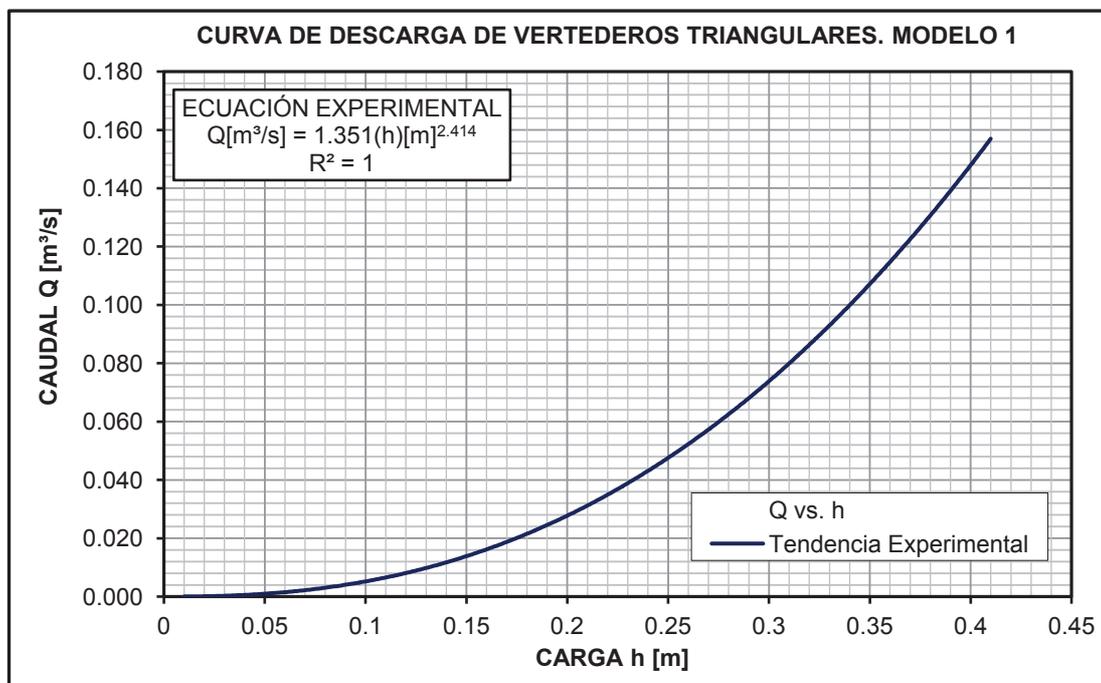
$$Q = 1.351 \cdot h^{2.414} \quad (5.16)$$

donde:

**Q:** caudal evacuado a través de cualquier vertedero del Modelo 1. [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]

**h:** carga de agua sobre el vértice del vertedero,  $H_1-H_0$ . [m]

**Gráfico 5.3:** Curva de descarga de los vertederos de aforo del Modelo 1



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

En el gráfico 5.3 se presenta la curva de descarga de los vertederos triangulares del Modelo 1, Captación Pilatón. Esta curva de descarga es representativa de 17 ensayos de caudal, realizados a en los 7 vertederos de aforo que dispone el modelo hidráulico.

### 5.5.5 COMPORTAMIENTO DINÁMICO DEL MODELO 1

Las limitaciones que presenta la investigación en modelos hidráulicos reducidos, promueve la comprobación de los parámetros que evalúan la influencia de las propiedades físicas del fluido sobre el movimiento, ya que incrementan su incidencia con la reducción de las dimensiones físicas. La presente investigación requiere que el flujo estudiado se encuentre influenciado netamente por la acción de la gravedad, lo cual provoca variaciones de presión y velocidad que caracterizan el movimiento del flujo, esto se logra con un grado de turbulencia

totalmente desarrollado en el que los efectos viscosos son despreciables y las pérdidas de energía solo se deben al intercambio de cantidad de movimiento entre las partículas del fluido. El parámetro usado para medir la influencia de la fuerza inercia sobre las fuerzas viscosas es el número de Reynolds, que se presenta en la ecuación 5.17. Los efectos de la tensión superficial son generalmente despreciados pero sin embargo se deben evaluar con el número de Weber que se presenta en la ecuación 5.18. El efecto combinado de la viscosidad y la tensión superficial en el movimiento del flujo puede ser despreciado siempre y cuando se cumpla lo propuesto en la ecuación 5.19.

$$\mathbf{Re} = \frac{V.R_h}{\mu/\rho} = \frac{V.R_h}{\nu} \quad (5.17)$$

$$\mathbf{W} = \frac{V}{\sqrt{\sigma/\rho.R_h}} \quad (5.18)$$

donde:

**Re:** número de Reynolds. [-]

**V:** velocidad media de la sección de análisis. [m/s]

**R<sub>h</sub>:** Radio hidráulico. [m]

**μ:** viscosidad dinámica del agua a 10°C. [1.307 x 10<sup>-3</sup> kg/(m.s)]

**ρ:** densidad del agua. [1000 kg/m<sup>3</sup>]

**h:** calado de agua sobre el canal. [m]

**ν:** viscosidad cinemática del agua a 10°C. [1.307 x 10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>/s]

**W:** número de Weber. [-]

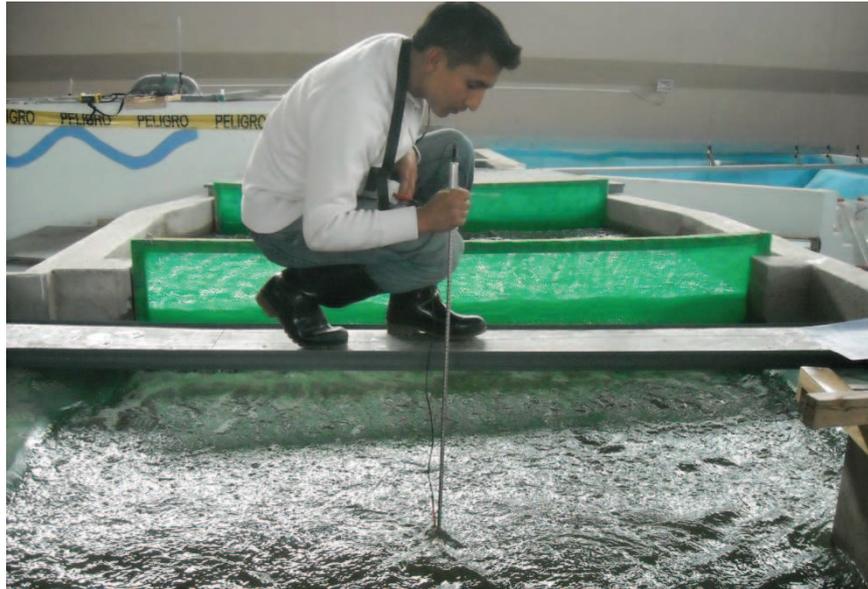
**σ:** tensión superficial de contacto entre agua-aire y agua vidrio. [7.54 x 10<sup>-5</sup>KN/m y 7.70 x 10<sup>-5</sup>KN/m]

$$\mathbf{Re}^{0.2} . \mathbf{W}^{0.6} > 900 \quad (5.19)$$

Debido a las limitaciones que presenta la medición de velocidades con el micromolinete, solo se realiza este procedimiento para el canal de aproximación, en una sección aguas arriba de la estructura de toma, las mediciones se realizan en tres verticales, una central y las otras dos en el punto medio entre el extremo del canal y el centro. La medición de velocidades en otros puntos del modelo se

realiza bajo el principio de continuidad, conocido el calado y el caudal se puede determinar la velocidad con la que el flujo atraviesa el área hidráulica de la sección de medición. En la fotografía 5.34 se presenta la medición de velocidades con el micromolinete ubicado en la vertical central de la sección establecida sobre el canal de aproximación.

**Fotografía 5.34:** Medición de velocidad con micromolinete



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “*Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico*”. Quito. 2012.

En el cuadro 5.23 se presenta un resumen de la información para el cálculo del número de Reynolds y el número de Weber para distintos caudales y en distintas estructuras del Modelo1.

El valor calculado con la ecuación 5.19 evalúa el efecto combinado de la viscosidad y la tensión superficial en el movimiento del flujo e indica que se cumple esta condición de manera especial para los estanques disipadores ya que la relación alcanza valores muy altos, para el caso del caudal bajo no se cumple con esta relación en el canal de aproximación debido a la baja velocidad que se presenta. El cálculo del número de Reynolds indica que se tienen valores mayores a  $1 \times 10^4$ , lo cual garantiza un grado de turbulencia totalmente desarrollado en el Modelo 1 y permite simular la pendiente de la línea de energía, garantizando un comportamiento dinámico semejante al que se tiene en el prototipo y se complementa con el uso del acrílico como material de construcción

de los estanques disipadores que permite un modelo más liso que el prototipo, por lo que se logra simular de manera aproximada las pérdidas de energía debidas a la fricción del flujo con las superficies de contacto.

**Cuadro 5.23:** Valores del número de Reynolds y el número de Weber

UBICACIÓN	VALORES PARA EL MODELO 1						
	CAUDAL PROTOTIPO [m <sup>3</sup> /s]	CAUDAL MODELO [m <sup>3</sup> /s]	VELOCIDAD [m/s]	RADIO HIDRÁULICO [m]	REYNOLDS	WEBER	Re <sup>0.2</sup> .W <sup>0.6</sup>
Canal de aproximación	483.44	0.1547	0.361	0.165	45524	3244	1092
Inicio del disipador	161.15	0.0516	3.023	0.039	91329	55413	6891
Fin del disipador	161.15	0.0516	0.836	0.088	56043	10290	2276
Canal enrocado	483.44	0.1547	0.776	0.139	82425	7589	2048
Canal de aproximación	340.00	0.1088	0.318	0.140	34116	3089	1001
Inicio del disipador	113.33	0.0363	2.971	0.030	68949	62115	6976
Fin del disipador	113.33	0.0363	0.753	0.077	44640	9855	2119
Canal enrocado	340.00	0.1088	0.645	0.122	60392	6711	1788
Canal de aproximación	140.00	0.0448	0.105	0.165	13183	940	405
Inicio del disipador	50.00	0.0160	2.974	0.015	33930	88714	7497
Fin del disipador	50.00	0.0160	0.748	0.047	26705	12615	2217
Canal enrocado	100.00	0.0320	0.399	0.066	20214	5654	1296

**Elaborado por:** Pablo Paredes

## 5.6 CONCLUSIONES

- El Modelo 1 de la Captación Pilatón es un modelo no distorsionado cuya escala de longitudes  $e_L = 25$ , en este modelo se realiza la evaluación de un flujo a superficie libre y cuyo movimiento se debe la influencia de la fuerza de gravedad sobre la masa de agua.
- La modelación del fenómeno hidráulico debe cumplir con la semejanza mecánica según la similitud particular de Froude, que relaciona la influencia de la fuerza de inercia respecto a la fuerza de gravedad en el movimiento de un flujo de agua a superficie libre

- Este tipo de modelo físico cumple con la similitud geométrica y dinámica para reproducir de manera semejante al prototipo los fenómenos que dependen del tiempo y garantizar la similitud cinemática.
- La capacidad del sistema de recirculación del CIERHI permite la instalación de los caudales requeridos para el análisis experimental del Modelo 1.
- Las instalaciones del CIERHI permiten albergar a todo el Modelo 1 sin ningún inconveniente de espacio y garantizan un tamaño bastante aceptable del modelo, es decir que la escala de reducción es adecuada para simular los fenómenos de flujo sobre las estructuras modeladas de la Captación Pilatón.
- La disponibilidad de materiales, herramienta, equipo y mano de obra especializada, bajo la dirección técnica apropiada alcanza un proceso constructivo bastante eficiente del Modelo 1, garantizando la impermeabilidad y estabilidad de las estructuras, pero sobre todo la similitud geométrica con el Prototipo.
- La similitud geométrica del Modelo 1 es verificada desde el inicio del proceso constructivo para evitar la acumulación de errores, por lo que al momento de la instalación las desviaciones que se generan, respecto a la concepción inicial en un plano georeferenciado, son mínimas y no superan el 2% de las dimensiones principales del modelo.
- La similitud dinámica del modelo se realiza con una evaluación del comportamiento dinámico del flujo sobre distintas estructuras del Modelo 1, sobre todo en los estanques disipadores, donde se alcanza el grado de turbulencia totalmente desarrollada, que permite descartar los efectos viscosos en el movimiento del flujo.
- La evaluación del efecto combinado de la tensión superficial y la viscosidad del agua en el movimiento del flujo, se realiza a través del cálculo del número de Weber y el número de Reynolds, con los cuales se establece una relación que se cumple de manera suficiente para los estanques disipadores y se desprecia completamente el efecto de estas propiedades físicas del agua en el movimiento del flujo.
- Los altos números de Reynolds y la construcción de un modelo más liso que el prototipo garantiza una simulación adecuada de las pérdidas por

fricción, lo cual permite tener una pendiente de la línea de energía muy similar a la del prototipo

- El resalto hidráulico es un fenómeno que se desarrolla en un canal corto de superficie horizontal en el cual se desprecian las pérdidas por fricción con las superficies de contacto, por lo que los cambios de presión y velocidad que se generan en los estanques disipadores se deben principalmente al intercambio de cantidad de movimiento entre las partículas de agua.
- La verificación de la similitud cinemática y dinámica del Modelo 1 garantiza la simulación de fenómenos cinemáticamente semejantes.
- El modelo físico de los estanques disipadores es adecuado para simular la disipación de energía mediante resalto hidráulico para el caso del caudal de crecida máximo que descarga el azud móvil al disipador de energía de la Captación Pilatón.
- Los dispositivos de aforo de caudales y los instrumentos para medir calados de agua permiten obtener información valiosa con una precisión bastante aceptable, 0.01 lt/s para el caso de los vertederos triangulares y 0.01 cm para el caso de los limnímetros.

## CAPÍTULO 6

### ANÁLISIS EXPERIMENTAL DEL AZUD MÓVIL Y LOS ESTANQUES DISIPADORES DE ENERGÍA

#### 6.1 INTRODUCCIÓN

La presente investigación requiere analizar de forma experimental las estructuras que conforman el azud móvil de la Captación Pilatón, mediante el cual se genera la descarga de los excesos de caudal que no son derivados por la estructura de toma. Esto implica una evaluación experimental de la curva de descarga  $Q$  vs.  $h$  de los vertederos de cimacio con descarga libre y sin control, también se requiere evaluar la curva de descarga de compuertas y clapetas radiales con distintas aperturas para la evacuación controlada de caudales en exceso. Este proceso de investigación se realiza para determinar la capacidad de descarga que poseen las estructuras del azud móvil, con esto se verifica su adecuado funcionamiento y se pueden determinar los caudales que ingresan a cada estanque disipador mediante una ecuación de forma potencial que describe la tendencia experimental de la descarga, por cada vertedero sin control o regulado por las compuertas y clapetas radiales.

El análisis experimental de la disipación de energía en los estanques de la Captación Pilatón, se realiza evaluando el resalto hidráulico que se genera en los estanques disipadores, debido al ingreso de la descarga supercrítica del vertedero de cimacio en un estanque con flujo subcrítico regulado desde aguas abajo en el canal enrocado. El objetivo principal en estas pruebas es evaluar la disipación de energía para el caudal de diseño de cada estanque y vertedero igual a  $160 \text{ m}^3/\text{s}$  en prototipo, para lo cual se realiza la medición de calados de agua en las secciones específicas del inicio y fin de los estanques disipadores de energía, así también se requiere instalar el calado de agua en el canal enrocado que corresponde al escenario del caudal máximo igual a  $480 \text{ m}^3/\text{s}$  en prototipo, de esta manera se caracteriza al resalto hidráulico y se evalúa su efecto disipador.

## **6.2 EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE LOS VERTEDEROS**

El azud móvil de la Captación Pilatón dispone de tres vertederos idénticos separados por pilas semicirculares, estas estructuras son diseñadas y evaluadas según la información teórica y experimental que presenta el USBR en su libro “Diseño de Pequeñas Presas” (2007). La recopilación de la información necesaria en el modelo se realiza mediante la instrumentación disponible para la medición de calados y caudales, posterior a esto los valores modelo se trasladan a valores prototipo mediante el uso de las respectivas escalas para cada magnitud, las cuales son función de la escala de longitudes, de esta manera se inicia el análisis experimental de la curva de descarga que caracteriza al prototipo de los vertederos de excesos y es posible compararla con el comportamiento sugerido por los parámetros de diseño que plantea el USBR.

Este proceso de investigación se realiza con el objetivo de verificar el diseño original de los vertederos y establecer las ecuaciones que mejor se ajustan a la tendencia experimental  $q$  vs.  $h$ , las cuales tienen una forma potencial. Para validar estos resultados experimentales se requiere comprobar con la teoría disponible, la tendencia de los parámetros adimensionales que usa el USBR para la evaluación de los coeficientes de descarga, los cuales son función de la carga de agua sobre la cresta del vertedero, la altura del paramento, la velocidad de aproximación, la relación entre la carga de agua y la carga de diseño. También se considera la reducción del ancho efectivo del vertedero por el efecto de contracción de pilas y estribos, ya que se maneja el caudal específico por ancho unitario de vertedero.

### **6.2.1 DESCRIPCIÓN DE LAS PRUEBAS EXPERIMENTALES PARA EVALUAR LA CURVA DE DESCARGA DE LOS VERTEDEROS DE EXCESOS**

Para la evaluación experimental de los vertederos de excesos se requiere preparar el modelo en seco, de tal manera que todos los trabajos de impermeabilización de compuertas resultan efectivos. Para esta serie de pruebas se requiere cerrar completamente los ocho compartimentos de la estructura de toma usando las ocho compuertas planas rectangulares, esto permite el aforo de los caudales de ingreso al modelo con el Vertedero 1 y el control de los caudales de salida del modelo con el Vertedero 7, los cuales corresponden a los vertederos

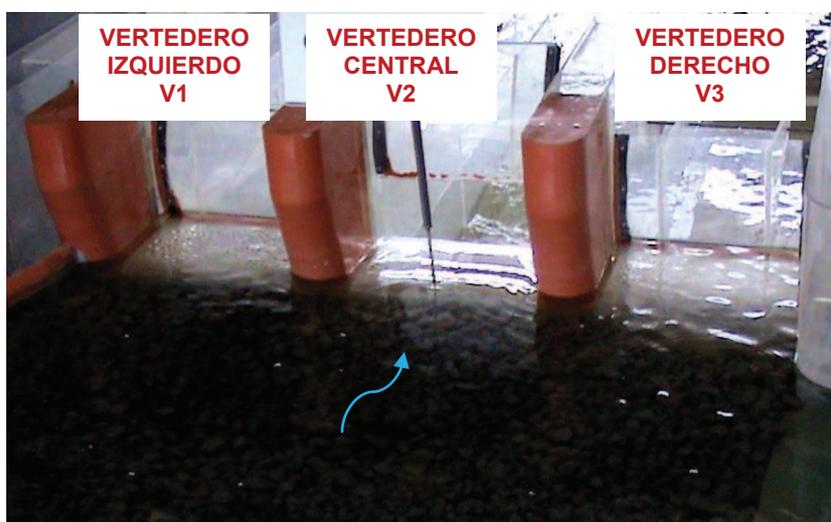
triangulares de pared delgada que serán usados en esta fase de ensayos, con el fin de obtener aforos muy parecidos en ambos vertederos, caso contrario se presenta la posibilidad de fugas en el modelo.

**Fotografía 6.1:** Estructura de toma cerrada para Ensayos de vertederos



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi-Pilatón 2011-2013

**Fotografía 6.2:** Azud móvil y vertederos preparados para Ensayo A



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “*Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico*”. Quito. 2012.

Estos ensayos permiten determinar la curva de descarga de los vertederos de cimacio que forman parte del azud móvil y a establecer un coeficiente de descarga que puede ser comparado con la teoría disponible. En la fotografía 6.2 se observa el azud móvil preparado para el análisis experimental de la curva de

descarga del vertedero central V2 en el Modelo 1, Captación Pilatón. Para el Ensayo A se cierran completamente las compuertas de los vertederos V1 y V3, en el Ensayo B se cierran los vertederos V1 y V2, estos dos ensayos evalúan individualmente la descarga libre de los vertederos abiertos. Para el Ensayo C el azud móvil se abre completamente para tener una descarga libre y simultánea de los tres vertederos de excesos

**Cuadro 6.1:** Operación de estructuras para Ensayos A, B y C

ENSAYO	ESTRUCTURA	OPERACIÓN		
		V1	V2	V3
A	Vertedero	Cerrado	<b>Evaluado</b>	Cerrado
	Compuerta	Cerrada	<b>Abierta</b>	Cerrada
	Toma	8 compuertas cerradas		
B	Vertedero	Cerrado	Cerrado	<b>Evaluado</b>
	Compuerta	Cerrada	Cerrada	<b>Abierta</b>
	Toma	8 compuertas cerradas		
C	Vertedero	<b>Evaluado</b>	<b>Evaluado</b>	<b>Evaluado</b>
	Compuerta	<b>Abierta</b>	<b>Abierta</b>	<b>Abierta</b>
	Toma	8 compuertas cerradas		

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “*Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico*”. Quito. 2012.

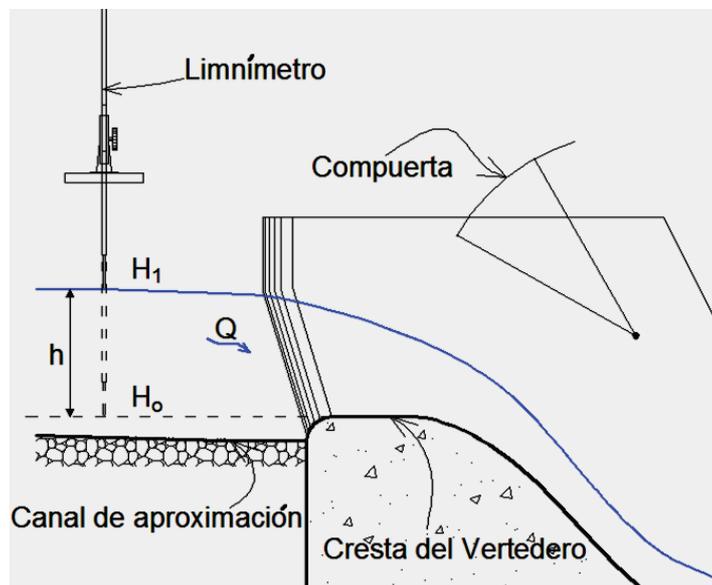
**Elaborado por:** Pablo Paredes

Bajo la descripción presentada en el cuadro 6.1 se establecen 5 pruebas de caudal para cada uno de los Ensayos A y B, el total de pruebas son 10, para las cuales se presentan caudales prototipo de 14 a 160 m<sup>3</sup>/s, en modelo el rango de caudales es de 4.48 lt/s a 51.20 lt/s aproximadamente; estos caudales se distribuyen en un rango adecuado para verificar los caudales mínimos y máximos, de tal manera que no se presenten calados de agua sobre la cresta menores a 3 cm y que el caudal de diseño de cada vertedero sea incluido. El Ensayo C se constituye de una sola prueba del caudal de diseño de los vertederos de excesos igual a 480 m<sup>3</sup>/s en prototipo y 154.60 lt/s en modelo.

La medición de calados sobre la cresta del vertedero se realiza con la ayuda de limnímetros los cuales son ubicados en el eje del vertedero evaluado y aguas arriba de la cresta, en este caso también se requiere determinar el cero de los limnímetros midiendo el nivel horizontal que forma el estanque de agua con la

cresta del vertedero en el instante en que deja de escurrir completamente, se usa una mezcla de agua y jabón para romper la tensión superficial sobre la cresta.

**Figura 6.1:** Esquema general de mediciones en la descarga de vertederos



**Elaborado por:** Pablo Paredes

Cada vertedero de cimacio tendrá su respectivo cero ya que se requiere desplazar el limnómetro, lo cual provoca ligeras variaciones que se deben tomar en cuenta en la medición de calados de agua sobre la cresta.

**Fotografía 6.3:** Mediciones en el vertedero V3 durante el Ensayo B



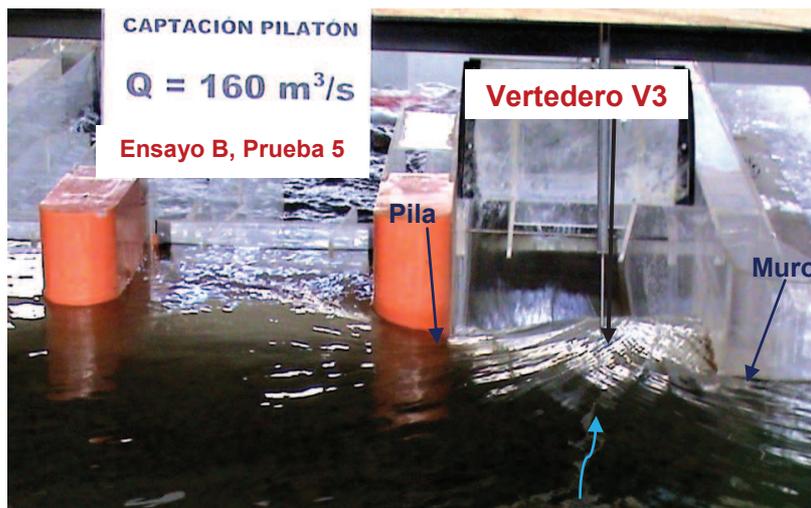
**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. "Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico". Quito. 2012.

La información recopilada en el análisis experimental de la descarga del vertedero de cimacio es de tipo cuantitativo y cualitativo, describiendo de esta manera las

características de la lámina vertiente sin control, los parámetros más importantes medidos y observados son:

- Caudal evacuado y su respectiva carga de agua sobre la cresta
- Efecto de Pilas y Estribos en el comportamiento del flujo de aproximación
- Observación de la lámina vertiente sin controlar sobre el cimacio

**Fotografía 6.4:** Vista desde aguas arriba de la descarga libre del vertedero V3



**Fotografía 6.5:** Vista lateral derecha de la descarga libre en vertedero V3



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

## 6.2.2 RECOPIACIÓN Y PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN EXPERIMENTAL EN LA DESCARGA LIBRE DE LOS VERTEDEROS

El vertedero central V2 es el primero en ser evaluado con su compuerta radial totalmente abierta, la estructura de toma y los vertederos V1 y V3 permanecen

completamente cerrados. Preparado el Modelo 1 se arranca el sistema de recirculación de caudales que dispone el CIERHI, el ingreso de caudal al modelo se regula mediante la operación de las válvulas de compuerta que controlan las tuberías de descarga al tanque de abastecimiento. Tanto para el Ensayo A como para el Ensayo B, se inicia colocando un caudal bajo y posteriormente se aumenta para culminar con las 5 pruebas requeridas en cada ensayo.

En el cuadro 6.2 se presenta la información recopilada y procesada durante el Ensayo A, en el cual se observa principalmente los datos de los limnómetros ubicados en los vertederos triangulares de aforo 1 y 7. Estos datos son obtenidos en centímetros, para luego transformarlos a metros, por facilidad se presenta los valores de caudal del modelo en lt/s y los resultados de caudales transformados a prototipo se presentan en m<sup>3</sup>/s.

**Cuadro 6.2:** Caudales de ingreso y salida del Modelo 1, Ensayo A

DESCRIPCIÓN		VERTEDERO 1				VERTEDERO 7				ERROR
Análisis del Vertedero central V2		Caudales de ingreso al modelo				Caudales de salida del modelo				ΔQ
		H <sub>0</sub> =	3.32	cm	PROTOTIPO	H <sub>0</sub> =	19.23	cm	PROTOTIPO	
		MODELO				MODELO				
ENSAYO	PRUEBA	H <sub>1</sub>	h	Q <sub>m</sub>	Q <sub>p</sub>	H <sub>1</sub>	h	Q <sub>m</sub>	Q <sub>p</sub>	
		[cm]	[cm]	[lt/s]	[m <sup>3</sup> /s]	[cm]	[cm]	[lt/s]	[m <sup>3</sup> /s]	[%]
A	1	13.10	9.78	4.94	15.42	29.02	9.80	4.95	15.48	0.37%
	2	18.90	15.58	15.19	47.46	34.82	15.60	15.22	47.57	0.23%
	3	22.04	18.72	23.66	73.94	38.01	18.79	23.86	74.56	0.84%
	4	24.79	21.47	32.94	102.93	40.70	21.48	32.96	102.99	0.06%
	5	29.16	25.84	51.51	160.98	45.07	25.85	51.54	161.06	0.05%

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “*Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico*”. Quito. 2012.

Para el Ensayo B se elabora el mismo registro el cual se presenta en el cuadro 6.3. Los datos de caudal usados serán los de ingreso al modelo y para cada prueba se mide la carga de agua sobre la cresta del vertedero evaluado, usando el limnómetro para obtener las lecturas H<sub>0</sub> y H<sub>1</sub>. En los cuadros 6.4 y 6.5 se recopilan los datos experimentales obtenidos para las descargas de los Ensayos A y B respectivamente, se muestra las características geométricas de los vertederos, el caudal evacuado y la carga sobre la cresta; a partir de estos datos

se obtiene el caudal específico  $q=Q/B$ , por metro de ancho del vertedero, para obtener una curva de descarga  $q$  vs.  $h$ , la cual se indica en el gráfico 6.1.

**Cuadro 6.3:** Caudales de ingreso y salida del Modelo 1, Ensayo B

DESCRIPCIÓN		VERTEDERO 1				VERTEDERO 7				ERROR
Análisis del vertedero derecho V3		Caudales de ingreso al modelo				Caudales de salida del modelo				$\Delta Q$
		$H_o =$	3.32	cm	PROTOTIPO	$H_o =$	19.23	cm	PROTOTIPO	
		MODELO				MODELO				
ENSAYO	PRUEBA	$H_1$ [cm]	$h$ [cm]	$Q_m$ [lt/s]	$Q_p$ [m <sup>3</sup> /s]	$H_1$ [cm]	$h$ [cm]	$Q_m$ [lt/s]	$Q_p$ [m <sup>3</sup> /s]	[%]
B	1	13.30	9.98	5.18	16.20	29.32	10.10	5.33	16.65	2.80%
	2	19.00	15.68	15.42	48.20	34.90	15.68	15.41	48.17	0.08%
	3	22.22	18.90	24.21	75.66	38.16	18.94	24.32	76.00	0.45%
	4	24.95	21.63	33.53	104.79	40.99	21.77	34.04	106.38	1.51%
	5	29.30	25.98	52.19	163.10	45.20	25.98	52.17	163.02	0.05%

**Cuadro 6.4:** Resultados experimentales del Ensayo A

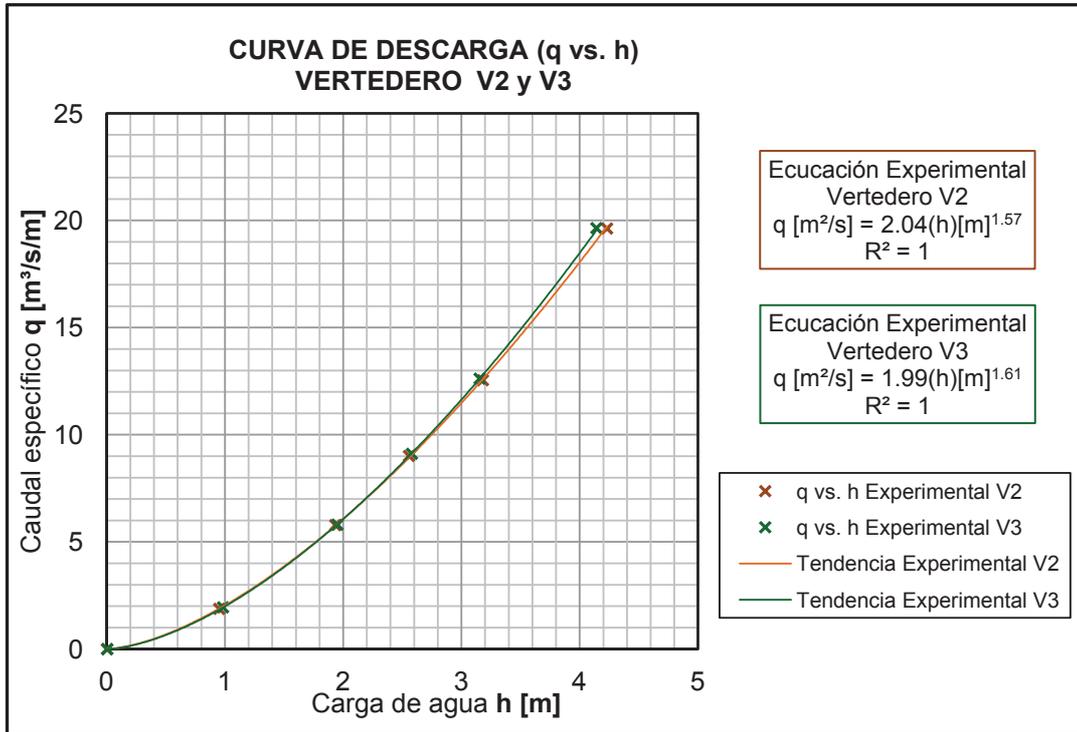
DESCRIPCIÓN		VERTEDERO CENTRAL V2					
Análisis del vertedero central V2		$B_m =$	32.80	cm	$B_p =$	8.20	m
		$H_o =$	2.32	cm	$P_p =$	1.00	m
		MODELO			PROTOTIPO		
ENSAYO	PRUEBA	$H_1$ [cm]	$h_m$ [cm]	$Q_m$ [lt/s]	$Q_p$ [m <sup>3</sup> /s]	$h_p$ [m]	$q_p$ [m <sup>2</sup> /s]
A	1	6.13	3.81	4.94	15.42	0.95	1.88
	2	10.06	7.74	15.19	47.46	1.94	5.79
	3	12.55	10.23	23.66	73.94	2.56	9.02
	4	15.05	12.73	32.94	102.93	3.18	12.55
	5	19.25	16.93	51.51	160.98	4.23	19.63

**Cuadro 6.5:** Resultados experimentales del Ensayo B

DESCRIPCIÓN		VERTEDERO DERECHO V3					
Análisis del vertedero derecho V3		$B_m =$	33.10	cm	$B_p =$	8.28	m
		$H_o =$	2.57	cm	$P_p =$	1.04	m
		MODELO			PROTOTIPO		
ENSAYO	PRUEBA	$H_1$ [cm]	$h_m$ [cm]	$Q_m$ [lt/s]	$Q_p$ [m <sup>3</sup> /s]	$h_p$ [m]	$q_p$ [m <sup>3</sup> /s]
B	1	6.51	3.94	5.18	16.20	0.99	1.96
	2	10.38	7.81	15.42	48.20	1.95	5.83
	3	12.90	10.33	24.21	75.66	2.58	9.14
	4	15.19	12.62	33.53	104.79	3.16	12.66
	5	19.14	16.57	52.19	163.10	4.14	19.71

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. "Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico". Quito. 2012.

**Gráfico 6.1:** Curva de descarga  $q$  vs.  $h$  de los vertederos V2 y V3



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

Lombardi S.A. fundamenta el diseño de los vertederos de cimacio en lo establecido por el USBR, las ecuaciones 6.1 y 6.2 se utilizan para evaluar la descarga de los vertederos con el perfil que se ajusta a la lámina vertiente sin control, en función de la carga de agua  $h_p$  y la carga de velocidad de aproximación  $h_a$ . La reducción del ancho efectivo de la cresta del vertedero considera el efecto de contracción lateral que sufre la lámina vertiente por el efecto de pilas y estribos, el USBR propone la ecuación 6.4 para su cálculo.

$$Q_p = C_o \cdot B_{ef} \cdot H_d^{3/2} \quad (6.1)$$

$$q_p = C_o \cdot H_d^{3/2} \quad (6.2)$$

$$h_a = \frac{q_p^2}{2 \cdot g \cdot (P + h_p)^2} \quad (6.3)$$

donde:

$Q_p$ : caudal prototipo del vertedero de cimacio sin control. [m³/s]

$q_p$ : caudal específico por metro de ancho del vertedero. [m³/s/m]

$C_o$ : coeficiente de descarga del vertedero de cimacio. [ $C_o=2.0$ ]

$B_{ef}$ : ancho efectivo de la cresta del vertedero. [m]

$h_p$ : carga de agua sobre la cresta. [m]

$h_a$ : carga de velocidad media del flujo de aproximación. [m]

$H_d$ : carga total de proyecto  $h_p + h_a$  sobre la cresta del vertedero [m]

$$B_{ef} = B - 2(N \cdot K_P + K_E)H_d \quad (6.4)$$

donde:

$B_{ef}$ : ancho efectivo. [m]

$B$ : ancho de la cresta del vertedero. [m]

$N$ : número de pilas intermedias. [ $N=2$ ]

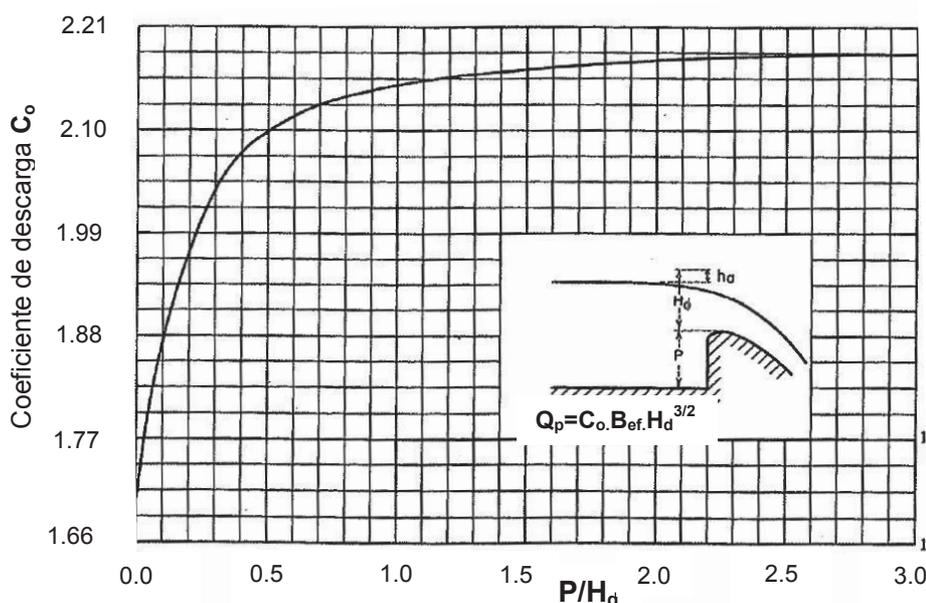
$K_P$ : coeficiente de contracción por pilas semicirculares. [ $K_P=0.01$ ]

$K_E$ : coeficiente de contracción por estribos a  $90^\circ$  y redondeados. [ $K_E=0.1$ ]

$H_d$ : carga de diseño sobre la cresta del vertedero. [5.00 m]

En la figura 6.2 que propone el USBR para el diseño de vertederos, se presenta la relación entre el coeficiente de descarga  $C_o$  y  $P/H_d$ , donde se observa la influencia de la altura del paramento respecto a la carga de diseño aguas arriba de la cresta del vertedero.

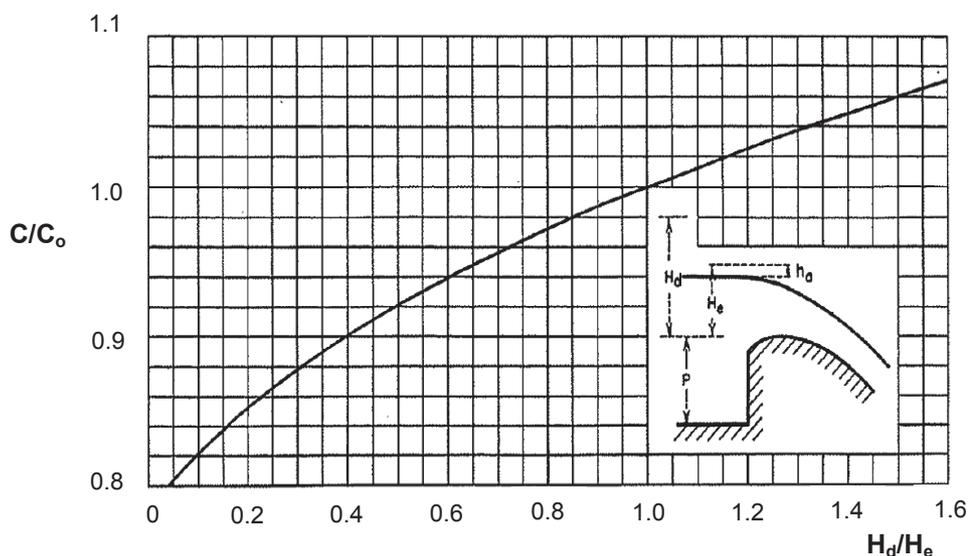
**Figura 6.2:** Coeficiente de descarga para un vertedero estricto con paramento vertical aguas arriba de la cresta



**Fuente:** U.S. Bureau of Reclamation. "Diseño de Presas Pequeñas". España. 2007

En la figura 6.3 se presenta la variación de los coeficientes de descarga obtenidos para una carga distinta a la carga de diseño.

**Figura 6.3:** Relación de coeficientes de descarga para la relación de cargas distintas a la carga de proyecto



**Fuente:** U.S. Bureau of Reclamation. “*Diseño de Presas Pequeñas*”. España. 2007

En los cuadros 6.6 y 6.7 se presentan los resultados del análisis del coeficiente de descarga de los vertederos V2 y V3 respectivamente, durante las pruebas de caudal evaluadas experimentalmente en cada uno de los Ensayos A y B. En el gráfico 6.2 se presenta  $C_o$  vs.  $P/H_d$  obtenida experimentalmente para los vertederos V2 y V3, se puede observar que la tendencia de los resultados se aproxima a lo que sugiere el USBR en la figura 6.2.

**Cuadro 6.6:** Coeficientes de descarga para el prototipo del vertedero V2

PROTOTIPO VERTEDERO V2								
$Q_p$	$h_p$	$q_p$	$h_a$	$H_e$	$C_o$	$P/H_d$	$H_e/H_d$	$C/C_o$
[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>2</sup> /s]	[m]	[m]	[m]			
15.42	0.95	1.88	0.05	1.00	1.88	1.00	0.20	0.95
47.46	1.94	5.79	0.20	2.13	1.86	0.47	0.43	0.96
73.94	2.56	9.02	0.33	2.88	1.84	0.35	0.58	0.97
102.93	3.18	12.55	0.46	3.64	1.81	0.27	0.73	0.99
160.98	4.23	19.63	0.72	4.95	1.78	0.20	0.99	1.00

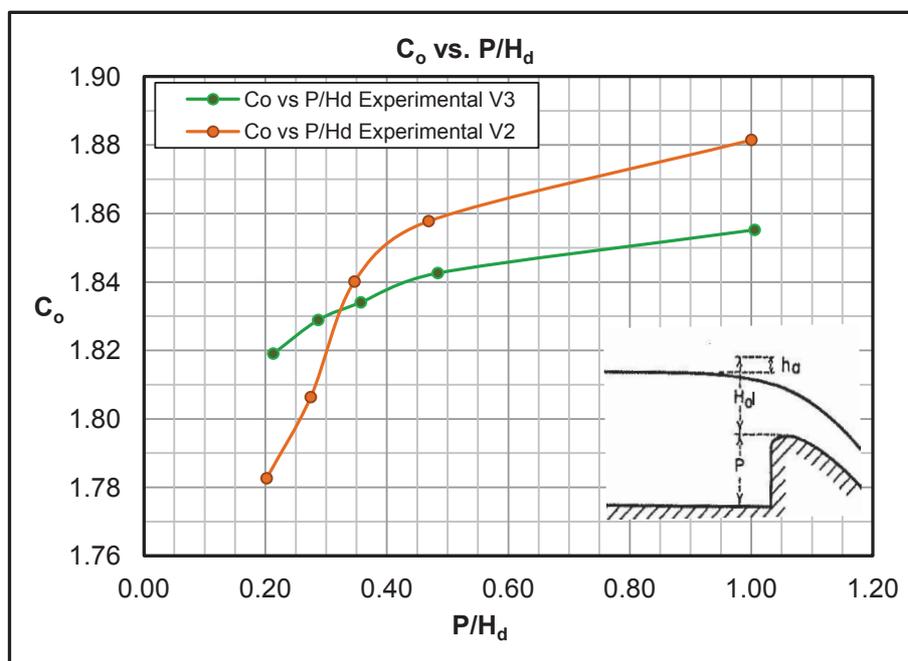
**Elaborado por:** Pablo Paredes

**Cuadro 6.7:** Coeficientes de descarga para el prototipo del vertedero V3

PROTOTIPO VERTEDERO V3								
$Q_p$	$h_p$	$q_p$	$h_a$	$H_e$	$C_o$	$P/H_d$	$H_e/H_d$	$C/C_o$
[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>2</sup> /s]	[m]	[m]	[m]			
16.20	0.99	1.95	0.05	1.03	1.86	1.01	0.21	0.98
48.20	1.95	5.81	0.20	2.15	1.84	0.48	0.43	0.99
75.66	2.58	9.12	0.33	2.91	1.83	0.36	0.58	0.99
104.79	3.16	12.63	0.47	3.63	1.83	0.29	0.73	0.99
163.10	4.14	19.65	0.74	4.89	1.82	0.21	0.98	1.00

**Elaborado por:** Pablo Paredes

En el gráfico 6.2 se presenta la relación  $C_o$  vs.  $P/H_d$  obtenida experimentalmente para los vertederos V2 y V3, se puede observar que la tendencia de los resultados se aproxima a lo que sugiere el USBR en la figura 6.2, con la diferencia marcada en la influencia de las pilas en el vertedero central V2 y la influencia de la pila y el estribo derecho del vertedero V3.

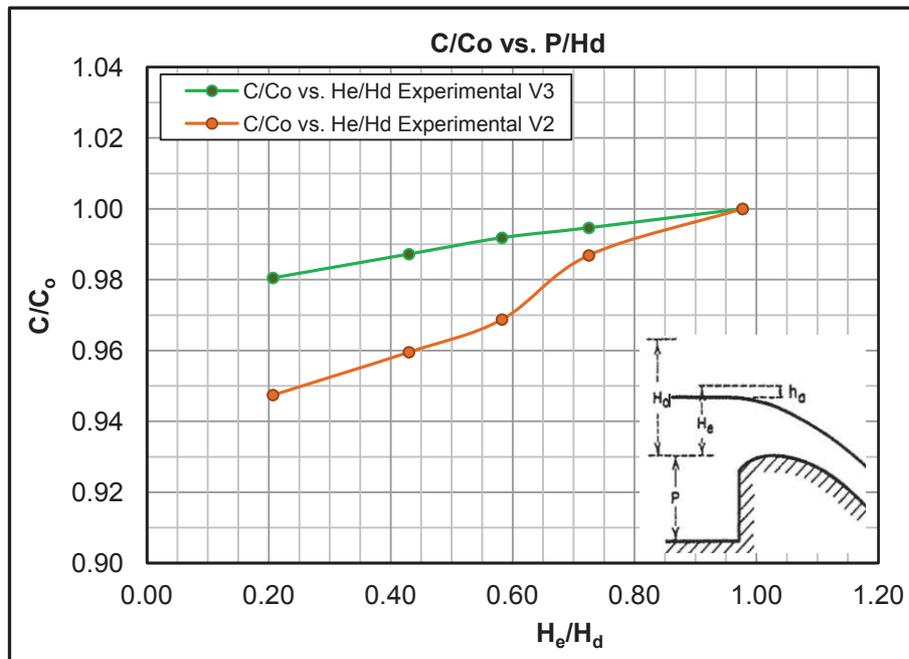
**Gráfico 6.2:**  $C_o$  vs.  $P/H_d$ , obtenido experimentalmente para vertederos V2 y V3

**Elaborado por:** Pablo Paredes

El gráfico 6.3 presenta la relación  $C/C_o$  vs.  $H_e/H_d$  obtenida experimentalmente para los vertederos V2 y V3, se aprecia una tendencia similar a la que se expone en la figura 6.3 obtenida de las experiencias del USBR. Se observa que el efecto de la

contracción lateral del flujo por efecto de las pilas en el vertedero central V2, provoca una ligera reducción de su capacidad para altas descargas respecto al vertedero de la margen derecha V3, el cual se encuentra influenciado por pila y estribo.

**Gráfico 6.3:**  $C/C_o$  vs.  $H_e/H_d$ , obtenido experimentalmente para vertederos V2 y V3



**Elaborado por:** Pablo Paredes

Los resultados experimentales obtenidos sobre la capacidad de descarga son muy similares para ambos vertederos de la Captación Pilatón, tomando en cuenta que su cresta no tiene la configuración geométrica sugerida por la teoría, por lo que se adopta para el prototipo la curva de descarga descrita por las tendencias experimentales expuestas en el gráfico 6.1 y se representan con las ecuaciones 6.5 y 6.6. La información recopilada en las 10 pruebas de los Ensayos A y B sirven para obtener la ecuación 6.7 que describe una tendencia experimental o curva de descarga general correspondiente al vertedero de excesos de la Captación Pilatón.

$$q_p = 2.04 \cdot h_p^{1.57} \quad (6.5)$$

$$q_p = 1.99 \cdot h_p^{1.61} \quad (6.6)$$

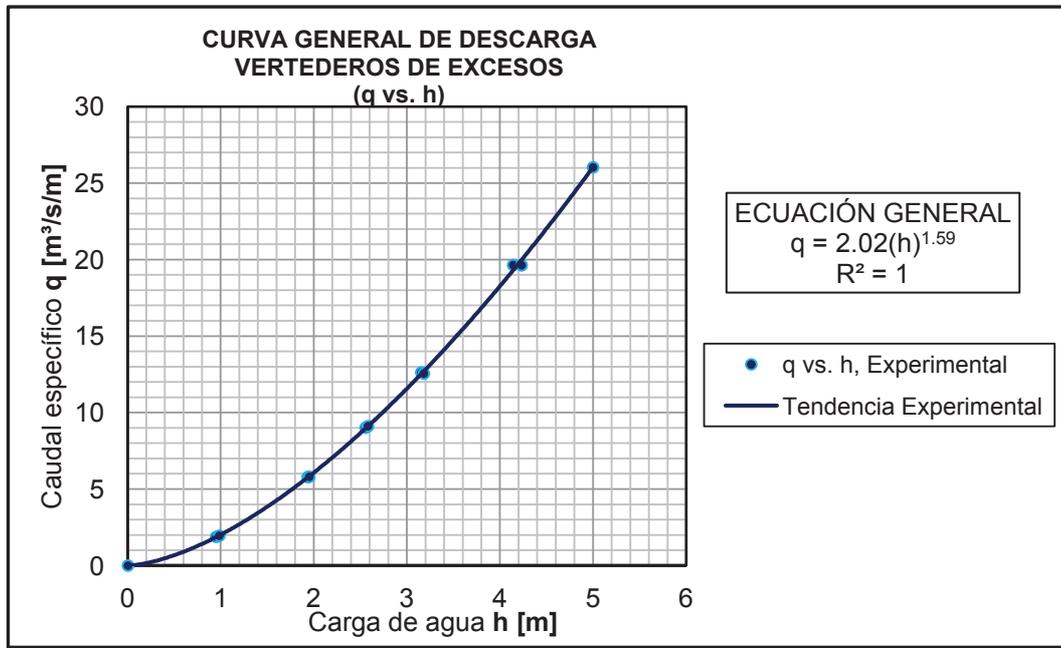
$$q_p = 2.02 \cdot h_p^{1.59} \quad (6.7)$$

donde:

$q_p$ : caudal específico por metro de ancho del vertedero. [ $m^2/s$ ]

$h_p$ : carga de agua sobre la cresta. [m]

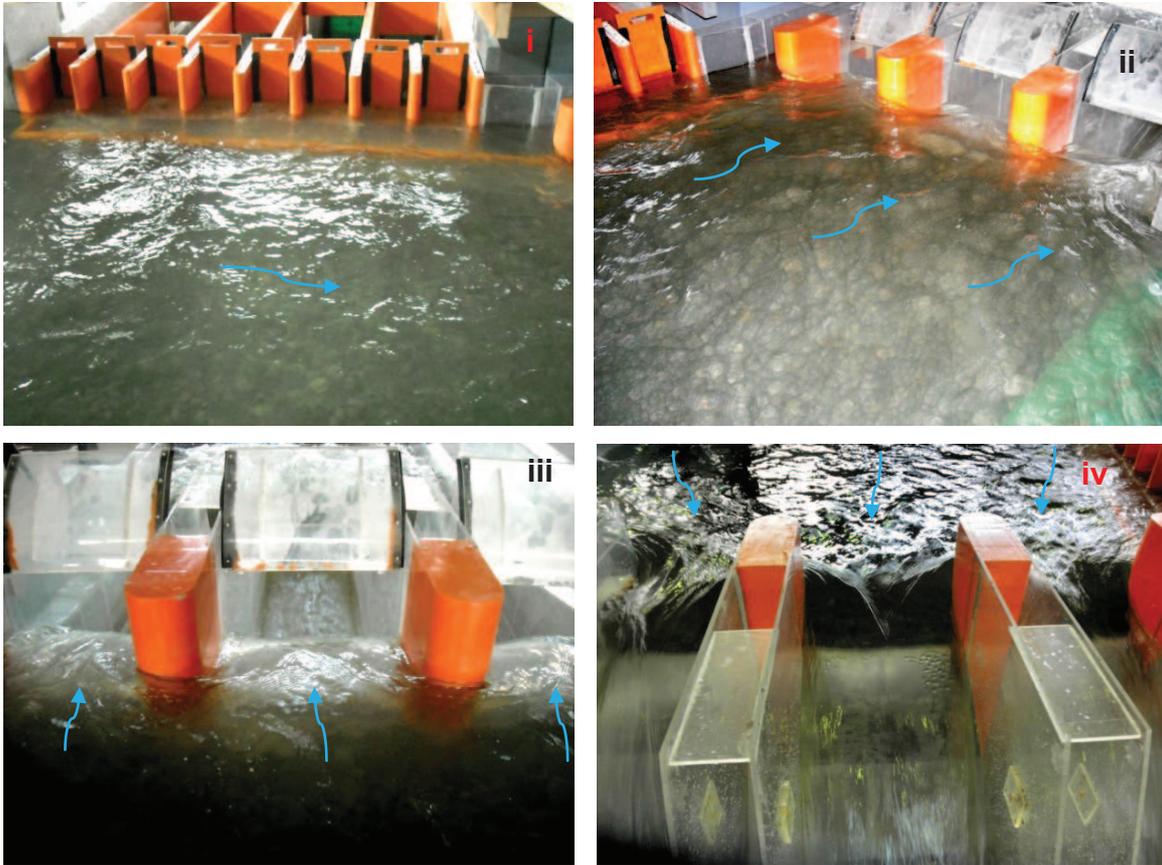
**Gráfico 6.4:** Curva general de descarga  $q$  vs.  $h$  de los vertederos de excesos.



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

Con el fin de verificar la descarga simultánea de los tres vertederos de excesos, se procede a preparar el Modelo 1 para el Ensayo C, cerrando la toma y abriendo completamente las tres compuertas del azud móvil, como se indica en la fotografía 6.6; este procedimiento se realiza con el fin de evaluar el caudal prototipo de diseño de los vertederos de excesos igual a  $480 m^3/s$ , el caudal modelo equivale a  $153.60 lt/s$ . Las características de esta operación del azud móvil corresponden al Escenario F, para el cual se espera un nivel máximo de operación en la cota 1105 msnm, aguas arriba del azud móvil sobre el canal de aproximación. Durante el Ensayo C se registra información experimental importante, como el caudal prototipo  $Q_T = 482.87 m^3/s$  que descargan en conjunto los tres vertederos y se mide el calado prototipo aguas arriba del azud móvil  $h_p = 4.93 m$  sobre la cresta del vertedero; en la fotografía 6.6 se observa el efecto de pilas y estribos en la contracción lateral de la lámina vertiente.

**Fotografía 6.6:** Vista frontal de la toma cerrada (i). Vista desde la margen derecha aguas arriba del azud móvil (ii). Vista desde aguas arriba de la descarga (iii). Vista desde aguas abajo del flujo de aproximación (iv)



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

**Cuadro 6.8:** Descarga libre y simultánea de los vertederos, Ensayo C

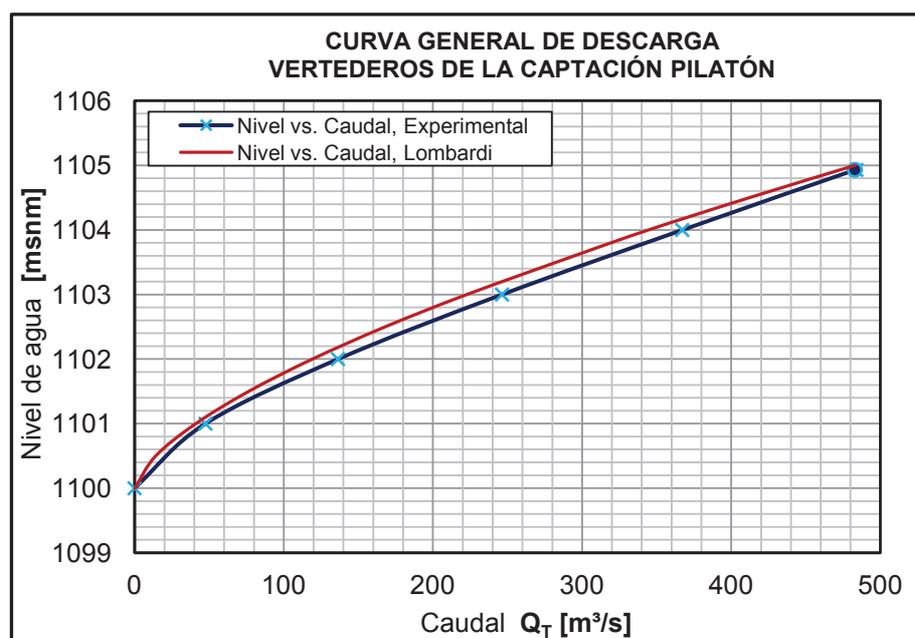
DESCARGA LIBRE Y SIMULTÁNEA DE LOS VERTEDEROS DE EXCESOS									
Geometría del vertedero			N =	2	pilas	Descarga individual $Q_i$ y descarga total $Q_T$ del prototipo de los vertederos V1, V2 y V3			
$P_p =$	1.005	m	$K_P =$	0.01					
$B_p =$	8.200	m	$K_E =$	0.14					
$h_p$	$q_p$	$h_a$	$H_d$	$C_o$	$B_{ef}$	$Q_i$	$Q_T$	NIVEL	
[m]	[m <sup>2</sup> /s]	[m]	[m]						[m]
1.00	2.02	0.05	1.05	1.87	7.86	15.86	47.58	1101.00	
2.00	6.07	0.21	2.21	1.85	7.49	45.48	136.43	1102.00	
3.00	11.56	0.43	3.43	1.82	7.10	82.13	246.38	1103.00	
4.00	18.26	0.68	4.68	1.80	6.70	122.41	367.22	1104.00	
<b>4.93</b>	<b>25.46</b>	<b>0.94</b>	<b>5.87</b>	<b>1.79</b>	<b>6.32</b>	<b>160.96</b>	<b>482.87</b>	<b>1104.93</b>	
5.00	26.04	0.96	5.96	1.79	6.29	163.85	491.56	1105.00	

**Elaborado por:** Pablo Paredes

En el cuadro 6.8 se presenta para el prototipo un resumen de los cálculos que describen la descarga libre de los vertederos de excesos en la Captación Pilatón, el caudal específico es calculado mediante la ecuación 6.7 y se determina el ancho efectivo del vertedero a través de la ecuación 6.4 con los coeficientes experimentales  $K_P = 0.01$  y  $K_E = 0.14$ , para simular la contracción lateral de la lámina vertiente por efecto de pilas y estribos, respectivamente. Cabe destacar que estos coeficientes corresponden a la carga máxima de diseño  $h_p = 5.00$  m y una descarga total  $Q_T = 491.56$  m<sup>3</sup>/s, con lo que se calcula el coeficiente de descarga  $C_o = 1.79$ , despejado de la ecuación 6.2.

En el gráfico 6.5 se presenta la curva de descarga de los vertederos de la Captación Pilatón en función del nivel de agua frente al azud móvil, cuando las compuertas están totalmente abiertas y el flujo de la lámina vertiente no es controlado. La capacidad de descarga libre de los vertederos de la Captación Pilatón ha sido verificada experimentalmente y comparada con la que plantea Lombardi en su diseño teórico, se observa que la capacidad es muy similar para evacuar individualmente  $Q_i \approx 164$  m<sup>3</sup>/s, con la carga de diseño  $h_p = 5.00$  m, y en conjunto los tres vertederos descargan  $Q_T \approx 492$  m<sup>3</sup>/s.

**Gráfico 6.5:** Curva de descarga libre y simultánea de los 3 vertederos, Nivel vs. Q



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. "Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico". Quito. 2012.

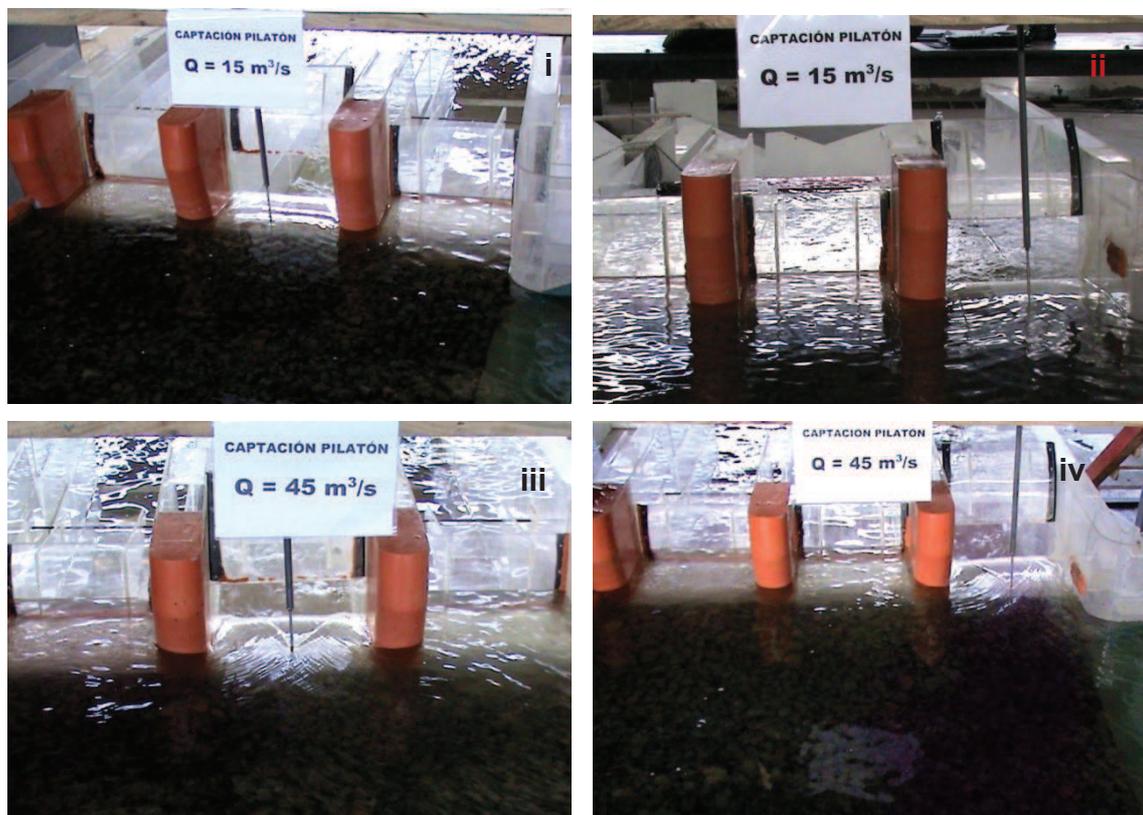
### 6.2.3 OBSERVACIONES EN EL ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LA DESCARGA LIBRE DE LOS VERTEDEROS

A continuación se presenta un registro fotográfico de las pruebas realizadas en los Ensayos A, B y C, las cuales sirven como referencia para exponer las observaciones realizadas a la descarga libre de los vertederos de excesos de la Captación Pilatón.

#### 6.2.3.1 Caudales menores a $50 \text{ m}^3/\text{s}$

Para estas pruebas no se observa desprendimiento de la lámina vertiente, incluso para caudales pequeños, esta se ajusta al perfil del cimacio diseñado para la carga igual a 5 m. En la fotografía 6.7 se observan caudales menores a  $50 \text{ m}^3/\text{s}$ , para los ensayos A y B en los cuales se observa que el efecto de contracción por pilas y estribos es reducido debido a que el caudal y la carga de agua son bajos.

**Fotografía 6.7:** Ensayo A, Prueba 1 (i). Ensayo B, Prueba 1 (ii). Ensayo A, Prueba 2 (iii), Ensayo B, Prueba 2 (iv).



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. "Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico". Quito. 2012.

### 6.2.3.2 Caudales mayores a $70 \text{ m}^3/\text{s}$

Para estos caudales no se observa desprendimiento de la lámina vertiente, el perfil del vertedero es eficiente y garantiza que no se produzcan presiones negativas que podrían dañar la superficie de hormigón en contacto con el agua.

En la fotografía 6.8 se observa la descarga libre de caudales relativamente altos con cargas de agua cercanas a la de diseño, en estas pruebas se observa un mayor efecto de contracción de la lámina vertiente por causa de las pilas y el muro de la margen derecha del azud móvil. La contracción por efecto de las pilas se observa claramente para el vertedero central V2, un efecto combinado de la pila y el muro de la margen derecha se observa para el vertedero V3.

**Fotografía 6.8:** Ensayo A, Prueba 4 (i). Ensayo B, Prueba 3 (ii). Ensayo A, Prueba 5 (iii). Ensayo B, Prueba 5 (iv)



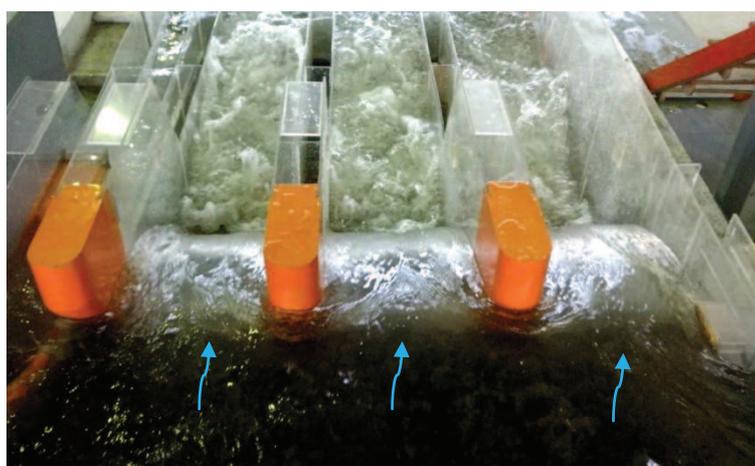
**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

La contracción lateral de la lámina vertiente, generada por pilas y estribos, reduce el ancho neto de los vertederos de excesos por lo que se determinan los coeficientes experimentales  $K_P$  y  $K_E$ , los cuales dependen de la forma de los obstáculos, de la relación de la carga en cada prueba con la carga de diseño, de la velocidad de aproximación aguas arriba del azud móvil y del eje del caudal. El coeficiente  $K_E$  asumido según la sugerencias del USBR es igual a 0.10 pero experimentalmente para la Captación Pilatón se logra determinar un coeficiente  $K_E = 0.14$  para el caudal y carga de diseño de los vertederos. El coeficiente de pilas  $K_P = 0.01$  sugerido por el USBR se asume como válido para el cálculo de la contracción lateral generada por las pilas centrales semicirculares del vertedero.

### 6.2.3.3 Descarga libre y simultánea de los tres vertederos de excesos

Para el Ensayo C se instala en el Modelo 1 un caudal aproximado a 154 lt/s que corresponde al caudal máximo de diseño  $Q_T = 483 \text{ m}^3/\text{s}$  en prototipo, este escenario de caudal se presenta para un período de retorno igual a 500 años, la evacuación simultánea de caudal se reparte equitativamente a los tres vertederos de excesos, esta operación es realizada para evaluar la descarga en conjunto y se determina el nivel 1104.93 msnm aguas arriba del azud móvil. En la fotografía 6.9 se observa la descarga libre de los tres vertederos de cimacio con su caudal individual de diseño aproximado a 161  $\text{m}^3/\text{s}$  en prototipo.

**Fotografía 6.9:** Descarga libre y simultánea, Ensayo C



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

La fotografía 6.9 presenta una vista desde aguas arriba de la descarga libre de los vertederos, en la cual se observa el efecto de contracción por pilas y estribos.

Cabe destacar que la diferencia de la capacidad de descarga entre vertederos es muy pequeña, pues la contracción lateral que generan las pilas centrales en la lámina vertiente del vertedero V2, provoca una menor capacidad, pero se asume una descarga individual equivalente para los vertederos V1, V2 y V3 mediante la curva general de descarga que describe la ecuación 6.7 y es obtenida experimentalmente en el modelo hidráulico de la Captación Pilatón.

Cuando funcionan los tres vertederos simultáneamente y con descarga libre, el cálculo del caudal evacuado en función de la carga de agua es muy similar al que se obtiene usando los parámetros de cálculo propuestos por Lombardi en el diseño de gabinete, pero existe una diferencia en la evaluación de los coeficientes que ayudan a determinar la contracción lateral y el correspondiente ancho efectivo del vertedero, ya que Lombardi no toma en cuenta el efecto de los estribos o muros. Lombardi asume una carga de diseño igual a 5 m pero no aclara si esta carga toma en cuenta la carga de velocidad de aproximación a los vertederos de excesos, lo cual no es relevante si la velocidad es baja pero en este caso es considerable y requiere ser evaluada en futuros cálculos.

La configuración de la cresta del vertedero es diferente a la propuesta por el USBR, ya que la cresta posee un tramo horizontal entre la arista redondeada y el perfil tipo WES del vertedero, sin embargo se observa resultados experimentales muy similares a los que propone la teoría disponible.

### **6.3 EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE COMPUERTAS**

El azud móvil está constituido por estructuras de control muy importantes para la regulación del nivel de agua frente a la estructura de toma, las compuertas radiales son los dispositivos de cierre que permiten desviar el caudal que se deriva para el aprovechamiento hidroeléctrico, de la misma manera las compuertas radiales se abren con un orden establecido para la evacuación de caudales en exceso que ingresan al canal de aproximación, las compuertas radiales también se emplean en operaciones de limpieza y evacuación del material acumulado en el canal de aproximación o en el canal desripador.

El presente análisis experimental de las compuertas radiales permite establecer una curva de descarga que caracteriza la operación de estas estructuras, de tal manera que se evalúa la capacidad para determinadas aperturas y cargas de agua, así se determina si son suficientes para evacuar un caudal determinado. Los resultados obtenidos experimentalmente son comparados con los que propone el USBR en su libro “Diseño de Pequeñas Presas” (2007), para vertederos que se ajustan a la lámina vertiente provistos de compuertas radiales, siendo el coeficiente de descarga el parámetro de mayor importancia que se requiere analizar. Verificados los resultados obtenidos en el modelo se trasladan a prototipo mediante las escalas correspondientes a cada magnitud las cuales son función exclusiva de la escala de longitudes.

### **6.3.1 DESCRIPCIÓN DE LAS PRUEBAS EXPERIMENTALES PARA EVALUAR LA CURVA DE DESCARGA DE LAS COMPUERTAS RADIALES**

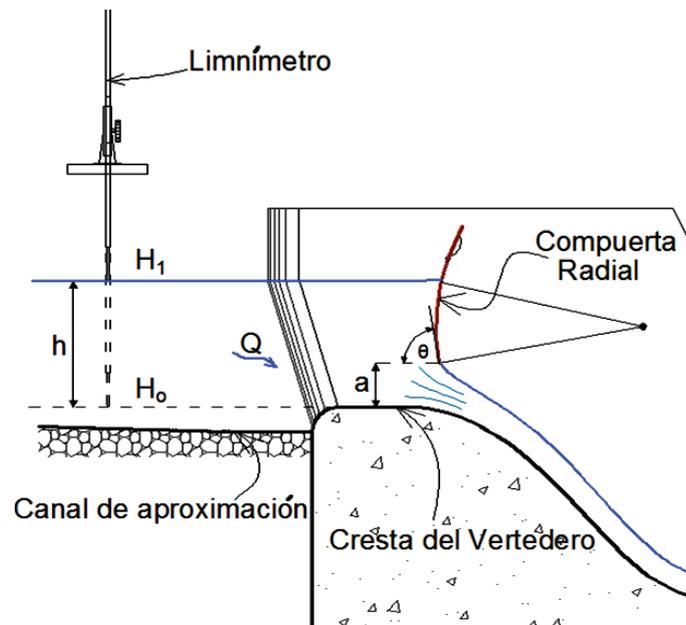
Para el inicio de la evaluación experimental de las compuertas radiales se prepara el Modelo 1 en seco, para garantizar la impermeabilización y estabilidad de las estructuras de cierre, como son las compuertas planas de la estructura de toma y las compuertas radiales del azud móvil. En esta serie de pruebas se mantienen cerradas las ocho compuertas planas de la estructura de toma y se evalúa únicamente la compuerta radial ubicada en el vertedero central V2 del azud móvil, en adelante esta compuerta central se identifica como C2; las compuertas radiales extremas permanecen cerradas completamente, en la margen izquierda está la compuerta C1 y en la margen derecha la compuerta C3, estas controlan los vertederos V1 y V3 respectivamente. El aforo de los caudales de ingreso y salida del Modelo 1 se realiza mediante el Vertedero 1 y el Vertedero 7 respectivamente, verificando el caudal descargado por la compuerta central C2.

La medición de calados aguas arriba del azud móvil se realiza con un limnómetro ubicado en el eje del vertedero central V2, este instrumento requiere de la medición del cero, correspondiente a la lectura limnimétrica que ubica a la cresta del vertedero, este procedimiento se realiza de forma similar a lo expuesto para los vertederos de excesos. Cabe destacar que la carga de agua se mide respecto a la cresta del vertedero y no respecto al centro de la apertura. Las mediciones de

las aperturas de compuerta y los ángulos se realizan previa la realización de cada ensayo, con el modelo seco.

El análisis experimental de la curva de descarga  $q$  vs.  $h$  que caracteriza a la compuerta radial C2, se realiza para tres aperturas distintas las cuales determinan tres ensayos nombrados D, E y F, para cada ensayo se evalúan 5 caudales diferentes para los cuales se mide la apertura de compuerta, la carga de agua sobre la cresta del vertedero y el ángulo que forma la compuerta radial con la horizontal. En la figura 6.4 se presenta un esquema del vertedero V2 con su compuerta radial C2 abierta y operando, también se observa la ubicación del limnómetro aguas arriba del azud móvil.

**Figura 6.4:** Esquema general de mediciones en la descarga de compuertas



**Elaborado por:** Pablo Paredes

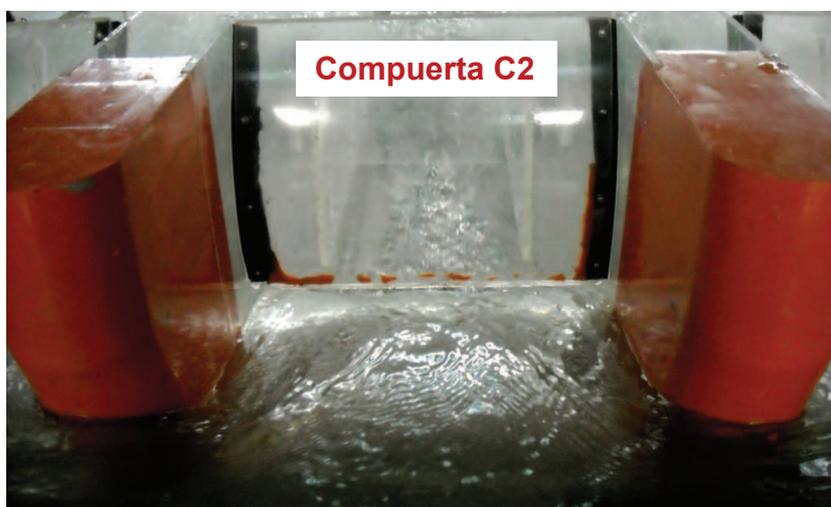
En el cuadro 6.9 se presenta la planificación de ensayos para evaluar experimentalmente la descarga a través de la compuerta central C2, los caudales prototipo para cada prueba están en un rango de 15 a 100 m<sup>3</sup>/s, en modelo los caudales corresponden a 4.8 y 32.0 lt/s. En total son 15 caudales evaluados para determinar la curva de descarga de las compuertas radiales y se requiere establecer una curva de descarga para el nivel de operación normal de la Captación Pilatón, el cual permanece constante y para un incremento de caudal se incrementa la apertura de la compuerta.

**Cuadro 6.9:** Operación de estructuras para Ensayos D, E y F

ENSAYO	ESTRUCTURA	OPERACIÓN			APERTURA PROTOTIPO [m]
		C1	C2	C3	
D	Compuerta	Cerrada	<b>Evaluada</b>	Cerrada	0.45
	Toma	8 compuertas cerradas			
E	Compuerta	Cerrada	<b>Evaluada</b>	Cerrada	1.00
	Toma	8 compuertas cerradas			
F	Compuerta	Cerrada	<b>Evaluada</b>	Cerrada	1.80
	Toma	8 compuertas cerradas			

**Elaborado por:** Pablo Paredes

En la fotografía 6.10 se presenta la compuerta radial C2 abierta, la cual no dispone de la respectiva clapeta, ya que para el Modelo 1 se fabrican 2 tipos de estructuras de cierre, las compuertas enteras para su evaluación experimental y para la evaluación de las clapetas se utilizan otras compuertas que disponen de estas estructuras en su parte superior, articuladas mediante bisagras; cabe destacar que ambos tipos de compuertas y clapetas radiales cumplen con la geometría de diseño del prototipo, cuya cota del labio superior alcanza el nivel 1105.20 msnm y su radio  $r = 8.2$  m.

**Fotografía 6.10:** Compuerta C2 preparada para la evaluación experimental

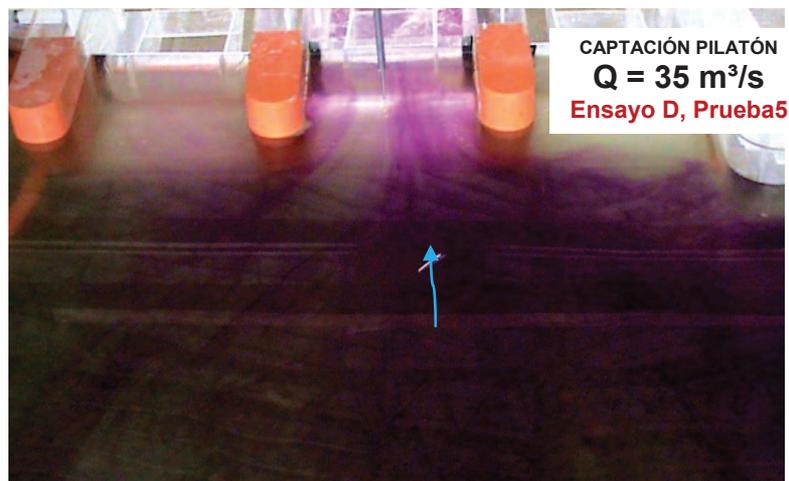
**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

Durante la evaluación experimental de las compuertas radiales se recopila información muy importante de tipo cuantitativo y cualitativo para describir las características de la descarga a través de la compuerta C2. Los parámetros y observaciones más importantes son:

- Caudal evacuado y carga sobre la cresta del vertedero
- Apertura y ángulo del labio de la compuerta radial
- Observaciones del flujo de aproximación al azud móvil
- Observaciones de la lámina vertiente por la apertura de compuerta

En las fotografías 6.11 y 6.12 se indican las observaciones realizadas durante los ensayos experimentales, en las cuales se destaca el flujo de aproximación hacia el azud móvil y el chorro descargado por la compuerta C2.

**Fotografía 6.11:** Vista desde aguas arriba de la descarga por la compuerta C2



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

**Fotografía 6.12:** Vista lateral derecha de la descarga por la compuerta C2



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

### 6.3.2 RECOPIACIÓN Y PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN EXPERIMENTAL EN LA DESCARGA DE COMPUERTAS RADIALES<sup>18</sup>

La evaluación de la compuerta central C2 inicia con la apertura más baja, manteniendo cerradas las compuertas C1 y C3, una vez preparado el Modelo 1 se procede a encender las bombas para operar el sistema de recirculación de caudales del CIERHI, a través del llenado del tanque de abastecimiento se provee al modelo de los caudales más pequeños para luego aumentarlos hasta completar los 5 caudales de cada ensayo, finalmente el modelo es drenado para aumentar la apertura e iniciar el siguiente ensayo.

En los cuadros 6.10, 6.11 y 6.12 se presentan los datos obtenidos en los Ensayos D, E y F, estos corresponden al aforo de caudales de ingreso y salida del Modelo 1, mediante el uso de los vertederos triangulares 1 y 7. Los registros presentados corresponden a las lecturas limnimétricas, a través de las cuales se determinan los caudales evaluados, por facilidad los caudales del modelo se presentan en lt/s y los caudales transformados a prototipo se presentan en m<sup>3</sup>/s.

Se puede observar que el porcentaje de error en la medición de caudales de entrada y salida es mínima, por lo tanto se asume el caudal de ingreso aforado en el Vertedero 1, para analizar la descarga de la compuerta central C2, que para cada Ensayo dispone de una apertura diferente hasta llegar alcanzar la máxima de diseño igual a 1.80 m en el prototipo y 7.20 cm en el modelo.

**Cuadro 6.10:** Caudales de ingreso y salida del Modelo 1, Ensayo D

DESCRIPCIÓN		VERTEDERO 1				VERTEDERO 7				ERROR
Análisis de la compuerta central C2		Caudales de ingreso al modelo				Caudales de salida del modelo				$\Delta Q$
		H <sub>o</sub> =	3.32	cm	PROTOTIPO	H <sub>o</sub> =	19.23	cm	PROTOTIPO	
		MODELO				MODELO				
ENSAYO	PRUEBA	H <sub>1</sub>	h	Q <sub>m</sub>	Q <sub>p</sub>	H <sub>1</sub>	h	Q <sub>m</sub>	Q <sub>p</sub>	
		[cm]	[cm]	[lt/s]	[m <sup>3</sup> /s]	[cm]	[cm]	[lt/s]	[m <sup>3</sup> /s]	[%]
D	1	13.68	10.36	5.67	17.72	29.64	10.42	5.74	17.95	1.29%
	2	14.64	11.32	7.02	21.95	30.58	11.36	7.08	22.12	0.75%
	3	15.42	12.10	8.25	25.78	31.30	12.08	8.21	25.66	0.50%
	4	16.07	12.75	9.36	29.26	31.91	12.69	9.25	28.90	1.23%
	5	17.15	13.83	11.39	35.60	33.12	13.90	11.52	36.01	1.14%

<sup>18</sup>U.S. Bureau of Reclamation. "Diseño de Pequeñas Presas". España. Bellisco, 2007.

**Cuadro 6.11:** Caudales de ingreso y salida del Modelo 1, Ensayo E

DESCRIPCIÓN		VERTEDERO 1				VERTEDERO 7				ERROR
Análisis de la compuerta derecha C2		Caudales de ingreso al modelo				Caudales de salida del modelo				$\Delta Q$
		H <sub>o</sub> =	3.32	cm	PROTOTIPO	H <sub>o</sub> =	19.23	cm	PROTOTIPO	
		MODELO				MODELO				
ENSAYO	PRUEBA	H1	h	Q <sub>m</sub>	Q <sub>p</sub>	H1	h	Q <sub>m</sub>	Q <sub>p</sub>	
		[cm]	[cm]	[lt/s]	[m <sup>3</sup> /s]	[cm]	[cm]	[lt/s]	[m <sup>3</sup> /s]	[%]
E	1	18.78	15.46	14.91	46.59	34.70	15.48	14.94	46.70	0.23%
	2	19.21	15.89	15.93	49.78	35.14	15.92	15.99	49.97	0.38%
	3	19.90	16.58	17.65	55.15	35.78	16.56	17.59	54.95	0.36%
	4	20.63	17.31	19.58	61.20	36.51	17.29	19.52	60.99	0.35%
	5	21.28	17.96	21.41	66.90	37.21	17.99	21.48	67.12	0.34%

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

**Cuadro 6.12:** Caudales de ingreso y salida del Modelo 1, Ensayo F

DESCRIPCIÓN		VERTEDERO 1				VERTEDERO 7				ERROR
Análisis de la compuerta central C2		Caudales de ingreso al modelo				Caudales de salida del modelo				$\Delta Q$
		H <sub>o</sub> =	3.32	cm	PROTOTIPO	H <sub>o</sub> =	19.23	cm	PROTOTIPO	
		MODELO				MODELO				
ENSAYO	PRUEBA	H1	h	Q <sub>m</sub>	Q <sub>p</sub>	H1	h	Q <sub>m</sub>	Q <sub>p</sub>	
		[cm]	[cm]	[lt/s]	[m <sup>3</sup> /s]	[cm]	[cm]	[lt/s]	[m <sup>3</sup> /s]	[%]
F	1	23.59	20.27	28.67	89.59	39.46	20.24	28.55	89.22	0.42%
	2	23.78	20.46	29.32	91.63	39.71	20.49	29.41	91.90	0.30%
	3	24.05	20.73	30.26	94.57	39.97	20.75	30.32	94.74	0.17%
	4	24.17	20.85	30.69	95.90	40.20	20.98	31.13	97.30	1.45%
	5	24.29	20.97	31.12	97.24	40.34	21.12	31.64	98.87	1.68%

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

En los cuadros 6.13, 6.14 y 6.15 se muestran los resultados experimentales obtenidos en los Ensayos D, E y F, los cuales describen la descarga del caudal que pasa bajo la compuerta radial para una apertura distinta en cada ensayo y es función de la variación de la carga de agua sobre la cresta del vertedero, con esto se puede obtener el coeficiente de descarga  $C_d$  y la relación  $h/a$ . Cabe destacar que el labio inferior de la compuerta radial cierra aguas abajo de la cresta horizontal del vertedero, en el inicio del perfil estricto.

**Cuadro 6.13:** Resultados experimentales para el Ensayo D

DESCRIPCIÓN		COMPUERTA CENTRAL C2							
Análisis de la compuerta central C2		$B_m =$	32.80	cm	$B_p =$	8.20	m	Coeficiente de descarga $C_d$ y parámetro adimensional $h/a$ $a = 0.45$ m	
		$r_m =$	32.80	cm	$r_p =$	8.20	m		
		$a_m =$	1.80	cm	$a_p =$	0.45	m		
		$H_o =$	2.32	cm	$\theta =$	70	°		
		MODELO				PROTOTIPO			
ENSAYO	PRUEBA	$H_1$	$h_m$	$Q_m$	$Q_p$	$h_p$	$q_p$	$C_d$	$h/a$
		[cm]	[cm]	[lt/s]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]		
D	1	9.10	6.78	5.67	17.72	1.70	2.16	0.825	3.77
	2	12.35	10.03	7.02	21.95	2.51	2.68	0.843	5.57
	3	15.75	13.43	8.25	25.78	3.36	3.14	0.858	7.46
	4	19.36	17.04	9.36	29.26	4.26	3.57	0.865	9.47
	5	25.42	23.10	11.39	35.60	5.78	4.34	0.905	12.83

**Cuadro 6.14:** Resultados experimentales para el Ensayo E

DESCRIPCIÓN		COMPUERTA CENTRAL C2							
Análisis de la compuerta central C2		$B_m =$	32.80	cm	$B_p =$	8.20	m	Coeficiente de descarga $C_d$ y parámetro adimensional $h/a$ $a = 1.00$ m	
		$r_m =$	32.80	cm	$r_p =$	8.20	m		
		$a_m =$	4.00	cm	$a_p =$	1.00	m		
		$H_o =$	2.32	cm	$\theta =$	74	°		
		MODELO				PROTOTIPO			
ENSAYO	PRUEBA	$H_1$	$h_m$	$Q_m$	$Q_p$	$h_p$	$q_p$	$C_d$	$h/a$
		[cm]	[cm]	[lt/s]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]		
E	1	13.35	11.03	14.91	46.59	2.76	5.68	0.757	2.76
	2	14.94	12.62	15.93	49.78	3.16	6.07	0.759	3.16
	3	17.44	15.12	17.65	55.15	3.78	6.73	0.771	3.78
	4	19.99	17.67	19.58	61.20	4.42	7.46	0.793	4.42
	5	23.41	21.09	21.41	66.90	5.27	8.16	0.796	5.27

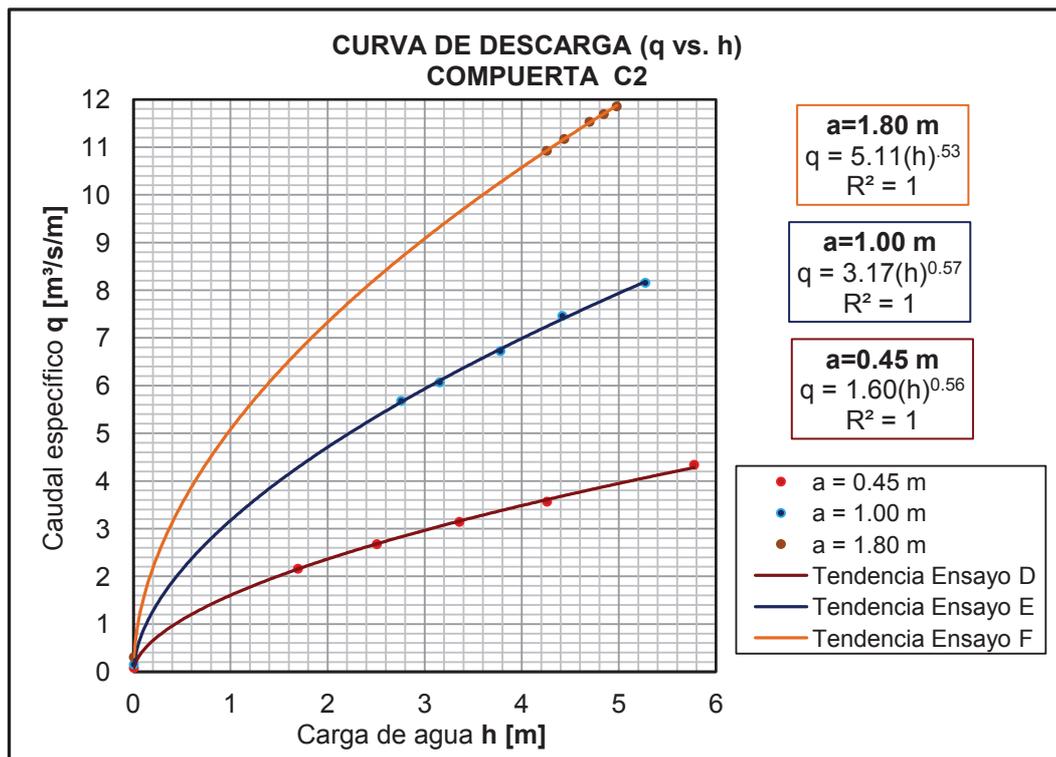
**Cuadro 6.15:** Resultados experimentales para el Ensayo F

DESCRIPCIÓN		COMPUERTA CENTRAL C2							
Análisis de la compuerta central C2		$B_m =$	32.80	cm	$B_p =$	8.20	m	Coeficiente de descarga $C_d$ y parámetro adimensional $h/a$ $a = 1.80$ m	
		$r_m =$	32.80	cm	$r_p =$	8.20	m		
		$a_m =$	7.20	cm	$a_p =$	1.80	m		
		$H_o =$	2.32	cm	$\theta =$	80	°		
		MODELO				PROTOTIPO			
ENSAYO	PRUEBA	$H_1$	$h$	$Q_m$	$Q_p$	$h$	$q$	$C_d$	$h/a$
		[cm]	[cm]	[lt/s]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]		
F	1	19.35	17.03	28.67	89.59	4.26	10.93	0.648	2.37
	2	20.07	17.75	29.32	91.63	4.44	11.17	0.650	2.47
	3	21.11	18.79	30.26	94.57	4.70	11.53	0.653	2.61
	4	21.70	19.38	30.69	95.90	4.85	11.70	0.653	2.69
	5	22.23	19.91	31.12	97.24	4.98	11.86	0.654	2.77

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotopi. "Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico". Quito. 2012.

En el gráfico 6.6 se exponen las curvas de descarga de la compuerta radial C2, la cual ha sido evaluada experimentalmente en los Ensayos D, E y F, estos se caracterizan por una apertura específica, la cual se mantiene constante para los cinco caudales evaluados en cada ensayo.

**Gráfico 6.6:** Curvas de descarga  $q$  vs.  $h$  de compuerta radial C2



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “*Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico*”. Quito. 2012.

Con cada apertura se instalan caudales que permitan alcanzar una carga aproximada a la máxima de diseño  $h = 5$  m, estos ensayos son fundamentales para determinar la curva de descarga de las compuertas radiales para una carga de diseño constante y apertura variable para evacuar los excesos de caudales que ingresan al canal de aproximación.

El USBR, en su libro “Diseño de Pequeñas Presas” (2007), sugiere la ecuación 6.8 para el cálculo del caudal descargado por un vertedero de cimacio controlado por una compuerta radial, esta ecuación es adoptada por Lombardi para el diseño de las compuertas radiales y el cálculo de su curva de descarga. El diseño de la compuerta realizado por Lombardi señala que para la carga de diseño igual a 5 m,

se presenta un coeficiente de descarga aproximado a 0.68, cuando la cota del labio inferior de la compuerta se ubica a 1.80 m de la cresta del vertedero y se descarga un caudal de 100 m<sup>3</sup>/s aproximadamente, este caudal es considerado como el máximo descargado por las compuertas en los escenarios de operación del azud móvil para la regulación del nivel 1105 msnm frente a la estructura de toma. En la figura 6.5 se observa la variación del coeficiente de descarga respecto al ángulo de la compuerta, resultado de las experiencias del USBR, que sugiere para  $\theta = 80^\circ$  un  $C_d \approx 0.68$ , semejante al calculado por Lombardi en el diseño de gabinete.

$$Q_p = C_d \cdot a \cdot B_p \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H_d} \quad (6.8)$$

$$q_p = C_d \cdot a_p \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H_d} \quad (6.9)$$

donde:

$Q_p$ : caudal prototipo descargado por la compuerta radial. [m<sup>3</sup>/s]

$q_p$ : caudal específico, por metro de ancho de compuerta. [m<sup>2</sup>/s]

$C_d$ : coeficiente de descarga de la compuerta radial

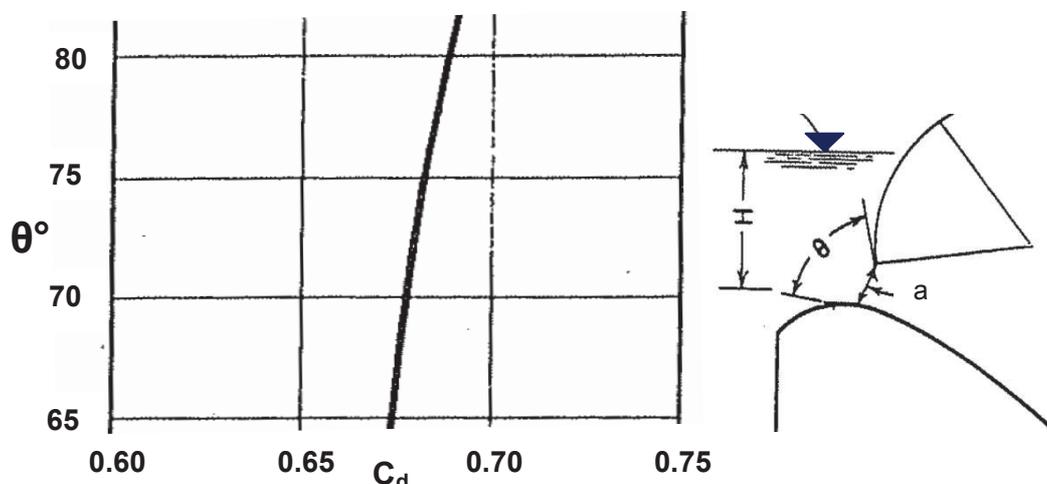
$a_p$ : apertura de la compuerta. [m]

$B_p$ : ancho del vertedero y compuerta. [8.20 m]

$g$ : aceleración de la gravedad. [9.81 m/s<sup>2</sup>]

$H_d$ : carga de diseño sobre la cresta del vertedero. [5.00 m]

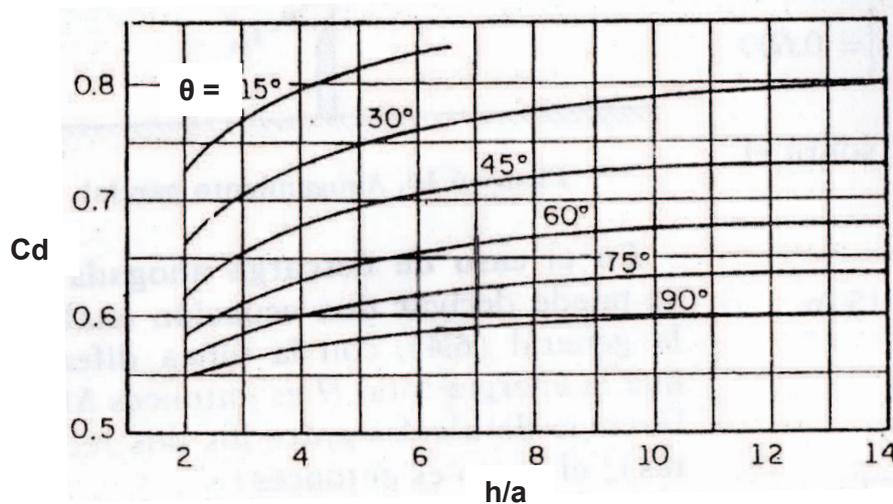
**Figura 6.5** Coeficientes de descarga para compuertas radiales en vertederos



Fuente: U.S. Bureau of Reclamation. "Diseño de Presas Pequeñas". España. 2007

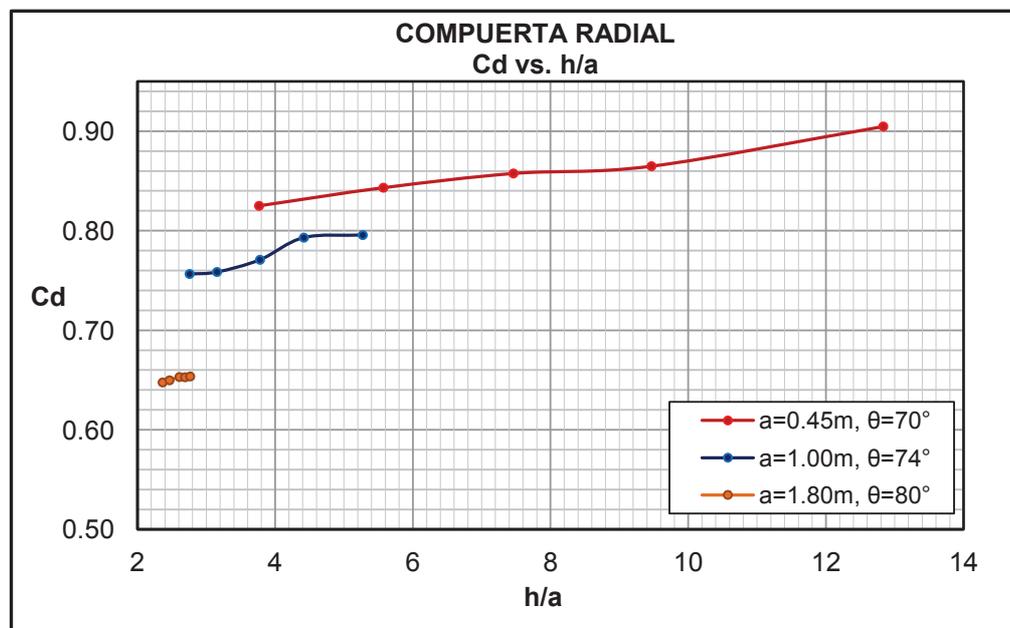
La tendencia experimental del coeficiente de descarga  $C_d$  respecto a la relación entre la carga de agua sobre la cresta y la apertura de la compuerta  $h/a$ , puede compararse con los resultados obtenidos para compuertas planas inclinadas con descarga libre, presentados en la figura 6.6, resultado de las experiencias de Gentilini.

**Figura 6.6** Coeficientes de descarga para compuertas planas inclinadas



**Fuente:** Sotelo G. "Hidráulica general I: Fundamentos". México. Limusa 2009.

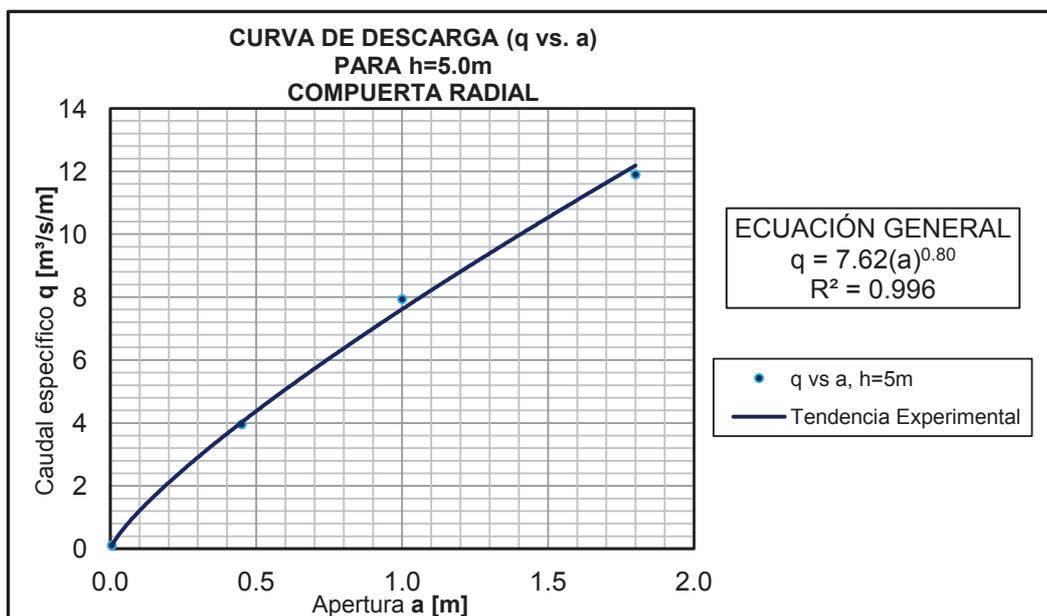
**Gráfico 6.7:** Coeficientes experimentales para la compuerta radial C2



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. "Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico". Quito. 2012.

La relación  $C_d$  vs  $h/a$  obtenida experimentalmente para la compuerta radial C2 se presenta en el gráfico 6.7, en el que se observa la diferencia del coeficiente de descarga para distintas aperturas, a las que corresponde un ángulo  $\theta$  específico que varía entre  $70^\circ$  y  $80^\circ$ . La tendencia de los resultados experimentales es válida y el rango de coeficientes de descarga para la máxima apertura es muy similar a lo propuesto en la teoría disponible, ya que se presenta un coeficiente aproximado a 0.65.

**Gráfico 6.8:** Curva de descarga  $q$  vs.  $a$ , para  $h = 5.0$  m, compuerta radial C2



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

El análisis experimental de la compuerta radial permite determinar una curva de descarga  $q$  vs.  $a$ , presentada en el gráfico 6.8 resultado de aplicar las ecuaciones experimentales obtenidas para cada apertura, el cálculo del caudal específico descargado se realiza a través de la ecuación 6.10, en la cual se mantiene constante la carga de diseño  $h = 5$  m y se varía la apertura de la compuerta radial.

$$q_p = 7.62 \cdot a_p^{0.80} \quad (6.10)$$

donde:

$q_p$ : caudal específico del prototipo. [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]

$a_p$ : apertura prototipo de la compuerta, medida desde la cresta del vertedero. [m]

En el cuadro 6.16 se presenta un resumen de las principales características de la operación del prototipo de las compuertas radiales cuando el nivel normal de operación frente al azud móvil está en la cota 1105 msnm, estos cálculos se realizan a partir de los resultados experimentales obtenidos en el Modelo 1, el caudal específico de una compuerta radial se determina mediante la ecuación 6.10 en función de su apertura, los resultados obtenidos son muy similares respecto a los resultados que muestra el diseño de Lombardi, obteniendo que para una apertura  $a_p = 1.80$  m se evacúa un caudal individual  $Q_i \approx 100$  m<sup>3</sup>/s con un coeficiente de descarga  $C_d = 0.67$  calculado mediante la ecuación 6.9 según las experiencias del USBR, el cual sugiere que para un ángulo  $\theta = 80^\circ$  corresponde un  $C_d = 0.68$ .

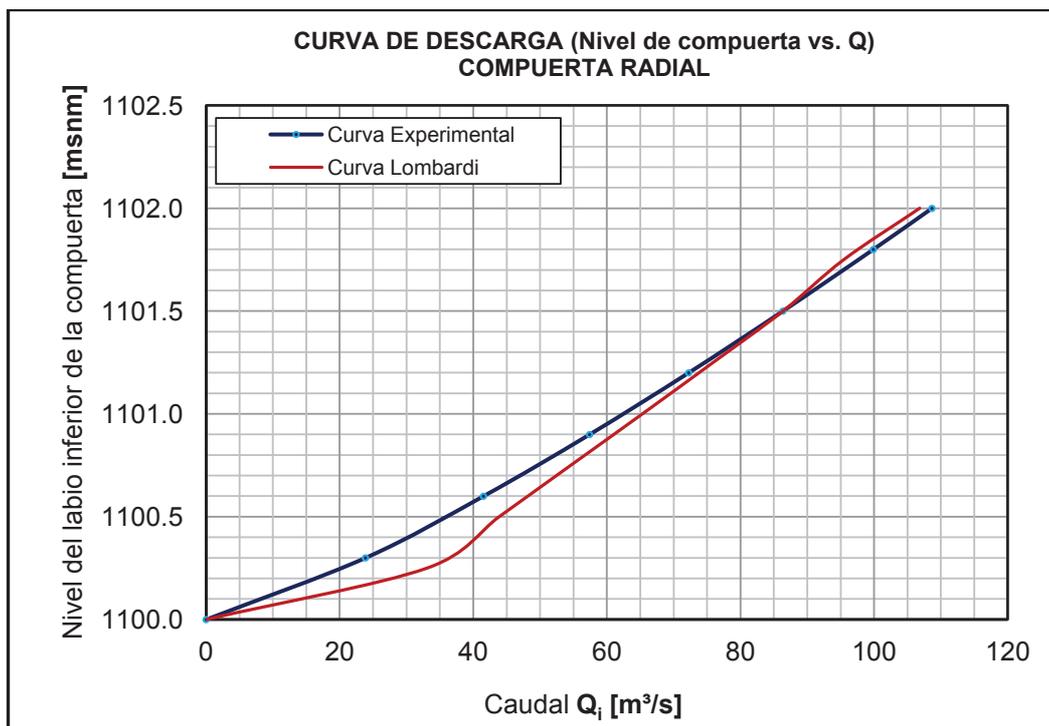
**Cuadro 6.16:** Descarga de compuertas para el nivel de operación 1105 msnm

DESCARGA DE COMPUERTAS RADIALES, NIVEL DE OPERACIÓN 1105.01 msnm								
Geometría de la compuerta radial				[m]	Descarga individual $Q_i$ y descarga total $Q_T$ del prototipo de las compuertas C1, C2 y C3			
$P_p =$	1.005	m	$R_p =$	8.20	$C_d$	$Q_i$	$Q_T$	NIVEL
$B_p =$	8.200	m	$h_p =$	5.01				
$a_p$	$Q_p$	$h_a$	$H_d$	$C_d$	$Q_i$	$Q_T$	NIVEL	
[m]	[m <sup>2</sup> /s]	[m]	[m]					
0.00	0.00	0.00	0.00	-	0.00	0.00	1100.00	
0.30	2.91	0.01	5.02	0.98	23.86	71.59	1100.30	
0.60	5.06	0.04	5.05	0.85	41.52	124.56	1100.60	
0.90	7.00	0.07	5.08	0.78	57.41	172.22	1100.90	
1.20	8.81	0.11	5.12	0.73	72.25	216.74	1101.20	
1.50	10.53	0.16	5.17	0.70	86.35	259.04	1101.50	
<b>1.80</b>	<b>12.18</b>	<b>0.21</b>	<b>5.22</b>	<b>0.67</b>	<b>99.89</b>	<b>299.67</b>	<b>1101.80</b>	
2.00	13.25	0.25	5.26	0.65	108.66	325.99	1102.00	

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. "Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico". Quito. 2012.

**Elaborados por:** Pablo Paredes

En el gráfico 6.9 se indica la curva de descarga de caudales en función del nivel del labio inferior de una compuerta radial, con el nivel de agua frente al azud móvil en la cota 1105 msnm, aquí se observa la curva experimental obtenida en el Modelo 1 y la que propone Lombardi en su diseño de gabinete

**Gráfico 6.9:** Curva de descarga de compuerta radial, Nivel de compuerta vs Q

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “*Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico*”. Quito. 2012.

**Elaborados por:** Pablo Paredes

La verificación experimental de la capacidad de descarga de las compuertas radiales ha sido satisfactoria puesto que se observa una capacidad muy similar a la que propone el diseño de gabinete realizado por Lombardi, los coeficientes experimentales de descarga y la relación con el parámetro adimensional  $h/a$  mantienen una tendencia similar para la descarga libre bajo compuertas que presenta la teoría disponible; se adopta la ecuación experimental 6.10 para el cálculo de la descarga de las compuertas radiales de la Captación Pilatón bajo las condiciones normales de operación, con el nivel de la superficie libre del agua en la cota 1105 msnm y aperturas parciales de compuerta.

Para un mejor funcionamiento la compuerta asienta su labio inferior en el inicio del perfil estricto, esto mejora el ángulo de salida de la descarga bajo la compuerta radial. Estas características geométricas del vertedero y sus compuertas radiales, combinado con el efecto de pilas y estribos provocan la variación de los

coeficientes de descarga que son determinantes para estimar el caudal que evacúan las compuertas radiales para distintas aperturas.

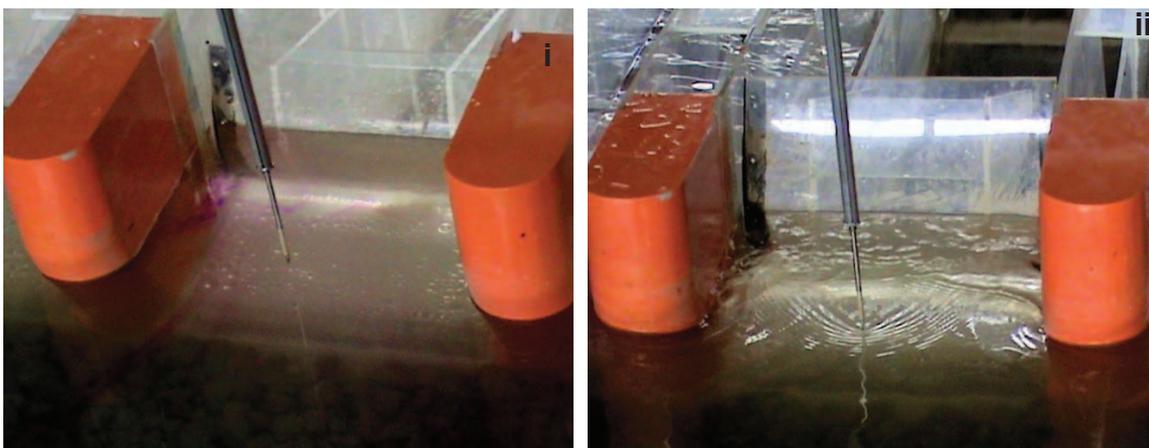
### 6.3.3 OBSERVACIONES EN EL ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LA DESCARGA DE LAS COMPUERTAS RADIALES

En las siguientes fotografías se presentan las principales características de la descarga de las compuertas radiales en el Modelo1 de la Captación Pilatón.

#### 6.3.3.1 Descarga individual de la compuerta radial C2

En el análisis experimental de la compuerta C2 se observa caudales bajos para aperturas pequeñas y caudales altos para aperturas grandes, el flujo de aproximación a la descarga se observa poco perturbado para ambos casos pero para caudales menores a  $36 \text{ m}^3/\text{s}$  se destaca la estabilidad de la superficie libre del agua en la zona de aproximación a la descarga, caso contrario de lo que sucede para caudales altos en los que la superficie libre del agua sobre la descarga de la compuerta radial presenta ondas superficiales. En la fotografía 6.13 se presentan las condiciones de la zona de aproximación a la compuerta radial C2, distinguiendo sus características en la descarga de un caudal bajo y un caudal alto mediante la variación de la apertura.

**Fotografía 6.13:** Ensayo D, Prueba 4 (i). Ensayo E, Prueba 2 (ii)

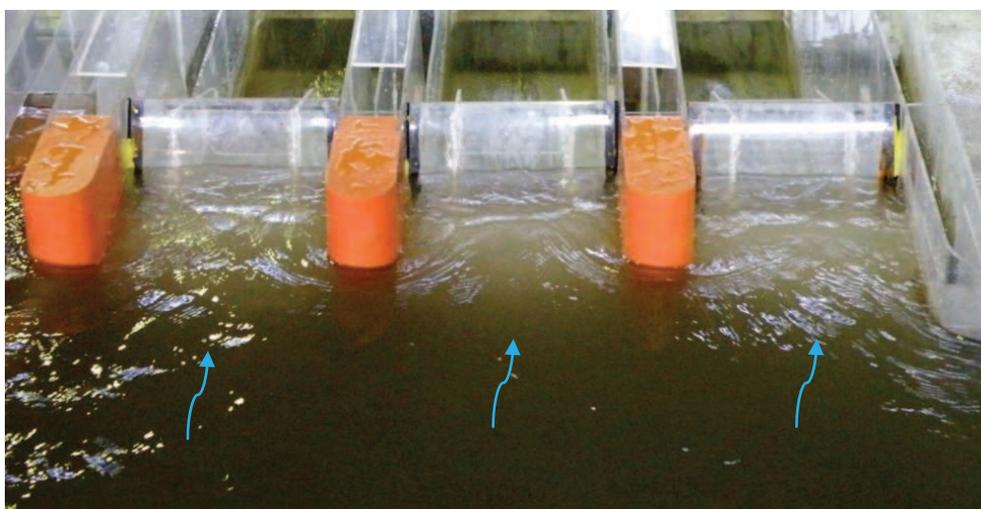


**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

### 6.3.3.2 Descarga simultánea de las compuertas radiales C1, C2 y C3

La operación simultánea de las compuertas radiales tiene un comportamiento bastante aceptable y su capacidad es muy similar a la descarga individual investigada en la compuerta C2, lo cual garantiza la evacuación de los excesos de caudal manteniendo el nivel de la superficie libre del agua en la cota 1105 msnm, requerido por la estructura de toma para derivar  $40 \text{ m}^3/\text{s}$ . En las fotografías 6.14 y 6.15 se presentan las características de la operación de las compuertas radiales cuando trabajan en conjunto, observándose la zona de aproximación y el chorro descargado bajo la compuerta, el cual toma la forma del perfil del vertedero.

**Fotografía 6.14:** Descarga simultánea de compuertas radiales C1, C2 y C3



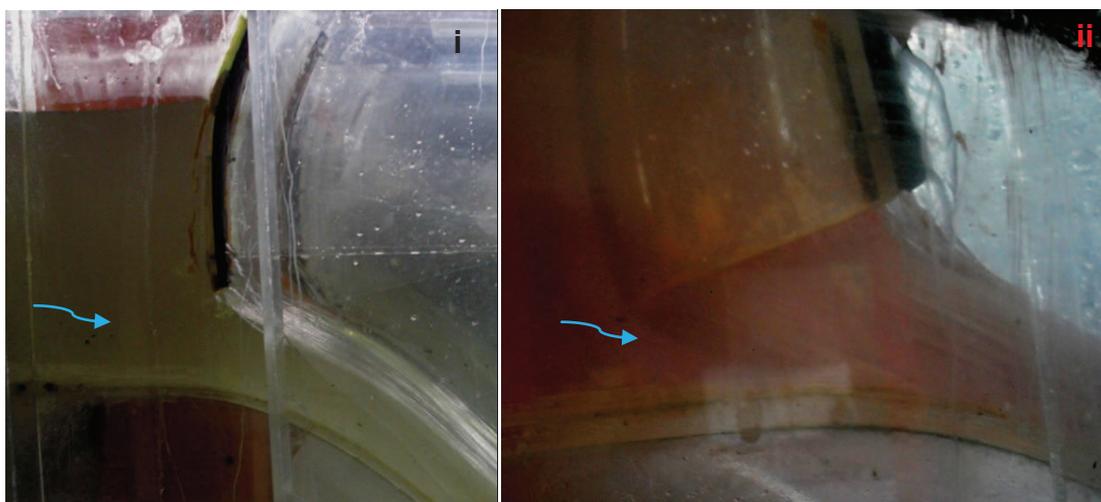
**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

En la fotografía 6.14 se tiene una vista desde aguas arriba del azud móvil con una descarga simultánea de las tres compuertas radiales con un caudal aproximado a  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  por cada una y  $300 \text{ m}^3/\text{s}$  en conjunto, este escenario corresponde al máximo de diseño bajo las condiciones de operación normal de la estructura de toma, ya que al superar el caudal en exceso se inicia el cierre de la toma y se abren completamente las compuertas radiales para dejar pasar la crecida. Sobre la descarga de las compuertas se observa el efecto de contracción por pilas y estribos y la generación de ondas superficiales en las cercanías de la compuerta radial, estos efectos de aproximación del flujo hacia el azud móvil no generan efectos considerables y la capacidad de descarga en conjunto no se ve afectada, mediante la apertura máxima de las tres compuertas a  $a = 1.80 \text{ m}$ , se descarga un

caudal total de 300 m<sup>3</sup>/s, manteniendo el nivel estable frente a la estructura de toma en la cota 1105 msnm.

En la fotografía 6.15 se observa desde la margen izquierda el perfil del vertedero V3, regulado por la compuerta radial C3 bajo la cual se descarga la lámina vertiente que se acopla al perfil del vertedero de excesos. La posición de cierre de la compuerta radial ubica el labio inferior en el inicio del cimacio, esto permite que el ángulo de salida del orificio sea descendente y la descarga del chorro se realiza directamente al perfil del vertedero. De las pruebas realizadas para aperturas pequeñas y la carga de diseño  $h = 5$  m, se observa que en la zona de subpresiones la lámina vertiente no se desprende del perfil estricto del vertedero, lo cual evita posibles apariciones de presiones negativas y los consecuentes daños del material en la superficie del vertedero.

**Fotografía 6.15:** Perfil de la descarga de la compuerta C3 (i). Vista lateral derecha del chorro bajo la compuerta C3 (ii)



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

## 6.4 EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE CLAPETAS RADIALES

Las clapetas radiales ubicadas en el labio superior de las compuertas radiales, son las estructuras del azud móvil que permiten una regulación fina del nivel de operación normal en la cota 1105 msnm, mediante la descarga del exceso de caudal que supera los 40 m<sup>3</sup>/s que deriva la toma, a través de la descarga simultánea de las tres clapetas que alcanzan una capacidad en conjunto de hasta

63 m<sup>3</sup>/s, es decir 21 m<sup>3</sup>/s por cada una, este es límite de operación de las clapetas ya que superada la capacidad máxima se inicia la apertura ordenada de compuertas. Estos datos del diseño entregado por Lombardi son verificados experimentalmente para evaluar la capacidad de las clapetas radiales y determinar su curva de descarga. El análisis del coeficiente de descarga de las clapetas radiales es complejo debido a que influyen varios parámetros geométricos, los estudios realizados sobre estas estructuras son escasos pero existen referencias en el libro “Hidráulica de canales” de Naudasher (2002), donde señala los estudios realizados por Castro (1983) en los cuales se definen varios parámetros de influencia en la descarga de estructuras de cierre con flujo superior; se destacan la longitud de la clapeta, su radio, el ángulo de abatimiento, la altura del paramento y su radio, que en este caso corresponden a la compuerta radial.

#### **6.4.1 DESCRIPCIÓN DE LAS PRUEBAS EXPERIMENTALES PARA EVALUAR LA CURVA DE DESCARGA DE LAS CLAPETAS RADIALES**

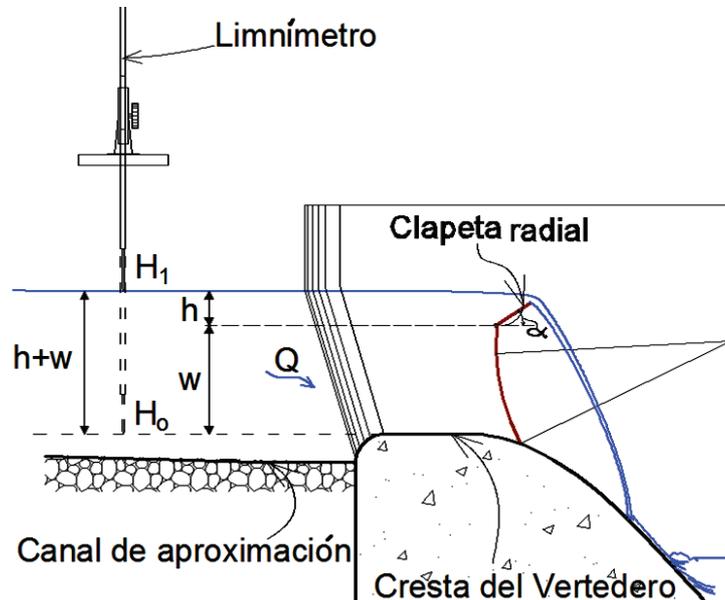
Para el inicio de estos ensayos experimentales se requiere colocar en el azud móvil del Modelo 1, las compuertas radiales que disponen de clapetas articuladas en su labio superior, estas compuertas permanecen totalmente cerradas durante la operación de las clapetas, por lo tanto se bloquean y estabilizan para evitar fugas, esto se realiza con las superficies del modelo secas; las compuertas rectangulares de la estructura de toma permanecen cerradas completamente.

La evaluación experimental de estas estructuras de descarga con flujo superior se realiza mediante la clapeta radial central CL2, las clapetas extremas CL1 en la margen izquierda y CL3 en la margen derecha permanecen cerradas. El proceso de aforo de caudales de ingreso y salida del Modelo 1 se realiza a través de los vertederos triangulares 1 y 7, verificando las lecturas limnimétricas para calcular el caudal evaluado y evacuado por la clapeta CL2.

El limnómetro ubicado en el eje central del vertedero V2 sirve para determinar los calados de agua sobre la cresta de la clapeta CL2, también se puede calcular el calado de agua sobre la cresta del vertedero, en la figura 6.7 se muestra el

esquema del perfil de la descarga a través de la clapeta y las mediciones realizadas con el limnómetro.

**Figura 6.7:** Esquema general de mediciones en la descarga de clapetas radiales



**Elaborado por:** Pablo Paredes

La evaluación experimental de la clapeta CL2 se realiza para una sola apertura establecida para el Ensayo G, el cual consta de 5 pruebas de caudal y en cada una se presenta una carga  $h$  sobre la cresta de la clapeta CL2. En el cuadro 6.17 se indica la planificación del Ensayo G, para el cual se presentan caudales prototipo en un rango de 4 a 10  $m^3/s$ , que en modelo corresponden a 1.28 y 3.20  $lt/s$  respectivamente.

**Cuadro 6.17:** Operación de estructuras para el Ensayo G

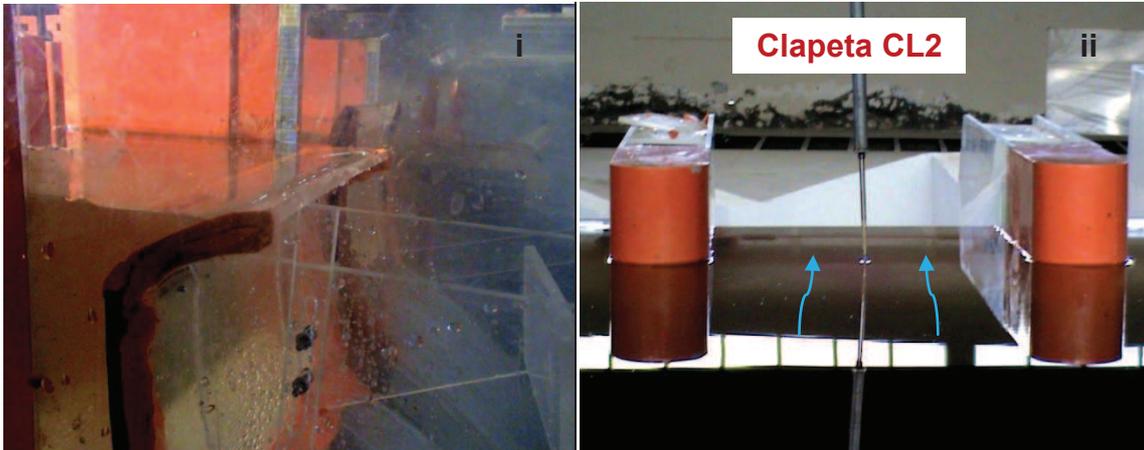
ENSAYO	ESTRUCTURA	OPERACIÓN		
		CL1	CL2	CL3
<b>G</b>	Clapetas	Cerrada	<b>Evaluada</b>	Cerrada
	Toma	8 compuertas cerradas		

**Elaborado por:** Pablo Paredes

En la fotografía 6.16 se muestra la clapeta central CL2, preparada para la evaluación experimental durante el Ensayo G, se puede observar una vista lateral de la clapeta abatida y el ingreso del caudal a punto ser descargado, también se

observa un vista desde aguas arriba de la descarga por la clapeta CL2 y la medición del calado con el uso del limnímetro.

**Fotografía 6.16:** Vista lateral derecha de la clapeta CL2 (i). Vista aguas arriba de la clapeta central CL2 (ii).

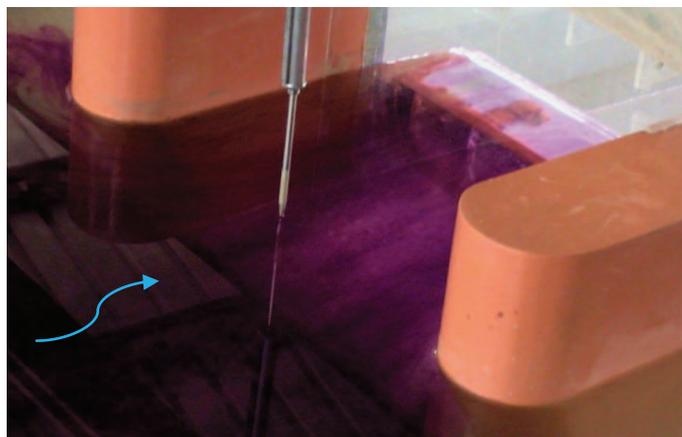


**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

Durante el Ensayo D se realiza un análisis experimental cualitativo y cuantitativo de la descarga libre a través de la clapeta radial, por lo que los parámetros más importantes medidos y observados son los siguientes:

- Caudal descargado a través de la clapeta radial
- Calado de agua sobre la cresta de la clapeta
- Observaciones del flujo de aproximación y la descarga al final de la clapeta

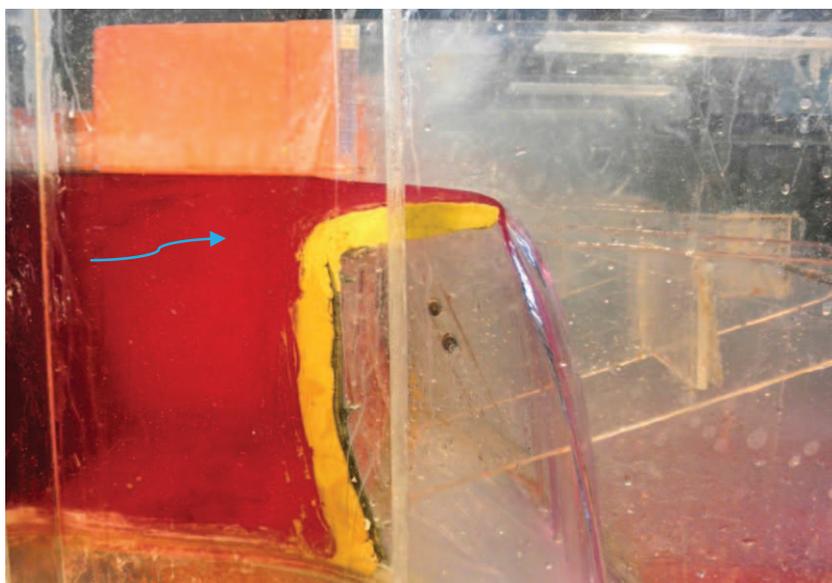
**Fotografía 6.17:** Vista superior derecha de la descarga de la clapeta CL2



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

En las fotografías 6.17 y 6.18 se presentan las condiciones del flujo de aproximación a la descarga de la clapeta radial y el final del escurrimiento sobre esta estructura.

**Fotografía 6.18:** Vista lateral derecha de la descarga de la clapeta CL3



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

#### 6.4.2 RECOPIACIÓN Y PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN EXPERIMENTAL EN LA DESCARGA DE CLAPETAS RADIALES<sup>19</sup>

La evaluación experimental inicia con la apertura de la clapeta radial CL2 para el paso de los cinco caudales del Ensayo G, preparado el Modelo 1 se inicia el sistema de recirculación de caudales del CIERHI para regular el abastecimiento de los caudales más bajos para luego aumentarlos según corresponda a cada prueba.

El aforo de caudales de ingreso y salida del Modelo 1 se realiza mediante los vertederos triangulares 1 y 7, a través de los cuales se determina el caudal descargado por la clapeta radial CL2. En el cuadro 6.18 se presentan los resultados del aforo de caudales en el Ensayo G, debido a que estos son muy bajos los errores medidos entre vertederos 1 y 7 son considerables, llegando

<sup>19</sup>Naudascher, E. “HIDRÁULICA DE CANALES”. México. Limusa, 2002.

incluso hasta el 8.3%, sin embargo se toma en cuenta los caudales de ingreso al Modelo 1 para definir el caudal evacuado por la clapeta CL2.

**Cuadro 6.18:** Caudal de ingreso y salida del Modelo 1, Ensayo G

DESCRIPCIÓN		VERTEDERO 1				VERTEDERO 7				ERROR
Análisis de la clapeta central CL2		Caudales de ingreso al modelo				Caudales de salida del modelo				$\Delta Q$
		$H_o =$	3.32	cm	PROTOTIPO	$H_o =$	19.23	cm	PROTOTIPO	
		MODELO				MODELO				
ENSAYO	PRUEBA	H1	h	$Q_m$	$Q_p$	H1	h	$Q_m$	$Q_p$	[%]
		[cm]	[cm]	[lt/s]	[m <sup>3</sup> /s]	[cm]	[cm]	[lt/s]	[m <sup>3</sup> /s]	
G	1	9.12	5.80	1.40	4.37	24.82	5.60	1.28	4.01	8.32%
	2	9.93	6.61	1.92	5.99	25.80	6.58	1.89	5.91	1.27%
	3	10.47	7.15	2.32	7.24	26.26	7.04	2.23	6.96	3.84%
	4	10.90	7.58	2.67	8.34	26.61	7.39	2.51	7.83	6.10%
	5	11.19	7.87	2.92	9.14	27.01	7.79	2.85	8.89	2.68%

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

En el cuadro 6.19 se presenta un resumen de los resultados experimentales obtenidos en los 5 caudales evaluados durante el Ensayo G, para los cuales se presenta un coeficiente de descarga  $C_d = 2.31$  mayor al de un vertedero de cresta delgada puesto que el abatimiento de la clapeta genera un tipo de cresta ancha redondeada que acelera el flujo en la descarga.

**Cuadro 6.19:** Resultados experimentales para el Ensayo G

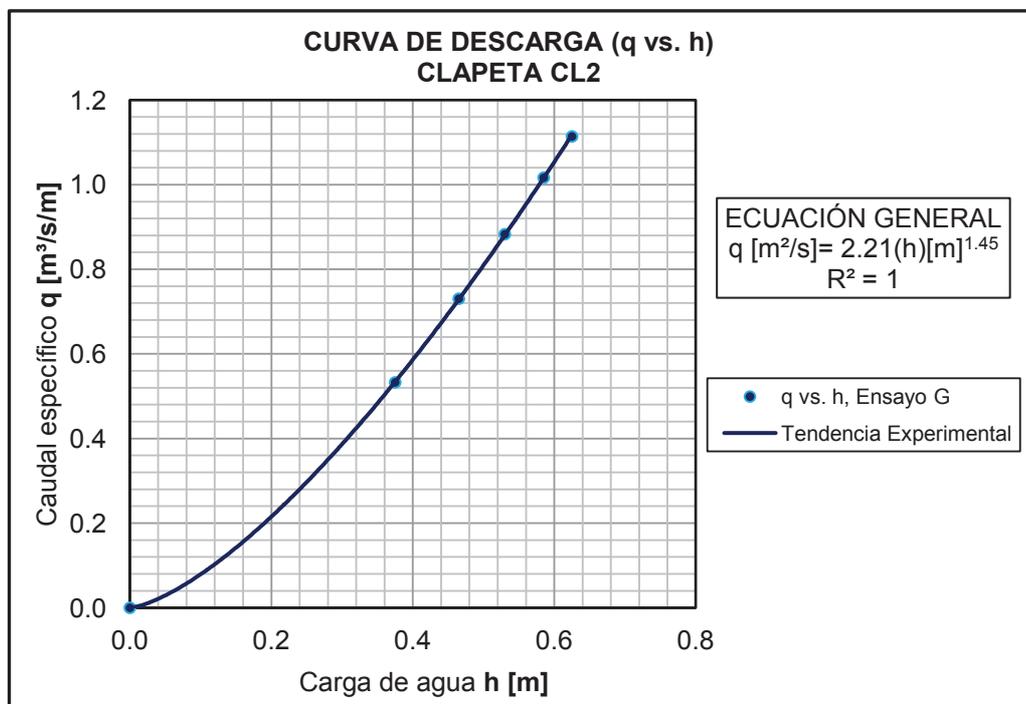
DESCRIPCIÓN		CLAPETA CENTRAL C2								
Análisis de la clapeta central CL2		$B_m =$	32.80	cm	$B_p =$	8.20	m	Coeficientes de descarga $C_q$ y $C_d$ , parámetro adimensional $w/h$		
		$r_m =$	32.80	cm	$r_p =$	8.20	m			
		$w_m =$	18.43	cm	$w_p =$	4.61	m			
		$H_o =$	2.32	cm	$\alpha =$	41	°			
		MODELO			PROTOTIPO					
ENSAYO	PRUEBA	$H_1$	H	$Q_m$	$Q_p$	$h_p$	$q_p$	$C_q$	$C_d$	w/h
		[cm]	[cm]	[lt/s]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m]	
G	1	22.25	1.50	1.40	4.37	0.38	0.53	0.784	2.315	12.29
	2	22.61	1.86	1.92	5.99	0.47	0.73	0.778	2.296	9.91
	3	22.87	2.12	2.32	7.24	0.53	0.88	0.772	2.279	8.69
	4	23.09	2.34	2.67	8.34	0.59	1.02	0.766	2.261	7.88
	5	23.25	2.50	2.92	9.14	0.63	1.11	0.759	2.243	7.37

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

**Elaborados por:** Pablo Paredes.

En este caso se presentan coeficientes experimentales  $C_q$  relativamente altos comparados al coeficiente  $C_q$  calculado y evaluado por Castro para el análisis de estructuras de cierre con flujo superior, sin embargo los resultados de coeficientes altos corresponden al comportamiento de las clapetas radiales para el ángulo agudo  $\alpha = 41^\circ$  instalado en la clapeta, con el que se presenta un coeficiente  $C_q=0.78$ , según lo que indican las experiencias de Castro este coeficiente alcanza un valor máximo de 0.73 aproximadamente y se reduce mientras más agudo es el ángulo  $\alpha$ .

**Gráfico 6.10:** Curva de descarga  $q$  vs  $h$ , de la clapeta central CL2



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “*Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico*”. Quito. 2012.

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

Para los ensayos experimentales se observa un coeficiente  $C_q$  más elevado debido a las características geométricas de la clapeta y del paramento, este último se constituye de la compuerta radial. En el gráfico 6.10 se presenta la relación  $q$  vs.  $h$  obtenida experimentalmente y se obtiene una tendencia representada mediante la ecuación 6.11 de tipo exponencial.

$$q_p = 2.21 \cdot h_p^{1.45} \quad (6.11)$$

donde:

$q_p$ : caudal específico del prototipo. [ $m^2/s$ ]

$h_p$ : carga de agua, medida desde la cresta de la clapeta. [m]

Según Castro (1983), para las clapetas con la configuración geométrica propuesta en la figura 6.9, se puede calcular el caudal específico descargado por la clapeta radial mediante la ecuación 6.12, sus investigaciones presentan en la figura 6.8 el coeficiente  $C_q$  en función del ángulo  $\alpha$ .

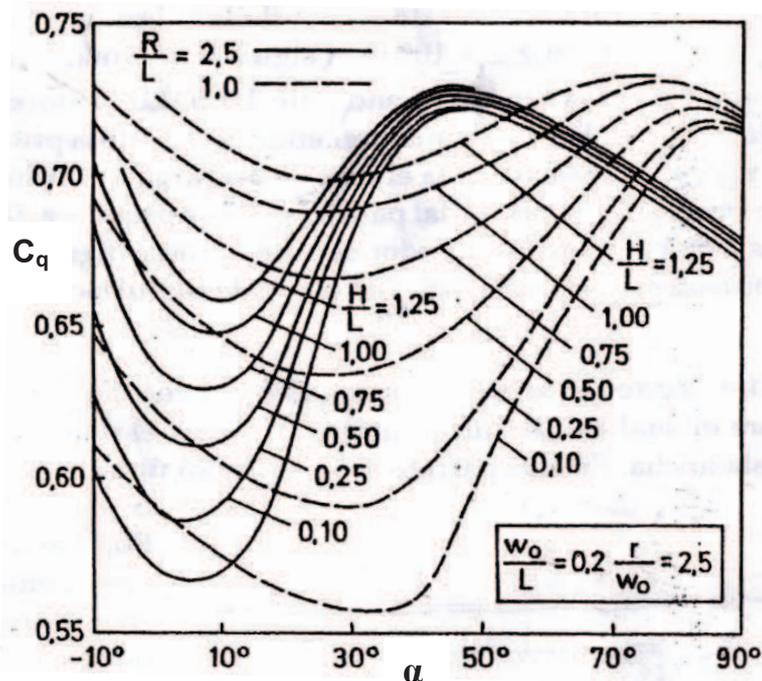
$$q_p = \frac{2}{3} C_q \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H_d^3} \quad (6.12)$$

donde:

$q_p$ : caudal específico del prototipo. [ $m^2/s$ ]

$H_d$ : carga de diseño  $h + h_a$ , medida desde la cresta de la clapeta radial. [m]

**Figura 6.8:** Coeficientes de descarga de clapetas radiales, Castro (1983)

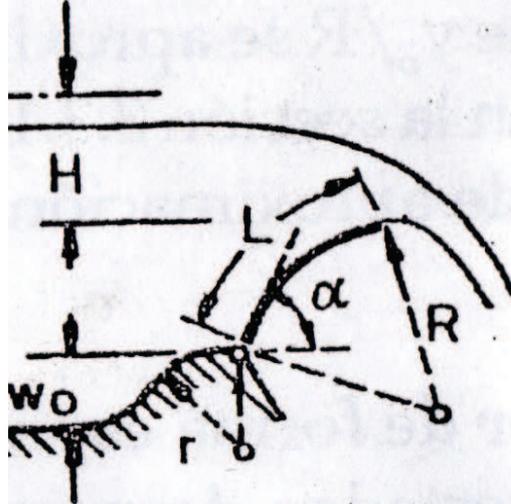


**Fuente:** Naudascher, E. "HIDRÁULICA DE CANALES". México. Limusa, 2002

Se observa en este estudio que los coeficientes alcanzan valores máximos menores a los calculados experimentalmente, esto seguramente es consecuencia de la geometría del prototipo de la clapeta radial, ya que difiere de la mostrada en la figura 6.9 para los estudios de Castro, pero este análisis es de gran ayuda para

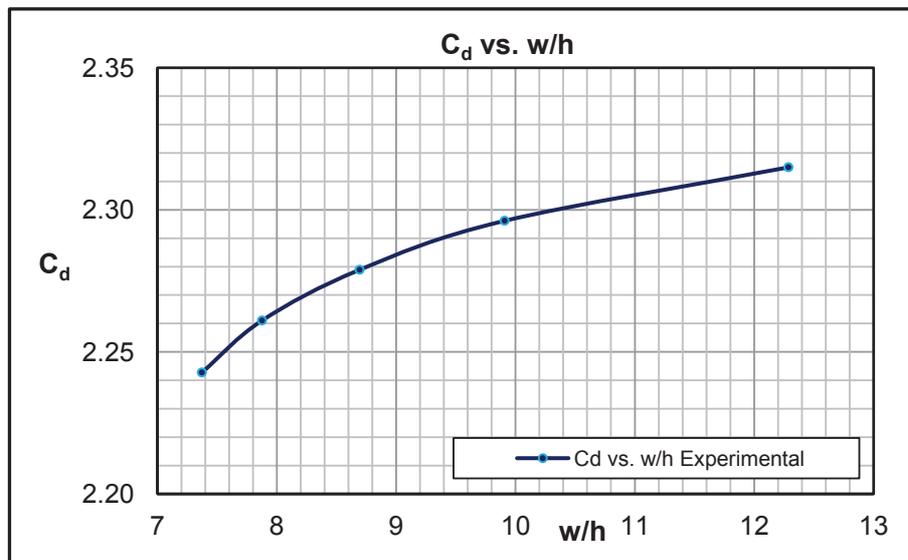
comprender el fenómeno y definir el rango de coeficientes de descarga  $C_d$  que podrían presentarse para la descarga de clapetas radiales.

**Figura 6.9:** Clapetas radiales de cierre con flujo superior, Castro (1983)



**Fuente:** Naudascher, E. "HIDRÁULICA DE CANALES". México. Limusa, 2002

**Gráfico 6.11:**  $C_d$  vs.  $w/h$ , obtenido experimentalmente para la clapeta CL2



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. "Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico". Quito. 2012.

**Realizado por:** Pablo Paredes.

Los coeficientes  $C_d$  experimentales se presentan en el gráfico 6.11, función de la relación  $w/h$  mostrada en el cuadro 6.19. En el gráfico 6.11 se indica la influencia en el coeficiente de descarga  $C_d$  de la clapeta CL2, de la carga de agua  $h_p$ , sobre la cresta de la clapeta y la altura del paramento  $w_p$  aguas arriba de la cresta, La

configuración geométrica de la compuerta y clapeta radial presentan un caso especial, que es similar a la descarga de un vertedero de cresta ancha y redondeada, por lo que presenta un coeficiente mayor respecto al coeficiente  $C_d = 2.0$  que caracteriza a los vertederos de cimacio, el cual también es usado por Lombardi para el cálculo del caudal prototipo de diseño  $Q_p = 21 \text{ m}^3/\text{s}$ , descargado por cada clapeta radial para la carga máxima  $h_p = 1.20 \text{ m}$ . Lombardi toma en cuenta la contracción de la lámina vertiente por pilas y estribos y la reducción de la base efectiva de la clapeta, esto no se toma en cuenta en los ensayos experimentales puesto que se observa una baja influencia de las pilas y estribos del azud móvil, en la contracción lateral de la lámina vertiente.

En el cuadro 6.20 se presentan las principales características de la descarga del prototipo de las clapetas radiales, manteniendo el nivel de aguas arriba en la cota 1105 msnm, el cual corresponde al nivel normal de operación de la estructura de toma.

**Cuadro 6.20:** Descarga de clapetas radiales para nivel de operación 1105 msnm

DESACARGA DE CLAPETAS RADIALES PARA NIVEL DE OPERACIÓN 1105 msnm											
$h_p$	$w_p$	$q_p$	$h_a$	$H_d$	$w/h$	$C_d$	$\alpha$	$C_q$	$Q_i$	$Q_T$	Nivel de cresta de clapeta
[m]	[m]	[m <sup>2</sup> /s]	[m]	[m]			[°]				[m <sup>3</sup> /s]
0.00	5.00	0.00	0.00	0.00	-	-	57.90	-	0.00	0.00	1105.00
0.20	4.80	0.22	0.00	0.20	24.00	2.40	44.91	0.81	1.76	5.29	1104.80
0.40	4.60	0.59	0.00	0.40	11.50	2.31	34.39	0.78	4.81	14.42	1104.60
0.60	4.40	1.05	0.00	0.60	7.33	2.25	25.06	0.76	8.64	25.93	1104.40
0.80	4.20	1.60	0.01	0.81	5.25	2.21	16.40	0.75	13.10	39.30	1104.20
1.00	4.00	2.21	0.01	1.01	4.00	2.17	8.12	0.74	18.09	54.27	1104.00
1.20	3.80	2.87	0.02	1.22	3.17	2.14	0.00	0.72	23.55	70.65	1103.80

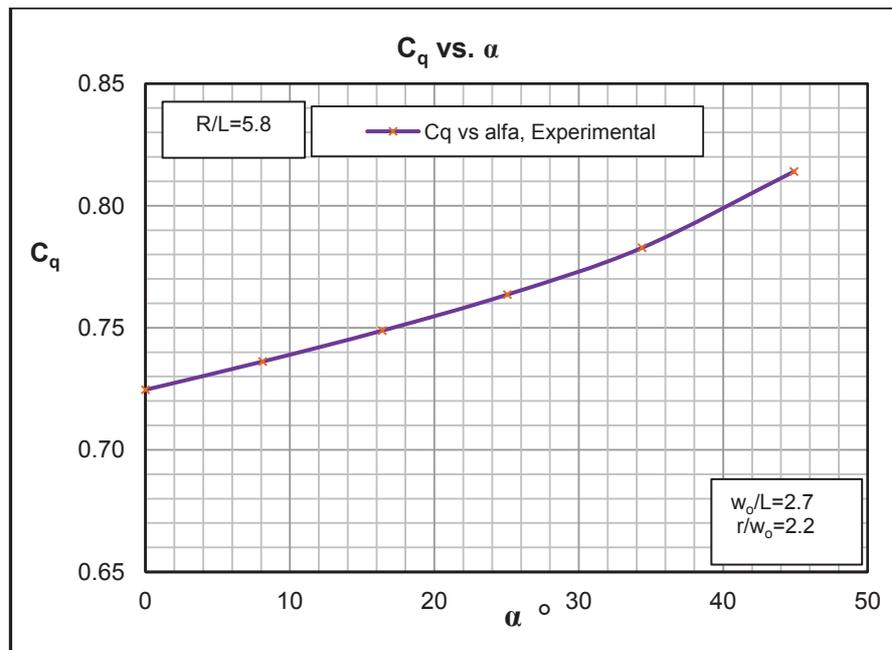
**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. "Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico". Quito. 2012.

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

El caudal específico se calcula mediante la ecuación 6.12 a través de las cargas de agua que presenta cada abatimiento de las clapetas, presentándose ángulos  $\alpha$  menores para descargar un caudal mayor y mantener el nivel normal de operación en la cota 1105 msnm, evacuando los excesos de caudal de 0 a 70.65 m<sup>3</sup>/s a través de los abatimientos simultáneos de las tres clapetas radiales y que

individualmente evacúan un caudal máximo de 23.55 m<sup>3</sup>/s para una carga de agua sobre la cresta de la clapeta igual a 1.20 m, el coeficiente de descarga para este caudal máximo es de 2.14, mayor que el calculado teóricamente por Lombardi igual a 2.00.

**Gráfico 6.12:**  $C_q$  vs.  $\alpha$ , obtenidos de resultados experimentales



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

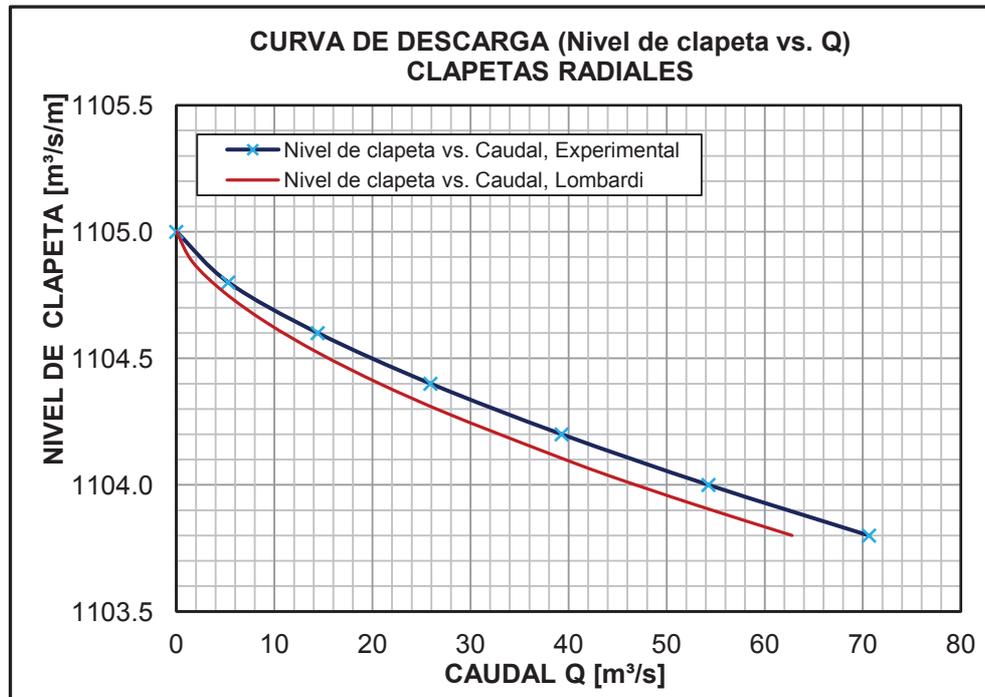
**Elaborados por:** Pablo Paredes.

De los resultados experimentales obtenidos en el cuadro 6.20 se presenta el gráfico 6.12 que muestra el coeficiente de descarga  $C_q$  en función del ángulo  $\alpha$  para las clapetas radiales con descarga simultánea y el nivel normal de operación en la cota 1105 msnm; se observa un comportamiento diferente al que se propone en la teoría disponible y se calculan coeficientes que superan el máximo obtenido en las experiencias de Castro (1983), esto indica la influencia de la geometría de las clapetas y la configuración de la zona de aproximación, lo cual provoca variaciones en la capacidad de descarga de las estructuras de cierre con flujo superior.

En el gráfico 6.13 se presenta la curva de descarga de las clapetas radiales manteniendo el nivel de aguas arriba frente al azud móvil en la cota 1105 msnm,

de manera que descargan en conjunto los caudales en exceso, con abatimientos simultáneos e idénticas cargas de agua sobre la cresta de cada clapeta, la cual se ubica con un nivel de referencia en msnm.

**Gráfico 6.13:** Curva de descarga de clapetas radiales, Nivel de clapeta vs. Q



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “*Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico*”. Quito. 2012.

**Elaborado por:** Pablo Paredes.

Se observa una tendencia experimental similar a los cálculos teóricos propuestos por Lombardi, y experimentalmente se determina una mayor capacidad de las clapetas radiales para descargar de manera simultánea hasta 70 m³/s con una carga de 1.20 m sobre la cresta de la clapeta y se define un coeficiente experimental  $C_d = 2.14$ , sin tomar en cuenta los efectos de pilas y estribos en la contracción de la lámina vertiente y la consecuente reducción del ancho efectivo de la clapeta. Lombardi propone en su cálculo un coeficiente  $C_d = 2.00$ , tomando en cuenta la reducción del ancho efectivo, lo cual es función de las bajas cargas de agua sobre la cresta, por lo que la reducción es mínima y llega hasta un 3% del ancho total de la clapeta.

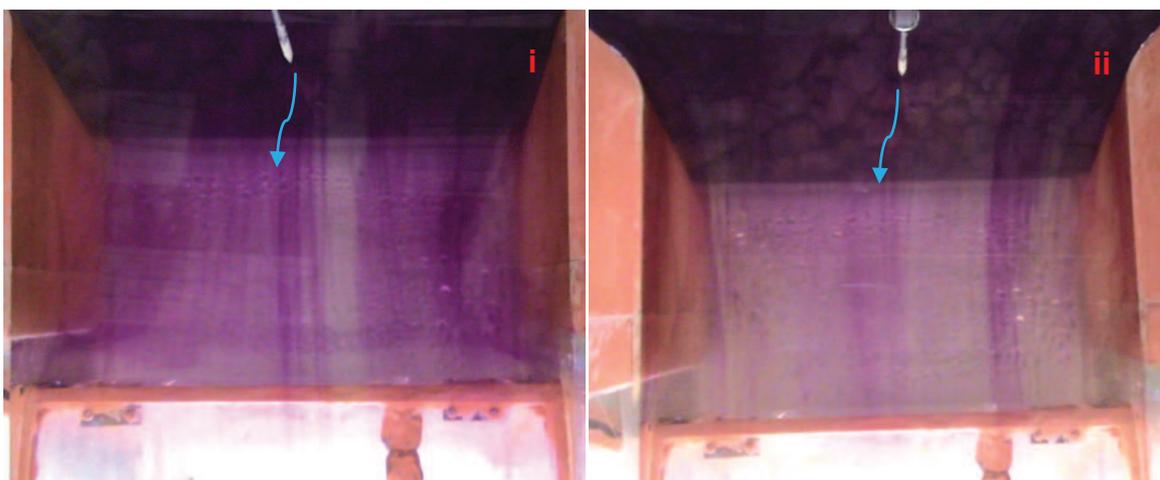
### 6.4.3 OBSERVACIONES EN EL ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LA DESCARGA DE LAS CLAPETAS RADIALES

En las siguientes fotografías se muestran las características más representativas de la descarga individual de la clapeta radial CL2 durante el Ensayo G y la descarga simultánea de las tres clapetas con el nivel normal de operación de la estructura de toma, estas son evaluadas experimentalmente en el Modelo 1, Captación Pilatón. Cabe destacar que los caudales bajos y las cargas de agua reducidas sobre la cresta de las clapetas generan un flujo muy estable sin evidentes efectos de contracción de la lámina vertiente por efecto de las pilas y estribos.

#### 6.4.3.1 Descarga individual de clapeta radial CL2

En la fotografía 6.19 se muestra una vista superior de la zona de aproximación aguas arriba de la cresta de la clapeta central CL2, donde se observan las líneas de flujo trazadas con el colorante, el cual ha sido colocado durante el Ensayo G, para observar las cualidades del flujo de aproximación en la descarga libre de las clapetas radiales.

**Fotografía 6.19:** Ensayo G, Prueba 1 (i). Ensayo G, Prueba 4 (ii).

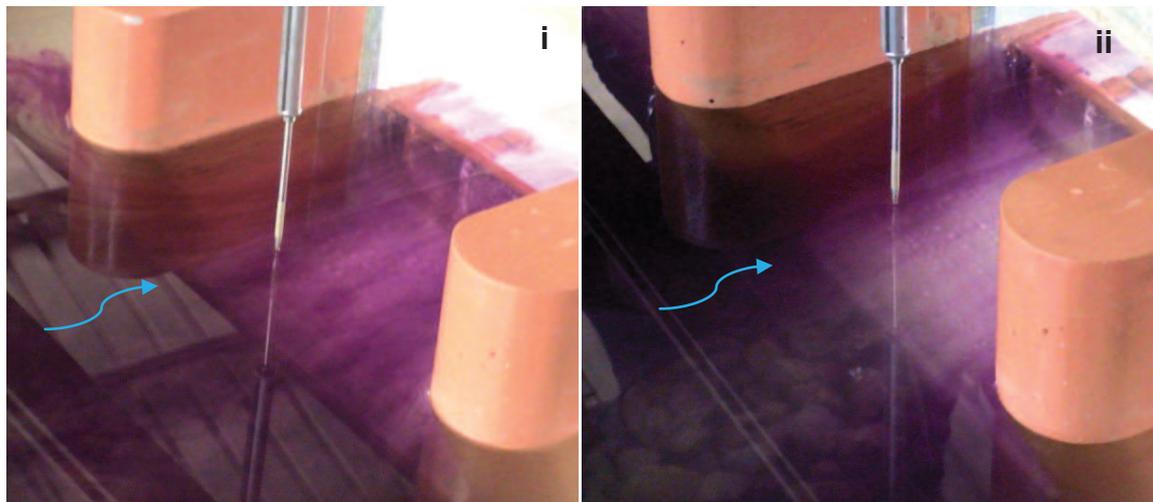


**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “*Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico*”. Quito. 2012.

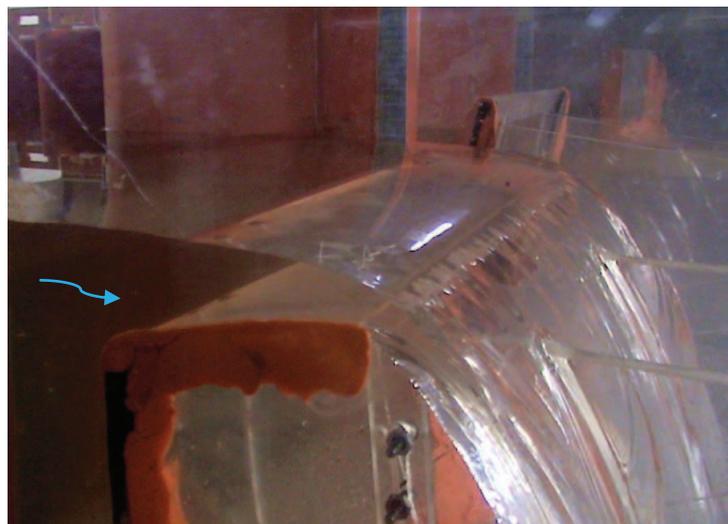
En estas fotografías se observa la curvatura de las líneas de flujo en las cercanías de las pilas semicirculares, debido a la aceleración que posee el flujo en esta

zona de contracción lateral de la sección de descarga. En la fotografía 6.20 se tiene una vista lateral derecha que permite observar el efecto de las pilas en el comportamiento de las líneas de flujo en sus cercanías y aguas abajo en la cercanía de la cresta de la clapeta CL2. Las líneas de flujo observadas en la descarga, al final de la clapeta radial, se observan muy estables, paralelas entre sí y paralelas a la cara de los muros divisores, también se muestran perpendiculares al ancho de la clapeta radial en la zona de descarga.

**Fotografía 6.20:** Ensayo G, Prueba 1 (i). Ensayo G, Prueba 4 (ii).



**Fotografía 6.21:** Vista lateral derecha de clapeta CL2, Ensayo G, Prueba 4.

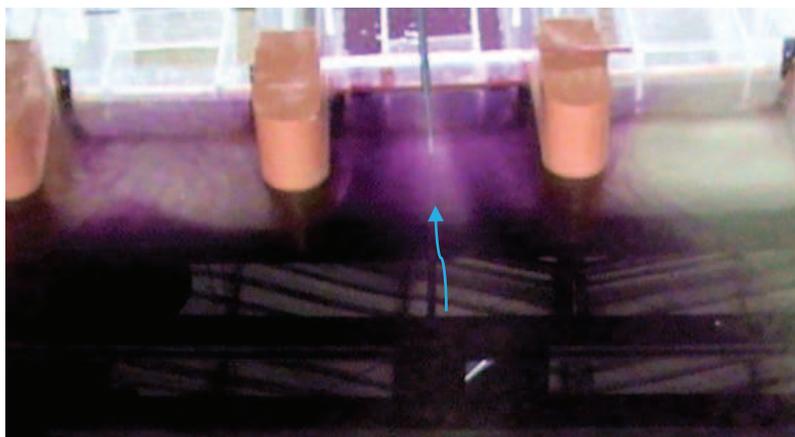


**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “*Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico*”. Quito. 2012.

En la fotografía 6.21 se muestra una vista lateral derecha de la descarga de la clapeta CL2, durante el Ensayo G, Prueba 4, en el que se observa al flujo

descargado por la clapeta abatida. La lámina vertiente inferior no se desprende de la superficie de la clapeta y se observa la aceleración del flujo provocada por la descarga final, presentándose una reducción del calado de agua y el incremento de la velocidad.

**Fotografía 6.22:** Vista desde aguas arriba de la clapeta CL2, Ensayo G, Prueba 1.



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “*Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico*”. Quito. 2012.

En la fotografía 6.22 se presenta una vista desde aguas arriba de la descarga de la clapeta central CL2 durante el Ensayo G, Prueba 1, en la cual se observa el flujo de aproximación hacia el azud móvil y el efecto de las pilas en la curvatura de las líneas de flujo alrededor de ellas, debido a la aceleración que se presenta en la contracción lateral de la sección por la descarga única de la clapeta CL2.

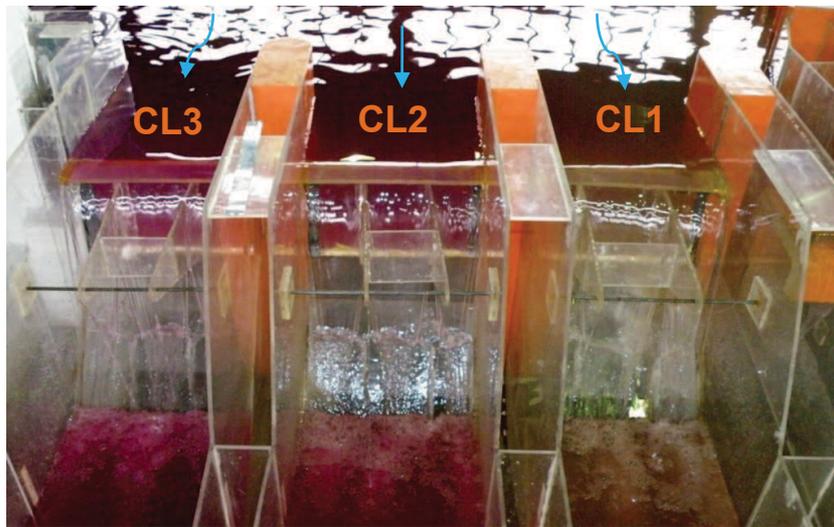
#### 6.4.3.2 Descarga simultánea de las clapetas radiales CL1, CL2 y CL3.

Con el fin de analizar las condiciones de la descarga simultánea de clapetas en escenarios normales de operación de la Captación Pilatón, se presenta el siguiente registro fotográfico en el que se aprecia la descarga simultánea de las tres clapetas radiales.

En la fotografía 6.23 se presenta una vista frontal desde aguas abajo, de la descarga simultánea de las clapetas radiales del azud móvil, estas descargan el caudal que ingresa por el canal de aproximación y no es derivado por la estructura de toma, para estas operaciones se requiere un nivel frente al azud móvil en la cota 1105 msnm, para garantizar la derivación de 40 m<sup>3</sup>/s, mientras

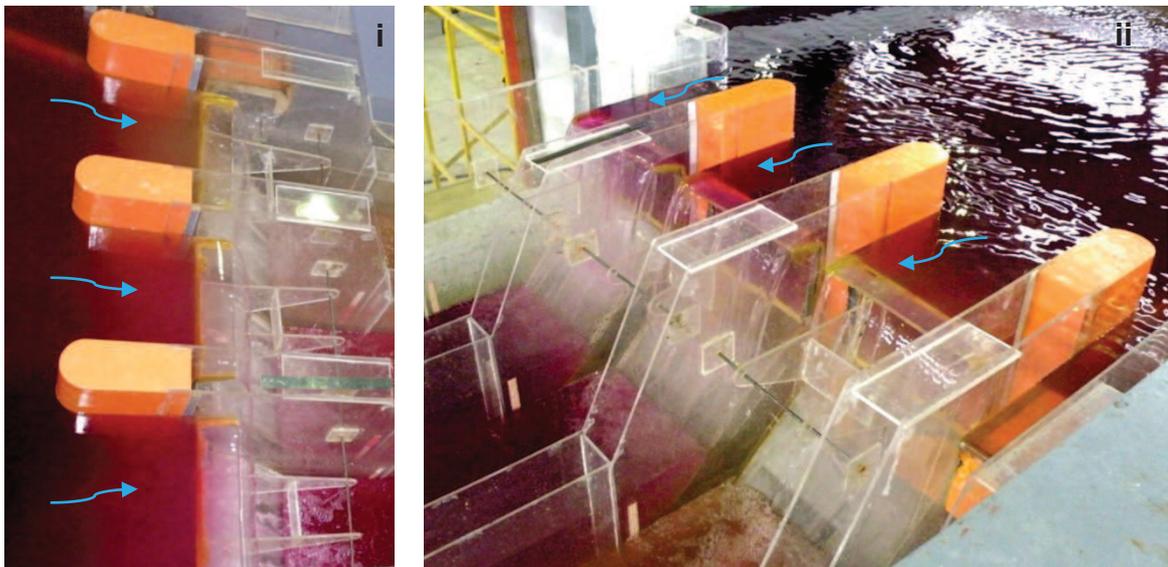
que los excesos de caudal siguen hacia aguas abajo y son descargados a través de las clapetas, mediante un abatimiento simultáneo. No se observa perturbaciones considerables en el flujo de aproximación debido a la contracción lateral que se presenta por el efecto de pilas y estribos del azud móvil.

**Fotografía 6.23:** Vista desde aguas abajo de la descarga simultánea de clapetas



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

**Fotografía 6.24:** Descarga simultánea de clapetas, Vista lateral derecha hacia aguas abajo (i). Vista lateral izquierda hacia aguas arriba (ii)

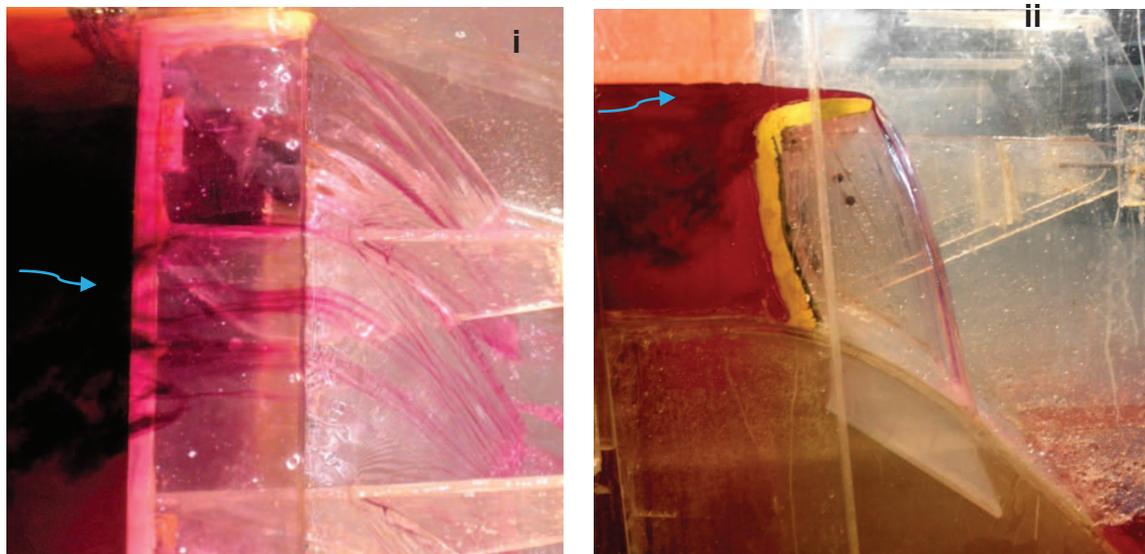


**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

En la fotografía 6.24 se presentan tomas desde la margen derecha e izquierda, capturando la descarga simultánea de clapetas, en la cual se observa un flujo de

aproximación de baja velocidad que no provoca efectos considerables de contracción lateral de la lámina vertiente en zonas próximas a pilas y estribos.

**Fotografía 6.25:** Vista superior de CL3 (i). Vista lateral derecha de CL3 (ii).



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

En la fotografía 6.25 se muestra una vista superior de la clapeta CL3, en el instante que se coloca colorante como trazador para visualizar la cualidades del flujo, también se observa una vista lateral derecha del perfil de la descarga de la clapeta CL3, observándose el flujo de aproximación sobre la cresta horizontal del vertedero de excesos y la descarga a través de la clapeta abatida, de manera similar a las clapetas CL1 y CL2, se puede observar una descarga totalmente aireada donde la lámina vertiente inferior permanece en contacto con la clapeta.

## **6.5 RESUMEN DEL ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LAS ESTRUCTURAS DE DESCARGA DEL AZUD MÓVIL**

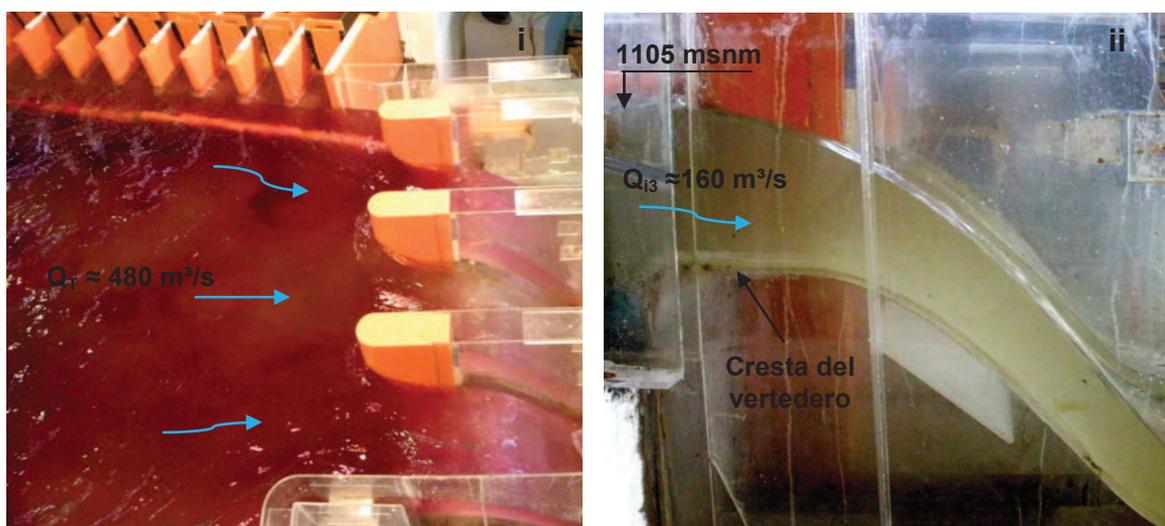
El presente resumen muestra los resultados experimentales obtenidos con el fin de evaluar la descarga por vertederos, compuertas y clapetas radiales, durante la operación extraordinaria y normal de la Captación Pilatón, logrando determinar los caudales derivados por la toma y el exceso de caudal evacuado por el azud móvil, realizando distintas operaciones de las estructuras de control. El análisis experimental de las estructuras de descarga permite obtener tendencias de los resultados para expresarlos como ecuaciones generales, las cuales permiten

calcular los caudales evacuados en función de la carga de agua para el caso de vertederos y en función de las aperturas para los casos de las compuertas y clapetas radiales, esta últimas regulan el nivel normal de operación de la Captación Pilatón, en la cota 1105 msnm.

### 6.5.1 VERTEDEROS DE CIMACIO

Los tres vertederos de cimacio inician su operación simultánea para evacuar los caudales extraordinarios mayores a  $Q_T = 340 \text{ m}^3/\text{s}$ , bajo los cuales se cierra la toma y son descargados de manera simultánea, con flujo libre y sin control de compuertas, hasta el caudal de diseño  $Q_T = 480 \text{ m}^3/\text{s}$ , con período de retorno igual a 500 años.

**Fotografía 6.26:** Vista superior derecha de vertederos (i). Vista lateral de V3 (ii)



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

La fotografía 6.26 muestra la estructura de toma cerrada con la descarga libre y simultánea del caudal de diseño por los tres vertederos, también se observa el perfil de la descarga del vertedero V3, similar a V1 y V2. Para estos caudales los niveles de la superficie libre del agua sobre el canal de aproximación, aguas arriba del azud móvil, son menores a la cota 1105 msnm.

Para evaluar la descarga en conjunto de los vertederos de excesos se instala en el Modelo 1 el Escenario F de operación del azud móvil, para el cual se calcula el caudal específico  $q_p$  descargado por cada vertedero con la ecuación 6.7 y la base efectiva  $B_{ef}$  con la ecuación 6.4, se asume una distribución equitativa del caudal

evacuado por cada vertedero, por lo que el caudal individual se multiplica por tres.

A continuación se presenta el cálculo tipo para evaluar la descarga simultánea de los vertederos de cimacio durante el Ensayo C, se presentan los principales datos recogidos del Modelo 1 para el aforo del caudal de ingreso y la medición del calado sobre la cresta de los vertederos.

#### 6.5.1.1 Caudal de ingreso al Modelo 1 y caudal prototipo descargado por vertederos

##### DATOS:

Vertedero triangular 1

$$H_0 = 3.32 \text{ cm}$$

$$H_1 = 43.97 \text{ cm}$$

$$e_L = 25$$

##### FÓRMULAS:

$$h = H_1 - H_0$$

$$Q_m = 1.531(h)^{2.414} \quad (5.16)$$

$$Q_p = (Q_m \cdot e_L^{2.5})$$

donde:

h: carga de agua sobre el vértice del vertedero triangular 1. [m]

H<sub>1</sub>: lectura limnimétrica a la superficie libre aguas arriba del vertedero 1 [cm]

H<sub>0</sub>: lectura limnimétrica al vértice del vertedero 1 [cm]

Q<sub>m</sub>: caudal de ingreso al Modelo 1. [m<sup>3</sup>/s]

Q<sub>p</sub>: caudal prototipo descargado por los vertederos de excesos. [m<sup>3</sup>/s]

e<sub>L</sub> = 25, escala de longitudes del modelo froudiano

##### CÁLCULOS:

$$h = 0.4065 \text{ m}$$

$$Q_m = 0.1538 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_p = 480.59 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### 6.5.1.2 Carga de agua sobre la cresta del vertedero de excesos

##### DATOS:

Vertedero central V2

$$H_0 = 2.57 \text{ cm}$$

$$H_1 = 22.29 \text{ cm}$$

$$e_L = 25$$

$$N_{V_0} = 1100 \text{ msnm}$$

**FÓRMULAS:**

$$h_m = H_1 - H_0$$

$$h_p = h_m \cdot e_L$$

$$N_{V_p} = N_{V_0} + h_p$$

donde:

$h_m$ : carga de agua sobre la cresta del vertedero V2, en modelo. [m]

$H_1$ : lectura limnimétrica a la superficie libre aguas arriba del vertedero V2 [cm]

$H_0$ : lectura limnimétrica a la cresta del vertedero V2 [cm]

$h_p$ : carga de agua sobre la cresta del vertedero, en prototipo. [m]

$N_{V_0}$ : nivel prototipo de la cresta fija del vertedero de cimacio [msnm]

$N_{V_p}$ : nivel prototipo de la superficie libre aguas arriba del azud móvil [msnm]

$e_L = 25$ , escala de longitudes del modelo froudiano

**CÁLCULOS:**

$$h_m = 0.1972 \text{ m}$$

$$h_p = 4.93 \text{ m}$$

$$N_{V_p} = 1104.93 \text{ msnm}$$

**6.5.1.3 Caudal prototipo descargado por los vertederos de excesos**

**DATOS:**

$$n_v = 3 \text{ vertederos}$$

$$h_p = 4.93 \text{ m}$$

$$B_p = 8.20 \text{ m}$$

$$P_p = 1.005 \text{ m}$$

$$N = 2 \text{ pilas}$$

$$K_P = 0.01$$

$$K_E = 0.14$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

**FORMULAS:**

$$q_p = 2.02(h_p)^{1.59} \quad (6.7)$$

$$B_{ef} = B - 2.(N.K_P + K_E)H_d \quad (6.4)$$

$$h_a = q_p^2/[2.g.(h_p+P_p)^2] \quad (6.3)$$

$$H_d = h_p + h_a$$

$$Q_i = q_p \cdot B_{ef}$$

$$Q_T = n_v \cdot Q_i$$

$$C_o = q_p/H_d^{1.5}$$

donde:

$q_p$ : caudal específico prototipo por metro de ancho de vertedero. [ $m^2/s$ ]

$h_p$ : carga de agua prototipo sobre la cresta del vertedero. [m]

$B_p$ : ancho de la base del vertedero. [m]

$B_{ef}$ : ancho efectivo del vertedero. [m]

$N$ : número de pilas intermedias.

$K_P$ : coeficiente de contracción por pilas intermedias

$K_E$ : coeficiente de contracción por estribos o muros

$g$ : aceleración de la gravedad. [ $m/s^2$ ]

$h_a$ : carga de la velocidad de aproximación. [m]

$H_d$ : carga total sobre la cresta del vertedero. [m]

$Q_i$ : caudal individual prototipo descargado por vertedero. [ $m^3/s$ ]

$Q_T$ : caudal total prototipo descargado por los tres vertederos. [ $m^3/s$ ]

$n_v$ : número de vertederos de cimacio

$C_o$ : coeficiente de descarga

### **CÁLCULOS:**

$$q_p = 25.53 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$h_a = 0.94 \text{ m}$$

$$H_d = 5.87 \text{ m}$$

$$B_{ef} = 6.32 \text{ m}$$

$$Q_i = 161.33 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_T = 483.99 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$C_o = 1.79$$

#### **6.5.1.4 Análisis de resultados para la descarga libre de los vertederos de excesos**

El caudal de ingreso al Modelo 1 aforado en el Vertedero triangular 1, difiere del calculado para la descarga de los vertederos de excesos de la Captación Pilatón,

con una variación de caudal  $\Delta Q = 0.7\%$ . Este error en la medición es mínimo por lo que se asume como válido el cálculo del caudal individual y caudal total del prototipo, aproximados a  $Q_i \approx 161 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $Q_T \approx 484 \text{ m}^3/\text{s}$  respectivamente, con una carga de agua sobre la cresta de los vertederos  $h_p = 4.93 \text{ m}$ . Para la evacuación del caudal aproximado al de diseño se calcula un coeficiente de descarga  $C_o = 1.79$ , según la ecuación 6.2 que propone el USBR.

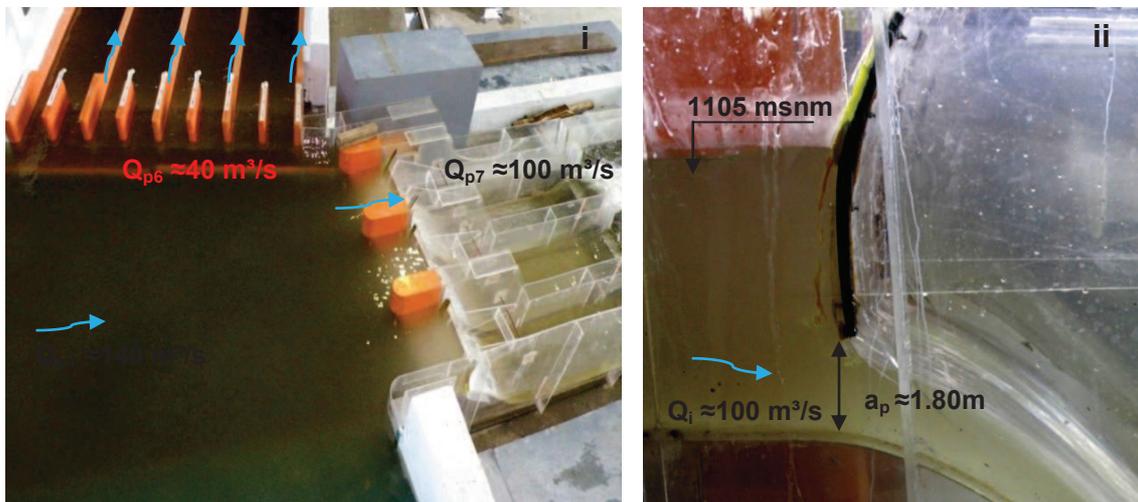
La contracción lateral de la lámina vertiente, debido al efecto que presentan pilas y estribos en el flujo de aproximación al azud móvil, se analiza bajo el cálculo de la base efectiva  $B_{ef} = 6.32 \text{ m}$ , menor que el ancho físico  $B_p = 8.20 \text{ m}$ , estos efectos de contracción son proporcionales a la carga total sobre la cresta de los vertederos y por tanto a la magnitud del caudal descargado.

### 6.5.2 COMPUERTAS RADIALES

La operación de las compuertas radiales para la evacuación de los excesos de caudal, que no son derivados por la toma, se inicia a partir del caudal máximo que descargan las clapetas radiales igual a  $63 \text{ m}^3/\text{s}$ , a partir del cual se inicia un proceso ordenado de aperturas de las compuertas, estas se realizan para garantizar el nivel normal de operación en la cota 1105 msnm, hasta descargar aproximadamente en conjunto un caudal máximo  $Q_T = 300 \text{ m}^3/\text{s}$  y un caudal individual  $Q_i = 100 \text{ m}^3/\text{s}$  con la apertura aproximada  $a_p = 1.80 \text{ m}$  por compuerta. Es decir que al canal de aproximación ingresa un caudal máximo de  $340 \text{ m}^3/\text{s}$  para el nivel normal de operación de la toma en la cota 1105 msnm, superado este caudal se cierra la toma y se abren completamente las tres compuertas radiales.

Para la presente evaluación se instala en el Modelo 1 el Escenario C de operación del azud móvil, mostrado en la fotografía 6.27, bajo el cual la estructura de toma permanece completamente abierta derivando  $40 \text{ m}^3/\text{s}$  y se presenta un exceso de caudal igual a  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ , que es descargado por la compuerta radial C1 y en total por el canal de aproximación ingresan  $140 \text{ m}^3/\text{s}$ , manteniéndose el nivel de agua en la cota 1105 msnm, aguas arriba del azud móvil; también se observa la vista lateral derecha del perfil de la descarga máxima de la compuerta C3, este es muy similar a los perfiles de C1 y C2 para la apertura máxima.

**Fotografía 6.27:** Vista superior derecha de la descarga bajo la compuerta C1 (i). Vista lateral derecha del perfil de la descarga de C3 (ii)



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

A continuación se presenta el cálculo tipo de la descarga bajo la compuerta radial C1, el caudal específico  $q_p$  es calculado con la ecuación 6.10 en función de la apertura  $a_p$  y para la carga de agua constante  $h_p = 5.00$  m sobre la cresta del vertedero, no se toma en cuenta la reducción del ancho efectivo de la compuerta radial.

#### 6.5.2.1 Caudal de ingreso al Modelo 1, caudal prototipo derivado por la toma y caudal prototipo descargado por la compuerta radial C1

##### DATOS:

Vertedero triangular 1

$$H_0 = 3.32 \text{ cm}$$

$$H_1 = 27.71 \text{ cm}$$

Vertedero triangular 6

$$H_0 = 20.22 \text{ cm}$$

$$H_1 = 34.81 \text{ cm}$$

Vertedero triangular 7

$$H_0 = 19.23 \text{ cm}$$

$$H_1 = 40.47 \text{ cm}$$

$$e_L = 25$$

##### FÓRMULAS:

$$h = H_1 - H_0$$

$$Q_m = 1.531(h)^{2.414} \quad (5.16)$$

$$Q_p = (Q_m \cdot e_L^{2.5})$$

donde:

$h$ : carga de agua sobre el vértice del vertedero triangular 1, 6 ó 7. [m]

$H_1$ : lectura limnimétrica a la superficie libre del agua para vertedero 1, 6 ó 7 [cm]

$H_0$ : lectura limnimétrica al vértice para el vertedero 1, 6 ó 7. [cm]

$Q_{m1}$ : caudal de ingreso al Modelo 1 por el canal de aproximación. [m<sup>3</sup>/s]

$Q_{m6}$ : caudal de salida del Modelo 1 por los 4 desarenadores. [m<sup>3</sup>/s]

$Q_{m7}$ : caudal de salida del Modelo 1 por el enrocado. [m<sup>3</sup>/s]

$Q_{p1}$ : caudal prototipo que ingresa al canal de aproximación. [m<sup>3</sup>/s]

$Q_{p6}$ : caudal prototipo derivado por la estructura de toma. [m<sup>3</sup>/s]

$Q_{p7}$ : caudal prototipo descargado por la compuerta radial C1. [m<sup>3</sup>/s]

$e_L = 25$ , escala de longitudes del modelo froudiano

#### **CÁLCULOS:**

$$h_1 = 0.2439 \text{ m}$$

$$Q_{m1} = 0.0448 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\mathbf{Q_{p1} = 140.03 \text{ m}^3/\text{s}}$$

$$h_6 = 0.1459 \text{ m}$$

$$Q_{m6} = 0.0130 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\mathbf{Q_{p6} = 40.51 \text{ m}^3/\text{s}}$$

$$h_7 = 0.2124 \text{ m}$$

$$Q_{m7} = 0.0321 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\mathbf{Q_{p7} = 100.29 \text{ m}^3/\text{s}}$$

#### **6.5.2.2 Carga de agua sobre la cresta del vertedero y apertura de compuerta C1**

##### **DATOS:**

Vertedero margen izquierda V1 y Compuerta izquierda C1

$$H_0 = 2.45 \text{ cm}$$

$$H_1 = 22.49 \text{ cm}$$

$$H_{a1} = 9.61 \text{ cm}$$

$$Nv_0 = 1100 \text{ msnm}$$

$$e_L = 25$$

**FÓRMULAS:**

$$h_m = H_1 - H_o$$

$$h_p = h_m \cdot e_L$$

$$Nv_p = Nv_o + h_p$$

$$a_{m1} = H_{a1} - H_o$$

$$a_{p1} = a_{m1} \cdot e_L$$

donde:

$h_m$ : carga de agua en modelo sobre la cresta del vertedero. [m]

$a_{m1}$ : apertura en modelo de la compuerta radial C1 [m]

$H_1$ : lectura limnimétrica a la superficie libre aguas arriba del vertedero [cm]

$H_o$ : lectura limnimétrica a la cresta del vertedero V1 [cm]

$H_a$ : lectura limnimétrica al labio inferior de la compuerta radial C1 [cm]

$a_{p1}$ : apertura en prototipo de la compuerta radial C1 [m]

$h_p$ : carga de agua sobre la cresta del vertedero V1, en prototipo. [m]

$Nv_o$ : nivel prototipo de la cresta fija del vertedero de cimacio [msnm]

$Nv_p$ : nivel prototipo de la superficie libre aguas arriba del azud móvil [msnm]

$e_L = 25$ , escala de longitudes del modelo froudiano

**CÁLCULOS:**

$$h_m = 0.2004 \text{ m}$$

$$h_p = 5.010 \text{ m}$$

$$Nv_p = 1105.01 \text{ msnm}$$

$$a_{m1} = 0.0716 \text{ m}$$

$$a_{p1} = 1.790 \text{ m}$$

**6.5.2.3 Caudal prototipo descargado por compuerta radial C1****DATOS:**

$n_c = 1$  compuerta radial abierta, C1

$$h_p = 5.010 \text{ m}$$

$$a_{p1} = 1.790 \text{ m}$$

$$B_{p1} = 8.200 \text{ m}$$

$$P_p = 1.005 \text{ m}$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

**FORMULAS:**

$$q_{p1} = 7.62(a_{p1})^{0.80} \quad (6.10)$$

$$Q_{i1} = q_{p1} \cdot B_{p1}$$

$$h_{a1} = q_{p1} / [(2 \cdot g) \cdot (P_p + h_p)^2] \quad (6.3)$$

$$H_{d1} = h_p + h_{a1}$$

$$C_{d1} = q_{p1} / [a_{p1} (2 \cdot g \cdot H_{d1})^{0.5}]$$

donde:

$q_{p1}$ : caudal específico prototipo por metro de ancho de la compuerta C1. [ $m^2/s$ ]

$a_{p1}$ : apertura prototipo de la compuerta radial C1. [m]

$B_p$ : ancho de la compuerta radial C1. [m]

$Q_{i1}$ : caudal individual prototipo descargado por la compuerta C1. [ $m^3/s$ ]

$g$ : aceleración de la gravedad. [ $m/s^2$ ]

$h_{a1}$ : carga de la velocidad de aproximación a la compuerta C1. [m]

$h_p$ : carga de agua sobre la cresta del vertedero. [m]

$H_{d1}$ : carga total sobre la cresta del vertedero [m].

$C_{d1}$ : coeficiente de descarga de la compuerta radial C1

#### **CÁLCULOS:**

$$q_{p1} = 12.14 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$Q_{i1} = 99.55 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h_{a1} = 0.208 \text{ m}$$

$$H_{d1} = 5.218 \text{ m}$$

$$C_{d1} = 0.67$$

La compuerta radial C1 tiene una apertura  $a_{p1} = 1.79$  m, por la que descarga un caudal  $Q_{i1} = 99.55 \text{ m}^3/\text{s}$ , este caudal puede ser repartido equitativamente a dos compuertas para mejorar las condiciones de la disipación de energía, a continuación se presenta el cálculo tipo de la descarga del exceso de caudal repartido a las compuertas C1 y C3, las cuales tienen la misma apertura pero menor mucho menor que la máxima y descargan individualmente la mitad del exceso de caudal.

#### **6.5.2.4 Caudal prototipo descargado por las compuertas C1 y C3**

##### **DATOS:**

$n_c = 2$  compuertas abiertas, C1 y C3

$h_p = 5.010$  m

$$a_{p1} = 0.752 \text{ m}$$

$$a_{p3} = 0.751 \text{ m}$$

$$B_{p1} = 8.200 \text{ m}$$

$$B_{p3} = 8.280 \text{ m}$$

$$P_p = 1.005 \text{ m}$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

**FORMULAS:**

$$q_{p1} = 7.62(a_{p1})^{0.80} \quad (6.10)$$

$$q_{p3} = 7.62(a_{p3})^{0.80} \quad (6.10)$$

$$Q_{i1} = q_{p1} \cdot B_{p1}$$

$$Q_{i3} = q_{p3} \cdot B_{p3}$$

$$h_a = q_p / [(2 \cdot g) \cdot (P_p + h_p)^2] \quad (6.3)$$

$$H_d = h_p + h_a$$

$$C_d = q_p / [a_p (2 \cdot g \cdot H_d)^{0.5}]$$

$$Q_T = Q_{i1} + Q_{i3}$$

donde:

$q_{p1}, q_{p3}$ : caudal específico prototipo de la compuerta C1 y C3. [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]

$a_{p1}, a_{p3}$ : apertura prototipo de la compuerta radial C1 y C3. [m]

$B_{p1}, B_{p3}$ : ancho de la compuerta radial C1 y C3. [m]

$Q_{i1}, Q_{i3}$ : caudal individual prototipo descargado por la compuerta C1 y C3. [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]

$g$ : aceleración de la gravedad. [ $\text{m}/\text{s}^2$ ]

$h_{a1}, h_{a3}$ : carga de la velocidad de aproximación a la compuerta C1 y C3. [m]

$h_p$ : carga de agua sobre la cresta del vertedero. [m]

$H_{d1}, H_{d3}$ : carga total sobre la cresta del vertedero [m].

$C_{d1}, C_{d2}$ : coeficiente de descarga de la compuerta radial C1 y C3

$Q_T$ : caudal total evacuado por el azud móvil a través de C1 y C3. [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]

**CÁLCULOS:**

$$q_{p1} = 6.07 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$q_{p3} = 6.06 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$Q_{i1} = 49.74 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{i3} = 50.18 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h_{a1} = 0.052 \text{ m}$$

$$h_{a3} = 0.052 \text{ m}$$

$$H_{d1} = 5.062 \text{ m}$$

$$H_{d3} = 5.062 \text{ m}$$

$$C_{d1} = 0.81$$

$$C_{d3} = 0.81$$

$$Q_T = 99.92 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### 6.5.2.5 Análisis de resultados para la descarga bajo las compuertas radiales

El aforo de caudales que ingresan y salen del Modelo 1 se realiza a través de los vertederos triangulares 1, 6 y 7; el vertedero 1 mide el caudal total que ingresa por el canal de aproximación  $Q_{p1} = 140.03 \text{ m}^3/\text{s}$ , el vertedero 6 mide el caudal derivado por la toma  $Q_{p6} = 40.51 \text{ m}^3/\text{s}$  y el vertedero 7 mide el caudal descargado por el azud móvil  $Q_{p7} = 100.29 \text{ m}^3/\text{s}$ . La variación entre el caudal que ingresa y la suma de los que salen es  $\Delta Q = 0.5\%$ , un error mínimo por lo que se adopta como válido el caudal evaluado con el vertedero 7 para determinar el caudal que sale por el azud móvil.

La compuerta radial C1 descarga un caudal  $Q_{i1} = 99.55 \text{ m}^3/\text{s}$ , mediante una apertura  $a_{1p} = 1.790 \text{ m}$ , garantizando el nivel de aguas arriba en la cota 1105.01 msnm, esto permite derivar por la toma un caudal  $Q_{p6} = 40.51 \text{ m}^3/\text{s}$ . El coeficiente de descarga de la compuerta radial C1 se obtiene despejándolo de la ecuación 6.9 que propone el USBR  $C_d = 0.67$ .

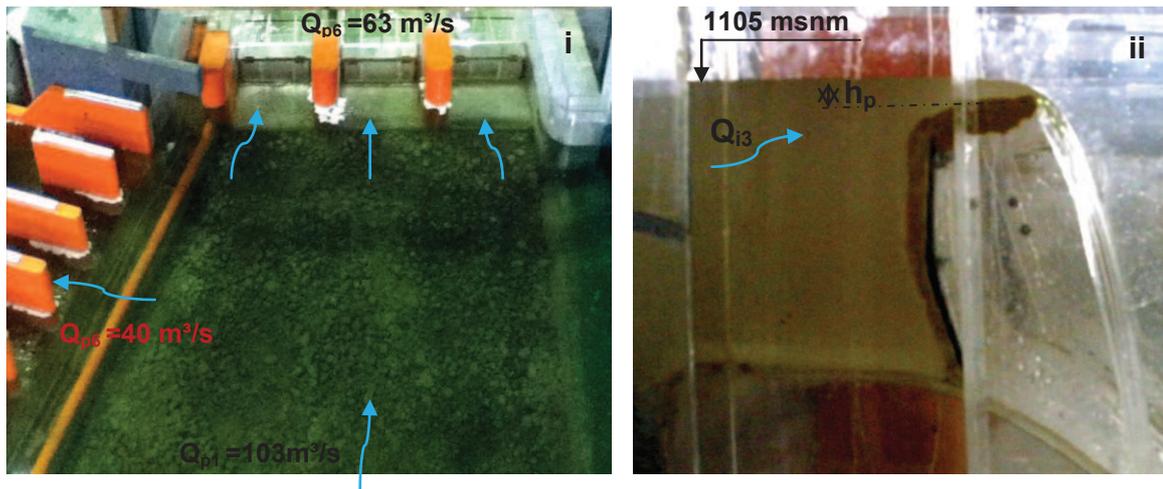
La repartición del exceso de caudal implica la operación en conjunto de las compuertas C1 y C3, con la reducción de la apertura  $a_{p1} = 0.752 \text{ m}$  y el incremento de  $a_{p3} = 0.751 \text{ m}$ , regulando el nivel de operación en la cota 1105 msnm con la evacuación de los caudales  $Q_{i1} = 49.74 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $Q_{i3} = 50.18 \text{ m}^3/\text{s}$ , los cuales difieren un 0.9%, porcentaje despreciable que se explica por las pequeñas variaciones de la geometría entre compuertas. El coeficiente calculado para cada compuerta se obtiene despejándolo de la ecuación 6.9 que propone el USBR,  $C_{d1} = C_{d3} = 0.81$ .

#### 6.5.3 CLAPETAS RADIALES

Las clapetas radiales inician su operación cuando el caudal que ingresa por el canal de aproximación supera el caudal máximo que deriva la toma igual a  $40 \text{ m}^3/\text{s}$ , por lo que se inician los abatimientos simultáneos de las tres clapetas

radiales para evacuar en conjunto un exceso de caudal hasta de  $63 \text{ m}^3/\text{s}$ , es decir  $21 \text{ m}^3/\text{s}$  individualmente con una carga de agua igual a  $1.2 \text{ m}$  sobre la cresta de la clapeta y manteniendo el nivel normal de operación en la cota  $1105 \text{ msnm}$ , en total por el canal de aproximación ingresa un caudal máximo de  $103 \text{ m}^3/\text{s}$ .

**Fotografía 6.28:** Vista superior desde aguas arriba de la descarga simultánea de clapetas (i). Vista lateral derecha del perfil de la descarga de la clapeta CL3.



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

Para evaluar la descarga de las clapetas radiales se prepara el Modelo 1 para el Escenario B de operación del azud móvil, el cual se presenta en la fotografía 6.28 donde se observa la derivación del caudal máximo por la toma y la descarga simultánea de las clapetas radiales manteniendo el nivel normal de operación; también se observa una vista lateral derecha de la clapeta CL3, donde se distingue el perfil de la descarga. El caudal específico  $q_p$  es calculado con la ecuación 6.11 en función de la carga de agua  $h_p$  sobre la cresta de la clapeta y el ancho efectivo es el mismo ancho físico  $B_p$ , ya que no se toma en cuenta el efecto de contracción por pilas y estribos debido a las observaciones en el flujo de aproximación, donde no se aprecia curvaturas que provoquen una considerable contracción del flujo. A continuación se presentan los cálculos para determinar el máximo caudal que descargan las clapetas radiales.

### 6.5.3.1 Caudal de ingreso al Modelo 1, caudal prototipo derivado por la toma y caudal prototipo descargado por las clapetas radiales

#### DATOS:

Vertedero triangular 1

$$H_0 = 3.32 \text{ cm}$$

$$H_1 = 25.31 \text{ cm}$$

Vertedero triangular 6

$$H_0 = 20.22 \text{ cm}$$

$$H_1 = 34.88 \text{ cm}$$

Vertedero triangular 7

$$H_0 = 19.23 \text{ cm}$$

$$H_1 = 37.55 \text{ cm}$$

$$e_L = 25$$

#### FÓRMULAS:

$$h = H_1 - H_0$$

$$Q_m = 1.531(h)^{2.414} \quad (5.16)$$

$$Q_p = (Q_m \cdot e_L^{2.5})$$

donde:

$h$ : carga de agua sobre el vértice del vertedero triangular 1, 6 ó 7. [m]

$H_1$ : lectura limnimétrica a la superficie libre del agua para vertedero 1, 6 ó 7 [cm]

$H_0$ : lectura limnimétrica al vértice para el vertedero 1, 6 ó 7. [cm]

$Q_{m1}$ : caudal de ingreso al Modelo 1 por el canal de aproximación. [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]

$Q_{m6}$ : caudal de salida del Modelo 1 por los 4 desarenadores. [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]

$Q_{m7}$ : caudal de salida del Modelo 1 por el enrocado. [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]

$Q_{p1}$ : caudal prototipo que ingresa al canal de aproximación. [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]

$Q_{p6}$ : caudal prototipo derivado por la estructura de toma. [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]

$Q_{p7}$ : caudal prototipo descargado por las clapetas radiales. [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]

$e_L = 25$ , escala de longitudes del modelo froudiano

#### CÁLCULOS:

$$h_1 = 0.2199 \text{ m}$$

$$Q_{m1} = 0.0349 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{p1} = 109.05 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h_6 = 0.1466 \text{ m}$$

$$Q_{m6} = 0.0131 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{p6} = 40.98 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h_7 = 0.1832 \text{ m}$$

$$Q_{m7} = 0.0225 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{p7} = 70.18 \text{ m}^3/\text{s}$$

### 6.5.3.2 Carga de agua sobre la cresta del vertedero y sobre la cresta de la clapeta

#### DATOS:

Vertedero central V2 y Clapeta central CL2

$$H_o = 2.57 \text{ cm}$$

$$H_1 = 22.66 \text{ cm}$$

$$H_w = 17.85 \text{ cm}$$

$$Nv_o = 1100 \text{ msnm}$$

$$e_L = 25$$

#### FÓRMULAS:

$$h_m + w_m = H_1 - H_o$$

$$w_m = H_w - H_o$$

$$w_p = w_m \cdot e_L$$

$$h_p = h_m \cdot e_L$$

$$Nv_p = Nv_o + h_p$$

$$Nv_w = Nv_o + w_p$$

donde:

$h_m$ : carga de agua en modelo sobre la cresta de las clapetas. [m]

$w_m$ : altura del paramento, desde cresta de vertedero hasta cresta de clapeta [m]

$H_1$ : lectura limnimétrica a la superficie libre aguas arriba de las clapetas [cm]

$H_o$ : lectura limnimétrica a la cresta del vertedero [cm]

$H_w$ : lectura limnimétrica a la cresta de la clapeta radial [cm]

$h_p$ : carga prototipo de agua sobre la cresta de la clapeta. [m]

$w_p$ : altura prototipo del paramento. [m]

$Nv_o$ : nivel prototipo de la cresta fija del vertedero de cimacio [msnm]

$Nv_p$ : nivel prototipo de la superficie libre aguas arriba del azud móvil [msnm]

$Nv_w$ : nivel prototipo de la cresta de las clapetas [msnm]

$e_L = 25$ , escala de longitudes del modelo froudiano

**CÁLCULOS:**

$$h_m + w_m = 0.2009 \text{ m}$$

$$h_p + w_p = 5.023 \text{ m}$$

$$w_m = 0.1528 \text{ m}$$

$$w_p = 3.820 \text{ m}$$

$$h_m = 0.0481 \text{ m}$$

$$h_p = 1.203 \text{ m}$$

$$Nv_p = 1105.02 \text{ msnm}$$

$$Nv_w = 1103.82 \text{ msnm}$$

**6.5.3.3 Caudal prototipo descargado en conjunto por las clapetas CL1, CL2 y CL3**

**DATOS:**

$n_c = 3$  clapetas completamente abiertas, CL1, CL2 y CL3

$$h_p = 1.203 \text{ m}$$

$$w_p = 3.82 \text{ m}$$

$$B_p = 8.200 \text{ m}$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

**FORMULAS:**

$$q_p = 2.21(h_p)^{0.80} \quad (6.11)$$

$$Q_i = q_p \cdot B_p$$

$$Q_T = 3 \cdot Q_i$$

$$h_a = q_p / [(2 \cdot g) \cdot (w_p + h_p)^2] \quad (6.3)$$

$$H_d = h_p + h_a$$

$$C_q = q_p / [2/3 \cdot (2 \cdot g)^{0.5} \cdot (H_d)^{1.5}]$$

$$C_d = q_p / [(H_d)^{1.5}]$$

$$Q_T = 3 \cdot Q_i$$

donde:

$q_p$ : caudal específico prototipo de las clapetas CL1, CL2 y CL3. [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]

$h_p$ : carga prototipo de agua sobre la cresta de las clapetas. [m]

$w_p$ : altura del paramento desde cresta de vertedero hasta cresta de clapeta. [m]

$B_p$ : ancho de las clapetas. [m]

$Q_i$ : caudal individual prototipo descargado por cada clapeta. [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]

$g$ : aceleración de la gravedad. [ $m/s^2$ ]

$h_a$ : carga de la velocidad de aproximación a las clapetas. [m]

$H_d$ : carga total sobre la cresta de la clapeta [m].

$C_q$ : coeficiente de descarga para clapetas radiales

$C_d$ : coeficiente de descarga de clapetas similar al de vertederos

$Q_T$ : caudal total evacuado por el azud móvil a través de CL1, CL2 y CL3. [ $m^3/s$ ]

### **CÁLCULOS:**

$$q_p = 2.89 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$Q_i = 23.68 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h_a = 0.020 \text{ m}$$

$$H_d = 1.220 \text{ m}$$

$$C_q = 0.73$$

$$C_d = 2.14$$

$$Q_T = 71.03 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### **6.5.3.4 Análisis de resultados para la descarga de las clapetas radiales**

Del aforo de caudales se determina que ingresa por el canal de aproximación un caudal  $Q_{p1} = 109.05 \text{ m}^3/\text{s}$ , por la toma se deriva un caudal  $Q_{p6} = 40.98 \text{ m}^3/\text{s}$  y por el azud móvil se descarga un caudal  $Q_{p7} = 70.18 \text{ m}^3/\text{s}$ , la variación que existe entre el caudal que ingresa y la sumatoria de los caudales de salida es  $\Delta Q = 1.9\%$ , por lo que se considera el caudal aforado con el vertedero 7 para determinar la descarga de las clapetas radiales.

Las tres clapetas radiales descargan en conjunto hasta  $Q_T = 71.03 \text{ m}^3/\text{s}$  con una carga de agua máxima sobre la cresta de la clapeta  $h_p = 1.203$ , garantizando el nivel normal de operación en la cota 1105.02 msnm y derivando por la estructura de toma aproximadamente  $40 \text{ m}^3/\text{s}$ .

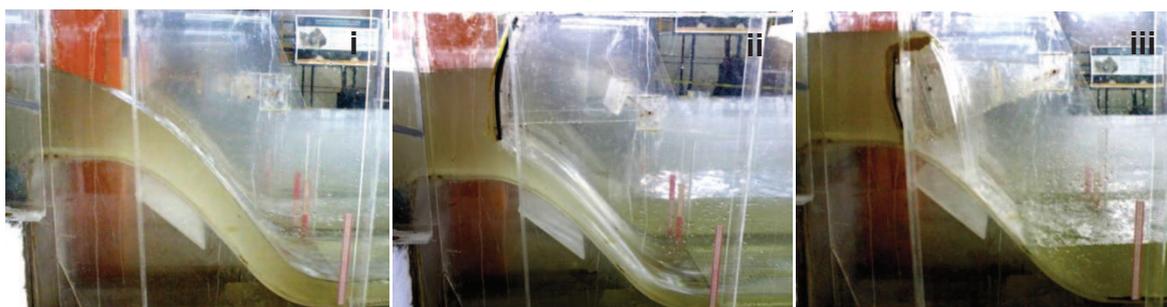
El coeficiente de descarga  $C_q = 0.73$ , se calcula despejando de la ecuación 6.12 que sugiere Castro para el cálculo del caudal específico de las clapetas radiales. El coeficiente de descarga  $C_d = 2.14$ , se calcula de la ecuación 6.12, pero según las sugerencias del USBR, asumiendo la descarga de un vertedero de cresta ancha. Se puede observar que los coeficientes son mayores a los máximos que se muestra en la teoría disponible, este incremento en la capacidad de descarga

puede deberse a la geometría de la cresta de la clapeta radial y de su paramento, formado por la compuerta radial; también se observa la aceleración del flujo sobre la clapeta y un comportamiento similar al de un vertedero con un paramento grande respecto a la carga de agua sobre la cresta ancha y redondeada que forma la clapeta radial abatida.

## 6.6 EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE LOS ESTANQUES DISIPADORES DE ENERGÍA

La Captación Pilatón dispone del azud móvil para evacuar los excesos de caudal que no son derivados por la estructura de toma y realizar eventuales operaciones de limpieza. La descarga libre de los tres vertederos o la descarga regulada por las tres compuertas y clapetas radiales, se introduce en los tres estanques disipadores de energía, los cuales tienen una solera horizontal y el umbral continuo en la salida, estos reciben la descarga desde el perfil estricto del vertedero mediante un enlace semicircular tangente al perfil estricto y tangente al inicio horizontal del disipador; en la fotografía 6.29 se muestra los tres tipos de ingreso al estanque disipador de la margen derecha.

**Fotografía 6.29:** Descarga libre por el vertedero V3 (i). Descarga bajo la compuerta C3 (ii). Descarga sobre la clapeta CL3 (iii).



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

Lombardi SA presenta el diseño de un estanque disipador con solera horizontal y salto positivo al final en forma de umbral continuo, la longitud del disipador alcanza  $L_{ed} = 27\text{m}$ , para un número de Froude inicial  $Fr_1 = 4.23$ , que caracteriza un resalto hidráulico oscilante en la evacuación del caudal individual máximo de diseño  $Q_i = 160 \text{ m}^3/\text{s}$ , con descarga libre por cada vertedero y para cada disipador, la carga de agua sobre la cresta del vertedero  $h_p = 5.00 \text{ m}$  y venciendo un desnivel

$z_0 = 8.00$  m desde la cresta del vertedero a la solera del disipador; con estas condiciones se descarga en conjunto un caudal  $Q_T = 480$  m<sup>3</sup>/s, el flujo que ingresa al disipador tiene las características de un flujo supercrítico y disipa el exceso de energía cinética mediante el resalto hidráulico generado en los estanques disipadores, estabilizando el flujo antes de ser entregado al canal enrocado, en el cual se regula desde aguas abajo un flujo subcrítico con un calado de agua aproximado a  $y_4 = 4.70$  m.

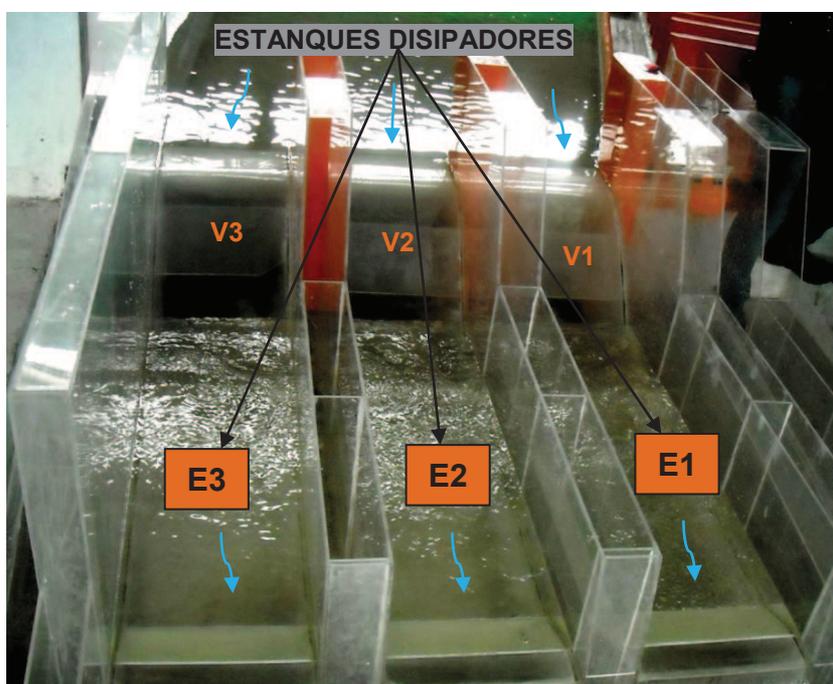
Durante las operaciones normales de la Captación Pilatón, las características del resalto hidráulico en los estanques disipadores dependen de los Escenarios de operación del azud móvil propuestos por Lombardi SA y de los Escenarios de operación propuestos en el Capítulo 3, este análisis es importante ya que evalúa las condiciones de aguas arriba que impone el azud móvil en el flujo supercrítico al ingreso del disipador y define las condiciones aguas abajo que impone el perfil natural del Río Pilatón en el flujo subcrítico del canal enrocado, el cual se ubica a la salida de los estanques disipadores.

En el presente análisis experimental se realizan los Ensayos respectivos para evaluar la disipación de energía en los Escenarios A, B, C, D y E que describen la operación normal del azud móvil mediante la apertura de compuertas o clapetas, según la propuesta de Lombardi SA para la regulación del exceso de caudales y para garantizar la derivación por la estructura de toma de 40 m<sup>3</sup>/s, manteniendo el nivel normal de operación en la cota 1105 msnm. Cabe destacar que para estos Escenarios de operación normal del azud móvil, Lombardi no presenta los respectivos niveles de agua en el canal enrocado, los cuales son regulados aguas abajo del canal de restitución, por las secciones naturales del Río Pilatón. También se presenta el Escenario F, para cuando la estructura de toma se cierra y se dejan pasar las avenidas de caudales extraordinarios de hasta 480 m<sup>3</sup>/s, este caudal corresponde al caudal máximo de diseño y para este caso Lombardi presenta un calado de agua en el inicio del canal enrocado igual a 4.70 m.

### 6.6.1 DESCRIPCIÓN DE LAS PRUEBAS EXPERIMENTALES PARA LA EVALUACIÓN DE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA

Los Escenarios de operación del azud móvil y la respectiva operación de la estructura de toma que propone Lombardi SA se detalla en el Capítulo 1, a continuación se presenta la planificación de los Ensayos experimentales para evaluar los Escenarios A, B, C, D, E y F, en el Modelo 1 de la Captación Pilatón; con este fin se prepara el modelo para recopilar información importante en el análisis experimental de la disipación de energía. En el cuadro 6.21 se presenta el plan de pruebas organizado para tres Ensayos diferentes, los cuales se diferencian por las características de operación de cada estructura hidráulica y las pruebas se identifican por los caudales máximos evacuados por cada estructura hacia los estanques disipadores; en la fotografía 6.30 se observa que los disipadores de energía adoptan la misma numeración de vertederos, compuertas y clapetas radiales, por lo tanto el estanque de la margen izquierda se denomina E1, el estanque central E2 y el estanque de la margen derecha E3.

**Fotografía 6.30:** Vista desde aguas debajo de los Estanques disipadores



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. "Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico". Quito. 2012.

**Cuadro 6.21:** Plan de Pruebas para los Ensayos X, Y y Z

ENSAYO	PRUEBA	TOMA	CAUDALES PROTOTIPO $Q_i$ MÁXIMOS DE OPERACIÓN [m <sup>3</sup> /s]											
			CLAPETAS			COMPUERTAS			VERTEDEROS			ESTANQUES		
			1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
X	1	Abierta 40 m <sup>3</sup> /s	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	2		21	21	21	-	-	-	-	-	-	21	21	21
Y	1	Abierta 40 m <sup>3</sup> /s	-	-	-	100	0	0	-	-	-	100	0	0
	2		-	-	-	100	0	100	-	-	-	100	0	100
	3		-	-	-	100	100	100	-	-	-	100	100	100
	4		-	-	-	100	0	50	-	-	-	100	0	50
Z	1	Cerrada	-	-	-	-	-	-	160	160	160	160	160	160

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

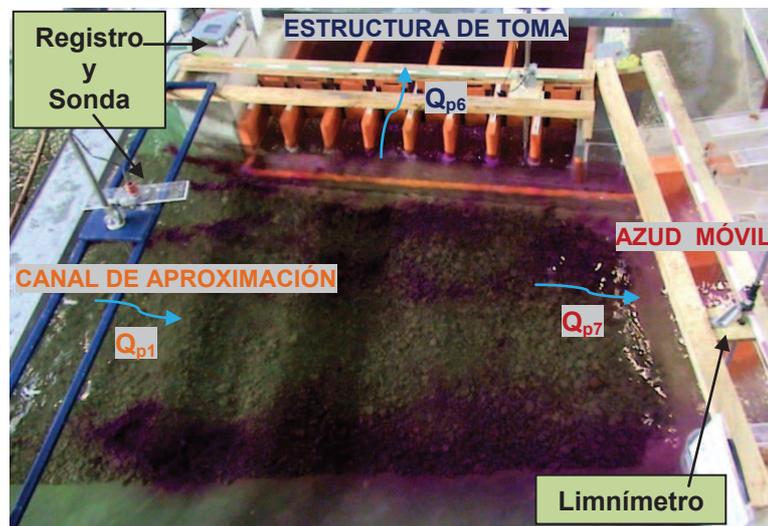
**Elaborado por:** Pablo Paredes

Los estanques disipadores funcionan de acuerdo a la operación del azud móvil, de este depende las características del flujo que ingresa al estanque, la salida de los estanques disipadores está influenciada por el flujo en el canal enrocado, en el modelo de este canal se dispone aguas abajo una clapeta recta abatible para regular el nivel de agua que corresponde al caudal total evacuado por el azud móvil, estos niveles no son presentados por Lombardi pero son calculados mediante el programa HEC-RAS, como se indica en el Capítulo 3, lo cual permite evaluar de mejor manera las características del resalto hidráulico en función del nivel de aguas abajo regulado por las secciones naturales del Río Pilatón; esto conduce a la realización de la Prueba 4 en el Ensayo Y, para evaluar la operación alternativa del azud móvil propuesta en el Capítulo 3, mediante los Escenarios G, H, I, J y K.

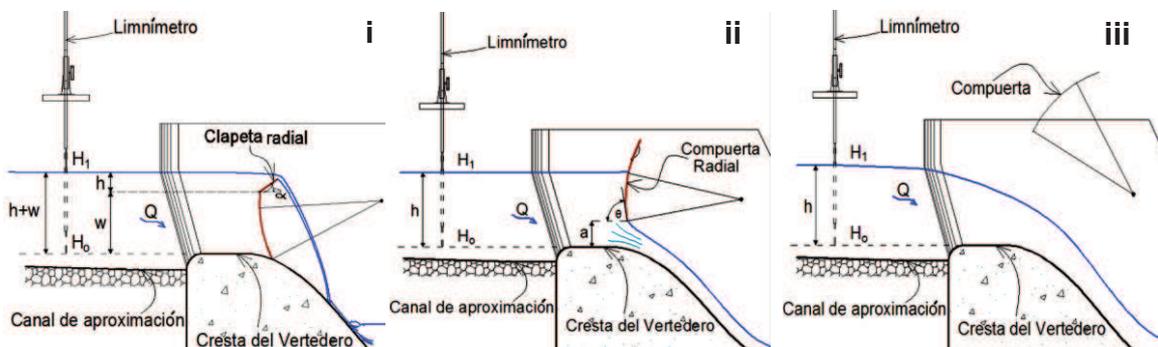
El aforo de caudales de ingreso y salida del Modelo 1 se realiza con los Vertederos triangulares 1, 6 y 7, los cuales definen el caudal total que ingresa por el canal de aproximación, el caudal derivado por la estructura de toma y el caudal evacuado por el azud móvil, respectivamente. En la fotografía 6.31 se presentan las principales estructuras hidráulicas con una vista superior desde la margen derecha del canal de aproximación, observándose en la margen izquierda la estructura de toma y aguas abajo el azud móvil.

La medición de calados de agua sobre el canal de aproximación aguas arriba del azud móvil, se muestra en la figura 6.10, donde se observa el limnímetro cuyo cero es la cresta del vertedero, también se registran calados mediante la sonda ultrasónica ubicada aguas arriba de la toma como se indica en la fotografía 6.31; estos instrumentos permiten, durante los Ensayos X y Y, establecer el nivel normal de operación de la toma en la cota prototipo 1105 msnm y para el Ensayo Z permiten la medición del calado de agua para la descarga libre y simultánea de los vertederos de excesos, cuando evacuan un caudal extraordinario y para el cual se cierra la toma.

**Fotografía 6.31:** Vista superior desde la margen derecha del canal de aproximación preparado para los Ensayos X, Y y Z.



**Figura 6.10:** Esquema general de mediciones en la descarga de excesos para los tres tipos de operación del azud móvil, Ensayo X (i). Ensayo Y (ii). Ensayo Z (iii).



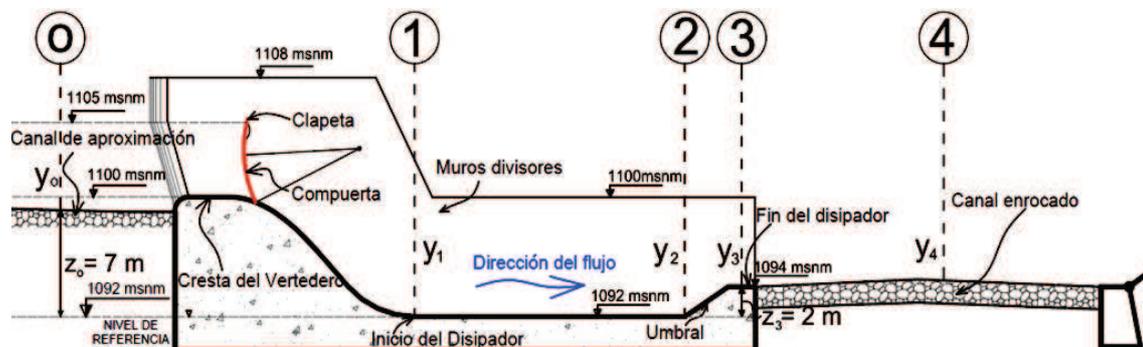
**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. "Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico". Quito. 2012.

**Elaborado por:** Pablo Paredes

Los caudales específicos evacuados por cada estructura de descarga son calculados con las ecuaciones experimentales 6.7, 6.10 y 6.11, para vertederos, compuertas y clapetas, respectivamente. Los caudales calculados son función de la carga de agua sobre la cresta del vertedero, de la apertura de la compuerta y del calado de agua sobre la cresta de las clapetas, la descarga total de estas estructuras es evaluada con el Vertedero triangular 7.

Para la evaluación del resalto hidráulico en los estanques disipadores se establecen secciones de control para la medición de calados, mediante el uso de cintas métricas ubicadas en los puntos estratégicos a lo largo del estanque disipador. La posición de estas secciones se identifican en la figura 6.11 y son definidas respecto al análisis teórico del resalto hidráulico desarrollado en el Capítulo 3, también se observa la ubicación de una sección de control en el canal enrocado y la cinta métrica correspondiente para determinar el calado de agua.

**Figura 6.11:** Esquema de secciones de control para la medición de calados en el análisis experimental del resalto hidráulico



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. "Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico". Quito. 2012.

**Elaborado por:** Pablo Paredes

En la figura 6.11 se definen las secciones para realizar las mediciones de los calados de agua que se presentan en los Ensayos X, Y y Z. La Sección 0 se ubica sobre el canal de aproximación aguas arriba del azud móvil, aquí se registran los calados de agua con la ayuda del limnómetro como se indica en la figura 6.10, la Sección 1 corresponde al inicio del estanque disipador, la Sección 2 corresponde al final de la solera horizontal del disipador donde inicia el umbral, la Sección 3 se ubica sobre el umbral de salida del disipador y la Sección 4 se dispone en el canal

enrocado. Los calados de agua medidos en cada sección de control se denominan como  $y_0$ ,  $y_1$ ,  $y_2$ ,  $y_3$ ,  $y_4$ .

Durante la evaluación experimental de la disipación de energía en los Ensayos X, Y y Z se requiere la medición y observación de los principales parámetros y características que permiten realizar un análisis del resalto hidráulico, el cual se produce en los estanques disipadores y depende del flujo de ingreso y de las características del flujo de salida en el canal enrocado para determinar la eficiencia y características del resalto hidráulico respecto a la disipación de energía y a la entrega de un flujo controlado que no causa problemas en la estabilidad de las estructuras hidráulicas o modificaciones en el cauce natural del río. Los principales parámetros medidos y observados son:

- Aforo del caudal de ingreso y de los caudales de salida del Modelo 1.
- Nivel de agua en el canal de aproximación, aguas arriba del azud móvil.
- Calado de agua sobre la cresta de las clapetas radiales, Ensayo X
- Apertura de compuerta radial, Ensayo Y
- Calado de agua sobre la cresta del vertedero, Ensayo Z
- Caudal específico de cada estructura de descarga.
- Calados de agua en el disipador  $y_1$ ,  $y_2$ ,  $y_3$ .
- Calado de agua en el canal enrocado  $y_4$ .
- Características del flujo de ingreso y salida de los estanques disipadores
- Características del resalto hidráulico
- Características del flujo en el canal enrocado

### **6.6.2 ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN EL ENSAYO X**

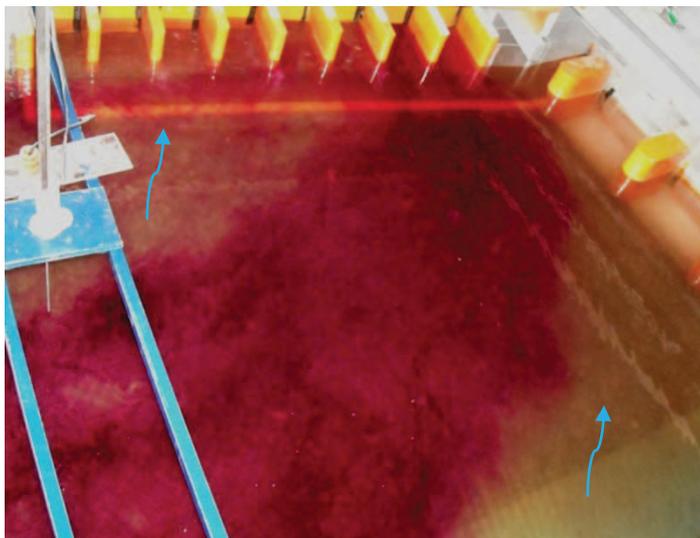
En este ensayo experimental se simulan las operaciones iniciales con bajos caudales de ingreso al Modelo 1 de la Captación Pilatón, de tal manera que para la Prueba 1 el azud móvil permanece cerrado para derivar por la toma todo el caudal que ingresa por el canal de aproximación, la Prueba 2 corresponde al escenario de caudal que ingresa por el canal de aproximación y supera la capacidad máxima de la toma, por lo que se requiere regular el nivel normal de operación mediante el abatimiento de las clapetas radiales para la descarga libre

de los excesos, a través de un flujo superior que desciende e impacta en el perfil del vertedero para luego introducirse en los estanques disipadores, los cuales tienen un nivel mínimo de inundación que alcanza la cresta del umbral.

#### 6.6.2.1 Ensayo X, Prueba 1

Para esta prueba el azud móvil permanece cerrado completamente y el caudal que ingresa por el canal de aproximación es derivado completamente por la estructura de toma; para este Escenario ninguna de las estructuras de descarga funciona, pero los estanques se encuentran inundados con un nivel mínimo provocado por el caudal ecológico, el cual es descargado por la escalera de peces, aguas abajo en el canal enrocado. La fotografía 6.32 presenta un vista desde la margen derecha del canal de aproximación, donde se observa el caudal ingresando hacia la estructura de toma, notándose la curvatura del flujo marcada por el trazador o colorante.

**Fotografía 6.32:** Derivación de caudal por la toma, Ensayo X, Prueba 1



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “*Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico*”. Quito. 2012.

En el cuadro 6.22 se presentan los datos recopilados en el Modelo 1 para definir el caudal que deriva la toma y el calado sobre el canal de aproximación, aguas arriba del azud móvil, no se realiza un análisis de la disipación de energía debido a que no se presentan excesos. La variación en el aforo de caudales de ingreso y

salida del Modelo 1 es mínima, entre el vertedero 1 y 6 se presenta una variación  $\Delta Q = 1.7\%$ , la cual es relativamente alta debido al análisis de bajos caudales

**Cuadro 6.22:** Aforo de caudales y niveles de operación, Ensayo X, Prueba 1

AFORO DE CAUDALES						
Vertedero	H <sub>o</sub>	H <sub>1</sub>	h	Q <sub>m</sub>	Q <sub>p</sub>	Caudal prototipo por estructura
	[cm]	[cm]	[m]	[lt/s]	[m <sup>3</sup> /s]	
1	3.30	17.91	0.146	13.01	40.64	Canal de aproximación
6	20.22	34.93	0.147	13.22	41.32	Estructura de Toma
7	19.23	19.23	0.000	0.00	0.00	Azud móvil
NIVELES DE OPERACIÓN						
Instrumento	H <sub>o</sub>	H <sub>1</sub>	h <sub>m</sub>	h <sub>p</sub>	NIVEL	Nivel prototipo por estructura
	[cm]	[cm]	[m]	[m]	[msnm]	
Sonda	60.33	40.15	0.202	5.05	1105.05	Canal de aproximación
Limnómetro	1.06	21.43	0.204	5.09	1105.09	Estructura de Toma
Limnómetro	2.56	22.61	0.201	5.01	1105.01	Azud móvil

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “*Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico*”. Quito. 2012.

**Elaborado por:** Pablo Paredes

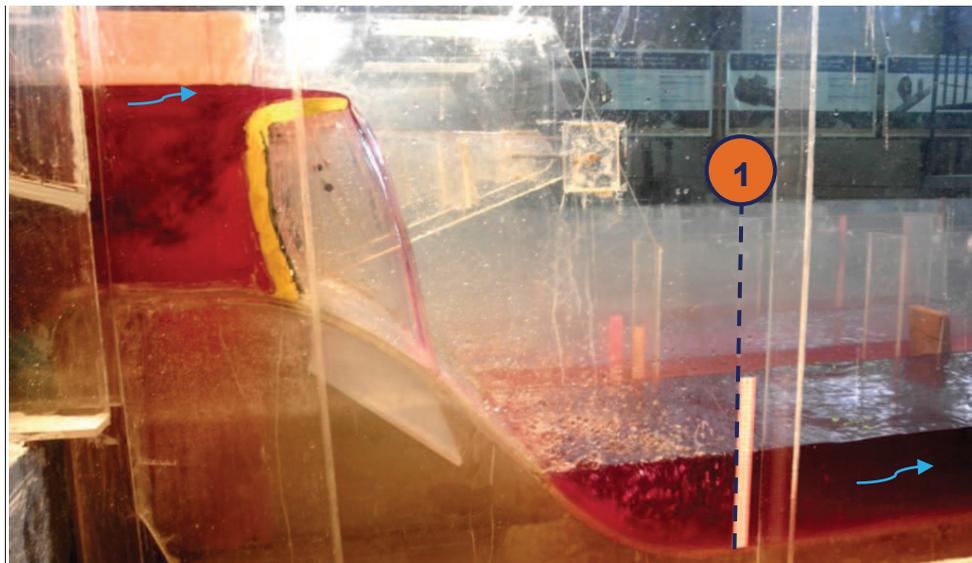
Se asume como válido el caudal aforado con el vertedero 1 para evaluar el caudal derivado por la estructura de toma  $Q_p = 40.64 \text{ m}^3/\text{s}$ . El nivel de operación se mantiene en la cota 1105.01 msnm frente al azud móvil y se obtienen lecturas de un calado ligeramente mayor sobre el canal de aproximación aguas arriba del azud móvil y frente a la estructura de toma.

### 6.6.2.2 Ensayo X, Prueba 2

En esta prueba por el canal de aproximación ingresa más de  $40 \text{ m}^3/\text{s}$ , el azud móvil inicia su operación con el abatimiento de clapetas para evacuar el exceso de caudal que no es derivado por la toma, regulando el nivel de operación en la cota 1105 msnm. Las clapetas se abaten simultáneamente y descargan el mismo caudal, este impacta en el perfil del vertedero y aguas abajo se introduce en un estanque con flujo subcrítico regulado desde aguas abajo por el nivel del canal enrocado, en este canal se instala el calado de agua calculado con el programa HEC-RAS para el caudal evaluado experimentalmente. En la fotografía 6.33 se observa el perfil de la descarga de las clapetas y la introducción del flujo en el estanque disipador, se puede observar que la zona de remolinos apenas alcanza

el inicio de la solera horizontal del estanque disipador. El cuadro 6.23 presenta el aforo de caudales y los niveles de operación registrados para el Ensayo X, Prueba 2.

**Fotografía 6.33:** Perfil de la descarga de la clapeta CL3 al estanque E3, Ensayo X, Prueba 2.



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

**Cuadro 6.23:** Aforo de caudales y niveles de operación, Ensayo X, Prueba 2

AFORO DE CAUDALES						
Vertedero	H <sub>o</sub>	H <sub>1</sub>	h	Q <sub>m</sub>	Q <sub>p</sub>	Caudal prototipo por estructura
	[cm]	[cm]	[m]	[lt/s]	[m <sup>3</sup> /s]	
1	3.30	20.08	0.168	18.17	56.77	Canal de aproximación
6	20.22	34.89	0.147	13.13	41.05	Estructura de Toma
7	19.23	29.21	0.100	5.18	16.20	Azud móvil
NIVELES DE OPERACIÓN						
Instrumento	H <sub>o</sub>	H <sub>1</sub>	h <sub>m</sub>	h <sub>p</sub>	NIVEL	Nivel prototipo por estructura
	[cm]	[cm]	[m]	[m]	[msnm]	
Sonda	60.33	39.56	0.2077	5.19	1105.19	Canal de aproximación
Limnómetro	1.06	21.86	0.208	5.20	1105.20	Estructura de Toma
Limnómetro	2.56	23.11	0.206	5.14	1105.14	Azud móvil
CARGA DE AGUA Y CAUDAL INDIVIDUAL						
Instrumento	H <sub>o</sub>	H <sub>c</sub>	h <sub>cm</sub>	h <sub>cp</sub>	Q <sub>i</sub>	Caudal prototipo por clapeta radial
	[cm]	[cm]	[m]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]	
Limnómetro	2.56	4.31	0.018	0.438	5.47	Clapeta C1, C2 y C3

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

**Elaborado por:** Pablo Paredes

El flujo supercrítico de la descarga de las clapetas disipa su energía desde el impacto y escurrimiento en el perfil del vertedero, luego se introduce en un estanque disipador muy eficiente, que sumerge completamente el chorro para definir un resalto hidráulico sumergido de corta longitud. El cuadro 6.24 presenta las mediciones de los calados de agua registrados en los están estanques disipadores en las secciones 1, 2 y 3, para el canal enrocado se presenta el registro del calado en la sección 4.

**Cuadro 6.24:** Calados en las secciones de medición, Ensayo X, Prueba 2

SECCIÓN DE ANÁLISIS		APROXIMACIÓN AZUD MÓVIL	ESTANQUE DISIPADOR			CANAL ENROCADO
CALADOS		$y_0$	$y_1$	$y_2$	$y_3$	$y_4$
Modelo	[cm]	24.55	11.20	11.50	3.49	3.63
Prototipo	[m]	6.14	2.80	2.88	0.87	0.91
Nivel	[msnm]	1105.14	1094.80	1094.88	1094.87	1094.91

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “*Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico*”. Quito. 2012.

**Elaborado por:** Pablo Paredes

El aforo del caudal de ingreso y la suma de los caudales aforados en la salida del Modelo 1, presentan una ligera variación  $\Delta Q = 0.8\%$ , la estructura de toma deriva  $41.05 \text{ m}^3/\text{s}$  con un nivel de operación en la cota  $1105.14 \text{ msnm}$  aguas arriba del azud móvil, el cual regula el nivel mediante la descarga simultánea a través de las tres clapetas radiales de un caudal total de  $16.20 \text{ m}^3/\text{s}$  con una carga de agua sobre la cresta de la clapeta igual a  $0.44 \text{ m}$ . La lámina vertiente descargada por las clapetas radiales impacta en el perfil del vertedero y se introduce en un estanque disipador que presenta un flujo subcrítico de baja velocidad con calados  $y_1, y_2, y_3$ , los cuales son regulados desde aguas abajo por la clapeta del canal enrocado. El cálculo del calado  $y_4 = 0.94 \text{ m}$  se realiza a través del programa HEC-RAS para un caudal  $Q_T = 16.20 \text{ m}^3/\text{s}$  descargado por el canal enrocado y restituidos al Río Pilatón, experimentalmente se establece un calado prototipo  $y_4 = 0.91 \text{ m}$ .

En el cuadro 6.25 se presentan las características prototipo de la disipación de energía durante la descarga de las clapetas radiales en el Ensayo X, Prueba 2. El caudal total corresponde al descargado por el azud móvil y el caudal individual es

el descargado por cada clapeta, el cual ingresa en cada estanque dissipador y aguas abajo es descargado al canal enrocado.

**Cuadro 6.25:** Características de la dissipación de energía, Ensayo X, Prueba 2.

MAGNITUD			SECCIÓN DE ANÁLISIS				
			CANAL DE APROXIMACIÓN	INICIO DEL DISIPADOR	ANTES DEL UMBRAL	FIN DEL DISIPADOR	CANAL ENROCADO
UNIDAD			0	1	2	3	4
DESCRIPCIÓN			Caudal total	Caudal individual			Caudal total
Caudal	<b>Q</b>	[m <sup>3</sup> /s]	16.20	5.40	5.40	5.40	16.20
Ancho de base	<b>B</b>	[m]	32.10	8.20	8.20	8.20	34.6
Caudal unitario	<b>q</b>	[m <sup>2</sup> /s]	0.50	0.66	0.66	0.66	0.47
Referencia 1092 msnm	<b>z</b>	[m]	7.00	0.00	0.00	2.00	2.00
Calado	<b>y</b>	[m]	6.14	2.80	2.88	0.87	0.91
Velocidad	<b>V</b>	[m/s]	0.08	0.24	0.23	0.75	0.52
Froude	<b>Fr</b>	[-]	0.01	0.04	0.04	0.26	0.17
Carga Total	<b>H</b>	[m]	13.14	2.80	2.88	2.90	2.92
Energía Específica	<b>E</b>	[m]	6.14	2.80	2.88	0.90	0.92
Pérdida de Energía	<b>h<sub>s</sub></b>	[m]	-	-	-	10.09	-
Eficiencia Disipador	<b>h<sub>s</sub>/H<sub>o</sub></b>	[%]	-	-	-	77.9%	-
Longitud estanque	<b>L<sub>ed</sub></b>	[m]	Lombardi SA	27.00			Longitud 26.50 m
Longitud resalto	<b>L<sub>RH</sub></b>	[m]	Experimental	5.39			

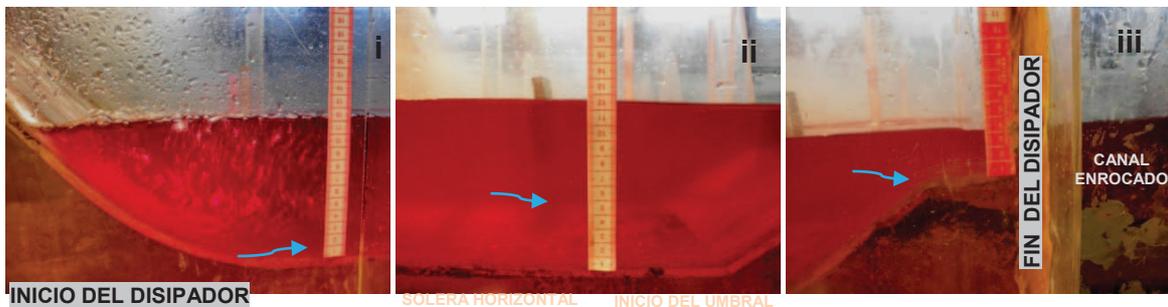
**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. "Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico". Quito. 2012.

**Elaborado por:** Pablo Paredes

La dissipación de energía para la descarga de clapetas es muy efectiva, alcanzando un porcentaje aproximado al 78% cuando el flujo sale del dissipador. Cabe destacar que la mayor cantidad de energía es disipada en el impacto del chorro contra el vertedero y la posterior introducción en el estanque dissipador generándose un resalto totalmente sumergido. En la fotografía 6.34 se presenta el registro de los calados de agua en las secciones de medición del estanque dissipador E3. En la fotografía 6.35 se presenta una vista superior de los estanques dissipadores donde se observa una ligera perturbación, en una longitud muy corta, debido al ingreso del chorro supercrítico en el estanque dissipador, pero inmediatamente aguas abajo el flujo en el estanque es muy estable y tiene una velocidad muy baja, incluso en la aceleración del flujo sobre el umbral de salida

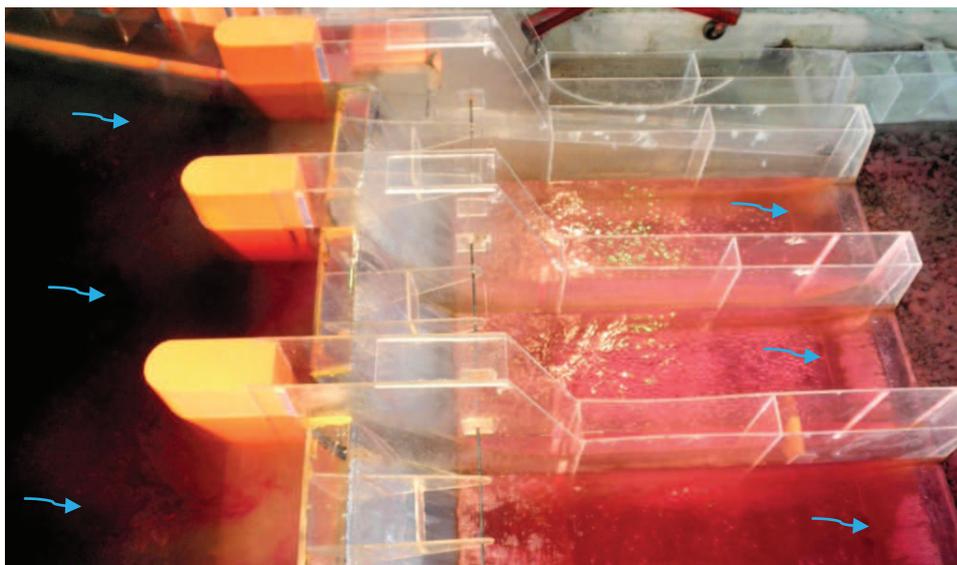
hacia al canal enrocado, garantizando la estabilidad del material granular dispuesto en la solera.

**Fotografía 6.34:** Registro de calados en el dissipador E3, Sección 1 (i). Sección 2 (ii). Sección 3 (iii). Ensayo X, Prueba 2.



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

**Fotografía 6.35:** Vista superior desde la margen derecha de la dissipación de energía en la descarga de clapetas, Ensayo X, Prueba 2.



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

Experimentalmente se determina que, para la descarga de las clapetas radiales, la dissipación de energía en los estanques E1, E2 y E3 es muy eficiente, debido a los bajos caudales que son descargados y al impacto contra el perfil del vertedero, también influye de manera significativa la formación de un estanque amortiguador regulado por las condiciones naturales aguas abajo del Río Pilatón.

### 6.6.3 ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN EL ENSAYO Y

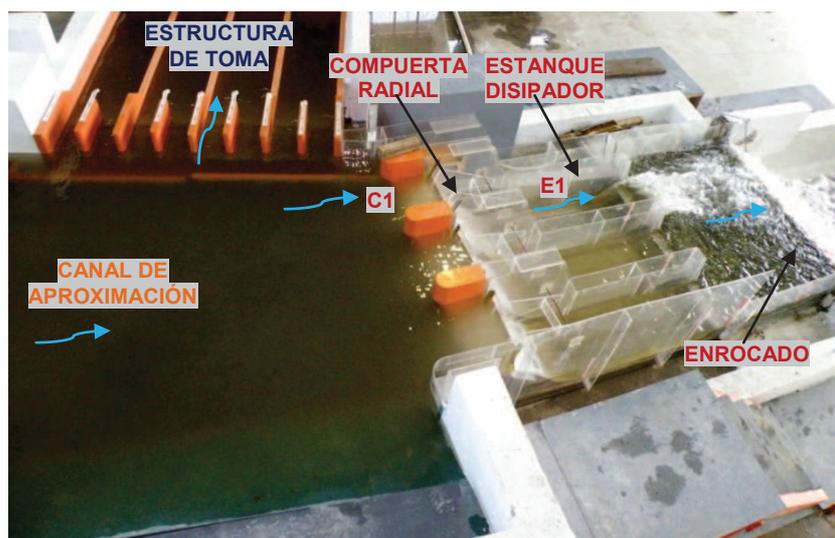
Para las pruebas de este ensayo experimental se asume que la capacidad de descarga en conjunto de las clapetas radiales ha sido superada, por lo que se requiere evacuar por el azud móvil un exceso de caudal mayor a  $63 \text{ m}^3/\text{s}$ , esto se realiza mediante la apertura ordenada de las compuertas radiales. Según los Escenarios de operación del azud móvil presentados por Lombardi, se planifica y evalúa el Ensayo Y en el Modelo 1, el cual es preparado para las Pruebas 1, 2 y 3, en las cuales la estructura de toma permanece completamente abierta derivando el caudal máximo igual a  $40 \text{ m}^3/\text{s}$ , con un nivel normal de operación en la cota 1105 msnm regulado por la descarga de los excesos de caudal a través del azud móvil con la apertura ordenada de las compuertas radiales C1, C2 y C3. Inicialmente para; con el incremento de los excesos de caudal para la Prueba 2 se opera la compuerta C3 ampliando su apertura hasta alcanzar su máxima capacidad; y, finalmente para la Prueba 3 se opera de la misma manera la compuerta C2, en total las compuertas descargan en conjunto un caudal máximo  $Q_T = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ . Para la evaluación de la disipación de energía en las Pruebas 1, 2 y 3 del Ensayo Y, se planifica la descarga máxima de las compuertas radiales, la cual corresponde al caudal máximo individual  $Q_i = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ , descargado con una apertura  $a_p = 1.80 \text{ m}$ . La adecuada operación del azud m

La descarga individual bajo cada compuerta radial genera un flujo supercrítico que adopta la forma del perfil del vertedero de cimacio, el flujo escurre por el perfil hasta el ingreso a cada estanque disipador de solera horizontal, al final dispone de un salto positivo en forma de umbral continuo que eleva la solera para la descarga del flujo al mismo nivel de la solera del canal enrocado. Las características del resalto hidráulico dependen de las condiciones de aguas arriba que impone la operación de cada compuerta radial, definiendo el flujo supercrítico que ingresa a cada estanque disipador, la posición del resalto hidráulico depende de las condiciones del flujo subcrítico en el canal enrocado, el cual es regulado desde aguas abajo por una clapeta rectangular. Esto se realiza para simular las condiciones naturales del flujo para cada caudal y el remanso provocado desde aguas abajo por las secciones naturales del Río Pilatón.

### 6.6.3.1 Ensayo Y, Prueba 1

Para la operación del azud móvil durante el Escenario C, propuesto por Lombardi, se realiza la descarga individual bajo la compuerta radial C1, la cual inicia su operación con un exceso de caudal  $Q_i = 64 \text{ m}^3/\text{s}$  y con una apertura  $a_p = 1.0 \text{ m}$ , su operación está limitada a la descarga de un caudal máximo  $Q_i = 100 \text{ m}^3/\text{s}$  con una apertura máxima  $a_p = 1.80 \text{ m}$ . En esta prueba se evalúa la disipación de energía para la descarga máxima de la compuerta radial C1, y se instala en el canal enrocado el calado de agua calculado con el programa HEC-RAS correspondiente al caudal evacuado por el azud móvil. En la fotografía 6.36 se presenta una vista superior, desde la margen derecha del canal de aproximación, de las principales estructuras hidráulicas del Modelo 1 de la Captación Pilatón, las cuales funcionan bajo las condiciones del Ensayo Y, Prueba 1.

**Fotografía 6.36:** Vista superior de la Captación Pilatón, Ensayo Y, Prueba 1



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “*Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico*”. Quito. 2012.

En la fotografía 6.36 se muestra el ingreso de un caudal prototipo de  $137.28 \text{ m}^3/\text{s}$  por el canal de aproximación, la operación normal de la estructura de toma derivando  $40.91 \text{ m}^3/\text{s}$  y la regulación del exceso de caudal igual a  $97.69 \text{ m}^3/\text{s}$  descargado por la compuerta C1 hacia el estanque disipador E1, este exceso es evacuado por el canal enrocado. El cuadro 6.23 presenta el aforo del caudal de ingreso y el aforo de los caudales de salida del Modelo 1 mediante los vertederos triangulares 1, 6 y 7, el balance difiere  $\Delta Q = 1\%$ , error mínimo sin incidencia en los

resultados; también se registran los niveles de agua en el canal de aproximación con el uso de limnímetros y la sonda ultrasónica. Para esta prueba el caudal descargado por la compuerta C1 corresponde al caudal total descargado por el azud móvil, el cual es aforado con el vertedero triangular 7, en el cuadro 6.26 se presenta la apertura de la compuerta C1 y el caudal individual  $Q_i = 98.33 \text{ m}^3/\text{s}$  calculado con la ecuación 6.10, obtenida experimentalmente, existe una variación  $\Delta Q = 0.7\%$  respecto al aforo del caudal a través del vertedero triangular 7.

**Cuadro 6.26:** Aforo de caudales, niveles de operación y apertura de compuerta C1 para el Ensayo Y, Prueba 1

AFORO DE CAUDALES						
Vertedero	$H_o$	$H_1$	$h$	$Q_m$	$Q_p$	Caudal prototipo por estructura
	[cm]	[cm]	[m]	[lt/s]	[m <sup>3</sup> /s]	
1	3.30	27.49	0.242	43.93	137.28	Canal de aproximación
6	20.22	34.87	0.147	13.09	40.91	Estructura de Toma
7	19.23	40.24	0.210	31.26	97.69	Azud móvil
NIVELES DE OPERACIÓN						
Instrumento	$H_o$	$H_1$	$h_m$	$h_p$	NIVEL	Nivel prototipo por estructura
	[cm]	[cm]	[m]	[m]	[msnm]	
Sonda	60.33	39.89	0.204	5.11	1105.11	Canal de aproximación
Limnómetro	1.06	21.55	0.205	5.12	1105.12	Estructura de Toma
Limnómetro	2.56	22.93	0.204	5.09	1105.09	Azud móvil
APERTURA Y CAUDAL INDIVIDUAL						
Instrumento	$H_o$	$H_a$	$a_m$	$a_p$	$Q_i$	Caudal prototipo por compuerta radial
	[cm]	[cm]	[m]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]	
Limnómetro	2.56	9.61	0.071	1.763	98.33	Compuerta C1

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “*Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico*”. Quito. 2012.

**Elaborado por:** Pablo Paredes

El cuadro 6.27 presenta los calados de agua medidos en las secciones 1, 2 y 3 del estanque disipador E1, también se presenta el calado de agua medido en la sección 4 del canal enrocado. Se observa claramente que el nivel regulado en el canal enrocado no es suficiente para confinar al resalto hidráulico en los estanques disipadores, el flujo supercrítico avanza sin control sobre la solera horizontal del estanque y al llegar al umbral de salida se proyecta como un chorro que cae en el inicio del canal enrocado provocando una remoción intensa del material granular dispuesto al pie del estanque disipador E1; el resalto hidráulico

se rechaza y el flujo supercrítico de alta velocidad avanza por el dissipador sin aparente pérdida de energía cinética, el nivel aguas abajo no compensa el impulso que posee el flujo descargado por la compuerta radial C1, esto provoca un chorro de alta velocidad que se impulsa en el umbral e impacta en el canal enrocado socavando la solera al pie de la salida de los dissipadores.

**Cuadro 6.27:** Calados en las secciones de medición, Ensayo Y, Prueba 1

SECCIÓN DE ANÁLISIS		APROXIMACIÓN	ESTANQUE DISIPADOR			CANAL ENROCADO
CALADOS		$y_0$	$y_1$	$y_2$	$y_3$	$y_4$
Modelo	[cm]	24.37	3.87	3.14	8.89	4.50
Prototipo	[m]	6.09	0.97	0.79	2.22	1.13
Nivel	[msnm]	1105.09	1092.97	1092.79	1096.22	1095.13

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. *“Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”*. Quito. 2012.

**Elaborado por:** Pablo Paredes

El cuadro 6.28 presenta los principales cálculos prototipo resultado del análisis experimental y del registro de los calados de agua medidos en las secciones de control, los cuales indican un resalto rechazado hacia aguas abajo. Se destaca que la medición del calado  $y_1$  en el estanque E1 es complicada, por lo que se puede cometer errores en la medición, se prefiere tomar en cuenta el calado medido en la sección 2 que presenta gran similitud con el calado contraído calculado teóricamente. La disipación de energía hasta la sección 2 del estanque es menor al 5%, lo cual indica un mal funcionamiento de los dissipadores, el flujo supercrítico se impulsa sobre el umbral e impacta a la salida del estanque, socavando la solera enrocada del canal lo cual es peligroso e inaceptable, el alto porcentaje de disipación en la sección 3 se debe al salto del chorro supercrítico sobre el umbral.

En la fotografía 6.37 se observa las características del flujo supercrítico que atraviesa el estanque dissipador E1 debido a la descarga máxima de la compuerta radial C1 durante el Ensayo Y, Prueba 1.

**Cuadro 6.28:** Características de la dissipación de energía, Ensayo Y, Prueba 1

MAGNITUD			SECCIÓN DE ANÁLISIS				
			CANAL DE APROXIMACIÓN	INICIO DEL DISIPADOR	ANTES DEL UMBRAL	FIN DEL DISIPADOR	CANAL ENROCADO
			0	1	2	3	4
DESCRIPCIÓN			Caudal total	Caudal individual			Caudal total
Caudal	<b>Q</b>	[m <sup>3</sup> /s]	97.69	97.69	97.69	97.69	97.69
Ancho de base	<b>B</b>	[m]	32.10	8.20	8.20	8.20	34.60
Caudal unitario	<b>q</b>	[m <sup>2</sup> /s]	3.04	11.91	11.91	11.91	2.82
Referencia 1092 msnm	<b>z</b>	[m]	7.00	0.00	0.00	2.00	2.00
Calado	<b>y</b>	[m]	6.09	0.97	0.79	2.22	1.13
Velocidad	<b>V</b>	[m/s]	0.50	12.31	15.18	5.36	2.51
Froude	<b>Fr</b>	[-]	0.06	4.00	5.47	1.15	0.76
Carga Total	<b>H</b>	[m]	13.11	8.70	12.52	5.69	3.45
Energía Específica	<b>E</b>	[m]	6.11	8.70	12.52	3.69	1.45
Pérdida de Energía	<b>h<sub>s</sub>, h<sub>r</sub></b>	[m]	-	4.41	0.58	6.84	-
Pérdida en Vertedero	<b>h<sub>r</sub>/H<sub>o</sub></b>	[m]	-	33.7%	-	-	-
Eficiencia del Resalto	<b>h<sub>s</sub>/H<sub>1</sub></b>	[%]	-	-	4.4%	54.6%	-
Longitud estanque	<b>L<sub>ed</sub></b>	[m]	Lombardi SA	27.00			Longitud 26.50 m
Longitud resalto	<b>L<sub>RH</sub></b>	[m]	Experimental	No definida, Resalto rechazado			

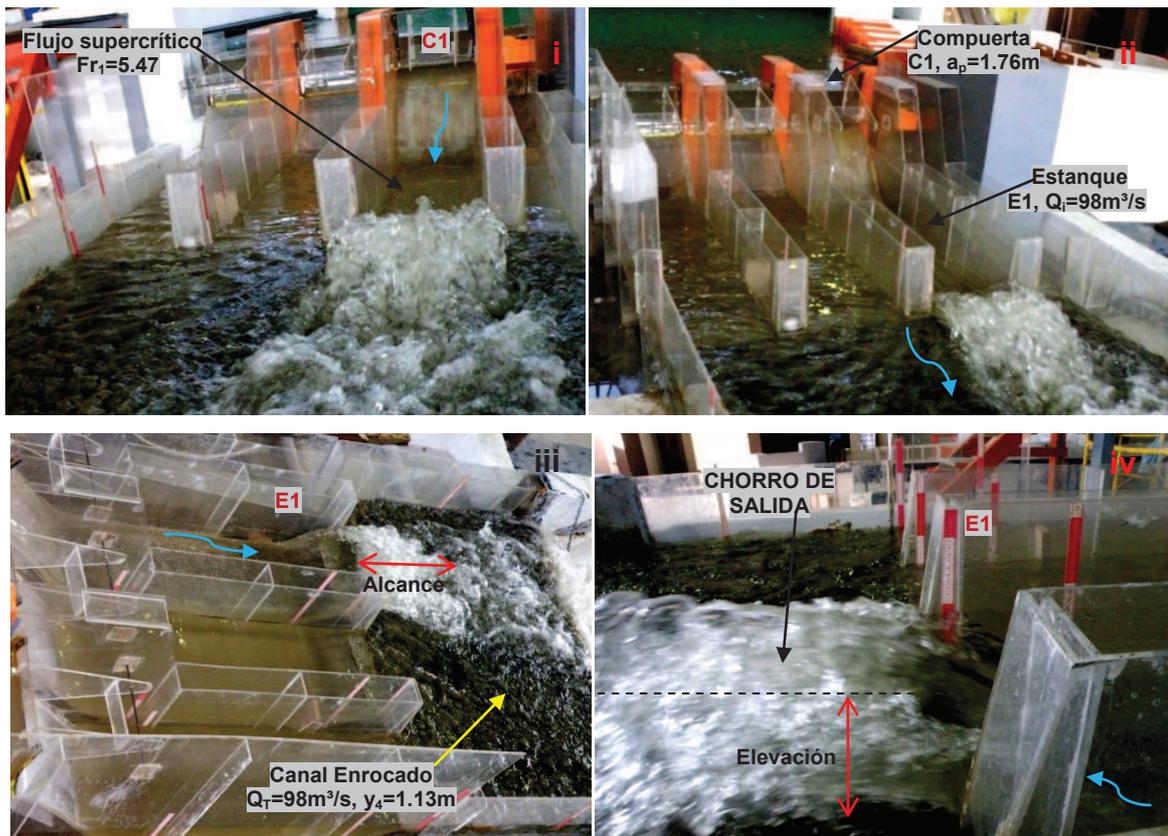
**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

**Elaborado por:** Pablo Paredes

De los resultados y observaciones experimentales, la descarga del caudal prototipo  $Q_{i1} \approx 98 \text{ m}^3/\text{s}$  que ingresa al estanque disipador E1, se realiza por la compuerta C1 con una apertura  $a_{p1} = 1.76 \text{ m}$ , esto provoca el ingreso de un flujo supercrítico al disipador caracterizado por un número de Froude  $Fr_1 = 5.47$ , una velocidad prototipo  $V_1 \approx 15 \text{ m/s}$  y un calado prototipo  $y_1 = 0.79 \text{ m}$ . El resalto hidráulico no se estabiliza y el flujo supercrítico se desplaza hacia aguas abajo, esto se debe a las características que presenta el flujo en el canal enrocado con un calado  $y_4 = 1.13 \text{ m}$ . Estas condiciones no son suficientes para contener el resalto hidráulico que provoca la descarga máxima de la compuerta C1, ya que al menos se necesita un calado  $y_3 = y_4 = 3.15 \text{ m}$  en el canal enrocado para equilibrar el momentum del flujo supercrítico y provocar un resalto hidráulico normal en los estanques disipadores controlados a la salida por el salto positivo en forma de

umbral continuo. Para este caso el mal funcionamiento del dissipador se evidencia en el chorro de alta velocidad impulsado por el umbral continuo, registrando alturas  $y_3 = 2.22$  m, este chorro alcanza una longitud aproximada de 13 m, es decir hasta la primera mitad de la longitud del canal enrocado

**Fotografía 6.37:** Vista frontal desde aguas abajo (i). Vista lateral derecha desde aguas abajo (ii). Vista lateral derecha de estanques (iii). Vista lateral izquierda del umbral de salida en el estanque E1 (iv). Ensayo Y, Prueba 1.



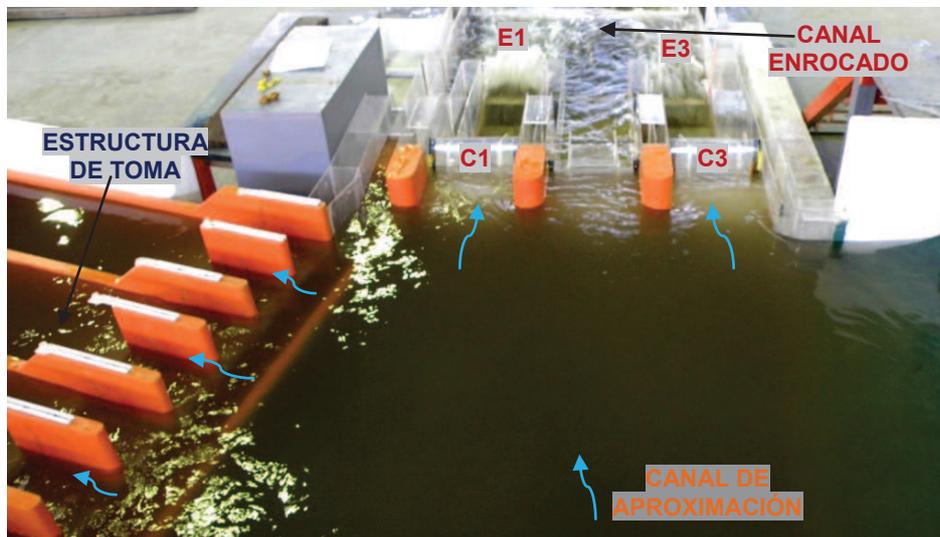
**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

#### 6.6.3.2 Ensayo Y, Prueba 2

Esta prueba está basada en el Escenario D de operación del azud móvil, sugerido por Lombardi, el cual especifica la apertura de la compuerta C3, ya que la compuerta C1 alcanza su máxima capacidad de descarga  $Q_{i1} = 100$  m<sup>3</sup>/s, con esto la compuerta C3 inicia su operación desde la apertura cero hasta su apertura máxima  $a_{p3} = 1.80$  m con la cual descarga  $Q_{i3} = 100$  m<sup>3</sup>/s. En total por el azud móvil se evacúa hasta  $Q_T = 200$  m<sup>3</sup>/s, regulando el nivel normal de operación en la cota

1105 msnm y derivando por la toma hasta  $40 \text{ m}^3/\text{s}$ , el máximo caudal total que ingresa por el canal de aproximación es  $Q_p = 240 \text{ m}^3/\text{s}$ , superado este caudal inicia el Escenario E, con la apertura de la compuerta C2. El análisis de la disipación de energía en esta prueba evalúa la descarga máxima  $Q_i$  de las compuertas C1 y C3 en los estanques disipadores E1 y E3 respectivamente. En el canal enrocado se regula un calado de agua  $y_4$  calculado con el programa HEC-RAS para el caudal  $Q_T$ . La fotografía 6.38 muestra una vista desde aguas arriba del canal de aproximación, de las principales estructuras hidráulicas del Modelo 1 de la Captación Pilatón funcionando según lo establecido para el Ensayo Y, Prueba 2.

**Fotografía 6.38:** Vista desde aguas arriba Captación Pilatón, Ensayo Y, Prueba 2



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

El cuadro 6.29 presenta los resultados del aforo de caudales de ingreso y salida del Modelo 1, se muestra los registros de niveles sobre el canal de aproximación y la medición de aperturas con la ayuda de limnímetros y la sonda ultrasónica. El caudal de ingreso por el canal de aproximación es  $Q_{p1} = 229.15 \text{ m}^3/\text{s}$ , el caudal derivado por la toma  $Q_{p6} = 40.64 \text{ m}^3/\text{s}$  y el caudal total evacuado por el azud móvil  $Q_{p7} = 190.73 \text{ m}^3/\text{s}$ , regulando el nivel de operación en la cota 1105.06 msnm, mediante la descarga de los excesos de caudal a través de las compuertas C1 y C3 que descargan  $Q_{i1} = 100.88 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $Q_{i3} = 91.57 \text{ m}^3/\text{s}$ , respectivamente. La variación  $\Delta Q = 1\%$  se presenta entre el caudal que ingresa y la sumatoria de los caudales de salida del Modelo 1, también se calcula la variación  $\Delta Q = 0.9\%$  entre

el caudal total descargado por el azud móvil aforado con el vertedero 7 y la sumatoria de los caudales calculados para cada compuerta con la ecuación 6.10 en función de cada apertura. El cuadro 6.30 presenta la medición de los calados de agua en las secciones de control de los estanques disipadores E1 y E3, también se presentan los calados de agua en la sección de control del canal enrocado.

**Cuadro 6.29:** Aforo de caudales, niveles de operación y apertura de compuertas C1 y C3 para el Ensayo Y, Prueba 2.

AFORO DE CAUDALES						
Vertedero	H <sub>o</sub>	H <sub>1</sub>	h	Q <sub>m</sub>	Q <sub>p</sub>	Caudal prototipo por estructura
	[cm]	[cm]	[m]	[lt/s]	[m <sup>3</sup> /s]	
1	3.30	33.21	0.299	73.33	229.15	Canal de aproximación
6	20.22	34.83	0.146	13.01	40.64	Estructura de Toma
7	19.23	46.95	0.277	61.03	190.73	Azud móvil
NIVELES DE OPERACIÓN						
Instrumento	H <sub>o</sub>	H <sub>1</sub>	h <sub>m</sub>	h <sub>p</sub>	NIVEL	Nivel prototipo por estructura
	[cm]	[cm]	[m]	[m]	[msnm]	
Sonda	60.33	39.91	0.2042	5.11	1105.11	Canal de aproximación
Limnómetro	1.06	21.46	0.204	5.10	1105.10	Estructura de Toma
Limnómetro	2.56	22.79	0.202	5.06	1105.06	Azud móvil
APERTURA Y CAUDAL INDIVIDUAL						
Instrumento	H <sub>o</sub>	H <sub>a</sub>	a <sub>m</sub>	a <sub>p</sub>	Q <sub>i</sub>	Caudal prototipo por compuerta radial
	[cm]	[cm]	[m]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]	
Limnómetro	2.56	9.84	0.073	1.820	100.88	Compuerta C1
Limnómetro	2.57	9.02	0.065	1.613	91.57	Compuerta C3

**Cuadro 6.30:** Calados en las secciones de medición, Ensayo Y, Prueba 2

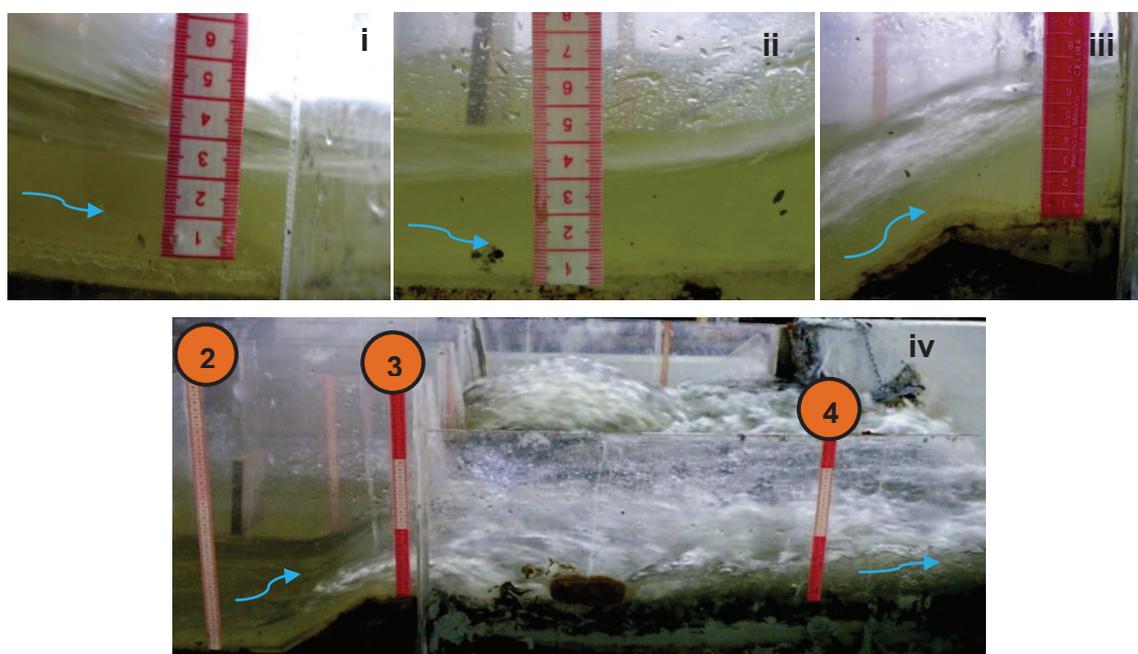
SECCIÓN DE ANÁLISIS		CANAL APROX.	ESTANQUES DISIPADORES E1 Y E3						CANAL ENROCADO
CALADOS		y <sub>o</sub>	y <sub>1</sub>		y <sub>2</sub>		y <sub>3</sub>		y <sub>4</sub>
			E1	E3	E1	E3	E1	E3	
Modelo	[cm]	24.23	2.42	2.69	4.02	3.01	8.49	6.81	6.30
Prototipo	[m]	6.06	0.61	0.67	1.01	0.75	2.12	1.70	1.57
Nivel	[msnm]	1105.06	1092.61	1092.67	1093.01	1092.75	1096.12	1095.70	1095.57

**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. "Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico". Quito. 2012.

**Elaborados por:** Pablo Paredes

En la fotografía 6.39 se presenta un registro fotográfico de los calados de agua en las secciones de medición del estanque E3. Se observa claramente que el flujo supercrítico descargado por las compuertas radiales C1 y C3 ingresa a cada dissipador respectivamente y se desplaza hacia aguas abajo sin encontrar resistencia u oposición, puesto que el nivel en el canal enrocado es muy bajo, el chorro alcanza el umbral continuo y despegarse para caer en el inicio del canal enrocado, causando socavación en la solera al pie de cada estanque.

**Fotografía 6.39:** Registro de calados en el dissipador E3, Sección 1 (i). Sección 2 (ii). Sección 3 (iii). Secciones 2, 3 y 4 (iv). Ensayo Y, Prueba 2



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

Las mediciones de los calados contraídos sobre la solera horizontal del estanque E1 presentan dificultades para su registro por lo que no son confiables y de hecho presentan valores inadecuados respecto a los principios de conservación de la energía, mostrando incrementos de energía en lugar de pérdidas. Para realizar las mediciones en el estanque E3 se dispone de mayor acceso y facilidad de registro, sin embargo en la sección 1 se presentan inconvenientes debido a perturbaciones ocasionadas por la descarga de la compuerta, se recomienda usar como válido el calado contraído registrado en la sección 2, ya que es muy similar al calculado teóricamente. El caudal que ingresa a cada dissipador difiere

aproximadamente un 10% y se observa la diferencia de calados registrados en la misma sección de control pero en estanques diferentes. El caudal descargado por el estanque E1 presenta una mayor elevación de los calados puesto que proviene de la compuerta C1 trabajando a su máxima capacidad.

**Cuadro 6.31:** Características de la disipación de energía, Ensayo Y, Prueba 2

MAGNITUD			SECCIÓN DE ANÁLISIS								
			UNIDAD	CANAL DE APROX.	INICIO DEL DISIPADOR		ANTES DEL UMBRAL		FIN DEL DISIPADOR		CANAL ENROC.
				0	1	2	3	4			
DESCRIPCIÓN			Caudal total	E1	E3	E1	E3	E1	E3	Caudal total	
Caudal	<b>Q</b>	[m <sup>3</sup> /s]	190.73	100.88	91.57	100.88	91.57	100.88	91.57	190.73	
Ancho de base	<b>B</b>	[m]	32.10	8.20	8.20	8.20	8.20	8.20	8.20	34.60	
Caudal unitario	<b>q</b>	[m <sup>2</sup> /s]	5.94	12.30	11.17	12.30	11.17	12.30	11.17	5.51	
Referencia 1092 msnm	<b>z</b>	[m]	7.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	2.00	2.00	
Calado	<b>y</b>	[m]	6.06	0.61	0.67	1.01	0.75	2.12	1.70	1.57	
Velocidad	<b>V</b>	[m/s]	0.98	20.34	16.63	12.24	14.84	5.80	6.56	3.50	
Froude	<b>Fr</b>	[-]	0.13	8.35	6.48	3.90	5.46	1.27	1.61	0.89	
Carga Total	<b>H</b>	[m]	13.11	21.68	14.76	8.64	11.98	5.83	5.90	4.20	
Energía Específica	<b>E</b>	[m]	6.11	21.68	14.76	8.64	11.98	3.83	3.90	2.20	
Pérdida de Energía	<b>hs,hr</b>	[m]	-	-	-	4.46	1.13	2.81	6.08	8.91	
Pérdida en Vertedero	<b>hr/Ho</b>	[%]	-	-	-	-	-	-	-	-	
Eficiencia del Resalto	<b>hs/H1</b>	[%]	-	-	-	34.1%	8.6%	32.5%	50.8%	-	
Longitud estanque	<b>Led</b>	[m]	Lombardi	27.00						Longitud 26.50 m	
Longitud resalto	<b>LRH</b>	[m]	Experim.	No definida, Resalto rechazado							

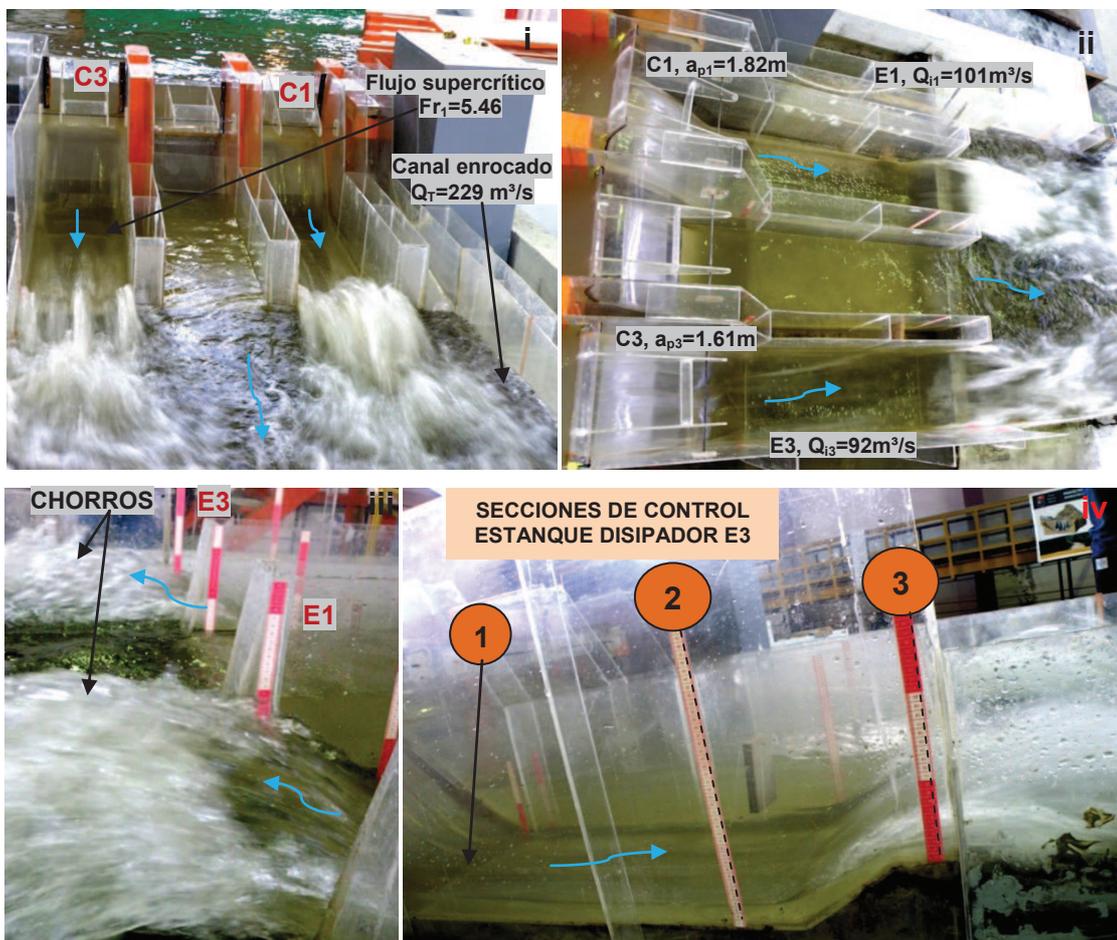
**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “*Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico*”. Quito. 2012.

**Elaborado por:** Pablo Paredes

En el cuadro 6.31 se presenta los cálculos prototipo de los principales parámetros que caracterizan al flujo que ingresa a los disipadores, en función de las mediciones de calados realizadas en cada sección de control de los estanques E1 y E3. Para el análisis de ambos estanques se toma como referencia el calado en la sección 2 obtenido del estanque E3, el cual es muy similar al calculado teóricamente y se observa que hasta antes del umbral el porcentaje de energía disipada es menor al 9% de la energía inicial  $H_0$ , lo cual indica un mal

funcionamiento del estanque disipador, aunque los altos porcentajes de disipación de energía en la sección 3 se deben al chorro supercrítico que se impulsa en el umbral continuo para impactar en la solera del canal enrocado al final de los estanques disipadores, lo que provoca el arrastre del material granular hacia aguas abajo y la consecuente socavación de la solera al pie de los estanques disipadores.

**Fotografía 6.40:** Vista general desde aguas abajo (i). Vista superior de estanques desde margen derecha (ii). Vista lateral izquierda de la descarga de los estanques E1 y E3 (iii). Vista lateral derecha del disipador E3 (iv), Ensayo Y, Prueba 2



**Fuente:** Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. “Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico”. Quito. 2012.

En la fotografía 6.40 se observa las características del flujo que atraviesa la solera horizontal de cada uno de los estanques E1 y E3 debido a la descarga máxima de las compuertas C1 y C3 respectivamente, durante el Ensayo Y, Prueba 2.

De los resultados y observaciones experimentales, se observa el mismo fenómeno del desplazamiento del resalto hidráulico hacia aguas abajo en los dos estanques disipadores E1 y E3, lo que provoca que sobre la solera horizontal de los disipadores solo se mantenga un flujo supercrítico muy peligroso al momento de la descarga al canal enrocado, pues se genera un chorro impulsado por el umbral que impacta en el canal enrocado removiendo el material granular dispuesto en la solera, se observa mayor incidencia del chorro en la zona de salida de cada disipador, como se indica en la fotografía 6.41.

**Fotografía 6.41:** Vista superior del material pétreo removido de la solera del canal enrocado, en la salida del disipador E3, Ensayo Y, Prueba 2



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

Se destaca el flujo que atraviesa el estanque E3, correspondiente al caudal prototipo  $Q_{i3} \approx 92 \text{ m}^3/\text{s}$  el cual proviene de la descarga de la compuerta C3 con una apertura prototipo  $a_{p3} = 1.61 \text{ m}$ , esto provoca el ingreso de un flujo supercrítico al disipador, caracterizado por un número de Froude  $Fr_1 = 5.46$ , una velocidad prototipo  $V_1 = 14.84 \text{ m/s}$  y un calado prototipo  $y_1 = 0.75 \text{ m}$ , este flujo que ingresa al estanque disipador se desplaza hacia aguas abajo y no se forma un resalto hidráulico debido a las condiciones que presenta el flujo en el canal enrocado, con un calado prototipo  $y_4 = 1.57 \text{ m}$ . Al menos se necesita un calado  $y_3 = y_4 = 3 \text{ m}$ , para contener el flujo supercrítico y estabilizar un resalto hidráulico normal en el estanque disipador E3, controlándolo con un umbral continuo en la salida, de tal manera que se iguale el momentum del flujo supercrítico que ingresa al disipador por la sección 1, con el momentum del flujo subcrítico que sale por la sección 3 sobre el umbral, al final del resalto hidráulico.

Aguas abajo de la salida de los estanques disipadores, en el canal enrocado al igual que para la Prueba 1, el nivel de agua sigue siendo muy bajo como para controlar el resalto hidráulico y este se rechaza hacia aguas abajo para el caudal máximo evacuado por compuerta, pese a que el nivel en el canal enrocado es mayor que en la Prueba 1 debido a que el caudal total descargado es el doble ya que para esta Prueba 2 se realiza la descarga a través de las dos compuertas.

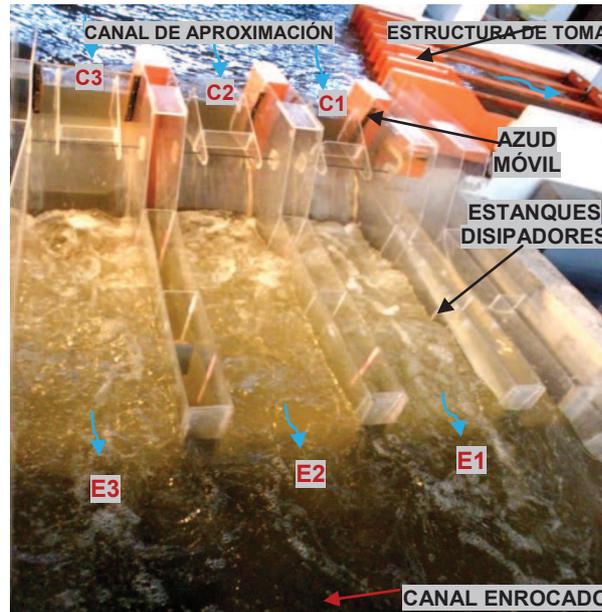
Durante el mal funcionamiento de los disipadores se destaca la presencia de los chorros en la salida de cada estanque, los cuales son impulsados por el umbral continuo, midiéndose en la sección 3 del estanque E1 la altura máxima  $y_3 = 2.12$  m, los chorros alcanzan la longitud aproximada de 13 m, casi la mitad de la longitud del estanque.

#### **6.6.3.3 Ensayo Y, Prueba 3**

Esta prueba está basada en el Escenario E de operación del azud móvil, sugerido por Lombardi, el cual especifica la apertura de la compuerta C2, ya que la compuerta C1 y C3 alcanzan su máxima capacidad de descarga  $Q_{i1} = 100$  m<sup>3</sup>/s, con esto la compuerta C2 inicia su operación desde la apertura cero hasta su apertura máxima  $a_{p3} = 1.80$  m con la cual descarga  $Q_{i3} = 100$  m<sup>3</sup>/s. En total por el azud móvil se evacúa hasta  $Q_T = 300$  m<sup>3</sup>/s, regulando el nivel normal de operación en la cota 1105 msnm y derivando por la toma hasta 40 m<sup>3</sup>/s, el máximo caudal total que ingresa por el canal de aproximación es  $Q_p = 340$  m<sup>3</sup>/s, superado este caudal inicia el Escenario F, con el cierre completo de la toma y la apertura total de las 3 compuertas radiales.

Para esta prueba el análisis de la disipación de energía evalúa la descarga máxima individual  $Q_i = 100$  m<sup>3</sup>/s de las compuertas C1, C2 y C3 en los estanques disipadores E1, E2 y E3 respectivamente; aguas abajo sobre el canal enrocado se regula un calado de agua  $y_4 = 3.66$  m, calculado con el programa HEC-RAS para el caudal  $Q_T = 300$  m<sup>3</sup>/s; en teoría según el equilibrio de momentum entre las secciones 1 y 3, y tomando en cuenta la fuerza ejercida por el umbral continuo la descarga individual por cada disipador provoca un calado  $y_3 = 3.37$  m, menor que el calado en el canal enrocado, esto provoca la sumersión del resalto hidráulico.

**Fotografía 6.42:** Vista desde aguas abajo de los disipadores, Ensayo Y, Prueba 3



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

**Cuadro 6.32:** Aforo de caudales, niveles de operación y apertura de compuertas C1, C2 y C3 para el Ensayo Y, Prueba 3.

AFORO DE CAUDALES						
Vertedero	$H_o$	$H_1$	$h$	$Q_m$	$Q_p$	Caudal prototipo por estructura
	[cm]	[cm]	[m]	[lt/s]	[m <sup>3</sup> /s]	
1	3.30	38.38	0.351	107.75	336.73	Canal de aproximación
6	20.22	34.73	0.145	12.79	39.97	Estructura de Toma
7	19.23	52.60	0.334	95.51	298.46	Azud móvil
NIVELES DE OPERACIÓN						
Instrumento	$H_o$	$H_1$	$h_m$	$h_p$	NIVEL	Nivel prototipo por estructura
	[cm]	[cm]	[m]	[m]	[msnm]	
Sonda	60.33	40.07	0.2026	5.07	1105.07	Canal de aproximación
Limnómetro	1.06	21.39	0.2033	5.08	1105.08	Estructura de Toma
Limnómetro	2.56	22.61	0.201	5.01	1105.01	Azud móvil
APERTURA Y CAUDAL INDIVIDUAL						
Instrumento	$H_o$	$H_a$	$a_m$	$a_p$	$Q_i$	Caudal prototipo por compuerta radial
	[cm]	[cm]	[m]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]	
Limnómetro	2.56	9.79	0.072	1.808	100.33	Compuerta C1
Limnómetro	2.34	9.11	0.068	1.693	95.19	Compuerta C2
Limnómetro	2.57	9.82	0.073	1.813	100.55	Compuerta C3

**Elaborado por:** Pablo Paredes

La fotografía 6.42, muestra una vista desde aguas abajo de las principales estructuras de la Captación Pilatón funcionando bajo las condiciones del Ensayo Y, Prueba 3.

El cuadro 6.32 presenta el aforo de caudales con los vertederos triangulares, el registro de niveles de operación y la medición de aperturas de compuertas con el uso de limnímetros y la sonda ultrasónica. Se presenta la variación  $\Delta Q = 0.5\%$  entre el caudal que ingresa y la sumatoria de los caudales de salida del Modelo 1, lo cual no es representativo en los resultados finales, también se encuentra una variación  $\Delta Q = 0.8\%$  entre el caudal total evacuado por el azud móvil aforado con el vertedero triangular 7 y la sumatoria de los caudales calculados con la ecuación 6.10 en función de cada una de las aperturas. La descarga de los excesos de caudal  $Q_T = 298.46 \text{ m}^3/\text{s}$ , es evacuada en conjunto por las tres compuertas radiales, las cuales operan con una apertura aproximada a la máxima para evacuar aproximadamente un caudal individual  $Q_i \approx 100 \text{ m}^3/\text{s}$ , la estructura de toma deriva  $39.97 \text{ m}^3/\text{s}$  y el nivel normal de operación se mantiene en la cota  $1105.01 \text{ msnm}$ , mientras que por el canal de aproximación ingresa un caudal  $Q_{p1} = 336.73 \text{ m}^3/\text{s}$ .

El cuadro 6.33 indica el registro de los calados de agua medidos en las secciones de control de los estanques disipadores, la letra M denota los calados registrados en el modelo y la letra P representa los calados transformados a un valor prototipo, Nv representa el nivel prototipo de la superficie libre del agua respecto al nivel del mar.

**Cuadro 6.33:** Calados en las secciones de medición, Ensayo Y, Prueba 3

SECCIÓN ANÁLISIS		CANAL APROX.	ESTANQUES DISIPADORES E1 Y E3									CANAL ENROC.
CALADOS		$y_0$	$y_1$			$y_2$			$y_3$			$y_4$
			E1	E2	E3	E1	E2	E3	E1	E2	E3	
M	[cm]	24.05	3.90	2.98	3.22	22.19	21.65	21.98	14.82	14.66	14.72	14.94
P	[m]	6.01	0.98	0.75	0.81	5.55	5.41	5.50	3.71	3.67	3.68	3.74
Nv	[msnm]	1105.01	1092.98	1092.75	1092.81	1097.55	1097.41	1097.50	1097.71	1097.67	1097.68	1097.74

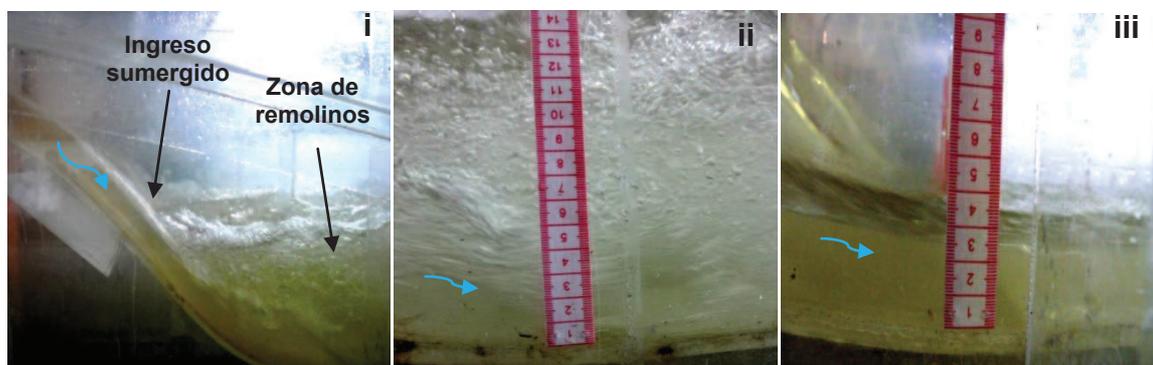
**Elaborado por:** Pablo Paredes

La medición de calados para esta prueba presenta distintas características respecto a las pruebas anteriores, ya que para este caso el nivel de aguas abajo

en el canal enrocado regula la posición del resalto hidráulico y lo confina al estanque disipador, incluso el calado  $y_4$  del canal enrocado es mayor al calado final del resalto hidráulico  $y_3$ , que teóricamente se calcula para el caudal de cada disipador sobre el umbral continuo. Por estas razones el resalto hidráulico generado en los tres estanques disipadores, para la descarga máxima de las tres compuertas radiales, se sumerge ligeramente y garantiza mejores condiciones de estabilidad, entregando al canal enrocado un flujo subcrítico con bajas velocidades que no provoca el arrastre del material pétreo dispuesto en la solera del canal enrocado. Debido a la ligera sumersión que presenta el resalto hidráulico se presentan dificultades para realizar las mediciones del calado  $y_1$ , lo cual obliga a realizar un abatimiento de la clapeta rectangular ubicada aguas abajo del canal enrocado, esto provoca un desplazamiento del resalto hacia aguas abajo, para facilitar las mediciones del calado del flujo supercrítico que ingresa y permanece sobre toda la longitud de la solera horizontal del estanque.

Los caudales que disipan su energía en los tres estanques son muy similares, por lo que se registran calados muy parecidos para cada sección, el estanque E3 presenta mayor facilidad para el registro de calados y estos son muy similares a los que se calculan teóricamente para el caudal experimental, los calados en el inicio del disipador obtenidos para los estanques E2 y E1 no son muy confiables debido a las dificultades que presenta su registro.

**Fotografía 6.43:** Registro de calados en la sección 1 del estanque E3, Calado sumergido (i), (ii). Calado a superficie libre (iii), Ensayo Y, Prueba 3



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

La fotografía 6.43 muestra la sección 1 del estanque disipador E3, se observa la sumersión que provoca el nivel de aguas abajo, sobre el flujo supercrítico que

desciende por el perfil del vertedero, generando un resalto hidráulico sumergido para el cual se destaca la zona superior de remolinos sobre la sección 1, también se presenta el flujo a superficie libre provocado intencionalmente para la medición del calado  $y_1$ , esto se realiza manipulando la clapeta del enrocado para desplazar el resalto hidráulico hacia aguas abajo.

**Cuadro 6.34:** Características de la disipación de energía, Ensayo Y, Prueba 3

		SECCIÓN DE ANÁLISIS										
MAGNITUD	UNIDAD	CANAL APROX.	INICIO DEL DISIPADOR			ANTES DEL UMBRAL			FIN DEL DISIPADOR			CANAL ENROC.
		0	1			2			3			4
DESCRIPCIÓN		Caudal total	E1	E2	E3	E1	E2	E3	E1	E2	E3	Caudal total
Caudal, $Q$	[m <sup>3</sup> /s]	298.5	100.3	95.2	100.6	100.3	95.2	100.6	100.3	95.2	100.6	298.5
Ancho de base, $B$	[m]	32.10	8.20	8.20	8.20	8.20	8.20	8.20	8.20	8.20	8.20	34.60
Caudal unitario, $q$	[m <sup>2</sup> /s]	9.30	12.24	11.61	12.26	12.24	11.61	12.26	12.24	11.61	12.26	8.63
Posición $z$ 1092 msnm	[m]	7.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Calado, $y$	[m]	6.01	0.98	0.75	0.81	5.55	5.41	5.50	3.71	3.67	3.68	3.74
Velocidad, $V$	[m/s]	1.55	12.55	15.58	15.23	2.21	2.14	2.23	3.30	3.17	3.33	2.31
Froude, $Fr$	[-]	0.20	4.06	5.76	5.42	0.30	0.29	0.30	0.55	0.53	0.55	0.38
Carga Total, $H$	[m]	13.13	9.00	13.12	12.63	5.80	5.65	5.75	6.26	6.18	6.25	6.01
Energía Específica, $E$	[m]	6.13	9.00	13.12	12.63	5.80	5.65	5.75	4.26	4.18	4.25	4.01
Pérdida de energía, $h_s, h_r$	[m]	-	4.13	0.01	0.50	3.21	7.47	6.88	2.74	6.94	6.39	7.13
Pérdida en Vertedero $h_r/H_0$	[m]	-	31.5%	0.1%	3.8%	-	-	-	-	-	-	-
Eficiencia del Resalto, $h_s/H_1$	[%]	-	-	-	-	35.6%	57.0%	54.5%	30.4%	52.9%	50.6%	54.3%
Longitud del estanque, $L_{ed}$	[m]	Lombardi SA		27.00								Longitud 26.50 m
Longitud resalto, $L_{RH}$	[m]	Forster y Skrinde		L1 = 28.53		L2 = 28.33		L3 = 28.40				
Longitud resalto, $L_{RH}$	[m]	Experimental		L1 = 24.31		L2 = 19.97		L3 = 25.02				

**Elaborado por:** Pablo Paredes

Para esta prueba el cuadro 6.34 presenta los principales parámetros que caracterizan la disipación de energía mediante resalto hidráulico en los estanques disipadores E1, E2 y E3, estos son calculados en función de los caudales aforados y los calados medidos en las secciones de control 1, 2 y 3. Para el análisis del resalto hidráulico se toma en cuenta el calado  $y_1 = 0.81$  m medido en la sección 1 del estanque E3, este flujo supercrítico que ingresa con una

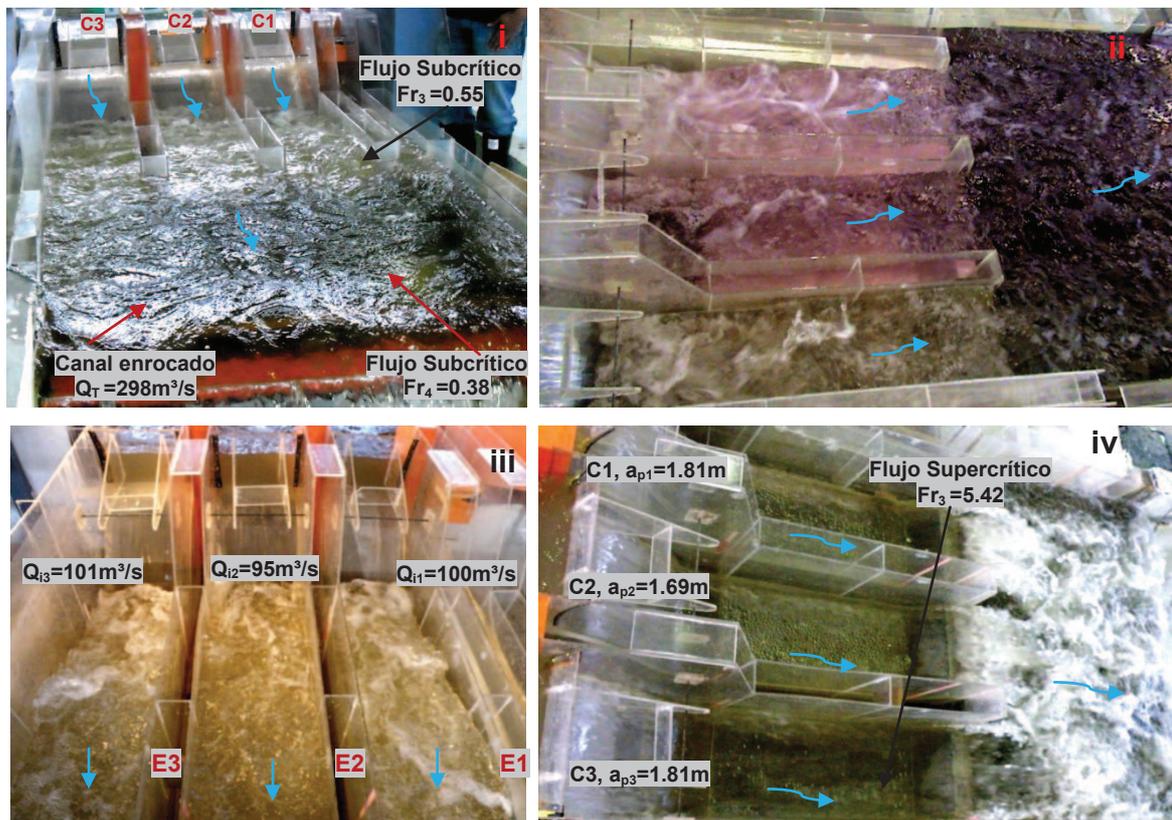
velocidad  $V_1 = 15.23$  m/s tiene un número de Froude  $Fr_1 = 5.42$ , el cual caracteriza un resalto hidráulico estable totalmente desarrollado que se encuentra confinado a la longitud del estanque disipador, generando sobre el umbral de salida un flujo subcrítico con un calado  $y_3 = 3.68$  m y un número de Froude  $Fr_3 = 0.55$ . La salida del flujo de los estanques disipadores posee una velocidad prototipo aproximada  $V_3 = 3.33$  m/s, la cual no causa movimiento del material granular dispuesto en el canal enrocado. El flujo que circula por el canal enrocado posee una velocidad menor  $V_4 = 2.31$  m/s, estas velocidades son seguras para garantizar la estabilidad de la solera enrocada y las condiciones del flujo subcrítico descargado por el canal enrocado son adecuadas para iniciar la restitución de los excesos de caudal al cauce natural del Río Pilatón.

En el estanque E3 el flujo disipa aproximadamente un 51% de la carga energética inicial  $H_1$ , para lo cual se considera que los disipadores son eficientes. La eficiencia y la longitud del resalto hidráulico casi no se ven influenciados por el factor de sumergencia  $s = (y_{3e} - y_{3t})/y_{3t} \approx 0.09$ , el cual depende del calado experimental  $y_{3e}$  que se impone en el canal enrocado sobre el calado teórico  $y_{3t}$  en el umbral de salida, este último es calculado para el equilibrio del momentum del flujo supercrítico que ingresa al estanque; el factor de sumergencia  $s$  es relativamente bajo lo cual es favorable para lograr una alta eficiencia del disipador. Se observa claramente que la longitud experimental máxima del resalto hidráulico  $L_3 \approx 25$  m es un 12% menor a la calculada teóricamente y menor a la longitud del estanque, según el factor de sumersión la longitud de remolino es ligeramente menor a la longitud total del resalto hidráulico, lo cual se verifica experimentalmente.

La fotografía 6.44 presenta ciertas características del resalto hidráulico sumergido que se genera en los tres estanques disipadores durante el Ensayo Y, Prueba 3, también se muestra la condición provocada intencionalmente para indicar cómo el resalto hidráulico se desplaza hacia aguas abajo debido al abatimiento de la clapeta reguladora del nivel de agua en el canal enrocado, provocando un flujo supercrítico en el estanque, el cual es descargado al canal enrocado y por su bajo nivel no puede controlarlo, este caso es supuesto para exponer la diferencia entre un resalto sumergido y un resalto libre o rechazado, mostrando los efectos

perjudiciales que causa la reducción del calado de agua en el canal enrocado durante la descarga máxima de las 3 compuertas radiales.

**Fotografía 6.44:** Vista general desde aguas abajo (i). Vista superior de los estanques desde la margen derecha (ii). Vista superior de los estanques (iii). Vista superior del flujo supercrítico provocado (iv)



**Fuente:** Equipo de investigación Toachi Pilatón 2011-2013

En el cuadro 6.35 se presenta un análisis comparativo de los parámetros teóricos y experimentales más importantes que caracterizan la disipación de energía en el estanque E3 durante el Ensayo Y, Prueba 3, los resultados teóricos son calculados en función de lo expuesto en el Capítulo 3 para el Escenario E. Durante esta prueba el exceso de caudal se aproxima a la descarga límite de las compuertas radiales y para esta operación del azud móvil los resultados y observaciones experimentales indican el desarrollo de un resalto hidráulico estable y sumergido en los tres estanques disipadores de la Captación Pilatón.

Para el análisis de la disipación de energía se toma como referencia el resalto hidráulico generado en el estanque disipador E3, en el cual ingresa un caudal prototipo  $Q_{i3} = 100.55 \text{ m}^3/\text{s}$ , caracterizado por una velocidad prototipo  $V_1 = 15.23$

m/s y un calado prototipo  $y_1 = 0.81$  m que sugiere un  $k=0.04$  para estimar la pérdida en la descarga, de aquí que el flujo supercrítico que ingresa al estanque tiene un número de Froude  $Fr_1 = 5.42$ , que caracteriza la formación de un resalto hidráulico estable, el cálculo teórico para determinar el calado contraído  $y_1 = 0.83$  m, asume  $k=0.10$  para evaluar la pérdida en la descarga igual al 10% de la carga de velocidad en la sección 1, esto provoca una ligera diferencia entre la velocidad y el número de Froude calculados teóricamente respecto a los obtenidos experimentalmente. Esta sensibilidad en los resultados no es considerable y se debe a los posibles errores de apreciación que tiene el investigador al momento de realizar las lecturas de calados, o también podría asumirse otro factor  $k$ .

**Cuadro 6.35:** Comparación de resultados teóricos y experimentales, Ensayo Y, Prueba 3.

MAGNITUD			SECCIÓN DE ANÁLISIS								
			UNIDAD	CANAL DE APROX.	INICIO DEL DISIPADOR		ANTES DEL UMBRAL		FIN DEL DISIPADOR		CANAL ENROC.
				0	1		2		3		4
DESCRIPCIÓN			Caudal total	Teórico	Exper.	Teórico	Exper.	Teórico	Exper.	Caudal total	
Caudal	<b>Q</b>	[m <sup>3</sup> /s]	298.46	100.55	100.55	100.55	100.55	100.55	100.55	298.46	
Ancho de base	<b>B</b>	[m]	32.10	8.20	8.20	8.20	8.20	8.20	8.20	34.60	
Caudal unitario	<b>q</b>	[m <sup>2</sup> /s]	9.30	12.26	12.26	12.26	12.26	12.26	12.26	8.63	
Referencia 1092 msnm	<b>z</b>	[m]	7.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	2.00	2.00	
Calado	<b>y</b>	[m]	6.01	0.83	0.81	5.78	5.50	3.37	3.68	3.74	
Velocidad	<b>V</b>	[m/s]	1.55	14.81	15.23	2.12	2.23	3.64	3.33	2.31	
Froude	<b>Fr</b>	[-]	0.20	5.20	5.42	0.28	0.30	0.63	0.55	0.38	
Carga Total	<b>H</b>	[m]	13.13	12.01	12.63	6.01	5.75	6.04	6.25	6.01	
Energía Específica	<b>E</b>	[m]	6.13	12.01	12.63	6.01	5.75	4.04	4.25	4.01	
Pérdida de Energía	<b>h<sub>s</sub>, h<sub>r</sub></b>	[m]	-	1.12	0.50	6.00	6.88	5.97	6.39	7.13	
Pérdida en Vertedero	<b>h<sub>r</sub>/H<sub>o</sub></b>	[m]	-	8.6%	4.2%	-	-	-	-	-	
Eficiencia del Resalto	<b>h<sub>s</sub>/H<sub>1</sub></b>	[%]	-	-	-	49.9%	54.5%	49.7%	50.6%	54.3%	
Longitud estanque	<b>L<sub>ed</sub></b>	[m]	Lombardi SA		27.00					Longitud 26.50 m	
Longitud resalto	<b>L<sub>RH</sub></b>	[m]	Forster y Skrinde		<b>L<sub>T</sub>=</b> 26.83		<b>L<sub>E</sub>=</b> 28.40				
Longitud resalto	<b>L<sub>RH</sub></b>	[m]	Experimental		25.02						

**Elaborado por:** Pablo Paredes

Mediante la ecuación 3.8 de Belanger se calcula el calado conjugado mayor  $y_2=5.78$  m en función del calado  $y_1$  experimental; aplicando la ecuación 2.26 de la

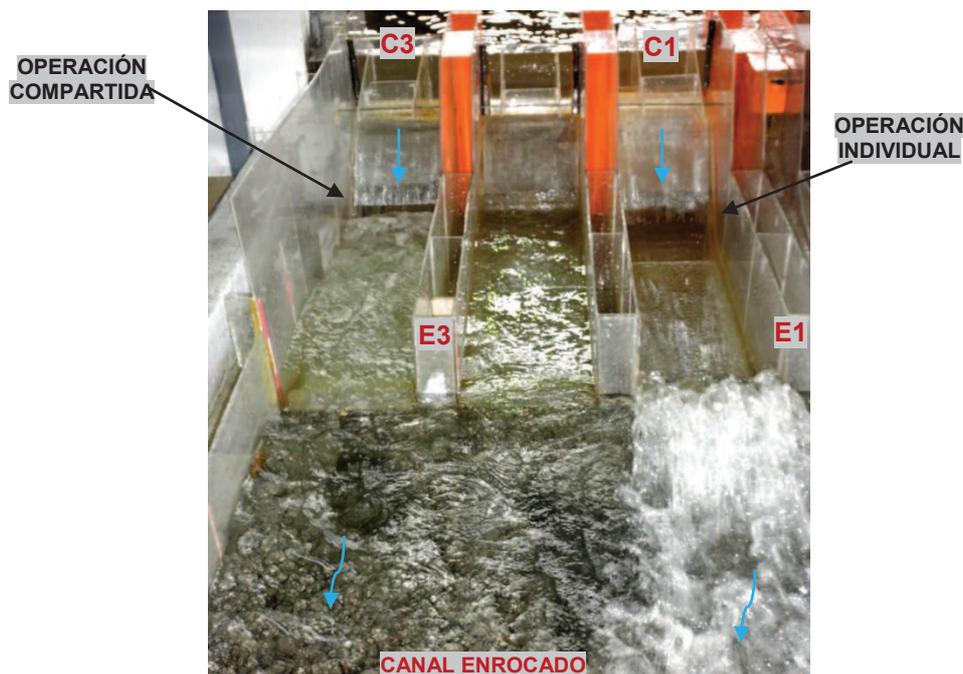
cantidad de movimiento entre las secciones 1 y 3, y estimando la fuerza  $F_{Ux}$  con la ecuación 3.16, se calcula el calado  $y_3=3.37$  m sobre el umbral de salida del estanque, asumiendo un resalto hidráulico normal sin sumersión. Los resultados experimentales muestran un calado  $y_2 =5.50$  m y un calado  $y_3=3.68$  m, lo cual indica que el nivel del canal enrocado  $y_4 =3.74$  m, regulado desde aguas abajo, influye en las condiciones del flujo en los estanques disipadores ya que es mucho mayor que el calado teórico de salida  $y_3$ .

Para esta prueba el resalto hidráulico generado en los estanques disipadores de energía, es controlado por el umbral continuo, disminuyendo su calado en la salida del disipador para permitir una ligera sumersión del resalto debido al nivel de agua mayor que posee el flujo en el canal enrocado. La eficiencia de los disipadores se determina experimentalmente respecto a  $H_1$  y alcanza un 51% en la sección 3 sobre el umbral continuo de salida, en el canal enrocado la energía total disipada corresponde al 54% de la energía  $H_0$  en la sección inicial sobre el canal de aproximación.

#### **6.6.3.4 Ensayo Y, Prueba 4**

Esta prueba se ejecuta con el fin de realizar un análisis comparativo, entre la operación de las compuertas radiales sugerida por Lombardi SA y la operación alternativa sugerida en el Capítulo 3, para verificar que la descarga compartida entre las compuertas permite el ingreso de un caudal adecuado hacia los estanques disipadores, en lugar de hacerlas descargar individualmente hasta el máximo de su capacidad, lo cual provoca un resalto hidráulico rechazado debido al bajo nivel del canal enrocado, el cual es menor y no iguala el calado  $y_3$  sobre el umbral de salida de los disipadores. Como se observó en las Pruebas 1 y 2 de este Ensayo Y, dentro de los estanques disipadores no se forma un resalto hidráulico para la descarga máxima de las compuertas C1 y C2, debido al bajo nivel de agua que presenta el canal enrocado, por lo cual se sugiere la operación simultánea de las compuertas radiales para distribuir el caudal a cada disipador y provocar un resalto hidráulico cuyo calado  $y_3$  en el umbral de salida sea menor que el calado del canal enrocado.

**Fotografía 6.45:** Vista desde aguas abajo de los disipadores, Ensayo Y, Prueba 4



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

Para esta evaluación se plantea un funcionamiento normal de la estructura de toma (la cual deriva hasta  $40 \text{ m}^3/\text{s}$ ) y se regula el nivel de operación en la cota 1105 msnm mediante la apertura de las compuertas C1 y C3, las cuales evacúan un caudal de  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $50 \text{ m}^3/\text{s}$  respectivamente, estas descargas se han definido con el propósito de simular la operación individual sugerida por Lombardi en la compuerta C1 y la operación compartida sugerida en el Capítulo 3 mediante la evacuación de la mitad del caudal máximo por la compuerta C3. La clave de esta prueba radica en el nivel de agua que se regula en el canal enrocado mediante el uso de la clapeta rectangular, el calado  $y_4 = 1.89 \text{ m}$  es calculado con el programa HEC-RAS para la evacuación de un caudal total igual a  $100 \text{ m}^3/\text{s}$ , de esta manera se compara las características de la descarga máxima individual de la compuerta C1 y las características de la descarga compartida a través de la compuerta C2 trabajando a la mitad de su capacidad máxima.

En la fotografía 6.45 se presenta el análisis comparativo realizado en el Ensayo Y Prueba 4, mediante una vista desde aguas abajo de las características de operación del azud móvil, los estanques disipadores y el canal enrocado del Modelo 1, en el cual se presentan características distintas a las Pruebas 1, 2 y 3 de este Ensayo Y, debido a la regulación del calado  $y_4$  en el canal enrocado,

correspondiente a un caudal total de 100 m<sup>3</sup>/s, mientras que se descargan aproximadamente 150 m<sup>3</sup>/s, esto solo se realiza con fines comparativos, para evaluar en la misma prueba los dos tipos de operación de compuertas.

El cuadro 6.36 presenta los resultados obtenidos del aforo de caudales de ingreso y salida del Modelo 1 con los vertederos triangulares 1, 6 y 7. También se muestra el registro de niveles de operación aguas arriba del azud móvil, medidos con la ayuda de limnímetros y la sonda ultrasónica. La medición de las aperturas de las compuertas C1 y C3 se realizan con la ayuda del limnómetro con el fin de calcular el caudal evacuado por cada compuerta mediante la ecuación 6.10.

**Cuadro 6.36:** Aforo de caudales, niveles de operación y apertura de compuertas C1, y C3 para el Ensayo Y, Prueba 4

AFORO DE CAUDALES						
Vertedero	H <sub>o</sub>	H <sub>1</sub>	h	Q <sub>m</sub>	Q <sub>p</sub>	Caudal prototipo por estructura
	[cm]	[cm]	[m]	[lt/s]	[m <sup>3</sup> /s]	
1	3.30	31.25	0.280	62.26	194.57	Canal de aproximación
6	20.22	34.91	0.147	13.18	41.18	Estructura de Toma
7	19.23	44.65	0.254	49.52	154.74	Azud móvil
NIVELES DE OPERACIÓN						
Instrumento	H <sub>o</sub>	H <sub>1</sub>	h <sub>m</sub>	h <sub>p</sub>	NIVEL	Nivel prototipo por estructura
	[cm]	[cm]	[m]	[m]	[msnm]	
Sonda	60.33	40.03	0.203	5.08	1105.08	Canal de aproximación
Limnómetro	1.06	21.46	0.204	5.10	1105.10	Estructura de Toma
Limnómetro	2.56	22.80	0.202	5.06	1105.06	Azud móvil
APERTURA Y CAUDAL INDIVIDUAL						
Instrumento	H <sub>o</sub>	H <sub>a</sub>	a <sub>m</sub>	a <sub>p</sub>	Q <sub>i</sub>	Caudal prototipo por compuerta radial
	[cm]	[cm]	[m]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]	
Limnómetro	2.56	9.74	0.072	1.795	99.77	Compuerta C1
Limnómetro	2.57	5.78	0.032	0.803	52.40	Compuerta C3

**Elaborado por:** Pablo Paredes

Según el cuadro 6.36 al canal de aproximación ingresa un caudal de 194.57 m<sup>3</sup>/s, la estructura de toma deriva 41.18 m<sup>3</sup>/s y el nivel de operación normal se mantiene en la cota 1105.06 msnm, evacuando los excesos por las compuertas radiales, por C1 se descarga aproximadamente un caudal de 100 m<sup>3</sup>/s y por C2 se descarga un caudal aproximado a 52 m<sup>3</sup>/s. La variación  $\Delta Q=0.7\%$  se presenta entre el aforo del caudal de ingreso al modelo y la sumatoria de los caudales aforados en las salidas, también se presenta una variación  $\Delta Q=1.7\%$  entre el

caudal total descargado por el azud móvil aforado con el vertedero 7 y la sumatoria de los caudales calculados para la descarga de cada compuerta.

El cuadro 6.37 presenta el registro de los calados de agua en las secciones de control de los estanques disipadores y el calado medido en la sección del canal enrocado, se observa la variación de las mediciones entre los estanques E1 y E3 debido al caudal que ingresa en cada uno, lo que indica la diferencia entre el resalto rechazado y el resalto normal generados para una operación distinta de las compuertas radiales.

**Cuadro 6.37:** Calados en las secciones de medición, Ensayo Y, Prueba 4

SECCIÓN DE ANÁLISIS		CANAL APROX.	ESTANQUES DISIPADORES E1 Y E3						CANAL ENROCADO
			y1		y2		y3		
CALADOS		yo	E1	E3	E1	E3	E1	E3	y4
Modelo	[cm]	24.24	3.29	1.68	3.35	16.71	9.12	7.19	7.30
Prototipo	[m]	6.06	0.82	0.42	0.84	4.18	2.28	1.80	1.83
Nivel	[msnm]	1105.06	1092.82	1092.42	1092.84	1096.18	1096.28	1095.80	1095.83

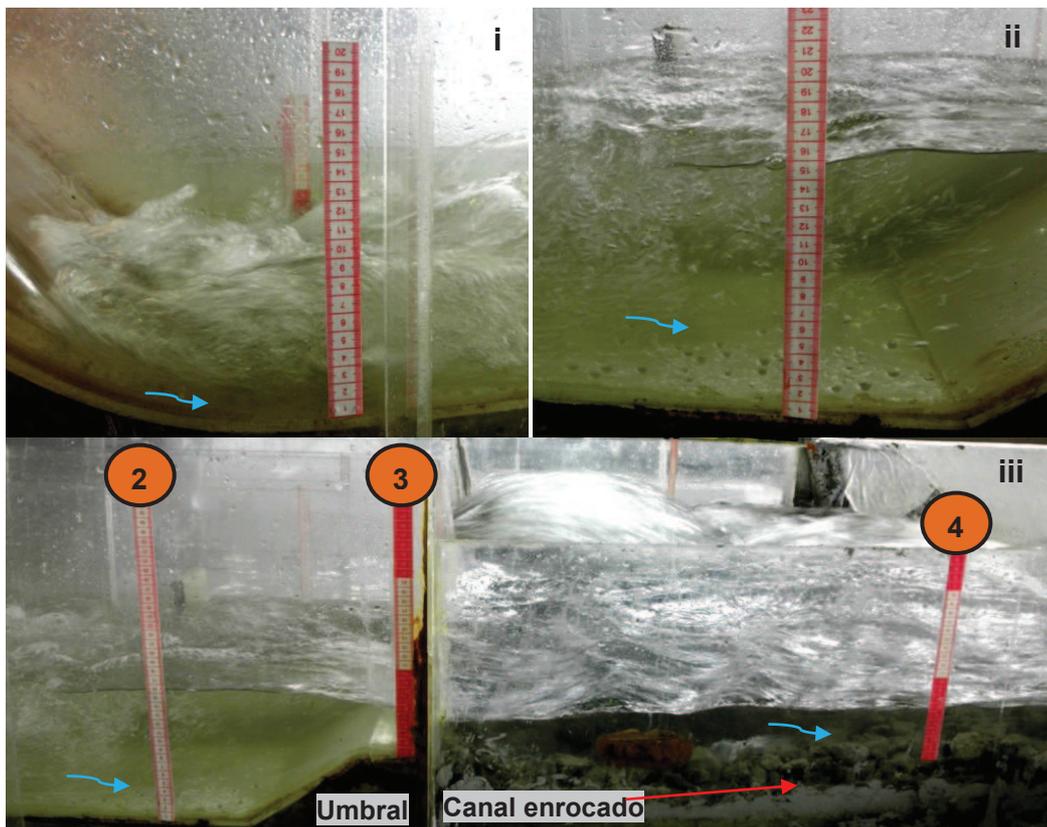
**Elaborado por:** Pablo Paredes

La fotografía 6.46 indica las secciones de medición de los calados de agua en el estanque disipador E3, así como se muestra el perfil de la salida del estanque disipador E3 hacia el canal enrocado. En la fotografía 6.45 se muestra el inicio y el final del resalto hidráulico que se desarrolla completamente en el estanque disipador E3, se observa un ingreso ligeramente sumergido y la zona de alta turbulencia por la introducción del flujo supercrítico en el estanque disipador de solera horizontal. Adicionalmente que la zona de remolinos superiores sumerge el ingreso del flujo supercrítico en la sección 1, por lo que se dificulta el registro del calado  $y_1$ , sin embargo las mediciones se realizan desplazando hacia aguas abajo el resalto hidráulico mediante el abatimiento de la clapeta del canal enrocado.

El flujo subcrítico que atraviesa la sección 2 presenta la finalización de los remolinos superiores y se reduce notablemente la introducción de aire debido a la turbulencia generada por el resalto hidráulico, por lo que fácilmente se puede realizar las mediciones del calado  $y_2$ .

El flujo sobre el umbral continuo sufre una aceleración y la magnitud del calado  $y_3$  se reduce, para luego introducirse en el flujo subcrítico del canal enrocado que aguas abajo presenta un calado  $y_4$  mayor.

**Fotografía 6.46:** Registro de calados en el dissipador E3, Sección 1 (i). Sección 2 (ii). Secciones 2, 3 y 4 (iii). Ensayo Y, Prueba 4



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

El cuadro 6.38 muestra los parámetros principales que caracterizan el fenómeno de la disipación de energía en los estanques dissipadores E1 y E3, estos parámetros son calculados a partir de los caudales aforados y en función de los calados de agua medidos en las secciones de control.

Para la descarga máxima de la compuerta C1 se observa en el estanque E1 un flujo supercrítico que se desplaza hacia aguas abajo por toda la longitud de la solera horizontal, hasta la sección 2 disipa un 3% de la energía  $H_1$  y cuando llega al umbral despega como un chorro de alta velocidad el cual impacta en el inicio de la solera enrocada, estas características ya fueron observadas en las Pruebas 1 y 2 en las que la operación de compuertas sugerida por Lombardi causa un resalto

rechazado, debido a que el flujo subcrítico, regulado en el canal enrocado desde aguas abajo, no logra equilibrar el momentum del flujo supercrítico que ingresa al estanque E1 con un número de Froude  $Fr_1 = 5.21$ , un calado prototipo  $y_1 = 0.82$  m y una velocidad prototipo  $V_1 = 14.79$  m/s.

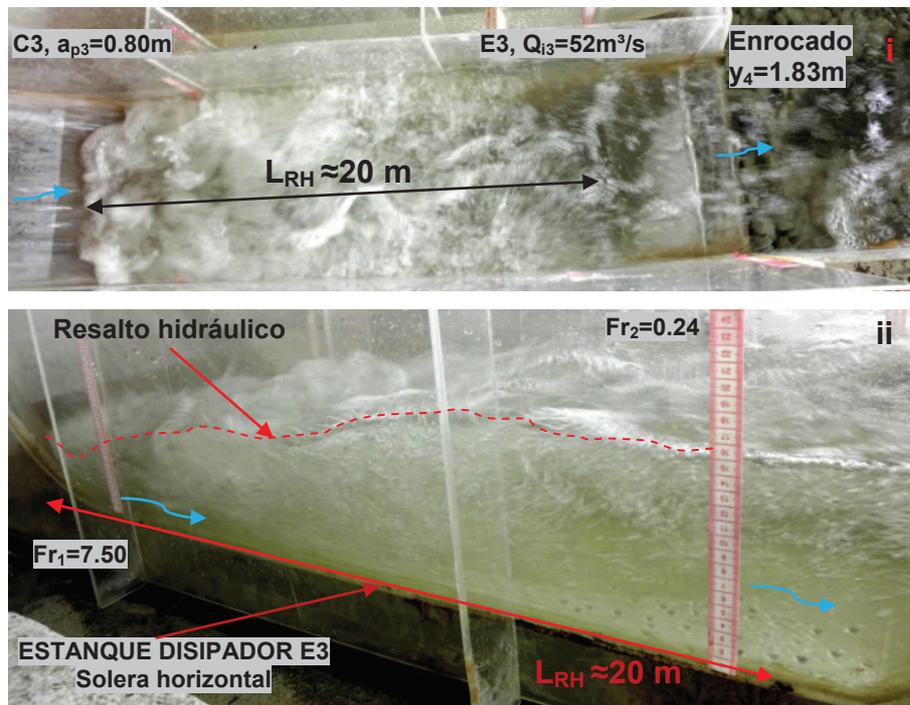
**Cuadro 6.38:** Características de la disipación de energía, Ensayo Y, Prueba 4

MAGNITUD			UNIDAD			SECCIÓN DE ANÁLISIS							
						CANAL DE APROX.	INICIO DEL DISIPADOR		ANTES DEL UMBRAL		FIN DEL DISIPADOR		CANAL ENROC.
						0	1		2		3		4
DESCRIPCIÓN			Caudal total	E1	E3	E1	E3	E1	E3	Caudal total			
Caudal	<b>Q</b>	[m <sup>3</sup> /s]	194.57	99.77	52.40	99.77	52.40	99.77	52.40	194.57			
Ancho de base	<b>B</b>	[m]	32.10	8.20	8.20	8.20	8.20	8.20	8.20	34.60			
Caudal unitario	<b>q</b>	[m <sup>2</sup> /s]	6.06	12.17	6.39	12.17	6.39	12.17	6.39	5.62			
Referencia 1092 msnm	<b>z</b>	[m]	7.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	2.00	2.00			
Calado	<b>y</b>	[m]	6.06	0.82	0.42	0.84	4.18	2.28	1.80	1.83			
Velocidad	<b>V</b>	[m/s]	1.00	14.79	15.21	14.53	1.53	5.34	3.56	3.08			
Froude	<b>Fr</b>	[-]	0.13	5.21	7.50	5.07	0.24	1.13	0.85	0.73			
Carga Total	<b>H</b>	[m]	13.11	11.98	12.22	11.60	4.30	5.73	4.44	4.31			
Energía Especifica	<b>E</b>	[m]	6.11	11.98	12.22	11.60	4.30	3.73	2.44	2.31			
Pérdida de Energía	<b>h<sub>s</sub>, h<sub>r</sub></b>	[m]	-	1.13	0.89	0.38	7.92	6.25	7.78	8.80			
Pérdida en Vertedero	<b>h<sub>r</sub>/H<sub>o</sub></b>	[m]	-	8.7%	6.8%	-	-	-	-	-			
Eficiencia del Resalto	<b>h<sub>s</sub>/H<sub>1</sub></b>	[%]	-	-	-	3.2%	64.8%	52.1%	63.6%	67.1%			
Longitud estanque	<b>L<sub>ed</sub></b>	[m]	Lombardi SA		27.00				Longitud 26.50 m				
Longitud resalto	<b>L<sub>RH</sub></b>	[m]	Forster y Skrinde		<b>L3 = 18.99</b>								
Longitud resalto	<b>L<sub>RH</sub></b>	[m]	Experimental		<b>L3 = 19.67</b>								

**Elaborado por:** Pablo Paredes

En la descarga de la compuerta C3, se evacúa la mitad del caudal máximo, por lo que se observa en el estanque E3 el ingreso de un flujo supercrítico con  $Fr_1 = 7.50$ , un calado prototipo  $y_1 = 0.42$  m y una velocidad prototipo  $V_1 = 15.21$  m/s, esto caracteriza un resalto hidráulico normal que se desarrolla completamente en la longitud de la solera horizontal del estanque, disipando de manera efectiva la energía cinética, ya que hasta la sección 3 se reduce un 64% de la energía total inicial  $H_0$  y se presenta un  $Fr_3 = 0.85$ .

**Fotografía 6.47:** Longitud del resalto hidráulico en el estanque E3, Vista superior (i). Vista lateral derecha (ii), Ensayo Y, Prueba 4



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

La posición del resalto hidráulico se mantiene debido a que el calado  $y_4$  en el canal enrocado es ligeramente mayor al calado  $y_3$  sobre el umbral de salida, pero se destaca que el flujo que sale del disipador E3 tiene una energía específica mayor que el flujo del canal enrocado, observándose que el flujo sobre el umbral de salida se acelera y se contrae verticalmente reduciendo el calado y aumentando la velocidad a la salida del disipador, pero aguas abajo en la mitad de la longitud del canal enrocado se mide un calado mayor y la correspondiente reducción de la velocidad y la estabilización del flujo. Las observaciones experimentales muestran que la longitud del resalto hidráulico  $L_3 \approx 20$  m, es un 4% mayor a la que se calcula según las experiencias de Forster y Skrinde.

Del análisis comparativo realizado a los fenómenos de flujo en cada uno de los estanques, se observa que la descarga individual del caudal máximo por la compuerta C1 provoca un desplazamiento del flujo supercrítico hacia aguas abajo, generando socavación en la solera del canal enrocado ya que a la salida del estanque E1 se presenta una velocidad  $V_3 = 5.34$  m/s; la descarga de la compuerta C3 es la adecuada para generar un resalto hidráulico normal en la

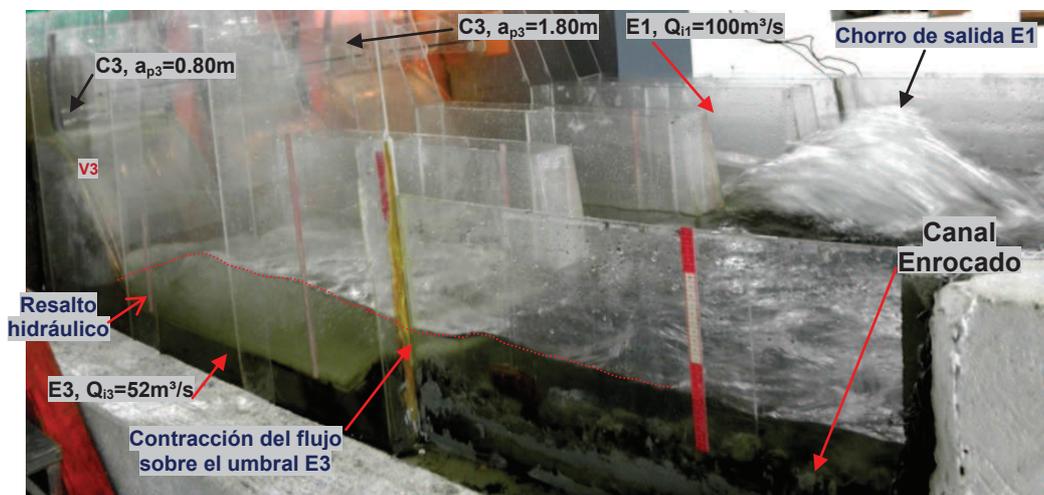
solera horizontal del estanque E3, controlado por el umbral de salida y sobre este se presenta una velocidad  $V_3=3.56$  m/s y en el canal enrocado se presenta una velocidad menor  $V_4 =3.08$  m/s, asegurando la estabilidad del material granular dispuesto en la solera del canal enrocado.

La fotografía 6.47 muestra las características de la longitud del resalto hidráulico normal en el estanque E3, la longitud de remolino en la zona de alta turbulencia y la longitud total a la que finaliza el resalto y la mezcla agua aire.

La fotografía 6.48 muestra una vista lateral derecha desde aguas abajo del canal enrocado, en la cual se observa el perfil completo del resalto hidráulico normal en el estanque E3 y el flujo descargado al canal enrocado en la margen derecha, también se observa la descarga del chorro impulsado desde el umbral continuo del estanque E1.

Claramente se observa que la operación sugerida en el Capítulo 3 y simulada en la compuerta C3, es la descarga adecuada en el estanque E3 ya que divide equitativamente el caudal máximo para descargarlo por dos compuertas reduciendo el caudal individual y aumentando el número de Froude en la sección 1, lo cual provoca un resalto estable y eficiente cuya posición es confinada al estanque disipador, esto es consecuencia del equilibrio de momentum que genera el calado  $y_3$  sobre el umbral continuo de salida, el cual es regulado desde aguas abajo en el canal enrocado con ayuda de la clapeta rectangular.

**Fotografía 6.48:** Vista lateral derecha de los estanques, Ensayo Y, Prueba 4



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

**Cuadro 6.39:** Comparación de resultados teóricos y experimentales, Ensayo Y, Prueba 4.

MAGNITUD			SECCIÓN DE ANÁLISIS							
			CANAL DE APROX.	INICIO DEL DISIPADOR		ANTES DEL UMBRAL		FIN DEL DISIPADOR		CANAL ENROC.
			0	1		2		3		4
DESCRIPCIÓN			Caudal total	Teórico	Exper.	Teórico	Exper.	Teórico	Exper.	Caudal total
Caudal	<b>Q</b>	[m <sup>3</sup> /s]	194.57	52.40	52.40	52.40	52.40	52.40	52.40	194.57
Ancho de base	<b>B</b>	[m]	32.10	8.20	8.20	8.20	8.20	8.20	8.20	34.60
Caudal unitario	<b>q</b>	[m <sup>2</sup> /s]	6.06	6.39	6.39	6.39	6.39	6.39	6.39	5.62
Referencia 1092 msnm	<b>z</b>	[m]	7.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	2.00	2.00
Calado	<b>y</b>	[m]	6.06	0.42	0.42	4.25	4.18	1.86	1.80	1.83
Velocidad	<b>V</b>	[m/s]	1.00	15.04	15.21	1.50	1.53	3.44	3.56	3.08
Froude	<b>Fr</b>	[-]	0.13	7.37	7.50	0.23	0.24	0.81	0.85	0.73
Carga Total	<b>H</b>	[m]	13.11	11.95	12.22	4.36	4.30	4.46	4.44	4.31
Energía Específica	<b>E</b>	[m]	6.11	11.95	12.22	4.36	4.30	2.46	2.44	2.31
Pérdida de Energía	<b>h<sub>s</sub>, h<sub>r</sub></b>	[m]	-	1.16	0.89	7.59	7.92	7.49	7.78	8.80
4Pérdida en Vertedero	<b>h<sub>r</sub>/H<sub>o</sub></b>	[m]	-	8.8%	7.5%	-	-	-	-	-
Eficiencia del Resalto	<b>h<sub>s</sub>/H<sub>1</sub></b>	[%]	-	-	-	63.5%	64.8%	62.7%	63.6%	67.1%
Longitud estanque	<b>L<sub>ed</sub></b>	[m]	Lombardi SA		27.00					Longitud 26.50 m
Longitud resalto	<b>L<sub>RH</sub></b>	[m]	Forster y Skrinde		L <sub>T</sub> =	19.28		L <sub>E</sub> =	18.99	
Longitud resalto	<b>L<sub>RH</sub></b>	[m]	Experimental		<b>L<sub>3</sub> = 19.67</b>					

**Elaborado por:** Pablo Paredes

El cuadro 6.39 muestra una comparación de los resultados experimentales y los resultados teóricos obtenidos para la evaluación del resalto hidráulico que se produce en el estanque disipador E3 durante el Ensayo Y, Prueba 4. Los cálculos son realizados según lo expuesto en el Capítulo 3 para el Escenario H, en el cual se descarga 50 m<sup>3</sup>/s por cada compuerta C1 y C3, por lo que se simula en el canal enrocado el nivel correspondiente al caudal total evacuado igual a 100 m<sup>3</sup>/s. El caudal individual descargado al estanque E3 corresponde a Q<sub>i3</sub> = 52.40 m<sup>3</sup>/s, el cual ingresa al estanque con un flujo supercrítico, para el cual se determina experimentalmente un calado y<sub>1</sub> = 0.420 m que sugiere un k=0.08 y un número de Froude Fr<sub>1</sub>=7.50, mientras que la ligera diferencia que presenta el calado contraído y<sub>1</sub>=0.425 m calculado teóricamente, muestra un Fr<sub>1</sub> = 7.37. Se destaca

que la pérdida  $h_s$  asumida en la descarga teórica responde a  $k=0.10$ , la cual se aproxima mucho a la que se determina experimentalmente.

Mediante la ecuación 3.8 de Belanger, se calcula el calado conjugado mayor  $y_2=4.25$  m, en función del  $y_1$  experimental; aplicando la ecuación 2.26 de la cantidad de movimiento entre las secciones 1 y 3 y estimando la fuerza  $F_{Ux}$  con la ecuación 3.16 se calcula el calado  $y_3 =1.80$  m sobre el umbral de salida del estanque, esto se realiza asumiendo un resalto hidráulico normal por lo que el calado  $y_3$  es función de los calados experimentales  $y_1, y_2$ . Los resultados experimentales muestran en el estanque disipador E3 un calado  $y_2 =4.18$  m, un calado  $y_3 =1.80$  m y el calado en el canal enrocado  $y_4 =1.83$  m, regulado desde aguas abajo, el cual permite el desarrollo de un resalto hidráulico normal ya que es ligeramente mayor al calado sobre el umbral de salida del disipador.

El análisis experimental determina que la operación sugerida por Lombardi para evacuar individualmente los caudales máximos es muy peligrosa para la estabilidad de la solera del canal enrocado y podría causar alteraciones en las condiciones naturales del Río Pilatón. Como se analizó en el Capítulo 3 la operación compartida y simultánea de las compuertas radiales para evacuar los excesos de caudal, es la opción adecuada para garantizar un resalto hidráulico confinado a los estanques disipadores, logrando una eficiencia aproximada al 66%. Esta eficiencia contrasta totalmente con las condiciones adversas que provoca la descarga individual de grandes excesos por una sola compuerta.

#### **6.6.4 ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN EL ENSAYO Z**

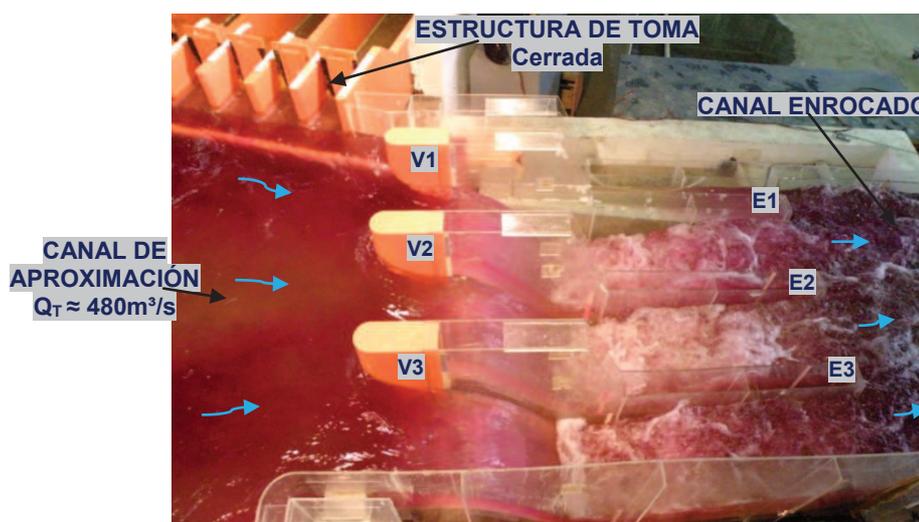
El prototipo de los estanques disipadores de la Captación Pilatón es diseñado por Lombardi para el escenario del caudal total máximo  $Q_T =480$  m<sup>3</sup>/s, que se espera para un período de retorno  $Tr =500$  años, estas condiciones de crecida son analizadas en el Capítulo 3 para el Escenario F, el presente ensayo experimental evalúa las características de la descarga a flujo libre del caudal de diseño por cada vertedero de cimacio, el cual ingresa a su respectivo estanque disipador, en el cual la disipación de energía es analizada para el caudal individual de diseño  $Q_i=160$  m<sup>3</sup>/s que cada estanque descarga por el umbral de salida al canal

enrocado. El canal rectangular de solera enrocada recibe la descarga de los tres estanques restituyendo al cauce natural del Río Pilatón  $480 \text{ m}^3/\text{s}$ . Según el análisis de las curvas de remanso calculadas por Lombardi, a la salida de los estanques disipadores y sobre el inicio del canal enrocado se presenta un calado de agua  $y_4 = 4.70 \text{ m}$ . El Capítulo 3 presenta los niveles de agua calculados con el programa HEC-RAS, con el cual se determina un calado  $y_4 = 4.82 \text{ m}$ , cabe destacar que los análisis realizados con el HEC-RAS determinan que la contrapendiente del canal enrocado provoca la elevación del nivel de agua a la salida de los estanques disipadores, mientras que para un canal enrocado cuya solera es horizontal se tiene un calado  $y_4 = 4.74 \text{ m}$ .

#### 6.6.4.1 Ensayo Z, Prueba 1

Para esta prueba se prepara el Modelo 1 para el Escenario F de operación del azud móvil, en el cual se abren completamente las compuertas radiales para evacuar las crecidas mayores a  $340 \text{ m}^3/\text{s}$  por los vertederos V1, V2 y V3, para estos eventos extraordinarios se cierra totalmente la estructura de toma con las 8 compuertas planas y sobre el canal enrocado se controla el flujo subcrítico regulado desde aguas abajo por las secciones naturales del Río Pilatón.

**Fotografía 6.49:** Vista superior desde aguas arriba, Ensayo Z, Prueba 1



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

La fotografía 6.48 muestra una vista superior del Modelo 1 de la Captación Pilatón con la estructura de toma cerrada y desde la margen derecha se observa

la descarga de los vertederos y el resalto hidráulico en los estanques disipadores E1, E2 y E3, el modelo se prepara para el análisis experimental del caudal máximo de diseño  $Q_T = 480 \text{ m}^3/\text{s}$ , el cual se evalúa en el Ensayo Z, Prueba 1.

**Cuadro 6.40:** Aforo de caudales, niveles de operación y caudal individual de los vertederos V1, V2 y V3 para el Ensayo Z, Prueba 1

AFORO DE CAUDALES						
Vertedero	$H_o$	$H_1$	$h$	$Q_m$	$Q_p$	Caudal prototipo por estructura
	[cm]	[cm]	[m]	[lt/s]	[m <sup>3</sup> /s]	
1	3.30	44.12	0.408	155.35	485.46	Canal de aproximación
7	19.23	60.20	0.410	156.73	489.78	Azud móvil
NIVELES DE OPERACIÓN						
Instrumento	$H_o$	$H_1$	$h_m$	$h_p$	NIVEL	Nivel prototipo por estructura
	[cm]	[cm]	[m]	[m]	[msnm]	
Sonda	60.33	39.95	0.204	5.10	1105.10	Canal de aproximación
Limnómetro	2.56	22.61	0.201	5.01	1105.01	Azud móvil
CARGA DE AGUA Y CAUDAL INDIVIDUAL						
Vertedero de cimacio	$h_p$	$q_p$	$H_d$	$B_{ef}$	$Q_i$	Caudal prototipo por cada vertedero
	[m]	[m <sup>3</sup> /s]	[m]	[m]	[m <sup>3</sup> /s]	
Azud móvil	5.01	26.21	5.98	6.29	164.76	V1, V2 y V3

**Elaborado por:** Pablo Paredes

El cuadro 6.40 muestra el aforo del caudal que ingresa y sale del Modelo 1, para esta prueba solo se usan los vertederos triangulares 1 y 7, ya que la toma permanece cerrada, también se presenta la medición de los niveles de agua sobre el canal de aproximación aguas arriba de la descarga de los vertederos, estos registros se realizan con limnómetros ubicados en una sección del canal lo suficientemente alejada de la contracción vertical que sufre el flujo por la variación brusca de nivel en la descarga de los vertederos, la sonda ultrasónica se ubica aguas arriba del inicio de la toma.

El cuadro 6.40 presenta el cálculo del caudal específico del vertedero, a través de la ecuación 6.7, la cual es obtenida experimentalmente para el cálculo del caudal individual y se calcula la base efectiva del vertedero mediante la ecuación 6.4. Como se observó en el análisis experimental de la descarga libre de los vertederos de cimacio, los caudales individuales evacuados por cada uno son muy similares, por lo que se asume que por los tres vertederos se reparte equitativamente el caudal total  $Q_T = 485.46 \text{ m}^3/\text{s}$ , ingresando en cada estanque

disipador un caudal individual  $Q_i = 161.82 \text{ m}^3/\text{s}$ . El caudal total de salida del Modelo 1 aforado con el vertedero 7, presenta una variación  $\Delta Q = 0.9\%$  respecto al caudal de ingreso aforado con el vertedero 1, y el cálculo del caudal individual presenta una variación  $\Delta Q = 1.2\%$  respecto al caudal individual obtenido experimentalmente del caudal total aforado con el vertedero 1.

**Cuadro 6.41:** Calados en las secciones de medición, Ensayo Z, Prueba 1

SECCIÓN DE ANÁLISIS		CANAL DE APROXIMACIÓN	ESTANQUES DISIPADORES E1, E2 Y E3			CANAL ENROCADO
CALADOS		$y_0$	$y_1$	$y_2$	$y_3$	$y_4$
Modelo	[cm]	20.38	5.22	26.10	18.94	19.31
Prototipo	[m]	5.60	1.31	6.53	4.74	4.83
Nivel	[msnm]	1105.10	1093.31	1098.53	1098.74	1098.83

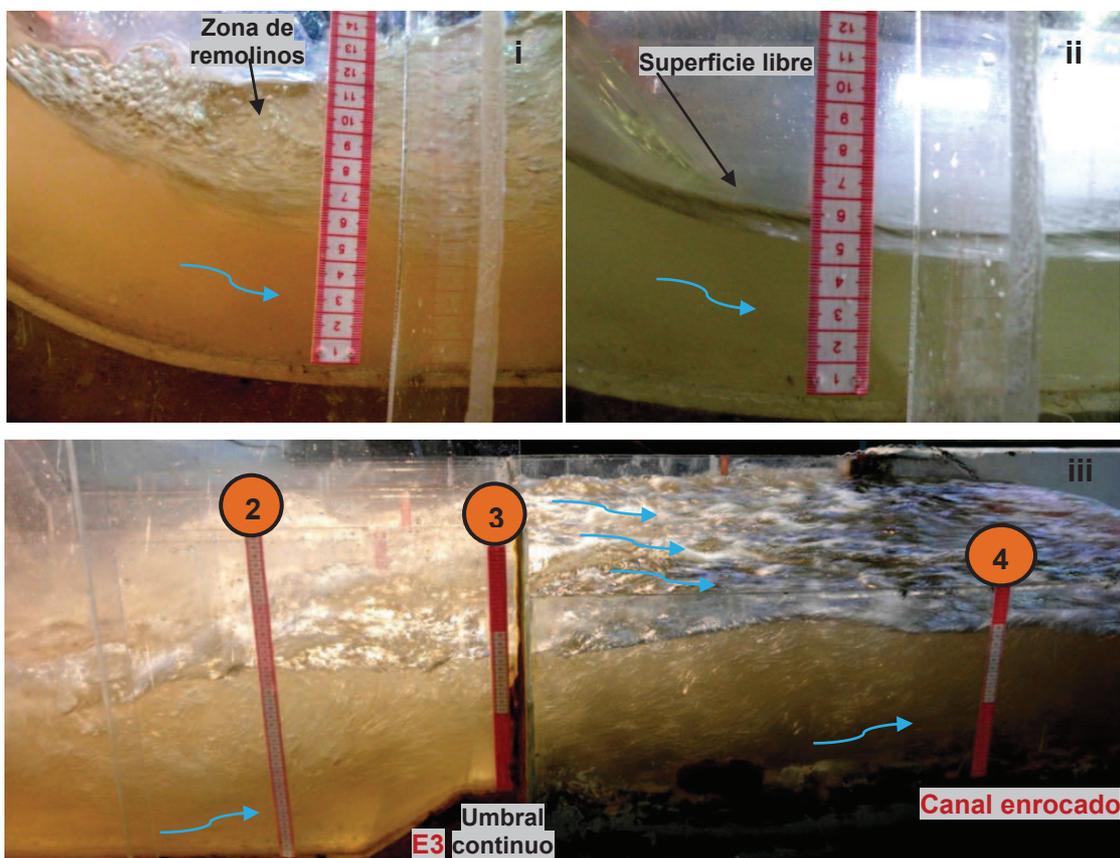
**Elaborado por:** Pablo Paredes

El cuadro 6.41 presenta el registro de los calados de agua medidos en las secciones de control 1, 2 y 3 establecidas en cada uno de los tres estanques disipadores, las mediciones que se realizan son utilizadas para obtener un calado promedio en cada sección, ya que se asume que el caudal individual para cada disipador es el mismo. Para este ensayo experimental la sección inicial 0, sobre el canal de aproximación aguas arriba del azud móvil, presenta el nivel de la solera enrocada en la cota prototipo 1099.50 msnm sobre la cual se mide el calado  $y_0 = 5.60 \text{ m}$ , observándose un flujo subcrítico de aproximación relativamente estable sin la presencia de aceleración del flujo con efectos de contracción en la lámina vertiente por la descarga de los vertederos de cimacio, obteniendo que para la descarga libre del caudal total  $Q_T = 485.46 \text{ m}^3/\text{s}$  se alcanza sobre el canal de aproximación un nivel máximo de crecida igual a 1105.01 msnm.

La medición de los calados en los estanques disipadores se dificulta mucho debido a las ondulaciones que presenta el resalto hidráulico formado, por lo que se realizan registros visuales y fotográficos obteniendo un buen número de observaciones para asegurar mejores resultados experimentales. Como se ha mencionado en los ensayos anteriores, el registro de mediciones se facilita para el estanque E3 y es complicado para los estanques E1 y E2, sobre todo el registro del calado  $y_1$  en el ingreso a los disipadores. Para evaluar el calado contraído en la sección 1 se desplaza el resalto hidráulico hacia aguas abajo para evitar que la

zona de remolinos afecte ligeramente el ingreso del flujo supercrítico, facilitando la medición del calado como lo muestra la fotografía 6.50, la cual presenta registros de los calados en las secciones de control del estanque disipador E3, también se observa el registro del calado de agua en el canal enrocado. Las mediciones de los calados  $y_2$  y  $y_3$  presentan poca confiabilidad debido a la gran introducción de aire que se manifiesta como pequeñas burbujas de un diámetro aproximado a 4 mm en modelo, pero hacia aguas abajo de la salida del disipador se observa una considerable reducción de burbujas las cuales casi desaparecen en la sección media del canal enrocado.

**Fotografía 6.50:** Registro de calados en el disipador E3, Sección 1 con remolinos superiores (i). Sección 1, libre (ii). Secciones 2, 3 y 4 (iii). Ensayo Z, Prueba 1



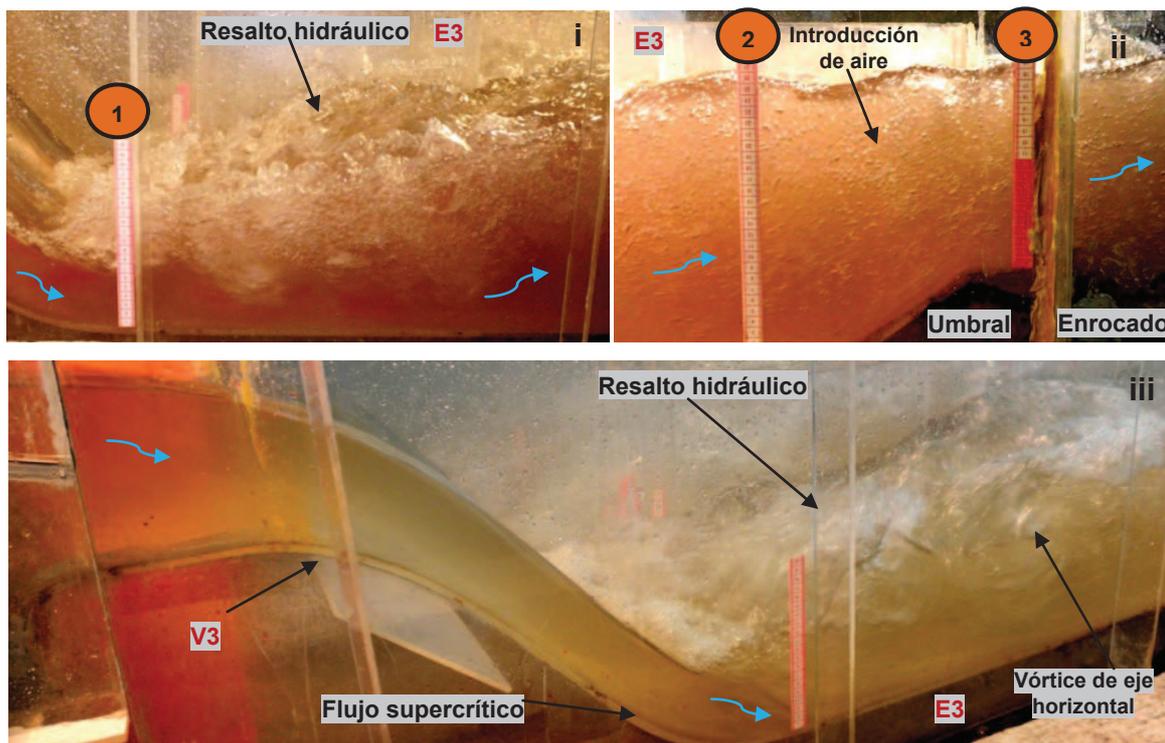
**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

El nivel de agua en el canal enrocado controla la posición del resalto hidráulico el cual se desarrolla completamente en los estanques disipadores provocando una zona de alta turbulencia con la presencia de remolinos superficiales consecuencia de la intensa mezcla y los elevados gradientes de velocidad, a través de estos

fenómenos de alta turbulencia y debido al intercambio de cantidad de movimiento entre las partículas de los flujos supercrítico y subcrítico, se disipa la energía cinética del flujo inicial y la zona de remolinos se confina hasta antes de la salida al canal enrocado, pero se observa la permanencia de burbujas de aire y ondas superficiales que desaparecen hacia aguas abajo, observándose en cada estanque una extensión del resalto hidráulico y su estabilización en el flujo subcrítico del canal enrocado, sin causar problemas de remoción del material granular dispuesto como enrocado de protección en la solera.

La fotografía 6.51 presenta una vista lateral derecha del perfil del resalto hidráulico en el estanque E3, mostrando la zona de alta turbulencia aguas abajo de la sección 1 y el flujo oscilatorio cargado de burbujas en las secciones 2 y 3.

**Fotografía 6.51:** Resalto hidráulico oscilante entre secciones 1 y 2 (i). Fin del dissipador secciones 2 y 3 (ii), estanque E3, Ensayo Z, Prueba 1



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

Para el Ensayo Z, Prueba 1 el cuadro 6.42 presenta los principales parámetros prototipo obtenidos mediante el análisis experimental del resalto hidráulico, el cual se genera en cada uno de los estanques dissipadores de energía de la Captación Pilatón, los parámetros son calculados en función de los caudales aforados y los

calados de agua medidos en las respectivas secciones de control durante la prueba experimental, el cuadro 6.42 también presenta los resultados teóricos para realizar un análisis comparativo de los calados medidos y los calculados como se indica en el Capítulo 3 para el Escenario F

**Cuadro 6.42:** Características de la disipación de energía y comparación de resultados experimentales con resultados teóricos, Ensayo Z, Prueba 1

SECCIÓN DE ANÁLISIS												
MAGNITUD		UNIDAD	CANAL DE APROX.		INICIO DEL DISIPADOR		ANTES DEL UMBRAL		FIN DEL DISIPADOR		CANAL ENROC.	
			0		1		2		3		4	
DESCRIPCIÓN			Teóri.	Exper.	Teóri.	Exper.	Teóri.	Exper.	Teóri.	Exper.	Teóri.	Exper.
Caudal	<b>Q</b>	[m <sup>3</sup> /s]	485.46		161.82		161.82		161.82		485.46	
Ancho de base	<b>B</b>	[m]	44.53	44.73	8.20	8.20	8.20	8.20	8.20	8.20	34.60	34.60
Caudal unitario	<b>q</b>	[m <sup>2</sup> /s]	10.90	10.85	19.73	19.73	19.73	19.73	19.73	19.73	14.03	14.03
Referencia 1092 msnm	<b>z</b>	[m]	7.50	7.50	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Calado	<b>y</b>	[m]	5.62	5.60	1.286	1.305	7.17	6.53	4.78	4.74	4.83	4.84
Velocidad	<b>V</b>	[m/s]	1.94	1.94	15.35	15.12	2.75	3.02	4.13	4.17	2.91	2.90
Froude	<b>Fr</b>	[-]	0.26	0.26	4.32	4.23	0.33	0.38	0.60	0.61	0.42	0.42
Carga Total	<b>H</b>	[m]	13.31	13.29	13.29	12.96	7.56	6.99	7.65	7.62	7.26	7.27
Energía Específica	<b>E</b>	[m]	5.81	5.79	13.29	12.96	7.56	6.99	5.65	5.62	5.26	5.27
Pérdida de Energía	<b>h<sub>s</sub>,h<sub>r</sub></b>	[m]	-	-	0.00	0.33	5.73	5.97	5.64	5.34	6.03	6.02
Pérdida en Vertedero	<b>h<sub>r</sub>/H<sub>o</sub></b>	[m]	-	-	0.0%	2.5%	-	-	-	-	-	-
Eficiencia del Resalto	<b>h<sub>s</sub>/H<sub>1</sub></b>	[%]	-	-	-	-	43.1%	46.1%	42.5%	41.2%	45.4%	45.3%
Longitud estanque	<b>L<sub>ed</sub></b>	[m]	Lombardi SA				27.00				Long. 26.50 m	Long. 26.50 m
Longitud resalto	<b>L<sub>RH</sub></b>	[m]	Forster y Skrinde			L <sub>T</sub> =	33.88		L <sub>E</sub> =	33.68		
Longitud resalto	<b>L<sub>RH</sub></b>	[m]	USBR			L <sub>T</sub> =	42.33		L <sub>E</sub> =	38.50		
Longitud resalto	<b>L<sub>RH</sub></b>	[m]	Experimental			40.35						

**Elaborado por:** Pablo Paredes

De los resultados experimentales mostrados en el cuadro 6.42 se establece que por cada disipador se descarga un caudal individual  $Q_i=161.82$  m<sup>3</sup>/s el cual ingresa al estanque y está caracterizado por un calado prototipo  $y_1 = 1.305$  m que sugiere un  $k = 0.028$ , este difiere del asumido teóricamente  $k = 0$ , el flujo ingresa con una velocidad prototipo  $V_1 = 15.12$  m/s lo cual expone un flujo supercrítico con un número de Froude  $Fr_1 = 4.23$ , estas condiciones provocan un resalto hidráulico oscilante, este fenómeno se caracteriza por un brusco rompimiento del perfil del

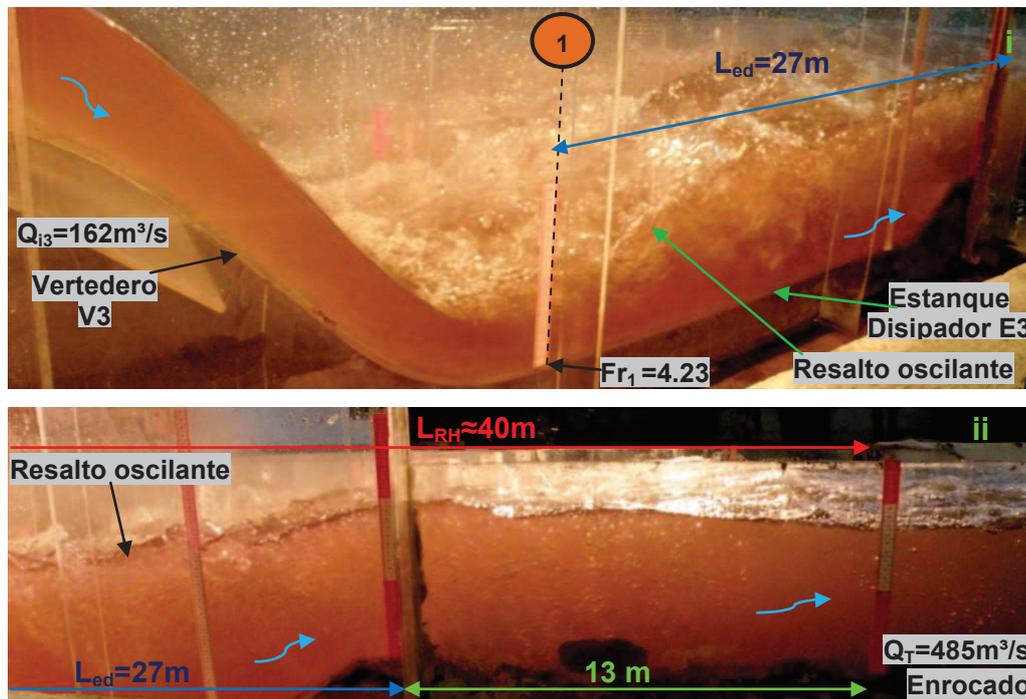
flujo acompañado de una zona de alta turbulencia y una considerable introducción de aire, el resalto se observa como una onda estacionaria dentro de los estanques disipadores, con la presencia vórtices de eje horizontal que se desplazan hacia aguas abajo y hacia la superficie libre del flujo generando ondas superficiales que casi desaparecen sobre el umbral continuo.

El flujo en los estanques presenta una transición brusca del régimen supercrítico al régimen subcrítico observándose un flujo rápidamente variado en toda la longitud de los disipadores  $L_{ed} = 27$  m, la cual es relativamente corta ya que se observa una mayor extensión de la longitud de remolino y de la longitud del resalto hidráulico, avanzando hacia aguas abajo de la sección 3; se registra experimentalmente una longitud aproximada  $L_{RH} \approx 40$  m. Sin embargo se mide la eficiencia experimental del estanque disipador de energía determinando que hasta la sección 3 se alcanza una reducción del 41% de la energía inicial  $H_1$  en la sección 1, presentándose a la salida del disipador un flujo subcrítico con un calado prototipo  $y_3 = 4.74$  m, una velocidad prototipo  $V_3 = 4.17$  m/s y un número de Froude  $Fr_3 = 0.61$ . Cabe destacar la presencia de pequeñas burbujas de 4 mm de diámetro en modelo, debido a la introducción de aire, pero se observa su desplazamiento hacia la superficie libre y hacia aguas abajo disminuyendo considerablemente su concentración sobre el canal enrocado y facilitando ubicar el sitio de medición del calado  $y_4$ .

En la fotografía 6.52 se muestra desde la margen derecha el perfil del resalto hidráulico oscilante formado en el estanque disipador E3, se presenta una vista lateral desde aguas arriba de la introducción del flujo supercrítico en el estanque disipador hasta su salida como flujo subcrítico por el umbral continuo, también se indica una vista lateral del perfil del resalto hidráulico en las secciones 2 y 3 del estanque disipador, mostrando la salida del flujo sobre el umbral continuo hacia el canal enrocado.

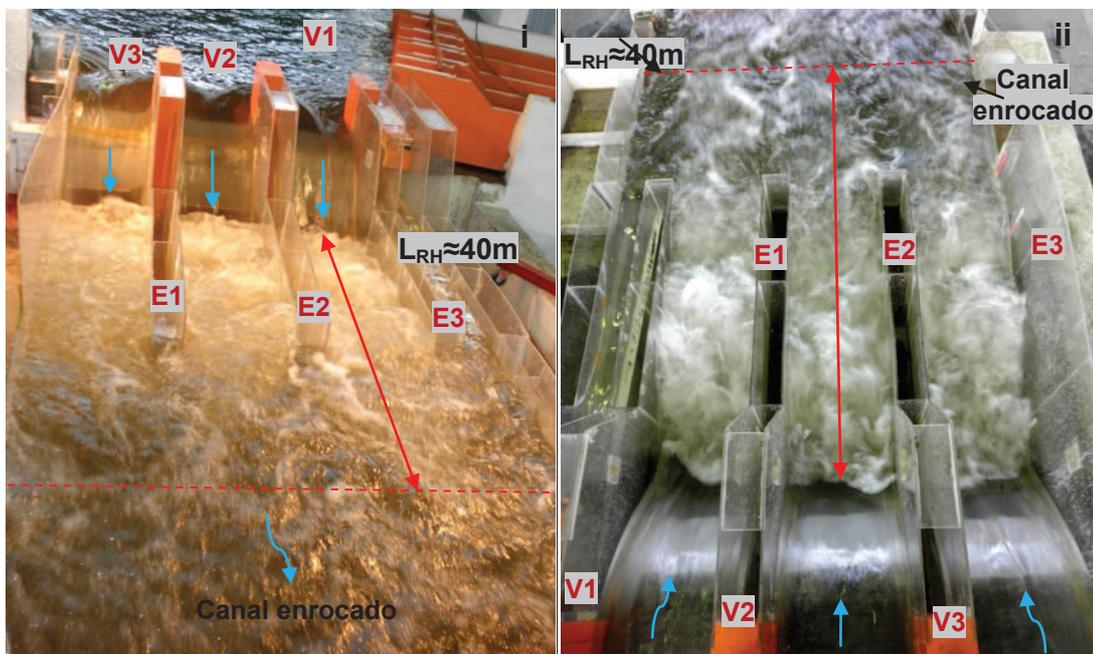
Para el caudal  $Q_T = 485.46$  m<sup>3</sup>/s se presenta un calado prototipo  $y_4 = 4.84$  m y una velocidad prototipo  $V_4 = 2.90$  m/s, esto caracteriza un flujo subcrítico con un número de Froude  $Fr_4 = 0.42$ . Se determina que hasta la sección 4 del canal enrocado se reduce un 45% de la energía inicial  $H_0$  que se presenta aguas arriba en el canal de aproximación.

**Fotografía 6.52:** Vista lateral derecha del perfil del resalto hidráulico, Secciones 1, 2 y 3 (i). Secciones 2, 3 y 4 (ii), Ensayo Z, Prueba 1



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

**Fotografía 6.53:** Vista superior del resalto hidráulico desde aguas abajo (i). Vista desde aguas arriba (ii), Ensayo Z, Prueba 1



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

El flujo subcrítico sobre el canal enrocado presenta afectaciones por la salida del flujo oscilante y pulsatorio desde los tres estanques disipadores, esto se observa

en la zona superficial donde se presentan ligeras perturbaciones, las cuales permanecen hasta la sección media del canal enrocado para luego desaparecer aguas abajo y presentar un flujo subcrítico que atraviesa la sección 4.

La fotografía 6.53 presenta una vista superior de la descarga a los estanques disipadores, observándose desde aguas abajo y desde aguas arriba las características superficiales del resalto hidráulico, se destaca la presencia de ligeras perturbaciones superficiales que desaparecen sobre la primera mitad del canal de enrocado.

De las observaciones y resultados obtenidos experimentalmente se determina que el resalto hidráulico oscilante no finaliza en la sección 3 sobre el umbral de salida, a pesar de que el calado  $y_4$  en el canal enrocado es ligeramente mayor al calado  $y_3$ , la energía específica del flujo en la salida de los disipadores es mayor que la energía específica del flujo en el canal enrocado, lo cual provoca la extensión hacia aguas abajo de la zona superficial de remolinos e introducción de aire, esto finaliza completamente en los primeros 13 metros del canal enrocado. Cabe destacar, que a pesar de que el resalto hidráulico oscilante no se contiene completamente en los estanques disipadores, el flujo subcrítico sobre el umbral continuo de salida posee una velocidad prototipo  $V_3 = 4.17$  m/s, la cual no provoca arrastre del material granular dispuesto en la solera del canal enrocado, también se determina experimentalmente que el flujo subcrítico del canal enrocado presenta una velocidad prototipo  $V_4 = 2.90$  m/s, la cual es relativamente baja y permite el desarrollo de un flujo estable hacia aguas abajo, que no provoca problemas de arrastre del material granular dispuesto como enrocado de protección y garantiza una restitución adecuada de los excesos de caudales extraordinarios al cauce natural del Río Pilatón.

Según los cálculos teóricos realizados y comparados con la información experimental obtenida en el Ensayo Z, Prueba 1, se determina que sobre el canal de aproximación se presentan condiciones experimentales muy similares a las definidas en la modelación numérica mostrada en el Capítulo 3 y realizada con el programa HEC-RAS, para definir las características del flujo de aproximación a la descarga libre del caudal máximo de diseño a través de los vertederos de cimacio, el número de Froude  $Fr_0 = 0.26$  obtenido en la sección inicial del canal de

aproximación corresponde al determinado experimentalmente en el Modelo 1 y es igual al calculado teóricamente para el prototipo, lo cual permite realizar la correcta simulación dinámica del flujo de aproximación.

El calado contraído  $y_1$  es calculado teóricamente suponiendo que no existen pérdidas considerables de energía en la descarga del vertedero, obteniendo un calado prototipo  $y_1 = 1.286$  m, una velocidad  $V_1 = 15.35$  m/s y un número de Froude  $Fr_1 = 4.32$ , estos resultados teóricos presentan una ligera diferencia respecto a los resultados experimentales, los cuales muestran un número de Froude  $Fr_1 = 4.23$ , esto implica que existe una pequeña pérdida de energía en la descarga de los vertederos de cimacio calculada experimentalmente con un  $k \approx 0.03$ .

El calado conjugado mayor  $y_2 = 7.17$  m, es calculado mediante la ecuación 3.8 de Belanger, en función del calado experimental  $y_1$ , este cálculo teórico no es válido para las características experimentales de este tipo de resalto hidráulico ya que no se presenta un equilibrio del momentum en la sección 2 registrando un calado experimental menor  $y_2 = 6.53$  m, el resalto no se estabiliza y continúa hacia aguas abajo, siendo interceptado por el umbral continuo para disminuir su calado y regular un flujo subcrítico a la salida del estanque disipador. El calado sobre el umbral de salida del disipador  $y_3 = 4.78$  m es calculado teóricamente aplicando la ecuación 2.26 de la cantidad de movimiento entre las secciones 1 y 3 del estanque disipador y calculando la fuerza de oposición  $F_{Ux}$  con la ecuación 2.29, esta fuerza es función del calado  $y_3$  y de la altura del umbral  $z_3$ ; el calado experimental  $y_3 = 4.74$  m es muy similar al calculado teóricamente y el número de Froude obtenido experimentalmente en el Modelo 1  $Fr_3 = 0.61$  es muy similar al Froude obtenido teóricamente para el prototipo  $Fr_3 = 0.60$ .

Por último se observa que el flujo sobre el canal enrocado presenta condiciones similares a las que se determinan mediante la modelación numérica con el programa HEC-RAS mostrada en el Capítulo 3, se modela las secciones naturales del Río Pilatón, las secciones del canal de restitución y hasta la sección de salida de los disipadores hacia el canal enrocado, con la finalidad de obtener los niveles de agua sobre el canal enrocado en función del caudal total descargado, el cual presenta un flujo subcrítico que depende del remanso

provocado desde aguas abajo por las secciones naturales del río. El calado experimental  $y_4 = 4.84$  m, en prototipo, es un centímetro mayor al calado teórico que se requiere instalar sobre el enrocado mediante la clapeta rectangular, este error es insignificante por lo que se obtiene experimentalmente en el Modelo 1 el número de Froude  $Fr_4 = 0.42$ , igual al calculado teóricamente para el prototipo.

Para el Ensayo Z, Prueba 1, el análisis experimental de la disipación de energía en los estanques E1, E2 y E3 de la Captación Pilatón, muestra que durante la descarga libre del caudal individual máximo de diseño  $Q_i \approx 162$  m<sup>3</sup>/s, a través de cada vertedero de cimacio, se produce un resalto hidráulico oscilante en los tres disipadores, el cual no finaliza sobre el umbral de salida del estanque y encuentra su equilibrio 13 metros aguas abajo en la sección 4 del canal enrocado, donde se observa un flujo subcrítico estable que puede ser restituido normalmente al cauce natural del Río Pilatón. La eficiencia de los estanques disipadores es baja y corresponde al 41% de la energía inicial  $H_1$ , pero estos cumplen con el objetivo de descargar al canal enrocado un flujo subcrítico de baja velocidad que alcanza un máximo de 4.17 m/s sobre el umbral continuo de salida para cada disipador, lo que no causa problemas de arrastre y socavación del material pétreo dispuesto como enrocado de protección en la solera del canal.

## **6.7 RESUMEN DEL ANÁLISIS EXPERIMENTAL DEL RESALTO HIDRÁULICO EN LOS ESTANQUES DISIPADORES DE ENERGÍA**

El modelo físico de la disipación de energía en la Captación Pilatón, responde a la necesidad de evaluar el diseño original de los estanques disipadores de energía ubicados aguas abajo del azud móvil, estos estanques reciben el exceso de caudales que regula el azud móvil a través de compuertas y clapetas radiales, las cuales cierran sobre la cresta de los vertederos de cimacio. A continuación se presenta un resumen de los cálculos realizados para estimar los parámetros hidráulicos más importantes que caracterizan el fenómeno del resalto hidráulico, formado en los estanques disipadores de energía, los cuales han sido evaluados experimentalmente durante los Ensayos Y y Z.

Para definir los parámetros hidráulicos del flujo supercrítico al inicio de los estanques disipadores, se inicia por establecer las condiciones aguas arriba del resalto hidráulico, analizando la descarga de compuertas radiales y vertederos de cimacio, con la metodología presentada en el Resumen del análisis experimental de las estructuras de descarga del azud móvil, expuesto en el numeral 6.5 del presente capítulo, donde se presenta la información experimental recopilada y su procesamiento para determinar caudales, aperturas de compuertas y los niveles de operación normal y extraordinaria de la Captación Pilatón aguas arriba del azud móvil.

El cálculo de los calados en un estanque disipador se realiza utilizando la ecuación de la cantidad de movimiento aplicada entre las secciones de control que confinan el resalto hidráulico, las ecuaciones dispuestas para este análisis se presentan en el capítulo 2 y 3, las cuales evalúan el resalto hidráulico para la descarga de compuertas estudiando las secciones 1, 2 y 3 del estanque disipador, y para el resalto hidráulico en la descarga de los vertederos de excesos se estudia las secciones 1 y 3.

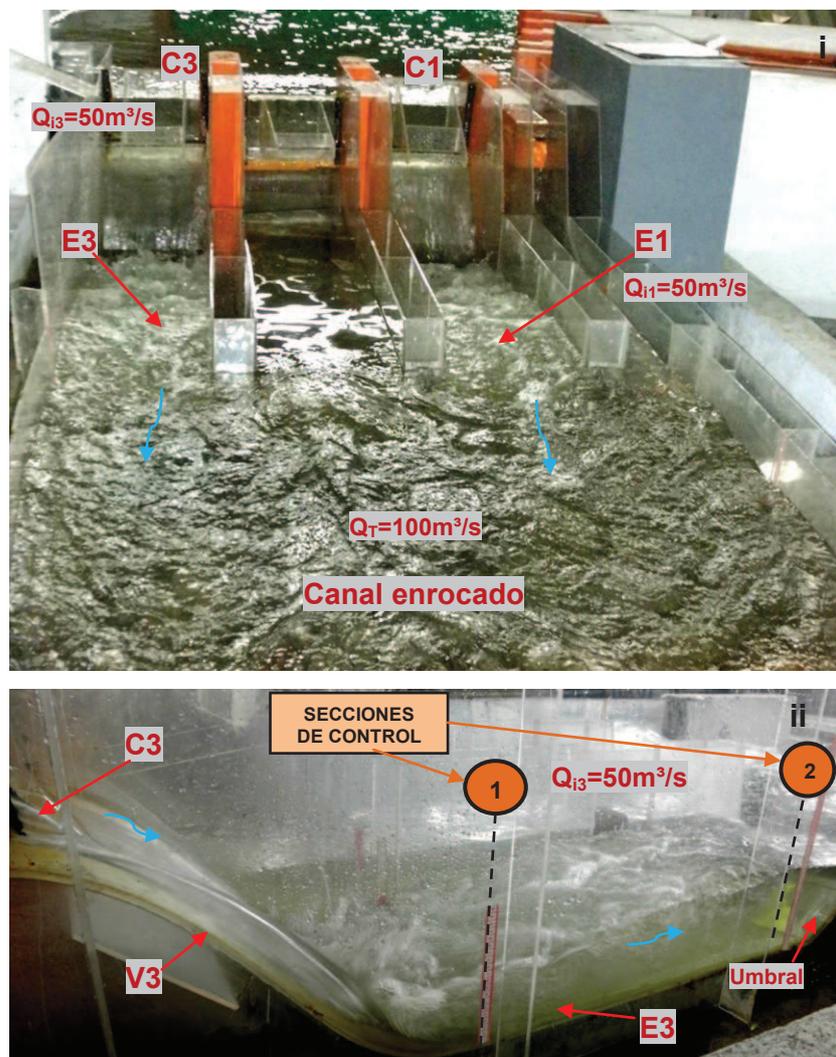
Los niveles de agua en la salida de los estanques disipadores se obtienen de los resultados obtenidos con el programa HEC-RAS, a través de la modelación numérica del canal enrocado, el canal de restitución y las secciones naturales del Río Pilatón, las cuales regulan desde aguas abajo el flujo subcrítico presente en el canal enrocado. También se realiza el modelo numérico del canal de aproximación al azud móvil, este es calibrado con los resultados experimentales obtenidos en el modelo físico para la descarga libre de los vertederos de excesos.

### **6.7.1 DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN LA DESCARGA DE COMPUERTAS RADIALES**

En la evaluación teórica y experimental del resalto hidráulico formado en los estanques disipadores de la Captación Pilatón, se analiza una operación segura de las compuertas radiales, para lograr la adecuada disipación de energía mediante un resalto hidráulico normal totalmente desarrollado, obteniendo porcentajes de eficiencia mayores al 50%. En el capítulo 3 se presentan los Escenarios G, H, I, J y K para la correcta operación del azud móvil, a continuación

se presenta el procedimiento de cálculo respectivo para el análisis de los principales parámetros hidráulicos que caracterizan la disipación de energía para un exceso de caudal total  $Q_T \approx 100 \text{ m}^3/\text{s}$  que marca el fin del Escenario H y el inicio del Escenario I, donde se operan simultáneamente las compuertas C1 y C3 para descargar un caudal individual  $Q_i \approx 50 \text{ m}^3/\text{s}$  en los estanques E1 y E3, respectivamente, regulando el nivel de operación en la cota 1105 msnm y derivando  $40 \text{ m}^3/\text{s}$  por la estructura de toma. Los cálculos teóricos se realizan asumiendo un resalto hidráulico estable y totalmente desarrollado en cada uno de los estanques disipadores de energía E1 y E3.

**Fotografía 6.54:** Vista desde aguas debajo de la disipación de energía en la descarga de las compuertas C1 y C3 (i). Vista lateral derecha del estanque E3 (ii)



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

Para calcular el calado contraído  $y_1$ , del flujo supercrítico en el inicio del estanque disipador, se aplica la ecuación de la energía entre las secciones 0 y 1; mientras que el calado conjugado mayor  $y_2$  se calcula con la ecuación de Belanger en función del calado contraído  $y_1$  y el número de Froude  $Fr_1$ . El calado  $y_3$  se evalúa aplicando la ecuación de la cantidad de movimiento entre las secciones 1 y 3 y evaluando la fuerza de oposición  $F_{Ux}$ , generada por el umbral continuo, la cual es función de los calados de agua  $y_2$  y  $y_3$ , este análisis corresponde al primer caso del resalto hidráulico estudiado en el Capítulo 2.

### 6.7.1.1 Calado contraído $y_1$ en la sección inicial del estanque disipador

#### DATOS:

$Q_T = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ :	caudal total evacuado
$Q_i = 50 \text{ m}^3/\text{s}$ :	caudal individual de C1 y C3
$B_o = 31.20 \text{ m}$ :	ancho total del azud móvil
$y_o = 6.00 \text{ m}$ :	calado de agua sobre el canal de aproximación
$z_o = 7.00 \text{ m}$ :	carga de posición de la solera del canal de aproximación
$z_1 = 0 \text{ m}$ :	carga potencial nula, inicio del estanque, cota 1092 msnm
$B_i = 8.20 \text{ m}$ :	ancho de los disipadores
$k = 0.10$	coeficiente de pérdida de energía entre secciones 0 y 1
$g = 9.81 \text{ m/s}^2$ :	aceleración de la gravedad

#### FORMULAS:

$q_T = Q_T/B_o$ :	caudal unitario sobre el canal de aproximación [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]
$q_i = Q_i/B_i$ :	caudal unitario del disipador [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]
$V_o = q_T/y_o$ :	velocidad del flujo de aproximación en la sección 0 [ $\text{m/s}$ ]
$V_1 = q_i/y_1$ :	velocidad del flujo que ingresa al estanque disipador [ $\text{m/s}$ ]
$H_o = z_o + y_o + V_o^2/2g$ :	carga total de energía en la sección 0 [ $\text{m}$ ]
$H_1 = z_1 + y_1 + V_1^2/2g$ :	carga de energía en la sección 1 [ $\text{m}$ ]
$E_1 = y_1 + V_1^2/2g$ :	energía específica en la sección 1 [ $\text{m}$ ]
$h_r = k(V_1^2/2g)$ :	pérdida de energía en la descarga del flujo [ $\text{m}$ ]
$Fr_1 = V_1/\sqrt{g \cdot y_1}$	número de Froude del flujo supercrítico de ingreso, sección 1

#### PROCEDIMIENTO:

- Conocidos todos los parámetros hidráulicos en la sección 0 se calcula la energía total inicial  $H_0$ .
- Aplicando el principio de continuidad y conservación de la energía entre las secciones 0 y 1, se define que  $H_0 = H_1 + h_r$ , para lo cual se evalúa de manera iterativa el calado contraído  $y_1$  que satisface la ecuación 6.13.

$$H_0 = y_1 + (1 + k) \frac{q_i^2}{2 \cdot g \cdot y_1^2} \quad (6.13)$$

- Se calcula el número de Froude  $Fr_1$ , el cual caracteriza el flujo supercrítico que ingresa al estanque disipador, de este parámetro adimensional depende la relación entre calados conjugados  $y_2/y_1$ , calculada por la ecuación de Belanger.

### RESULTADOS:

$$q_T = 3.12 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$q_i = 6.10 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$V_0 = 0.52 \text{ m/s}$$

$$H_0 = 13.01 \text{ m}$$

$$y_1 = 0.407 \text{ m}$$

$$V_1 = 14.99 \text{ m/s}$$

$$Fr_1 = 7.51$$

$$E_1 = H_1 = 11.86 \text{ m}$$

$$h_r = 1.15 \text{ m}$$

#### 6.7.1.2 Calado conjugado mayor $y_2$ en la sección 2 del estanque disipador

##### DATOS:

$$q_i = 6.10 \text{ m}^2/\text{s} \quad \text{caudal unitario del disipador}$$

$$z_2 = 0 \text{ m:} \quad \text{carga de posición nula en sección 2, fin de la solera horizontal}$$

$$y_1 = 0.407 \text{ m:} \quad \text{calado contraído en la sección 1}$$

$$Fr_1 = 7.51: \quad \text{número de Froude del flujo supercrítico de ingreso, sección 1}$$

$$E_1 = H_1 = 11.86 \text{ m} \quad \text{energía total en la sección 1, inicio de la solera horizontal}$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2: \quad \text{aceleración de la gravedad}$$

##### FORMULAS Y CÁLCULOS:

La ecuación 6.14 corresponde a la ecuación de Belanger que se deriva de la aplicación de la ecuación de la cantidad de movimiento entre las secciones 1 y 2, como se muestra en el Capítulo 2, se observa la relación de los calados conjugados  $y_2/y_1$  en función del número de Froude  $Fr_1$  en la sección 1. El calado conjugado mayor  $y_2$  es calculado en la ecuación 6.15.

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1^2} - 1 \right) \quad (6.14)$$

El calado conjugado mayor  $y_2$  es calculado con la ecuación 6.15.

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1^2} - 1 \quad (6.15)$$

$$y_2 = \left( \frac{1.407 \text{ m}}{2} \right) \left( \sqrt{1 + 8(7.51^2)} - 1 \right) = 4.119 \text{ m}$$

Mediante las siguientes ecuaciones se calcula la velocidad  $V_2$  y el número de Froude  $Fr_2$ , que caracterizan el flujo subcrítico en la sección 2.

$$V_2 = \frac{q_i}{y_2} = \frac{6.10 \text{ m}^2/\text{s}}{4.12 \text{ m}} = 1.48 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$Fr_2 = \frac{q_i}{\sqrt{g \cdot y_2^3}} = \frac{6.10 \text{ m}^2/\text{s}}{\sqrt{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} (4.12 \text{ m})^3}} = 0.23$$

A continuación se presenta el cálculo de la energía total  $H_2$  la cual es igual a la energía específica  $E_2$ , puesto que la carga de posición  $z_2 = 0$ .

$$H_2 = z_2 + y_2 + \frac{V_2^2}{2g} = 0 + 4.12 \text{ m} + \frac{(1.48 \text{ m/s})^2}{2(9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2})} = 4.23 \text{ m}$$

$$E_2 = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} = 4.12 \text{ m} + \frac{(1.48 \text{ m/s})^2}{2(9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2})} = 4.23 \text{ m}$$

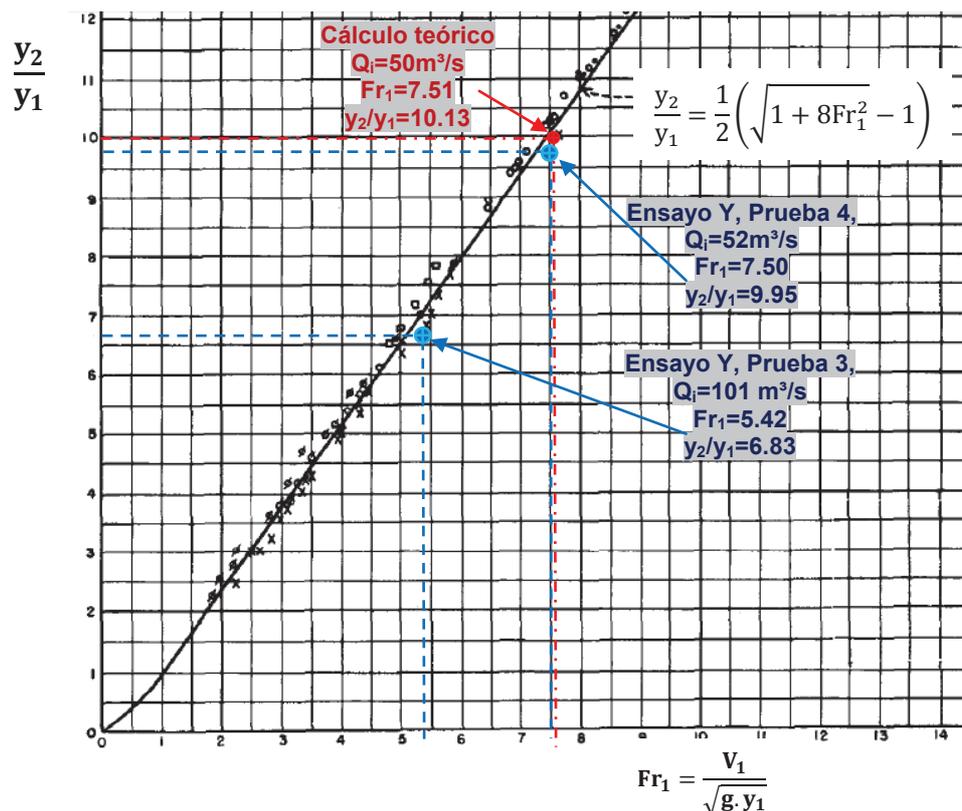
El cálculo de la pérdida de energía entre las secciones de control 1 y 2 se define como la eficiencia del resalto hidráulico normal y estabilizado en la solera horizontal del estanque disipador. En los siguientes cálculos se presenta la pérdida  $h_s$  y el porcentaje que representa respecto a la energía inicial  $H_1$ .

$$h_s = H_1 - H_2 = 11.86 \text{ m} - 4.23 \text{ m} = 7.63 \text{ m}$$

$$\text{Eficiencia} = \frac{h_s}{H_1} \times 100 = \frac{7.63 \text{ m}}{11.86 \text{ m}} \times 100 = 64.3 \%$$

La figura 6.12 presenta un análisis gráfico de la ecuación 6.14 propuesta por Belanger, donde se exponen resultados experimentales obtenidos por distintas experiencias de investigadores del USBR y también se presentan los resultados experimentales obtenidos para el Ensayo Y en las Pruebas 3 y 4, evaluando el parámetro adimensional  $y_2/y_1$  que relaciona los calados conjugados en función del número de Froude  $Fr_1$ .

**Figura 6.12:** Resultados experimentales y teóricos de los parámetros adimensionales evaluados con la ecuación de Belanger para el resalto hidráulico en la descarga de compuertas radiales.



**Fuente:** Peterka A. "Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators". U.S. Bureau of Reclamation. 1984.

**Elaborado por:** Pablo Paredes

Para el presente análisis de la disipación de energía en la descarga de compuertas, se evalúa el resalto hidráulico en el estanque disipador al que ingresa un caudal individual  $Q_i = 50 \text{ m}^3/\text{s}$ , por lo tanto se calculan los siguientes parámetros adimensionales para graficarlos en la figura 6.12.

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{4.119 \text{ m}}{0.407 \text{ m}} = 10.13 \quad ; \quad Fr_1 = \frac{6.10 \text{ m}^2/\text{s}}{\sqrt{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} (0.407 \text{ m})^3}} = 7.51$$

El fenómeno del resalto hidráulico normal es evaluado asumiendo el equilibrio entre el Momentum inicial  $M_1$  del flujo supercrítico en la sección 1 y el Momentum  $M_2$  del flujo subcrítico en la sección 2 al final del resalto hidráulico. La evaluación del Momentum en cada sección se realiza mediante la ecuación 6.16, presentada en el Capítulo 3, en función del caudal específico que se mantiene constante y el calado de agua para las secciones de control 1 y 2, que confinan el resalto hidráulico.

$$M = \frac{q^2}{gy} + \frac{y^2}{2} \quad (6.16)$$

- Sección 1, inicio de la solera horizontal:

$$M_1 = \frac{(6.10 \text{ m}^3/\text{s})^2}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot (0.407 \text{ m})} + \frac{(0.407 \text{ m})^2}{2} = 9.320 \text{ m}^2 + 0.083 \text{ m}^2 = 9.403 \text{ m}^2$$

- Sección 2, fin de la solera horizontal:

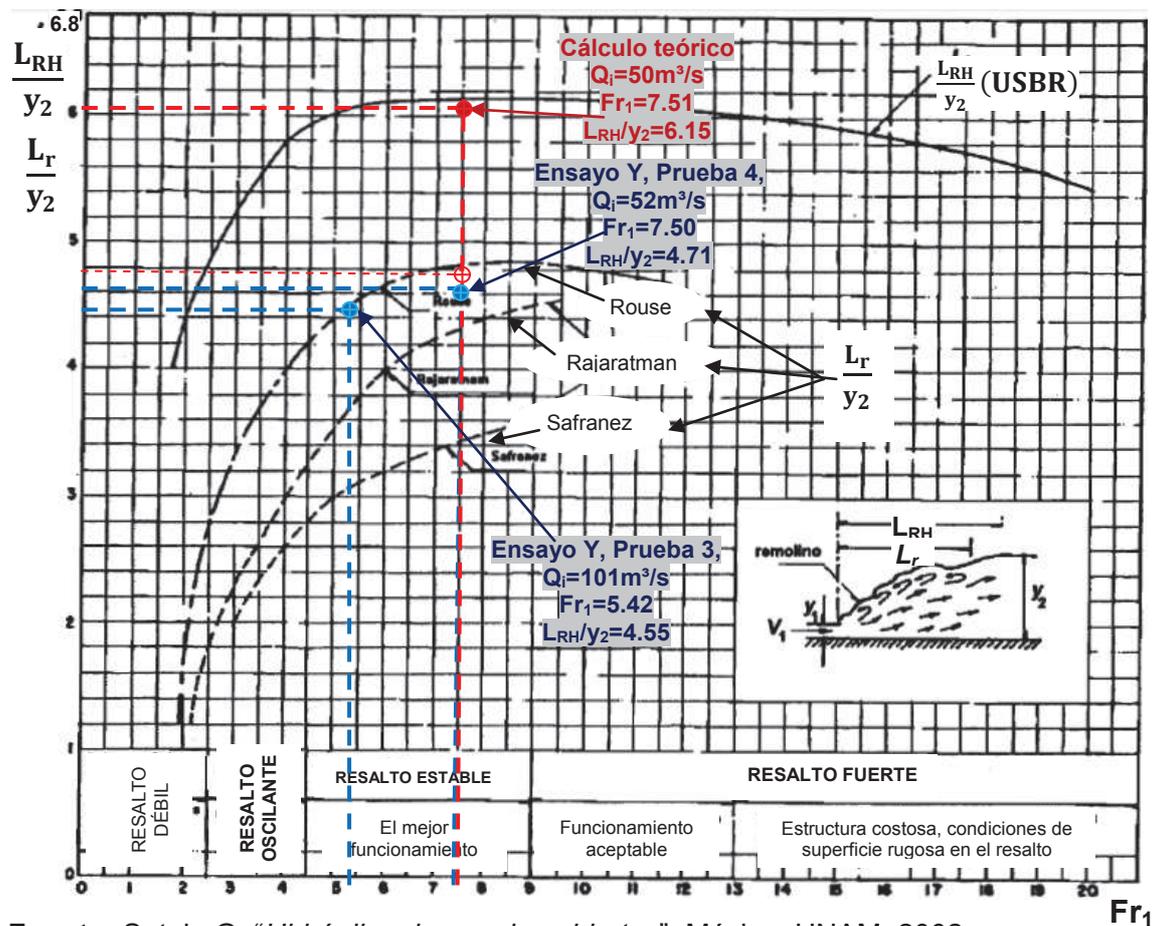
$$M_2 = \frac{(6.10 \text{ m}^3/\text{s})^2}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot (4.119 \text{ m})} + \frac{(4.119 \text{ m})^2}{2} = 0.921 \text{ m}^2 + 8.483 \text{ m}^2 = 9.404 \text{ m}^2$$

Se observa el equilibrio de Momentums  $M_1 = M_2$ , antes y después del resalto hidráulico, sobre la solera horizontal del estanque disipador de energía. Se observa cómo disminuye la cantidad de movimiento de 1 hacia 2 y aumenta la fuerza de presión para equilibrar el Momentum.

La figura 6.12 presenta la evaluación teórica y experimental de la relación entre calados conjugados  $y_2/y_1$  en función del número de Froude inicial  $Fr_1$ , los resultados experimentales del Ensayo Y, Pruebas 3 y 4 son ligeramente menores

que los resultados teóricos para el resalto normal sobre estanques de solera horizontal, esto se explica debido a la influencia que tiene el salto positivo de forma ascendente, representado por el umbral continuo de sección trapezoidal ubicado en la salida de los estanques disipadores, el cual provoca una aceleración del flujo en la sección 3 y la respectiva contracción vertical para descargar en el canal enrocado.

**Figura 6.13:** Resultados teóricos y experimentales sobre la estimación de la longitud del resalto hidráulico en la descarga de compuertas radiales



Fuente: Sotelo G. "Hidráulica de canales abiertos". México. UNAM. 2002.

Elaborado por: Pablo Paredes

La figura 6.13 presenta el análisis del parámetro adimensional  $L_{RH}/y_2$ , que relaciona la longitud del resalto hidráulico respecto al calado conjugado mayor, y es función del número de Froude inicial  $Fr_1$ , en esta figura se presenta los resultados experimentales que propone el USBR para definir la longitud de un resalto hidráulico normal, pero también se muestra la longitud de remolino

observada y medida experimentalmente por Rouse, Rajaratman y Safranez, quienes presentan distintas curvas.

De las observaciones y mediciones realizadas en el Ensayo Y, Pruebas 3 y 4, se muestran en la figura 6.13 los parámetros adimensionales obtenidos experimentalmente y se observa que las longitudes medidas son menores a las que sugiere el USBR, mostrando mayor similitud con las longitudes de remolino presentadas por Rouse. Los resultados experimentales obtenidos en el Ensayo Y, para las Pruebas 3 y 4, son un 25% y 23% menores, respectivamente a los resultados que propone el USBR, esta variación de resultados se debe a la presencia del umbral continuo de salida, el cual provoca una reducción de la longitud del resalto hidráulico, ya que interviene con una fuerza de oposición al movimiento del flujo, el cual se desplaza sobre el estanque disipador de solera horizontal. Cabe destacar que el criterio del observador para definir la sección final del resalto hidráulico, influye en las mediciones del alcance de la zona de remolinos y la definición de la sección de control del resalto hidráulico normal, en la cual el fenómeno se estabiliza en un flujo subcrítico.

Para el cálculo teórico planteado en la descarga de las compuertas radiales C1 y C3 se calcula las longitudes de remolino y las longitudes del resalto hidráulico obtenidas a partir de la información teórica disponible y en función de los resultados experimentales, como se observa en las siguientes ecuaciones.

$$\text{USBR: } L_{RH} = 6.15(y_2) = 6.15(4.119) = 25.33 \text{ m}$$

$$\text{Rouse: } L_r = 4.85(y_2) = 4.85(4.119) = 19.98 \text{ m}$$

$$\text{Experimental: } L_{RH} = 4.71(y_2) = 4.71(4.119) = 19.40 \text{ m}$$

Para el caudal individual  $Q_i = 50 \text{ m}^3/\text{s}$  del presente caso, se analiza el resalto hidráulico formado en los estanques disipadores E1 y E3, el cual presenta una longitud experimental igual a 19.40 m, esta longitud es un 23% menor a la que sugiere el USBR.

## **RESULTADOS:**

$$y_2 = 4.119 \text{ m}$$

$$V_2 = 1.48 \text{ m/s}$$

$$\mathbf{Fr_2 = 0.23}$$

$$E_2 = H_2 = 4.23 \text{ m}$$

$$h_{s1-2} = 7.63 \text{ m}$$

$$\mathbf{h_{s1-2}/H_1 = 64.3 \%}$$

$$M_1 = 9.403 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$M_2 = 9.404 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$\mathbf{L_{RH} = 19.40 \text{ m}}$$

### 6.7.1.3 Calado $y_3$ en la sección 3, sobre el umbral de salida del estanque disipador

#### DATOS:

$$q_i = 6.10 \text{ m}^2/\text{s} \quad \text{caudal unitario del disipador,}$$

$$z_3 = 2.00 \text{ m:} \quad \text{carga de posición en sección 3, umbral continuo de salida}$$

$$y_1 = 0.407 \text{ m:} \quad \text{calado contraído en la sección 1}$$

$$y_2 = 4.119 \text{ m:} \quad \text{calado conjugado mayor en la sección 2}$$

$$E_1 = H_1 = 11.86 \text{ m} \quad \text{energía total en la sección 1, inicio de la solera horizontal}$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2: \quad \text{aceleración de la gravedad}$$

$$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3: \quad \text{densidad del agua}$$

#### FÓRMULAS Y CÁLCULOS:

La aplicación de la ecuación de la cantidad de movimiento 2.26, entre las secciones 1 y 3 del estanque disipador y la evaluación de la fuerza  $F_{Ux}$  mediante la ecuación 3.16, permiten obtener la ecuación 6.17 presentada en el Capítulo 2 mediante la cual se evalúa el valor de  $y_3$  a través de un proceso iterativo que satisface la ecuación planteada.

$$\left( \frac{y_3 \cdot y_1}{y_1 - y_3} \right) [y_1^2 - y_3^2 - 2(y_2 + y_3)] = 2 \frac{q_i^2}{g} \quad (6.17)$$

Se verifica la ecuación 6.17 con un calado  $y_3 = 1.63 \text{ m}$ , para el cual se calcula una velocidad  $V_3 = 3.74 \text{ m/s}$ , y resulta un número de Froude  $Fr_3 = 0.93$ .

$$\left[ \frac{1.630(0.407)}{0.407 - 1.630} \right] [(0.407)^2 - (1.630)^2 - 2(4.119 + 1.630)] = 2 \frac{(6.10)^2}{9.81}$$

$$7.588 = 7.586$$

Para verificar la solución teórica de  $y_3$ , la cual se alcanza mediante la ecuación 6.17, se realiza el cálculo del Momentum, con la ecuación 6.16 en las secciones 1 y 3, lo cual permite evaluar la fuerza  $F_{Ux}$ , calculada con la ecuación 6.18 planteada en el Capítulo 3, esta fuerza equilibra el sistema físico analizado para evaluar el resalto hidráulico generado en un estanque disipador de solera horizontal y controlado con un salto positivo ascendente en forma de umbral continuo con sección trapecial.

- Sección 1, inicio de la solera horizontal:

$$M_1 = \frac{(6.10 \text{ m}^3/\text{s})^2}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot (0.407 \text{ m})} + \frac{(0.407 \text{ m})^2}{2} = 9.320 \text{ m}^2 + 0.083 \text{ m}^2 = 9.403 \text{ m}^2$$

- Sección 3, sobre el umbral continuo:

$$M_3 = \frac{(6.10 \text{ m}^3/\text{s})^2}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot (1.630 \text{ m})} + \frac{(1.630 \text{ m})^2}{2} = 2.327 \text{ m}^2 + 1.328 \text{ m}^2 = 3.655 \text{ m}^2$$

- Fuerza del umbral de salida, altura  $z_3 = 2\text{m}$ , longitud de rampa  $3\text{m}$

$$-\frac{F_{Ux}}{\rho \cdot g} = M_3 - M_1 = 3.655 \text{ m}^2 - 9.403 \text{ m}^2 = -5.748 \text{ m}^2 \quad (6.18)$$

$$F_{Ux} = (M_1 - M_3)(\rho \cdot g) = (5.748 \text{ m}^2) \left[ \left( 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) \left( 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right) \right] = 56388 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

La fuerza de oposición  $F_{Ux}$  se verifica con la ecuación 6.19 planteada en el Capítulo 3, correspondiente al análisis realizado para el resalto hidráulico del primer caso, que se desarrolla completamente en la solera horizontal y el calado conjugado mayor  $y_2$  se presenta en el inicio del umbral, este disminuye al calado  $y_3$  sobre el umbral continuo, el efecto observado es una disminución del calado por la aceleración que presenta el flujo debido al salto positivo.

$$F_{Ux} = (\rho \cdot g)(y_2 + y_3) \quad (6.19)$$

$$F_{Ux} = \left[ 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 1\text{m} \left( 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right) \right] (4.119 \text{ m} + 1.63 \text{ m}) = 56398 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

La transición del régimen supercrítico al régimen subcrítico implica que se alcanza una sección crítica que marca el límite entre ambos tipos de flujo, este punto se define con el calado crítico  $y_c$  que se alcanza idealmente en alguna sección de la zona de remolinos, en este punto el flujo sobre el estanque alcanza un Momentum crítico  $M_c$  o mínimo y la energía específica crítica  $E_c$  o mínima lo cual obliga al flujo a un incremento brusco del calado para continuar el movimiento al adquirir la influencia de la energía específica del flujo subcrítico regulado desde aguas abajo. Por esta razón la onda de gravedad de mayor amplitud en la salida del estanque se desplaza hacia aguas arriba sobre el flujo supercrítico que ingresa al estanque, el cual impacta continuamente la onda y provoca hacia aguas abajo ondulaciones y remolinos que se concentran en la zona superficial, sobre todo al inicio del resalto hidráulico, estos fenómenos de alta turbulencia desaparecen al finalizar el estanque disipador con la estabilización del flujo subcrítico al final del resalto hidráulico, el cual ha sido controlado por el umbral continuo. A continuación se presenta el cálculo de los parámetros característicos de la sección crítica,  $y_c$ ,  $M_c$ ,  $E_c$ , para el caudal específico  $q = 6.10 \text{ m}^2/\text{s}$ .

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{(6.10 \text{ m}^2/\text{s})^2}{9.81}} = 1.56 \text{ m} \quad \text{Calado crítico}$$

$$E_c = \frac{3}{2} \left( \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \right) = \frac{3}{2} y_c = \frac{3}{2} (1.56 \text{ m}) = 2.34 \text{ m} \quad \text{Energía específica mínima}$$

$$M_c = \frac{3}{2} \left( \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \right)^2 = \frac{3}{2} y_c^2 = \frac{3}{2} (1.56 \text{ m})^2 = 3.65 \text{ m}^2 \quad \text{Momentum mínimo}$$

A continuación se presenta el cálculo de la energía total y la energía específica en la sección 3, también se define la eficiencia total del resalto hidráulico en el estanque disipador de energía, la cual se mide entre las secciones 1 y 3, evaluando la pérdida de energía  $h_s = H_1 - H_3$  y expresando la relación  $h_s/H_1$  como el porcentaje de eficiencia

$$H_3 = z_3 + y_3 + \frac{V_3^2}{2g} = 2.00 \text{ m} + 1.63 \text{ m} + \frac{(3.74 \text{ m/s})^2}{2(9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2})} = 4.343 \text{ m}$$

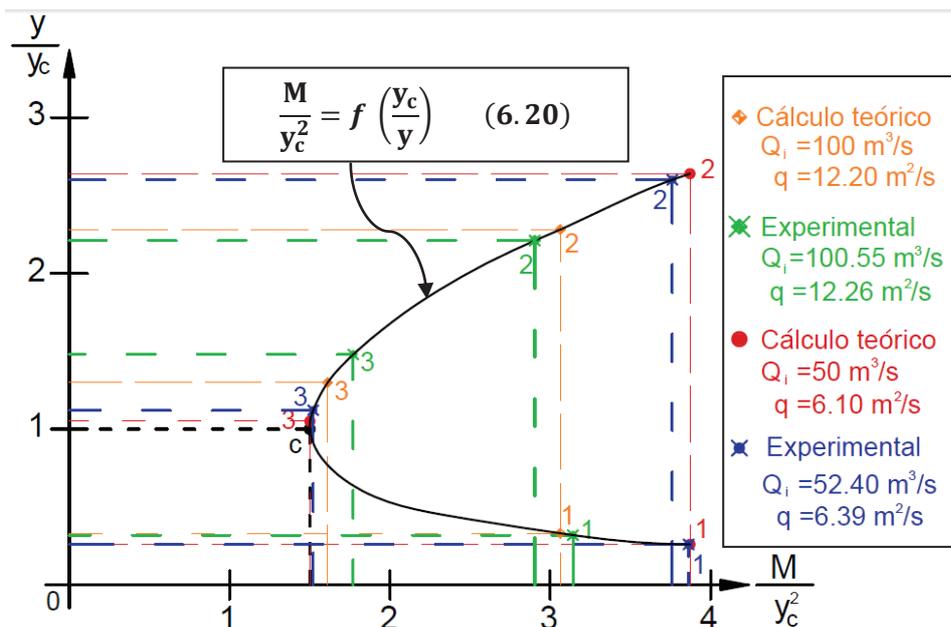
$$E_3 = y_3 + \frac{V_3^2}{2g} = 1.63 \text{ m} + \frac{(3.74 \text{ m/s})^2}{2(9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2})} = 2.343 \text{ m}$$

$$h_s = H_1 - H_3 = 11.86 \text{ m} - 4.343 \text{ m} = 7.517 \text{ m}$$

$$\text{Eficiencia} = \frac{h_s}{H_1} \times 100 = \frac{7.517 \text{ m}}{11.86 \text{ m}} \times 100 = 63.4 \%$$

El momentum y la energía específica, evaluados en las secciones 1, 2 y 3 del estanque disipador, han sido calculados para caudales  $Q_i = 50 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $Q_i = 100 \text{ m}^3/\text{s}$  en función de los calados teóricos, los cuales son comparados con los resultados experimentales que han sido calculados a partir de los calados obtenidos para la descarga de las compuertas radiales durante el Ensayo Y, Pruebas 3 y 4.

**Gráfico 6.14:** Evaluación teórica y experimental del Momentum en las secciones 1, 2 y 3 del estanque disipador, Ensayo Y, Pruebas 3 y 4



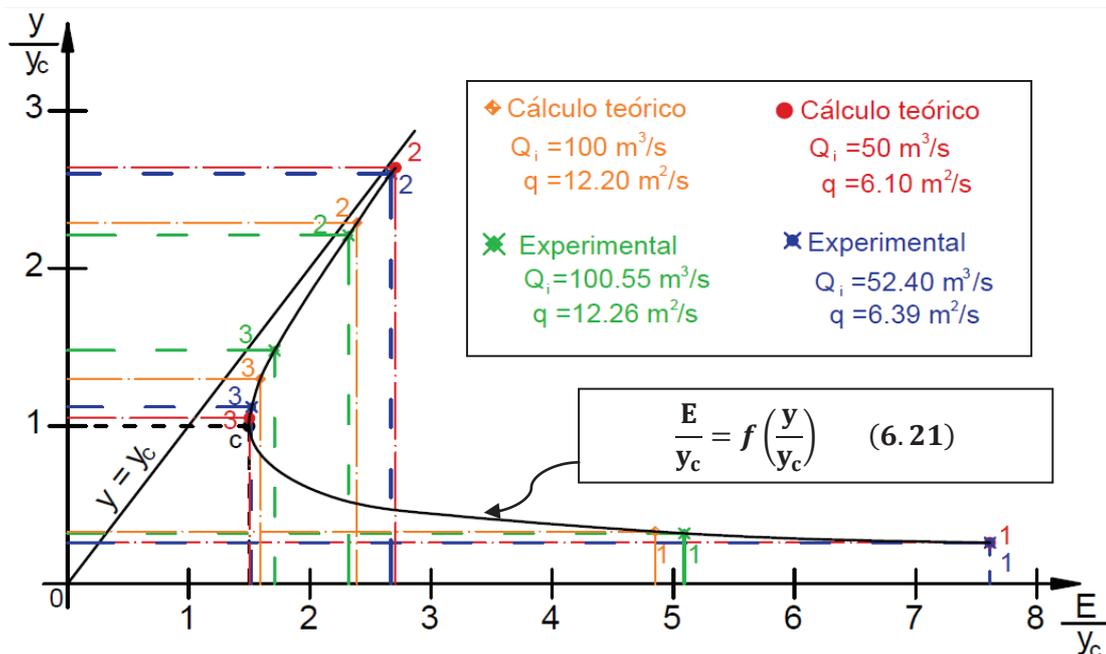
Elaborado por: Pablo Paredes

En la descarga de las compuertas radiales, sobre la solera horizontal de los estanques disipadores, se desarrolla totalmente el resalto hidráulico para alcanzar el calado  $y_2$  aguas arriba del inicio del umbral continuo, se observa que el calado experimental medido en la sección 2 es menor al calado conjugado mayor, debido a la influencia del escalón ascendente el cual presenta una fuerza  $F_{Ux}$  de oposición al movimiento del flujo; el umbral de salida controla el resalto hidráulico reduciendo el Momentum y la Energía específica, de tal manera que en la sección

3 el flujo reduce el calado de agua a  $y_3$ , calculado teóricamente, el cual es ligeramente superior al calado crítico en la salida del estanque disipador.

La comparación teórica y experimental de las funciones Momentum y Energía específica, se realiza reduciéndolas a una forma adimensional, como muestran las ecuaciones 6.20 y 6.21 en los gráficos 6.14 y 6.15, respectivamente.

**Gráfico 6.15:** Evaluación teórica y experimental de la Energía específica en las secciones 1, 2 y 3 del estanque disipador, Ensayo Y, Pruebas 3 y 4



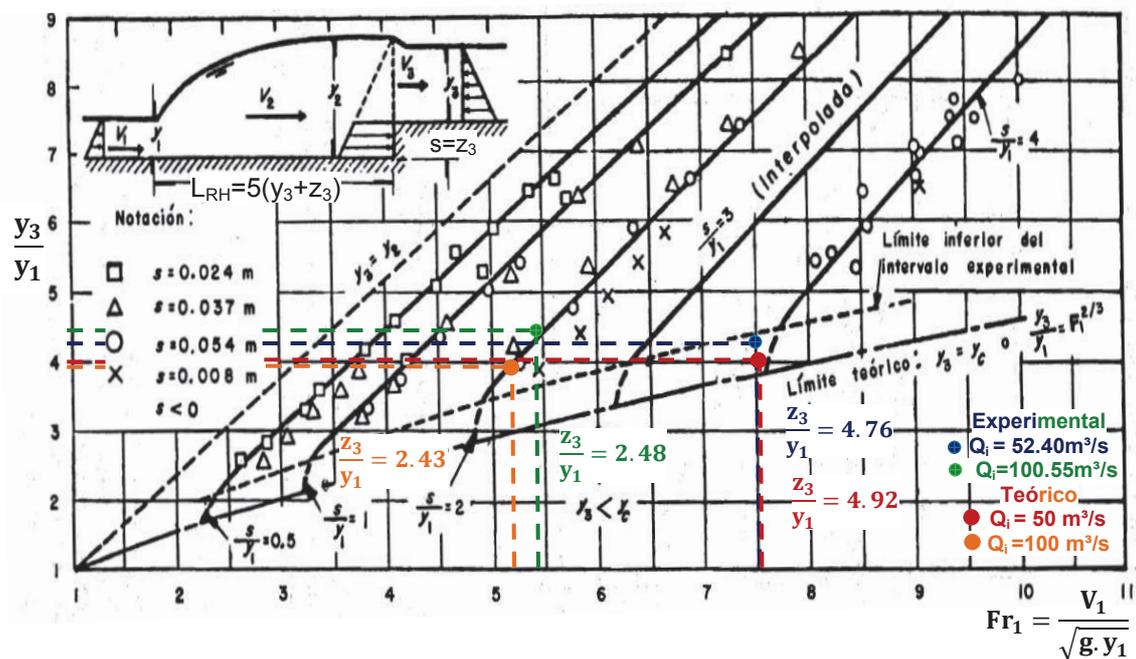
**Elaborado por:** Pablo Paredes

Experimentalmente se observa que el flujo subcrítico del canal enrocado, regulado desde aguas abajo, presenta un calado  $y_4$  mayor al  $y_3$  teórico, lo cual influye en las condiciones del flujo sobre el umbral de salida presentando un Momentum y una Energía específica mayor a la que se calcula teóricamente.

La evaluación del resalto hidráulico en estanques con umbral de salida requiere el análisis del parámetro adimensional  $y_3/y_1$ , el cual relaciona el calado contraído en la sección 1 y el calado sobre el umbral en la sección 3, el análisis dimensional realizado en el Capítulo 4 expone que la relación  $y_3/y_1$  es dependiente de los parámetros adimensionales  $Fr_1$  y  $z_3/y_1$ , este último relaciona la altura del umbral y el calado contraído.

La longitud del resalto hidráulico, para este tipo de estanque disipador, ha sido estudiada por Forster y Skrinde, sus resultados experimentales son presentados en la figura 6.14, definiendo la longitud  $L_{RH} = 5(z_3 + y_3)$  como la del resalto hidráulico controlado por un escalón brusco ascendente, el cual presenta una cara vertical y perpendicular a la dirección del flujo, en esta figura también se evalúan los resultados experimentales obtenidos para el disipador con umbral continuo, estudiado en la presente investigación, el cual presenta una rampa que se eleva 2 m en una longitud de 3 m; a pesar de las diferencias en la geometría del umbral de salida o salto positivo, las experiencias de estos investigadores son valiosas y se las compara con los resultados experimentales obtenidos en el Ensayo Y, Pruebas 3 y 4, operación de compuertas radiales.

**Figura 6.14:** Resultados teóricos y experimentales de los parámetros adimensionales propuestos por Forster y Skrinde, para el resalto hidráulico en la descarga de las compuertas radiales



Fuente: Sotelo G. "Hidráulica de canales abiertos". México. UNAM. 2002.

Para caudales bajos, la altura  $z_3$  del umbral continuo es muy grande respecto al calado contraído  $y_1$ , esto provoca una aceleración en el flujo sobre el umbral que induce la contracción del calado  $y_3$ , el cual se aproxima al crítico, por lo que los resultados teóricos y experimentales para el resalto hidráulico en la descarga del caudal individual  $Q_i \approx 50 \text{ m}^3/\text{s}$ , se encuentran fuera del límite experimental pero

dentro del límite teórico. Para la descarga individual máxima de las compuertas se presenta un caudal aproximado  $Q_i \approx 100 \text{ m}^3/\text{s}$ , la altura  $z_3$  del umbral es 2.5 veces el calado  $y_1$  y los resultados se aproximan considerablemente a los que se obtienen para un  $s/y_1 = 2$  según Forster y Skrinde, siendo  $s = z_3$ , estos resultados indican una menor eficiencia del umbral continuo en forma de rampa ascendente respecto a la eficiencia del escalón brusco.

Las observaciones y mediciones de la longitud del resalto hidráulico en el Ensayo Y, Prueba 4, presentan una longitud experimental aproximada  $L_{RH} \approx 20 \text{ m}$ , la cual es un 4% mayor a la calculada según Forster y Skrinde. Para el Ensayo Y, Prueba 3, se presenta una longitud experimental  $L_{RH} \approx 25 \text{ m}$ , la cual es un 12% menor a la calculada según Forster y Skrinde, esta considerable reducción de la longitud puede deberse a la ligera sumergencia que presenta el resalto hidráulico.

Para el cálculo teórico planteado en la descarga de las compuertas radiales C1 y C3 se calcula las longitudes del resalto hidráulico obtenidas a partir de la información teórica disponible y en función de los resultados experimentales, como se observa en las siguientes ecuaciones.

$$\text{Forster y Skrinde: } L_{RH} = 5(y_3 + z_3) = 5(1.63 + 2.00) = 18.15 \text{ m}$$

$$\text{Experimental: } L_{RH} = 5.18(y_3 + z_3) = 5.18(1.63 + 2.00) = 18.80 \text{ m}$$

Para el caudal individual  $Q_i = 50 \text{ m}^3/\text{s}$  del presente caso, se analiza el resalto hidráulico formado en los estanques disipadores E1 y E3, el cual presenta una longitud  $L_{RH} = 18.80 \text{ m}$ , la cual es obtenida con el coeficiente experimental 5.18 y es un 4% mayor a la que sugiere Forster y Skrinde; cabe destacar que la longitud del resalto hidráulico  $L_{RH} = 19.40 \text{ m}$  es función del calado  $y_2$ , siendo un 3% mayor a la longitud del resalto medida en función de  $(y_3 + z_3)$ .

## RESULTADOS:

$$y_3 = 1.630 \text{ m}$$

$$V_3 = 3.74 \text{ m/s}$$

$$Fr_3 = 0.93$$

$$M_1 = 9.403 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$M_3 = 3.655 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$F_{Ux} = 5.64 \text{ kN/m}$$

$$y_c = 1.56 \text{ m}$$

$$E_c = 2.34 \text{ m}$$

$$M_c = 3.65 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$H_3 = 4.343 \text{ m}$$

$$E_3 = 2.343 \text{ m}$$

$$h_{s1-3} = 7.517 \text{ m}$$

$$h_{s1-3}/H_1 = 63.4 \%$$

$$L_{RH} = 18.80 \text{ m}$$

#### 6.7.1.4 Calado de agua $y_4$ en la sección 4, sobre el canal enrocado

El programa HEC-RAS facilita la modelación de las secciones naturales del Río Pilatón y las secciones del canal de restitución, lo cual permite analizar los parámetros hidráulicos más importantes del flujo subcrítico en el canal enrocado; el calado de agua  $y_4$  es regulado desde aguas abajo y caracteriza la posición del resalto hidráulico según la relación entre el calado  $y_3$  respecto al nivel de agua regulado sobre el canal enrocado a la salida de los estanques disipadores. Los resultados que se presentan en los cuadros 3.8 y 3.9 del Capítulo 3 contribuyen a definir una curva de descarga  $Q_T$  vs.  $y_4$ , la tendencia obtenida con el HEC-RAS se expresa mediante la ecuación potencial 6.22, la cual se ajusta un 99.7% a los resultados de la modelación numérica, destacándose el caudal total evacuado por el azud móvil y el correspondiente calado de agua en el canal enrocado, el cual es regulado desde aguas abajo por el estrechamiento que se produce en las secciones naturales del Río Pilatón.

$$Q_T = 32.98(y_4)^{1.70} \quad (6.22)$$

donde:

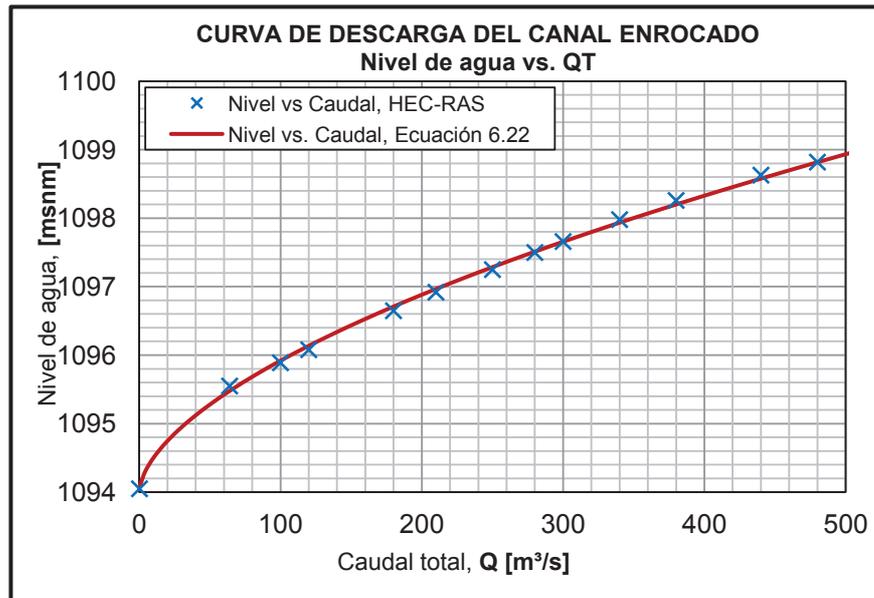
$Q_T$ : caudal total descargado por el canal enrocado. [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]

$y_4$ : calado de agua sobre el canal enrocado. [m]

El gráfico 6.16 presenta la curva de descarga del canal enrocado de sección rectangular, cuya base mide 34.60 m y su longitud mide 26.50 m, sus muros verticales son de hormigón armado y la solera posee un enrocado de protección

cuyo diámetro nominal corresponde a 800 mm, este canal posee contrapendiente hasta la mitad de su longitud elevándose a la cota 1094.50 msnm para luego descender a la cota de fondo 1094 msnm. En la ecuación 6.22 se observa el caudal total  $Q_T$  en función del calado  $y_4$ , el cual se presenta como nivel de agua medido desde la solera cuyo nivel de fondo se encuentra en la cota 1094 msnm.

**Gráfico 6.16:** Curva de descarga del Canal enrocado obtenida con el HEC-RAS.



**Elaborado por:** Pablo Paredes

El gráfico 6.16 presenta la curva de descarga del canal enrocado de sección rectangular, cuya base mide 34.60 m y su longitud mide 26.50 m, sus muros verticales son de hormigón armado y la solera posee un enrocado de protección cuyo diámetro nominal corresponde a 800 mm, este canal posee contrapendiente hasta la mitad de su longitud elevándose a la cota 1094.50 msnm para luego descender a la cota de fondo 1094 msnm. En la ecuación 6.22 se observa el caudal total  $Q_T$  en función del calado  $y_4$ , el cual se presenta como nivel de agua medido desde la solera cuyo nivel de fondo se encuentra en la cota 1094 msnm.

Para el cálculo teórico de  $y_3 = 1.63$  m al final del resalto hidráulico en el estanque de solera horizontal con umbral continuo, se asume un caudal  $Q_i = 50$   $m^3/s$ , el cual corresponde a la descarga individual de las compuertas C1 y C3 en los estanques E1 y E3, respectivamente; para este caso se evalúa el flujo subcrítico sobre el canal enrocado para un caudal total  $Q_T = 100$   $m^3/s$  y de la ecuación 6.22 se

despeja el calado  $y_4 = 1.92$  m, este es 1.6% mayor que el calculado en el programa HEC-RAS y es 4.9% mayor que el calado  $y_4 = 1.83$  m obtenido experimentalmente en el Ensayo Y, Prueba 4. Cabe destacar que para este caso el calado  $y_3 = 1.80$  m, obtenido experimentalmente, es un 9.4% mayor al  $y_3$  teórico.

### **6.7.2 DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN LA DESCARGA LIBRE DE LOS VERTEDEROS DE CIMACIO**

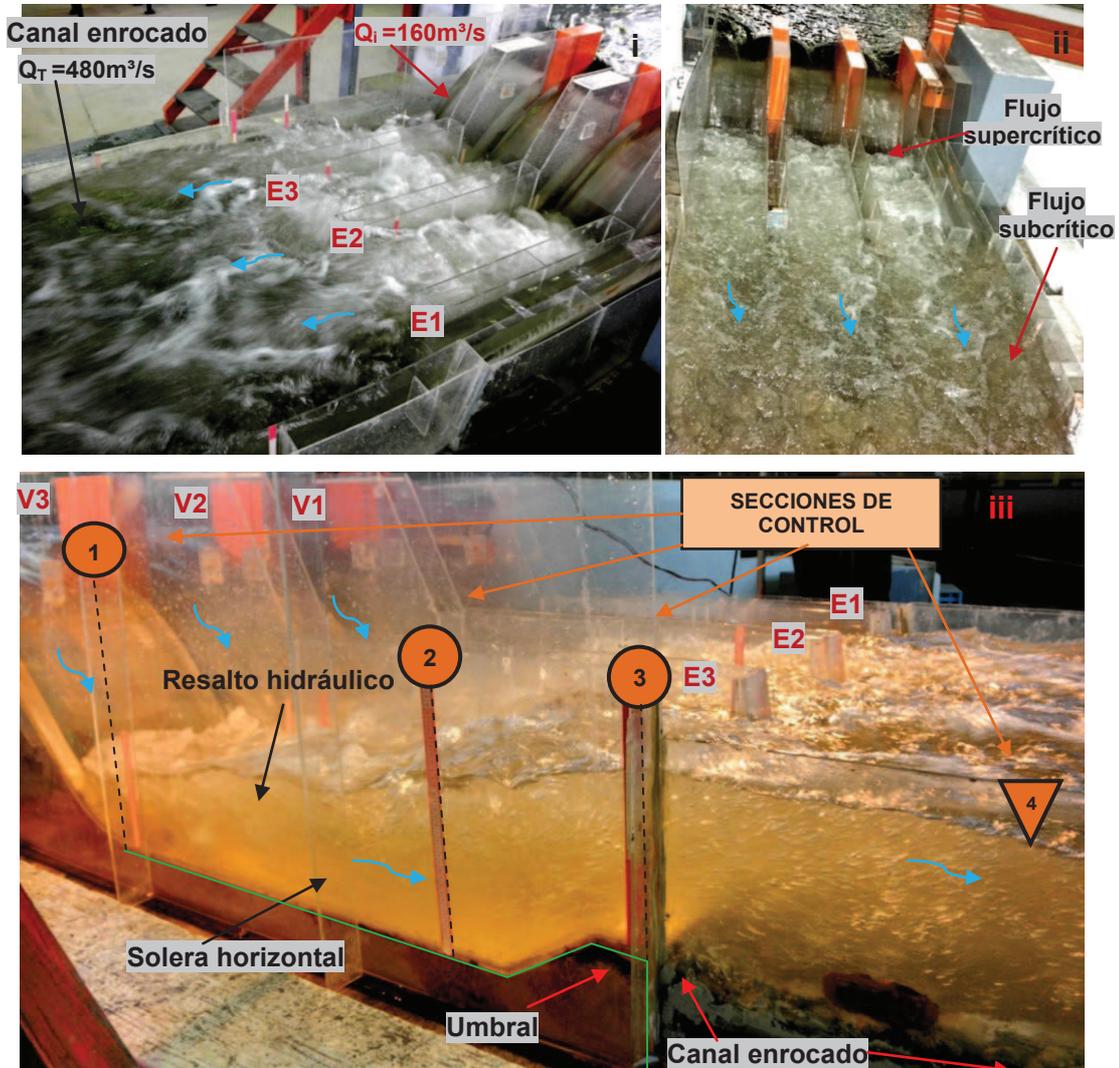
La evaluación teórica y experimental del diseño de los estanques disipadores de energía de la Captación Pilatón, presenta el análisis de la descarga libre de los vertederos de cimacio V1, V2 y V3, los cuales evacúan el caudal máximo de diseño para un período de retorno  $T_r = 500$  años, teniendo un caudal total  $Q_T = 480$  m<sup>3</sup>/s y un caudal individual  $Q_i = 160$  m<sup>3</sup>/s, el cual ingresa a cada estanque disipador de energía.

Las características de la operación extraordinaria del azud móvil se presentan en los Capítulos 2 y 3, donde se observan los cálculos realizados por el diseñador Lombardi SA y los cálculos teóricos realizados para el Escenario F, en los cuales se asume que los estanques E1, E2 y E3 reciben el mismo caudal individual, el cual es descargado por el correspondiente vertedero de cimacio, por lo tanto el análisis del resalto hidráulico es idéntico para cada estanque disipador.

Para determinar el calado contraído  $y_1$  se aplica la ecuación de la energía entre las secciones 0 y 1, asumiendo que no existe pérdida de energía en la descarga del vertedero. Para definir las características del flujo de aproximación en la sección 0 se utiliza la información presentada en el cuadro 3.7 obtenida con el programa HEC-RAS, esta modelación numérica ha sido calibrada con los resultados del modelo físico.

El fenómeno del resalto hidráulico estudiado para la descarga libre de los vertederos de cimacio, es analizado según lo propuesto en el segundo caso presentado en el Capítulo 2, donde se aplica la ecuación de la cantidad de movimiento entre las secciones 1 y 3 del estanque disipador.

**Fotografía 6.55:** Disipación de energía para el caudal máximo de diseño de los vertederos y estanques, Vista lateral izquierda desde aguas abajo (i). Vista frontal desde aguas abajo (ii). Vista lateral derecha desde aguas abajo (iii)



**Fuente:** Equipo de Investigación Toachi Pilatón 2011-2013

Para este caso se asume que en la sección 2, al inicio del umbral continuo, el flujo no alcanza el calado conjugado mayor  $y_2$ , por lo que no se aplica la ecuación de Belanger, pues antes de la rampa ascendente se mantiene el calado de agua igual a  $y_3+z_3$  y en la sección 3 sobre el umbral continuo se presenta el calado  $y_3$ ; debido a estas condiciones asumidas, la fuerza  $F_{Ux}$  es función del calado  $y_3$  y de la altura del salto positivo  $z_3 = 2$  m, esta fuerza de oposición que presenta el umbral continuo junto a las fuerzas de presión en las secciones 1 y 3, equilibran la variación de la cantidad de movimiento entre las secciones de control del resalto

hidráulico, por lo que conocidas las condiciones en el flujo supercrítico de ingreso al estanque de solera horizontal, se puede definir las características del flujo controlado por el umbral continuo en la salida del disipador, determinando el calado  $y_3$  que caracteriza un flujo subcrítico en la salida al canal enrocado. Conocido el caudal total  $Q_T$ , el nivel de agua en el canal enrocado se puede encontrar mediante la curva de descarga presentada en el gráfico 6.16 o se calcula el calado  $y_4$  despejándolo de la ecuación 6.22.

### 6.7.2.1 Calado contraído $y_1$ en la sección inicial del estanque disipador

#### DATOS:

$Q_T = 480 \text{ m}^3/\text{s}$ :	caudal total evacuado
$Q_i = 160 \text{ m}^3/\text{s}$ :	caudal individual de V1, V2 y V3
$B_o = 44.57 \text{ m}$ :	ancho total del la sección inicial 0.
$y_o = 5.58 \text{ m}$ :	calado de agua sobre el canal de aproximación
$z_o = 7.50 \text{ m}$ :	carga de posición de la solera del canal de aproximación
$z_1 = 0 \text{ m}$ :	carga potencial nula, inicio del estanque, cota 1092 msnm
$B_i = 8.20 \text{ m}$ :	ancho de los disipadores
$k = 0$	coeficiente de pérdida de energía entre secciones 0 y 1
$g = 9.81 \text{ m/s}^2$ :	aceleración de la gravedad

#### FORMULAS:

$q_T = Q_T/B_o$ :	caudal unitario sobre el canal de aproximación [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]
$q_i = Q_i/B_i$ :	caudal unitario del disipador [ $\text{m}^2/\text{s}$ ]
$V_o = q_T/y_o$ :	velocidad del flujo de aproximación en la sección 0 [ $\text{m/s}$ ]
$V_1 = q_i/y_1$ :	velocidad del flujo que ingresa al estanque disipador [ $\text{m/s}$ ]
$H_o = z_o + y_o + V_o^2/2g$ :	carga total de energía en la sección 0 [m]
$H_1 = z_1 + y_1 + V_1^2/2g$ :	carga de energía en la sección 1 [m]
$E_1 = y_1 + V_1^2/2g$ :	energía específica en la sección 1 [m]
$h_r = k(V_1^2/2g)$ :	pérdida de energía en la descarga del flujo [m]
$Fr_1 = V_1/\sqrt{g \cdot y_1}$	número de Froude del flujo supercrítico de ingreso, sección 1

#### PROCEDIMIENTO:

- Los parámetros hidráulicos en la sección 0 son analizados con el programa HEC-RAS para el flujo sobre el canal de aproximación, aguas arriba de la

descarga libre de los vertederos de cimacio, los resultados para caudales extraordinarios se presentan en el cuadro 3.7 y son muy similares a los parámetros hidráulicos obtenidos en el Modelo 1 durante el Ensayo Z, con esta información se obtiene la energía total inicial  $H_o$ .

- Aplicando el principio de continuidad y conservación de la energía entre las secciones 0 y 1, se define que  $H_o = H_1$  asumiendo que  $h_r = 0$  por tanto  $k = 0$ , para lo cual se evalúa de manera iterativa el calado contraído  $y_1$  que satisface la ecuación 6.23.

$$H_o = y_1 + \frac{q_i^2}{2 \cdot g \cdot y_1^2} \quad (6.23)$$

- Se calcula el número de Froude  $Fr_1$  para caracterizar el flujo supercrítico que ingresa a los estanques disipadores, de este parámetro adimensional depende la relación entre los calados  $y_3/y_1$ , pero también depende de la fuerza  $F_{Ux}$  provocada por el umbral continuo.

### RESULTADOS:

$$q_T = 10.77 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$q_i = 19.51 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$V_o = 1.93 \text{ m/s}$$

$$H_o = 13.27 \text{ m}$$

$$y_1 = 1.272 \text{ m}$$

$$V_1 = 15.34 \text{ m/s}$$

$$Fr_1 = 4.34$$

$$E_1 = H_1 = 13.27 \text{ m}$$

### 6.7.2.2 Calado $y_3$ en la sección 3, sobre el umbral de salida del estanque disipador

#### DATOS:

$$q_i = 19.51 \text{ m}^2/\text{s} \quad \text{caudal unitario del disipador,}$$

$$z_3 = 2.00 \text{ m:} \quad \text{carga de posición en sección 3, umbral continuo de salida}$$

$$y_1 = 1.272 \text{ m:} \quad \text{calado contraído en la sección 1}$$

$$E_1 = H_1 = 13.27 \text{ m} \quad \text{energía total en la sección 1, inicio de la solera horizontal}$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2: \quad \text{aceleración de la gravedad}$$

$$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3: \quad \text{densidad del agua}$$

### FÓRMULAS Y CÁLCULOS:

La aplicación de la ecuación de la cantidad de movimiento 2.26, entre las secciones 1 y 3 del estanque disipador y la evaluación de la fuerza  $F_{Ux}$  mediante la ecuación 2.29, permiten obtener la ecuación 6.24 presentada en el Capítulo 2 mediante la cual se evalúa el valor de  $y_3$  a través de un proceso iterativo que satisface la ecuación planteada.

$$\left(\frac{y_3 \cdot y_1}{y_1 - y_3}\right) [y_1^2 - y_3^2 - 2(2y_3 + z_3)] = 2 \frac{q_d^2}{g} \quad (6.24)$$

Se verifica la ecuación 6.24 con un calado  $y_3 = 4.822 \text{ m}$ , para el cual se calcula una velocidad  $V_3 = 4.05 \text{ m/s}$ , y resulta un número de Froude  $Fr_3 = 0.59$ .

$$\left[\frac{4.822(1.272)}{1.272 - 4.822}\right] [(1.272)^2 - (4.822)^2 - 2(2(4.822) + 2.00)] = 2 \frac{(19.512)^2}{9.81}$$

$$77.614 = 77.618$$

Para verificar la solución teórica de  $y_3$ , la cual se alcanza mediante la ecuación 6.24, se realiza el cálculo del Momentum, con la ecuación 6.16, en las secciones 1 y 3, lo cual permite evaluar la fuerza  $F_{Ux}$ , calculada con la ecuación 6.25 planteada en el Capítulo 3, esta fuerza equilibra el sistema físico analizado para evaluar el resalto hidráulico generado en un estanque disipador de solera horizontal y controlado con un salto positivo ascendente en forma de umbral continuo con sección trapezoidal.

- Sección 1, inicio de la solera horizontal:

$$M_1 = \frac{(19.512 \text{ m}^3/\text{s})^2}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot (1.272 \text{ m})} + \frac{(1.272 \text{ m})^2}{2} = 30.510 \text{ m}^2 + 0.809 \text{ m}^2 = 31.319 \text{ m}^2$$

- Sección 3, sobre el umbral continuo:

$$M_3 = \frac{(19.512 \text{ m}^3/\text{s})^2}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot (4.822 \text{ m})} + \frac{(4.822 \text{ m})^2}{2} = 8.048 \text{ m}^2 + 11.626 \text{ m}^2 = 19.674 \text{ m}^2$$

- Fuerza en umbral de salida, altura  $z_3 = 2\text{m}$ , longitud horizontal de rampa  $3\text{m}$

$$-\frac{F_{Ux}}{\rho \cdot g} = M_3 - M_1 = 19.674 \text{ m}^2 - 31.319 \text{ m}^2 = -11.645 \text{ m}^2 \quad (6.25)$$

$$F_{Ux} = (M_1 - M_3)(\rho \cdot g) = (11.645 \text{ m}^2) \left[ \left( 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) \left( 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right) \right] = 114237 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

La fuerza de oposición  $F_{Ux}$  se verifica con la ecuación 6.26 planteada en el Capítulo 2, correspondiente al análisis realizado para el resalto hidráulico del segundo caso, el cual no se desarrolla completamente en la solera horizontal y no alcanza el respectivo calado conjugado mayor  $y_2$ , ya que el frente turbulento es interceptado por el umbral continuo para provocar el calado  $y_3$  en la salida de los estanques disipadores; el efecto observado es una reducción del calado de agua sobre el umbral continuo, debido a la aceleración del flujo provocada por la presencia del salto positivo, esto se observa en la disminución del Momentum en la sección 3, ya que la proyección vertical de la rampa ascendente produce una fuerza de oposición al movimiento del flujo, para equilibrar el Momentum de la sección 1.

$$F_{Ux} = (\rho \cdot g)(2y_3 + z_3) \quad (6.26)$$

$$F_{Ux} = \left[ 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 1\text{m} \left( 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right) \right] [2(4.822 \text{ m}) + 2.00 \text{ m}] = 114228 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

A continuación se presenta el cálculo de los parámetros característicos de la sección crítica,  $y_c$ ,  $M_c$ ,  $E_c$ , para el caudal específico  $q = 19.512 \text{ m}^2/\text{s}$ .

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{(19.512 \text{ m}^2/\text{s})^2}{9.81}} = 3.386 \text{ m} \quad \text{Calado crítico}$$

$$E_c = \frac{3}{2} \left( \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \right) = \frac{3}{2} y_c = \frac{3}{2} (3.386 \text{ m}) = 5.079 \text{ m} \quad \text{Energía específica mínima}$$

$$M_c = \frac{3}{2} \left( \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \right)^2 = \frac{3}{2} y_c^2 = \frac{3}{2} (3.386 \text{ m})^2 = 17.197 \text{ m}^2 \quad \text{Momentum mínimo}$$

A continuación se presenta el cálculo de la energía total y la energía específica en la sección 3, también se define la eficiencia total del resalto hidráulico en el

estanque disipador de energía, la cual se mide entre las secciones 1 y 3, evaluando la pérdida de energía  $h_s = H_1 - H_3$  y expresando la relación  $h_s/H_1$  como el porcentaje de eficiencia

$$H_3 = z_3 + y_3 + \frac{V_3^2}{2g} = 2.00 \text{ m} + 4.822 \text{ m} + \frac{(4.05 \text{ m/s})^2}{2(9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2})} = 7.658 \text{ m}$$

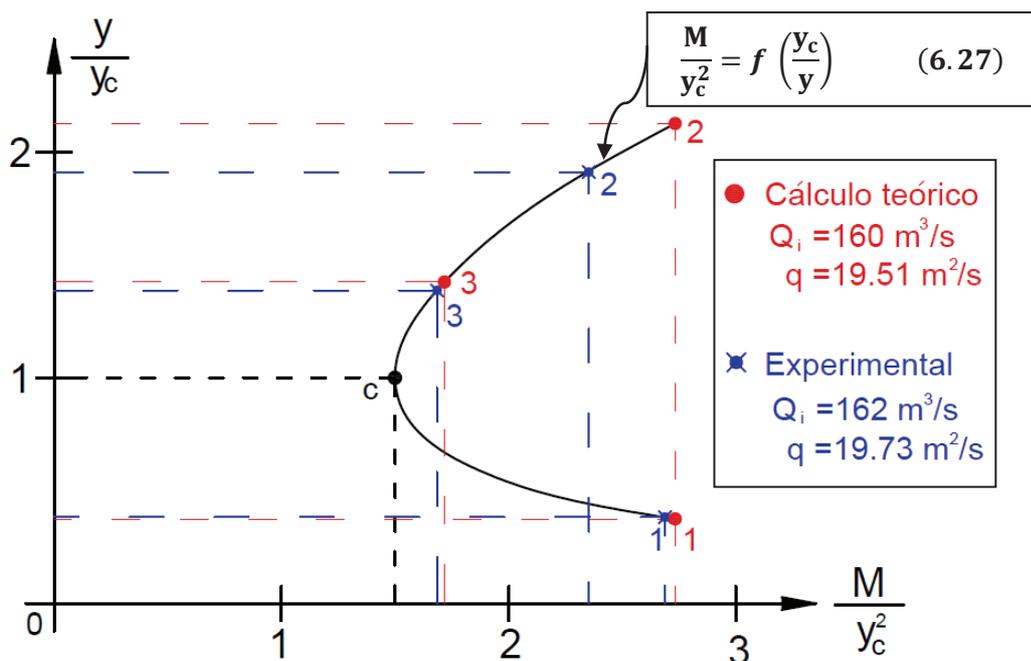
$$E_3 = y_3 + \frac{V_3^2}{2g} = 4.822 \text{ m} + \frac{(4.05 \text{ m/s})^2}{2(9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2})} = 5.658 \text{ m}$$

$$h_s = H_1 - H_3 = 13.27 \text{ m} - 7.658 \text{ m} = 5.612 \text{ m}$$

$$\text{Eficiencia} = \frac{h_s}{H_1} \times 100 = \frac{5.612 \text{ m}}{13.27 \text{ m}} \times 100 = 42.3 \%$$

El momentum y la energía específica, evaluados en las secciones 1 y 3 del estanque disipador, han sido calculados para el caudal de diseño  $Q_i = 160 \text{ m}^3/\text{s}$  en función de los calados teóricos, los cuales son comparados con los resultados experimentales que han sido calculados a partir de los calados obtenidos para la descarga libre de los vertederos de cimacio durante el Ensayo Z, Prueba 1.

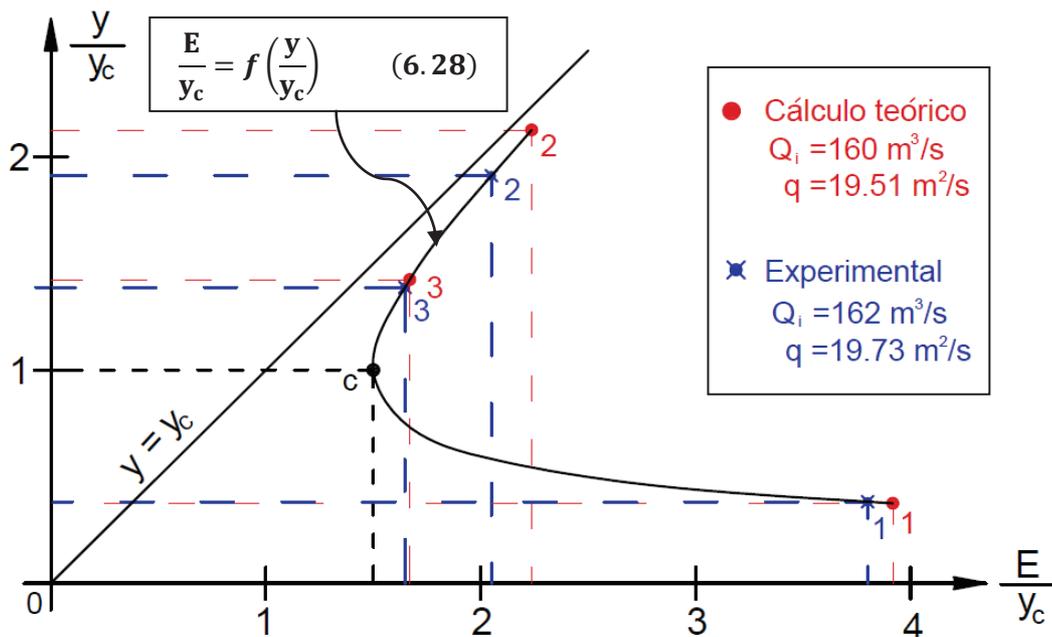
**Gráfico 6.17:** Evaluación teórica y experimental del Momentum en las secciones 1, 2 y 3 del estanque disipador, Ensayo Z, Prueba 1



Elaborado por: Pablo Paredes

La comparación teórica y experimental de las funciones Momentum y Energía específica, se realiza reduciendo estas funciones a una forma adimensional, como muestran las ecuaciones 6.27 y 6.28 en los gráficos 6.17 y 6.18, respectivamente.

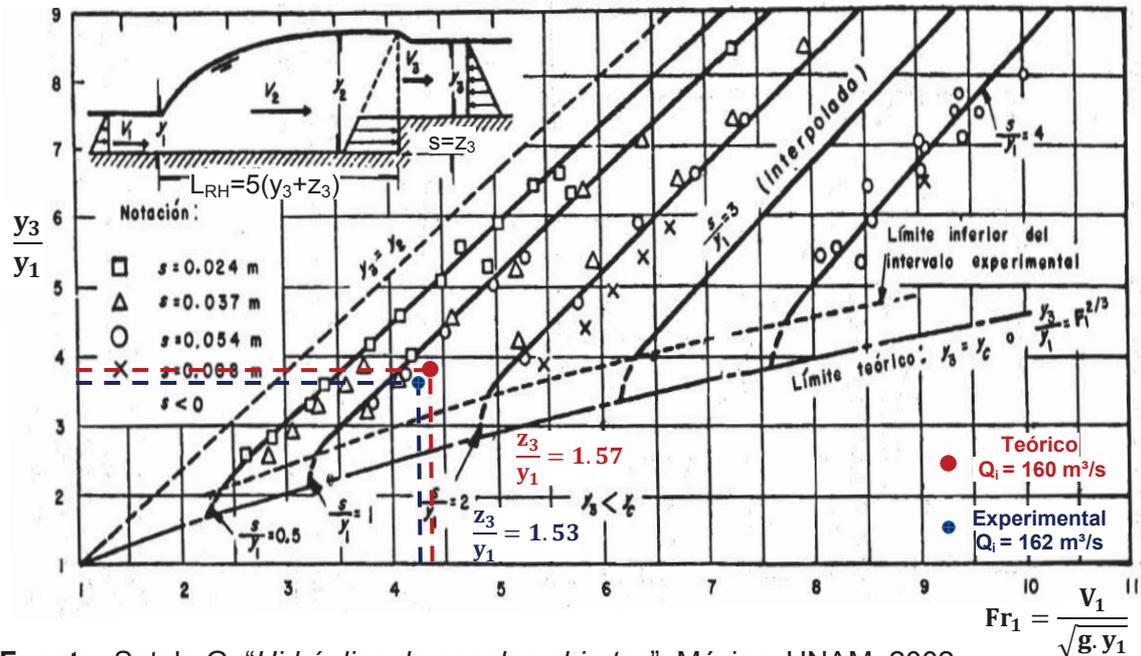
**Gráfico 6.18:** Evaluación teórica y experimental de la Energía específica en las secciones 1, 2 y 3 del estanque disipador, Ensayo Z, Prueba 1



**Elaborado por:** Pablo Paredes

Durante la descarga libre de los vertederos de cimacio y para el caudal máximo de diseño, se observa que el flujo supercrítico con  $Fr_1 \approx 4.34$ , ingresa a los estanques rectangulares y disipa su energía mediante la formación del resalto hidráulico oscilante sobre la solera horizontal, observándose que el nivel de agua en la sección 2 es muy similar al nivel de agua en la sección 3, lo cual indica que el resalto hidráulico no alcanza a desarrollarse totalmente y avanza sobre el umbral de salida de los estanques, sin alcanzar el calado conjugado mayor calculado con la ecuación de Belanger. La medición experimental del calado  $y_2$ , muestra una reducción de su magnitud, lo cual se debe a la fuerza  $F_{Ux}$  ejercida en sentido opuesto al movimiento del flujo, esto provoca una reducción considerable del Momentum en la sección 3 y la respectiva reducción del calado  $y_3$  que muestra el control del resalto hidráulico y la salida al canal enrocado para igualar la energía específica del flujo, regulado desde aguas abajo, con el calado  $y_4$ .

**Figura 6.15:** Resultados teóricos y experimentales de los parámetros adimensionales propuestos por Forster y Skrinde, para el resalto hidráulico en la descarga libre de los vertederos de cimacio



**Fuente:** Sotelo G. "Hidráulica de canales abiertos". México. UNAM. 2002.

Los resultados teóricos obtenidos para evaluar el equilibrio del Momentum en la sección 1, mediante la Fuerza de oposición del umbral y el Momentum en la sección 3, se observan muy similares a los resultados que han sido obtenidos experimentalmente. Cabe destacar que existe una ligera pérdida de energía en la descarga del vertedero de cimacio, pero se asume como nula la pérdida de energía para definir el calado contraído  $y_1$ , también se observa que la longitud del resalto hidráulico excede la longitud del estanque dissipador, observándose la presencia de ondas superficiales y el desplazamiento hacia la superficie de la mezcla agua - aire, fenómenos que desaparecen a los 13 metros del canal enrocado.

El resalto hidráulico en un estanque de solera horizontal y controlado por un escalón brusco ascendente, es analizado en las experiencias de Forster y Skrinde presentadas en la figura 6.15, en la cual se observan los parámetros adimensionales  $y_3/y_1$ ,  $Fr_1$ ,  $z_3/y_1$ , estos caracterizan el flujo supercrítico de ingreso al estanque y la fuerza  $F_{Ux}$  que depende de la altura  $z_3$  del umbral y del calado  $y_3$ .

Los resultados que presenta la figura 6.15 son obtenidos para un escalón de cara vertical y perpendicular al flujo, el cual se encuentra ubicado al final de la solera horizontal, en un estanque cuya longitud es  $L=5(z_3+y_3)$ .

Para la presente investigación en modelo físico se analiza un estanque de solera horizontal con el umbral continuo de salida, cuya rampa de ascenso tiene una relación Vertical: Horizontal = 2:3, esto provoca una reducción de la fuerza generada por el umbral ya que  $F_{Ux}$  es la fuerza perpendicular a la proyección vertical del área inclinada de la rampa. El análisis dimensional mostrado en el Capítulo 4 indica que el parámetro adimensional  $y_3/y_1$  es función del número de Froude  $Fr_1$  y del parámetro adimensional  $z_3/y_1$ , este último se registra en la teoría disponible y es posible medirlo en modelo mediante la instrumentación adecuada.

La evaluación de la longitud que alcanza el fenómeno turbulento del resalto hidráulico, es un procedimiento relativo, en el cual influye el criterio de observación que propone cada investigador; para el presente estudio experimental se ha observado que el umbral reduce considerablemente el calado a la salida del disipador y controla de manera efectiva el resalto oscilante, pero la mezcla turbulenta de agua y aire avanza hasta desaparecer en la sección media del canal enrocado, motivo por el cual se define una longitud conservadora del resalto hidráulico, el cual finaliza 13 metros aguas abajo del umbral de salida, sobre el canal enrocado.

Experimentalmente se observa que el flujo subcrítico en la salida de los estanques disipadores no provoca arrastre del material granular dispuesto en el canal como enrocado de protección, a pesar de que en la salida se presentan velocidades prototipo aproximadas a  $V_3 \approx 4$  m/s; se observa que el flujo pierde velocidad en el flujo subcrítico del canal enrocado y en la salida hacia el canal de restitución se presenta un flujo subcrítico controlado con velocidades menores a  $V_4 \approx 3$  m/s.

Para el caudal de diseño de cada estanque disipador  $Q_i = 160$  m<sup>3</sup>/s, se ha determinado la relación teórica  $z_3/y_1 = 1.57$  y para el caudal experimental  $Q_i = 162$  m<sup>3</sup>/s se calcula una relación  $z_3/y_1 = 1.53$ ; en la figura 6.15 se presentan estos resultados y se ubican entre las curvas  $s/y_1 = 1$  y  $s/y_1 = 2$ , pero se observa que el

resultado está cercano a la curva  $s/y_1 = 1$ . Esto nuevamente indica menor eficiencia del umbral continuo de sección trapezoidal, respecto al salto positivo con ascenso brusco estudiado por Forster y Skrinde.

La longitud del estanque no alcanza para el completo desarrollo del resalto hidráulico y esto puede observarse como el fenómeno turbulento que se produce en la descarga de los tres estanques disipadores al canal enrocado, este flujo subcrítico de mayor velocidad se introduce en el flujo subcrítico de menor velocidad, el cual es regulado desde aguas abajo y el calado de agua  $y_4$  se estabiliza aguas abajo de la sección transversal media del canal enrocado.

Las observaciones y mediciones de la longitud del resalto hidráulico en el Ensayo Z, Prueba 1, presentan una longitud experimental aproximada  $L_{RH} \approx 40$  m, la cual es un 15% mayor a la calculada según Forster y Skrinde, 5% mayor que la sugerida por el USBR y es un 33% mayor que la longitud del estanque disipador, destacando que el flujo subcrítico que sale por los estanques disipadores no causa problemas de arrastre del enrocado de protección en la solera del canal.

Para el cálculo teórico planteado en la descarga libre de los vertederos de excesos, se calcula las longitudes del resalto hidráulico obtenidas a partir de la información teórica disponible y en función de los resultados experimentales, como se observa en las siguientes ecuaciones.

$$\text{Forster y Skrinde: } L_{RH} = 5(y_3 + z_3) = 5(4.822 + 2.00) = 34.11 \text{ m}$$

$$\text{USBR: } L_{RH} = 5.90(y_3 + z_3) = 5.90(4.822 + 2.00) = 40.25 \text{ m}$$

$$\text{Experimental: } L_{RH} = 5.91(y_3 + z_3) = 5.91(4.822 + 2.00) = 40.32 \text{ m}$$

Para el caudal individual  $Q_i = 160 \text{ m}^3/\text{s}$  del presente caso, se analiza el resalto hidráulico formado en los estanques disipadores E1, E2 y E3, el cual presenta una longitud  $L_{RH} = 40.32$  m, la cual es obtenida con el coeficiente experimental 5.91 y es un 15% mayor a la que sugiere Forster y Skrinde; cabe destacar que la longitud experimental del resalto hidráulico es muy similar a la que sugiere el USBR, asumiendo que  $y_2 = z_3 + y_3$ .

## RESULTADOS:

$$y_3 = 4.822 \text{ m}$$

$$V_3 = 4.05 \text{ m/s}$$

$$Fr_3 = 0.59$$

$$M_1 = 31.319 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$M_3 = 19.674 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$F_{Ux} = 114.24 \text{ kN/m}$$

$$y_c = 3.386 \text{ m}$$

$$E_c = 5.079 \text{ m}$$

$$M_c = 17.197 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$H_3 = 7.658 \text{ m}$$

$$E_3 = 5.658 \text{ m}$$

$$h_{s1-3} = 5.612 \text{ m}$$

$$h_{s1-3}/H_1 = 42.3 \%$$

$$L_{RH} = 40.32 \text{ m}$$

#### 6.7.2.3 Calado de agua $y_4$ en la sección 4, sobre el canal enrocado

Para el cálculo teórico de  $y_3 = 4.822 \text{ m}$  al final del resalto hidráulico en el estanque de solera horizontal con umbral continuo, se asume un caudal  $Q_i = 160 \text{ m}^3/\text{s}$ , el cual corresponde a la descarga individual de los vertederos V1, V2 y V3 en los estanques E1, E2 y E3, respectivamente; para este caso se evalúa el flujo subcrítico sobre el canal enrocado para un caudal total  $Q_T = 480 \text{ m}^3/\text{s}$  y de la ecuación 6.22 se despeja el calado  $y_4 = 4.832 \text{ m}$ , siendo este 0.2% mayor que el calculado en el programa HEC-RAS y es 0.2% menor que el calado  $y_4 = 4.84 \text{ m}$  obtenido experimentalmente en el Ensayo Z, Prueba 1. Cabe destacar que para este caso el calado  $y_3 = 4.74 \text{ m}$  obtenido experimentalmente es un 1.7% menor al  $y_3$  teórico y es 2.1% menor al calado experimental del canal enrocado.

## CAPÍTULO 7

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 7.1 CONCLUSIONES ACERCA DE LA MODELACIÓN FÍSICA

- De acuerdo a la disponibilidad de espacio y capacidad de las bombas del sistema de recirculación de caudales del CIERHI, se plantea la escala de longitudes  $e_L = 25$  para el Modelo 1, Captación Pilatón, siendo esta la más adecuada según el análisis técnico económico ofertado por la EPN.
- La verificación del cumplimiento de la semejanza mecánica durante la modelación física de un flujo a superficie libre, según el criterio de similitud de Froude, responde a la evaluación del número de Reynolds, el cual es mayor que  $2 \times 10^4$ , lo que caracteriza un flujo turbulento totalmente desarrollado donde la viscosidad deja de ser influyente, de acuerdo a los objetivos planteados para el estudio del resalto hidráulico.
- Los calados evaluados durante el análisis experimental de la disipación de energía mediante resalto hidráulico son mayores a 3 cm, reduciendo al máximo los efectos de la tensión superficial en el modelo.
- Se define que el efecto combinado de la tensión superficial y la viscosidad del agua no son influyentes en el fenómeno de flujo a superficie libre estudiado en la presente investigación.
- La investigación en modelos físicos de complejas estructuras hidráulicas, responde a la necesidad de evaluar el diseño original de un importantes proyectos hidroeléctricos, cada uno con características particulares, de este objetivo del proceso de investigación, se obtiene como resultado la evaluación de las estructuras hidráulicas y la optimización de los procesos necesarios para las operaciones de regulación de caudales y los protocolos dirigidos a disipar su energía durante los eventos normales y extraordinarios que responden a la hidrología de la cuenca del Río Pilatón.

## 7.2 CONCLUSIONES DE LA EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE LOS VERTEDEROS DE EXCESOS

- La planificación de ensayos individuales y en conjunto de cada vertedero de excesos es adecuada para obtener curvas de descarga particulares y generales de estas estructuras hidráulicas, sobre las cuales se presenta un flujo libre.
- Para los caudales evaluados durante a descarga libre de los vertederos, no se presentan desprendimientos de la lámina vertiente inferior, esta se adhiere satisfactoriamente al perfil de presión cero diseñado aguas abajo de la cresta horizontal
- Para caudales bajos durante la descarga libre de los vertederos de excesos no se observa el fenómeno de contracción del flujo por efecto de pilas y estribos que se ubican en el azud móvil.
- Para caudales altos, el fenómeno de contracción de flujo por pilas y estribos se observa considerable, por lo que se analiza la descarga máxima de diseño con los coeficientes obtenidos experimentalmente y que la teoría disponible recomienda usar para evaluar la reducción del ancho neto de la base de los vertederos de excesos y la contracción vertical de la lámina vertiente.
- Durante esta investigación y para el caso particular del azud móvil de la Captación Pilatón, se obtiene el coeficiente  $K_P = 0.01$ , por la contracción de las dos pilas semicirculares y el coeficiente  $K_E = 0.14$ , por la contracción de los estribos redondeados.
- La evaluación experimental de los vertederos de excesos trabajando a flujo libre, indica que la capacidad de descarga es ligeramente mayor a la que se propone en los cálculos teóricos propuestos por Lombardi y a pesar de que el vertedero central se ve afectado por una mayor reducción del ancho efectivo se establece una curva general de descarga de los vertederos de excesos, con la ecuación 6.7, la cual difiere menos del 3% respecto a los

resultados obtenidos con las ecuaciones particulares de cada vertedero.

- Experimentalmente se determina que los tres vertederos en conjunto descargan más de 480 m<sup>3</sup>/s manteniendo el nivel de aguas arriba del azud móvil, bajo la cota 1105 msnm
- Con los resultados experimentales se obtiene un coeficiente de descarga  $C_o = 1.79$ , el cual responde al caudal individual aproximado a 160 m<sup>3</sup>/s y una carga de diseño sobre la cresta aproximada a 5 m.
- La relación entre coeficientes adimensionales mantiene una tendencia similar a la sugerida por las experiencias expuestas en la teoría disponible, pero varía en cuanto al valor numérico, reduciéndose el coeficiente por contracción vertical y aumentando el coeficiente por contracción lateral.
- La carga de velocidad del flujo de aproximación, aguas arriba de la descarga libre de los vertederos, es considerable y se tiene que tomar en cuenta para realizar cualquier cálculo pertinente.

### **7.3 CONCLUSIONES DE LA EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE LAS COMPUERTAS RADIALES**

- La evaluación de las compuertas radiales se realiza de manera individual para varias cargas hidráulicas y distintas aperturas, luego se establece una curva de descarga general, manteniendo constante la carga hidráulica sobre la cresta del vertedero y variando las aperturas de la compuerta.
- Durante la evaluación experimental de compuertas, se observa que para ningún caudal existe desprendimiento de la lámina vertiente inferior pues esta se adhiere al perfil del vertedero; la lámina vertiente superior se contrae ligeramente aguas abajo del labio inferior de la compuerta radial.
- La operación de las compuertas radiales permite regular el nivel de operación frente a la toma en la cota 1105 msnm y descargar individualmente un caudal aproximado a 100 m<sup>3</sup>/s con la apertura máxima igual a 1.80 m.

- Se observan perturbaciones en la zona aguas arriba de las compuertas radiales debido a la aceleración del flujo en el labio inferior, pero estos efectos, proporcionales al caudal descargado, son despreciables.
- El coeficiente  $C_d = 0.65$  ha sido determinado experimentalmente para la evaluación de la descarga de las compuertas radiales con la apertura máxima de las compuertas, la capacidad determinada experimentalmente es ligeramente menor que la calculada teóricamente por Lombardi y el USBR, estableciendo los coeficientes teóricos  $C_d = 0.67$  y  $C_d = 0.68$ , respectivamente.
- La carga de velocidad es de baja incidencia en la descarga de las compuertas pero puede ser considerable para caudales altos.

#### **7.4 CONCLUSIONES DE LA EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE LAS CLAPETAS RADIALES**

- Las clapetas radiales cumplen la función de la regulación fina del nivel de operación normal en la cota 1105 msnm, mediante la evacuación de los excesos de caudal con el abatimiento simultáneo de las tres clapetas que alcanzan una descarga máxima de 63 m<sup>3</sup>/s en conjunto y 21 m<sup>3</sup>/s individualmente.
- Estas estructuras de desborde superior, se comportan de manera similar a vertederos de pared delgada para abatimientos ligeros y funcionan como vertederos de cresta ancha para abatimientos considerables, como el máximo.
- El coeficiente de descarga  $C_d = 2.14$  obtenido experimentalmente y comparado con el teórico disponible  $C_d = 2.00$ , sugieren una capacidad ligeramente superior para las clapetas modeladas, incluso los resultados obtenidos experimentalmente para  $C_q = 0.75$  se acercan mucho a los que sugiere el USBR  $C_q = 0.78$  y Castro  $C_q = 0.73$ .
- La velocidad de aproximación a la descarga de las clapetas radiales es

demasiada baja y no genera una considerable contracción lateral en el flujo libre evacuado por las clapetas.

## **7.5 CONCLUSIONES SOBRE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN LA DESCARGA DE CLAPETAS RADIALES**

- La descarga simultánea de caudales relativamente bajos, a través de las clapetas radiales provoca un desborde superior y un chorro supercrítico que impacta en el perfil del vertedero sin causar efectos nocivos, para luego introducirse en los estanques formados por el umbral continuo de salida, o por la regulación del nivel de agua en el canal enrocado mediante una sección transversal ubicada aguas abajo en el lecho natural del Río Pilatón.
- Debido a las condiciones de operación que presenta este tipo de estructuras se obtiene porcentajes de disipación de energía bastante altos y experimentalmente se determina que dentro del estanque amortiguador se disipa el 78% de la energía inicial.
- El flujo que sale de los estanques disipadores tiene una velocidad muy baja igual a 0.75 m/s para luego descender aún más a 0.52 m/s en el canal enrocado, lo cual implica un flujo subcrítico de muy bajas velocidades y una restitución segura al cauce natural del Río Pilatón.

## **7.6 CONCLUSIONES SOBRE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN LA DESCARGA DE COMPUERTAS RADIALES**

- Para la descarga de las compuertas radiales Lombardi sugiere un tratado para la operación ordenada de las compuertas sin tomar en cuenta los niveles aguas abajo de la salida de los estanques disipadores, por lo que en este trabajo de investigación se realiza como complemento, un modelo numérico con el programa HEC-RAS, para definir los calados de agua en el canal enrocado y establecer un protocolo seguro de operación de las compuertas radiales.

- La descarga de las compuertas radiales genera un resalto hidráulico dentro de los estanques disipadores, el cual depende de las condiciones del flujo supercrítico al inicio del disipador y de las condiciones del flujo subcrítico a la salida del disipador, por lo tanto la evaluación experimental del resalto hidráulico para la descarga de compuertas, se planifica con el conocimiento previo de las condiciones aguas abajo y aguas arriba de los estanques
- La descarga del caudal máximo de diseño de las compuertas radiales debe realizarse previo el conocimiento y la confirmación de un calado seguro en el canal enrocado, cuyo flujo esta regulado por una sección de control aguas abajo, de esta manera se garantiza un flujo subcrítico con velocidades bajas en la salida de los estanques disipadores.
- Cuando las clapetas se encuentran en su punto máximo de operación se abren las compuertas radiales, pero no se debe descargar los excesos de caudal por una sola compuerta ya que el nivel de aguas abajo no es el adecuado como para controlar un resalto hidráulico generado por un caudal mayor a 50 m<sup>3</sup>/s.
- El protocolo de operación de compuertas sugerido por Lombardi es inadecuado y peligroso, ya que causa intensa socavación al pie de los disipadores, sobre la solera del canal enrocado, esto debido a que el flujo supercrítico no encuentra equilibrio con el flujo subcrítico presente aguas abajo; incluso el proceso establecido para llegar a la descarga máxima en conjunto de 300 m<sup>3</sup>/s está errado y aunque se generan las condiciones adecuadas del flujo en el canal enrocado para controlar y confinar el resalto hidráulico dentro de los estanques disipadores, el proceso desarrollado es muy poco confiable.
- En esta investigación se sugiere los escenarios de una operación segura de las compuertas radiales, para obtener un resalto hidráulico estable dentro de los estanques disipadores, el orden de apertura de cada compuerta se mantiene como lo sugiere Lombardi pero la variación de las aperturas es diferente para lograr una distribución segura de los caudales.

- Los escenarios de operación de compuertas G, H, I, J, K, son los sugeridos en esta investigación para garantizar un resalto hidráulico estable y totalmente desarrollado.
- Una operación segura de las compuertas también responde lógicamente a una distribución equitativa de caudales, es decir que se realice una apertura simultánea de las tres compuertas radiales para evacuar desde el inicio el mismo caudal a cada estanque disipador, la única observación podría ser que las aperturas pequeñas no son favorables respecto a las vibraciones que se pueden producir en la compuertas radiales.
- El resalto hidráulico durante la operación de las compuertas presenta el rango  $5.40 < Fr_1 < 7.20$  para los números de Froude del flujo que ingresa al estanque disipador, esto caracteriza al resalto hidráulico como completamente desarrollado, el cual presenta eficiencias mayores al 50%.
- La eficiencia de los estanques disipadores se evalúa en función del porcentaje de energía disipada entre las secciones inicial y final del resalto hidráulico, las cuales se localizan dentro de la longitud del estanque; para el caudal máximo de diseño igual a  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  se tiene una eficiencia aproximada del 52% y para el caudal de  $50 \text{ m}^3/\text{s}$  se alcanza una eficiencia próxima al 64%.
- El resalto hidráulico para estos escenarios se desarrolla dentro del estanque disipador y se confina entre las secciones 1 y 2 del inicio y fin de la solera horizontal del estanque.
- La sumergencia del resalto es casi nula pero de alguna manera contribuye a localizar el resalto hidráulico en una longitud más corta, ya que en ninguno de los casos el resalto rebasa la longitud del disipador.
- Para la descarga de las compuertas radiales en los estanques disipadores se trata de establecer un calado conjugado ligeramente menor al calado regulado sobre el canal enrocado para controlar el resalto hidráulico, con esto se consigue con un resalto normal o ligeramente sumergido.

- Las velocidades sobre el umbral de salida del estanque hacia el canal enrocado, se presentan en un rango de 3.3 a 3.6 m/s, esta velocidad es segura pues es menor que la velocidad de arrastre calculada con la fórmula de Isbash. Las velocidades en el canal enrocado se reducen a un rango de 2.3 a 3.0 m/s.
- El criterio para medir la longitud del resalto es muy similar al que usa Forster & Skrinde y se destaca que las longitudes propuestas por el USBR son muy conservadoras. Experimentalmente se determinan resaltos con longitudes que van desde los 19.0 a 25.0 m, siendo 27.0 m la longitud del estanque.

## **7.7 CONCLUSIONES SOBRE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN LA DESCARGA LIBRE DE VERTEDEROS DE EXCESOS**

- Los vertederos de excesos funcionan con flujo a superficie libre cuando las compuertas alcanzan su capacidad máxima, para este escenario se cierra la toma y se abren completamente las compuertas para descargar el mismo caudal en cada estanque disipador, por tanto el resalto hidráulico en cada estanque disipador es el mismo.
- En el rango de caudales de crecida entre 340 y 480 m<sup>3</sup>/s, el flujo supercrítico formado por las condiciones aguas arriba en la descarga del vertedero se introduce a los estanques disipadores para encontrarse con un flujo subcrítico que lo controla bastante bien antes de su salida al canal enrocado, pues se tienen calados mayores en el canal enrocado respecto a los calados sobre el umbral de salida del disipador.
- Para el caudal de diseño aproximado a 480 m<sup>3</sup>/s se evalúa la disipación de energía en cada estanque, en el cual ingresa un caudal individual de 160 m<sup>3</sup>/s, por lo que el flujo supercrítico al ingreso del disipador tiene un  $Fr_1=4.23$  y velocidades ligeramente superiores a 15 m/s, esto caracteriza un resalto hidráulico oscilante dentro de los estanques disipadores, observándose la propagación de ondas hacia aguas abajo, pero definitivamente las condiciones del flujo subcrítico en el canal enrocado

permiten controlar el resalto hidráulico y confinarlo a la longitud del estanque.

- Para el caudal individual de diseño de los estanques disipadores igual a  $160 \text{ m}^3/\text{s}$ , se observa un resalto hidráulico oscilante con altas velocidades al ingreso, en la sección 1, aguas abajo se visualiza que el resalto no finaliza sobre la solera horizontal, antes de la sección 2, y pasa a ser interceptado por el umbral continuo, el cual permite reducir el calado de agua en la sección 3 sobre el salto positivo y prácticamente se iguala con el calado instalado en la sección 4 del canal enrocado.
- El resalto hidráulico no finaliza dentro de los estanques disipadores pues se observa que aguas abajo de la salida del disipador, en la sección 3, todavía se presentan oscilaciones y una mezcla agua aire superficial que se desvanece antes de la primera mitad del canal enrocado.
- Para los caudales de crecida y sobre todo para el máximo de diseño del vertedero y el disipador, experimentalmente se observa que la longitud del resalto hidráulico supera la longitud del estanque disipador, midiéndose una longitud aproximada  $L_{RH} = 40 \text{ m}$ , la cual supera en  $13 \text{ m}$  a la longitud del estanque.
- Cabe destacar que si en verdad el resalto provoca perturbaciones superficiales leves en la salida al canal enrocado, estos fenómenos de flujo no provocan el arrastre del material utilizado como enrocado de protección, pues la velocidad media obtenida sobre el umbral es  $4.13 \text{ m/s}$ , menor a  $4.24 \text{ m/s}$  que es la velocidad que inicia el arrastre de la partícula,
- Existe una disipación de energía adecuada en los estanques, pues cumple con el objetivo de restituir un flujo subcrítico adecuado al cauce natural del Río Pilatón y sobre el canal enrocado la velocidad se reduce a  $2.90 \text{ m/s}$ .
- La eficiencia de los estanques disipadores para su caudal de diseño, que corresponde a  $480 \text{ m}^3/\text{s}$  para un período de retorno igual a 500 años, se determina experimentalmente cercana al 41%, lo cual es un porcentaje

menor respecto a la eficiencia alcanzada para caudales más bajos en la descarga de compuertas. Si bien la eficiencia es menor al 50%, se cumple con el objetivo de disipar energía mediante resalto hidráulico sin la introducción de fuerzas externas excepto la fuerza generada por el umbral.

- Las velocidades de ingreso al estanque son ligeramente superiores a 15 m/s, esto limita la opción de ubicar deflectores de flujo en la rápida y bloques de impacto en la solera horizontal, pues las altas velocidades y las altas cargas de sólidos producen un efecto abrasivo en el hormigón cercano a los dados deflectores y bloques de impacto, sitio propenso a cavitación.

## **7.8 RECOMENDACIONES ACERCA DE LA OPERACIÓN DE LAS COMPUERTAS RADIALES**

- No se recomienda la descarga individual del caudal máximo igual a 100 m<sup>3</sup>/s por una sola compuerta, ni siquiera se recomienda evacuar el caudal máximo de clapetas por una sola compuerta, sino más bien evacuar hasta máximo 50 m<sup>3</sup>/s, esto debido a que el resalto hidráulico tiende a desplazarse hacia aguas abajo, al no encontrar el equilibrio en el flujo subcrítico del canal enrocado.
- Los escenarios G, H, I, J y K para la operación de las compuertas radiales, propuestos en esta investigación son producto de un análisis de las condiciones aguas arriba del flujo de aproximación a la descarga y las condiciones aguas abajo del flujo regulado en el canal enrocado. Se ha tomado en cuenta el orden de apertura que propone Lombardi, con la finalidad de ayudar el arrastre del material depositado frente a la toma, abriendo inicialmente la compuerta de la margen izquierda hasta la mitad de su capacidad, luego se operará la compuerta derecha, luego la compuerta central y finalmente se elevan simultáneamente las tres para definir una misma apertura a partir de la descarga individual de 60 m<sup>3</sup>/s hasta 100 m<sup>3</sup>/s.
- La operación de las compuertas radiales se observa compleja y se puede

recomendar una operación sencilla sin un profundo análisis, pues operando simultáneamente las compuertas radiales desde el inicio de la evacuación, el exceso de caudal se divide en tres, garantizando resaltos hidráulicos estables y similares en cada estanque, sobre todo confinándolos a su longitud.

- Respecto al nivel de agua en el canal enrocado se recomienda realizar un estudio más profundo con información actualizada de la topografía del Río Pilatón, las respectivas batimetrías y la recopilación del histórico de caudales y niveles del río.
- La sección natural que regula el flujo subcrítico en el canal enrocado se ubica aguas abajo del canal de restitución en un estrechamiento del cauce natural del río, por lo que se recomienda estabilizar la sección de control con un enrocado de protección sobre geotextil no tejido para evitar el lavado de finos.

## **7.9 RECOMENDACIONES SOBRE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN LA DESCARGA LIBRE DE VERTEDEROS DE EXCESOS**

- Al formarse un resalto oscilante para el caudal de crecida igual a  $480 \text{ m}^3/\text{s}$ , se requiere tener un calado de agua en el canal enrocado que sea 10% mayor al calado de agua sobre el umbral de salida del disipador. Por esta razón se podría estrechar un poco más la sección de control para elevar ligeramente el nivel de agua en el canal enrocado.
- La contrapendiente del canal enrocado permite elevar el nivel de agua en la salida de los disipadores, por lo que se recomienda conformar y estabilizar el enrocado del fondo con una contrapendiente adecuada.
- Se recomienda estabilizar el inicio del canal enrocado a la salida de los disipadores para evitar la socavación en un posible desplazamiento del resalto libre.
- El enrocado de protección ubicado en la solera aguas abajo de los

disipadores podría ser redimensionado e incrementar ligeramente su diámetro nominal o su peso específico para elevar la velocidad de arrastre de la partícula y garantizar mayor estabilidad del material en la solera.

- Cuando los estanques amortiguadores se llenan de sedimento o cantos rodados se puede evaluar la posibilidad de una limpieza usando el chorro supercrítico que desciende por los vertederos, de esta manera se obliga la presencia de un resalto hidráulico rechazado o libre que cumple la función de limpieza, siempre y cuando esta operación no provoque daños en las estructuras de hormigón o el enrocado de protección.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Castro M. Análisis dimensional y modelación física en Hidráulica. Quito: Escuela Politécnica Nacional-Departamento de Hidráulica.

CELEC E.P., HIDROTOAPI. (2011). Proyecto hidroeléctrico Toachi Pilatón- Descripción y ubicación del proyecto. Quito.

CELEC E.P., HIDROTOAPI, LOMBARDI S.A. (2010). Proyecto hidroeléctrico Toachi Pilatón - Memoria Técnica - Diseño Hidráulico Captación Pilatón. Quito.

Daily W & Harleman D. (1969). Dinámica de los fluidos. México: Editorial F. Trillas, S.A.

Domínguez F. (1959). Hidráulica. Santiago de Chile: Editorial Universitaria, S.A.

Escuela Politécnica Nacional, CELEC E.P., Hidrotoapi. (2012). Estudio en modelo hidráulico, escala 1:25, de la Captación del Río Pilatón. Informe Técnico. Quito.

Hidalgo, M. Introducción a la teoría de modelos hidráulicos y aplicaciones básicas. Quito: Escuela Politécnica Nacional-Departamento de Hidráulica.

Naudascher E. (2002). Hidráulica de canales. México: Limusa.

Peterka A. (1984). Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators. U.S. Bureau of Reclamation.

Sotelo, Gilberto. (2002). Hidráulica de canales abiertos. México: UNAM.

U.S. Bureau of Reclamation. (2007) Diseño de presas pequeñas. España.

**ANEXO**

**PLANOS DEL MODELO FÍSICO DE LA CAPTACIÓN**

**PILATÓN**

