

Universidad de Costa Rica

Facultad de Ingeniería

Escuela Ingeniería Civil

**Caracterización hidráulica de las alcantarillas de alivio, mediante el uso de
un modelo físico**

Trabajo de Graduación

Que para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil

Presenta:

German Alpízar Alfaro

Director de Proyecto de Graduación:

Ph.D Rafael Murillo Muñoz

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio

Director

Ph.D Rafael Murillo Muñoz



Estudiante

German Alpizar Alfaro



Comité asesor

Msc. Gravin Mayorga Jiménez



Ing. Antonio Sánchez Fernández



Fecha: 2015, Julio, 6.

El suscrito, German Alpizar Alfaro, cédula 3-0445-0018, estudiante de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, con número de carné **A80225, manifiesta que es autor del proyecto final de graduación "Caracterización hidráulica de las alcantarillas de alivio, mediante el uso de un modelo físico", bajo la Dirección del Ph.D Rafael Murillo Muñoz, quien en consecuencia tiene derechos compartidos sobre los resultados de esta investigación.**

Asimismo, hago traspaso de los derechos de utilización del presente trabajo a la Universidad de Costa Rica, para fines académicos: docencia, investigación, acción social y divulgación.

A mi familia por el apoyo incondicional durante toda mi vida, los amo.

A mis compañeros de apartamento, hermanos adoptivos, también los amo.

A mis colegas Gaby Vega, Mayra Morales, Andrea Hernández y Steven Cheng.

Que la amistad siga toda la vida.....

ÍNDICE GENERAL

Capítulo 1. Introducción.....	1
1.1 Justificación.....	2
Problema.....	3
Importancia.....	4
1.2 Antecedentes teóricos y prácticos del problema.....	5
1.3 Objetivos.....	7
Objetivo general.....	7
Objetivos específicos.....	7
1.4 Delimitación del problema.....	8
Alcance.....	8
Limitaciones.....	8
Capítulo 2. Marco teórico.....	9
2.1 Desagüe superficial.....	9
2.2 Descripción del flujo en canales abiertos.....	12
Flujo permanente y uniforme.....	12
Flujo variado.....	13
Energía específica.....	16
2.3 Caída de agua desde una canal rectangular.....	22
2.4 Entrada de agua en alcantarillas.....	23
2.5 Disipadores de energía.....	30
2.6 Modelos de escurrimiento a superficie libre.....	32
Capítulo 3. Marco metodológico.....	33
Etapa I. Diseño del modelo.....	33
Etapa II. Construcción del modelo.....	34

Etapa III. Evaluación del modelo.....	34
Etapa IV. Análisis de resultados y obtención de parámetros.....	35
Capítulo 4. Construcción del modelo	37
4.1 Definición de la escala a utilizar en la construcción del modelo.....	37
Dimensiones típicas de los cabezales construidos en carreteras de montaña.....	37
Definición del prototipo	39
Caudal máximo estimado en el prototipo	40
Definición de la escala a utilizar en la construcción del modelo	42
Elección de la escala del modelo	43
4.2 Diseño del modelo físico con escala 1:4.....	46
4.3 Construcción del modelo físico con escala 1:4.....	48
4.4 Equipos de medición utilizados en la obtención de datos.....	53
Medición del caudal de entrada en el modelo	53
Medición de los perfiles de velocidad de aproximación	55
Tomas de presión con pozo amortiguador.....	56
Transductores de presión	57
Calibración.....	58
Capítulo 5. Análisis de resultados.....	60
Descripción del comportamiento del sistema a diferentes caudales de operación	60
Velocidad de aproximación del flujo.....	66
Perfiles de aproximación H2.....	76
Incertidumbres en los datos obtenidos.....	79
Energía de entrada al modelo, calculada en el flujo de la cuneta antes de caer al cabezal	80
Presiones en el fondo del cabezal.....	81
Curva de desempeño de la alcantarilla.....	89
Coeficiente de descarga de la alcantarilla trabajando a flujo libre	91

Coeficiente de descarga del orificio de la alcantarilla	92
Presiones en el cabezal, medidas con transductores de presión	93
Presiones en la alcantarilla.....	100
Pérdidas de energía en el sistema	105
Validación del modelo	108
Conclusiones.....	109
Recomendaciones	110
Fuentes de información	111
Trabajos finales de graduación.....	111
Libros	111
Artículos.....	111
Medios electrónicos en internet	112
ANEXOS	114
Anexo 1. Cabezales de alcantarillas de alivio	114
Anexo 2. Datos de velocidad de aproximación en el canal de entrada.....	121
Anexo 3. Datos de medición de caudal.....	132
Anexo 4. Datos de presiones medidos con transductores.....	134
Fondo del cabezal.....	134
Alcantarilla	140

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 4.1. Diferencias con respecto a manual "Normas y Diseños para la construcción de carreteras" y las dimensiones encontradas en 5 sistemas de alcantarilla en la Ruta Nacional 10, tramo Siquirres -Turrialba.....	38
Cuadro 4.2. Dimensiones del prototipo de alcantarilla de alivio obtenido a partir de la información recopilada en campo y literatura.....	39
Cuadro 4.3. Dimensiones del modelo físico a partir del cálculo de λ para cada altura de agua en el prototipo.	44
Cuadro 4.4. Dimensiones del modelo con λ de 4.	44
Cuadro 5.1. Caudales representativos para los tres regímenes, definidos para la toma de datos.	64
Cuadro 5.2. Velocidades del flujo en el canal, con un caudal de $0.93gDA$, a 1 m de la caída, las posiciones de los puntos medidos se encuentran normalizadas en ambos ejes.....	67
Cuadro 5.3. Velocidades del flujo en el canal, con un caudal de $0.93gDA$, a 0.5 m de la caída, las posiciones de los puntos medidos se encuentran normalizadas en ambos ejes.....	68
Cuadro 5.4. Velocidades del flujo en el canal, con un caudal de $0.75gDA$, a 1 m de la caída, las posiciones de los puntos medidos se encuentran normalizadas en ambos ejes.....	69
Cuadro 5.5. Velocidades del flujo en el canal, con un caudal de $0.75gDA$, a 0.5 m de la caída, las posiciones de los puntos medidos se encuentran normalizadas en ambos ejes.....	70
Cuadro 5.6. Velocidades del flujo en el canal, con un caudal de $0.56gDA$, a 0.5 m de la caída, las posiciones de los puntos medidos se encuentran normalizadas en ambos ejes.....	71
Cuadro 5.7. Velocidades del flujo en el canal, con un caudal de $0.47gDA$, a 0.5 m de la caída, las posiciones de los puntos medidos se encuentran normalizadas en ambos ejes.....	72
Cuadro 5.8. Velocidades del flujo en el canal, con un caudal de $0.37gDA$, a 0.5 m de la caída, las posiciones de los puntos medidos se encuentran normalizadas en ambos ejes.....	73
Cuadro 5.9. Velocidades del flujo en el canal, con un caudal de $0.28gDA$, a 0.5 m de la caída, las posiciones de los puntos medidos se encuentran normalizadas en ambos ejes.....	74
Cuadro 5.10. Energía de entrada al modelo, medida a 50 cm de la entrada al cabezal.	80
Cuadro 5.11. Presiones en el fondo del cabezal, promediado en filas. Medidas mediante el uso de un pozo amortiguador con una escala métrica, Valores normalizados con el D.	82

Cuadro 5.12. Nivel estático de energía en cada punto del fondo del cabezal (H/D), ordenados según la cuadrícula diseñada (Figura 5.20). Fila 1 (Puntos 1 2 3), Fila 2 (Puntos 4 5 6) y Fila 3 (Puntos 7 8 9).....	84
Cuadro 5.13. Comparación de caudales para las curvas de desempeño de una alcantarilla de alivio contra una alcantarilla común (con entrada de 180° con el flujo).....	90
Cuadro 5.14. Nivel estático de energía en cada punto del fondo del cabezal, mediciones con transductores de presión, caudal 0.93gDA. Las medidas se encuentran normalizadas como H/D siendo D el diámetro de la alcantarilla.	93
Cuadro 5.15. Nivel estático de energía en cada punto del fondo del cabezal, mediciones con transductores de presión, caudal 0.75gDA. Las medidas se encuentran normalizadas como H/D siendo D el diámetro de la alcantarilla.	94
Cuadro 5.16. Nivel estático de energía en cada punto del fondo del cabezal, mediciones con transductores de presión, caudal 0.56gDA. Las medidas se encuentran normalizadas como H/D siendo D el diámetro de la alcantarilla.	94
Cuadro 5.17. Nivel estático de energía en cada punto del fondo del cabezal, mediciones con transductores de presión, caudal 0.47gDA. Las medidas se encuentran normalizadas como H/D siendo D el diámetro de la alcantarilla.	95
Cuadro 5.18. Nivel estático de energía en cada punto del fondo del cabezal, mediciones con transductores de presión, caudal 0.37gDA. Las medidas se encuentran normalizadas como H/D siendo D el diámetro de la alcantarilla.	95
Cuadro 5.19. Nivel estático de energía en cada punto del fondo del cabezal, mediciones con transductores de presión, caudal 0.28gDA. Las medidas se encuentran normalizadas como H/D siendo D el diámetro de la alcantarilla.	96
Cuadro 5.20. Valores de presión medidos en la alcantarilla del modelo, las presiones se encuentran normalizadas en función del diámetro de la alcantarilla. Las posiciones de las mediciones son las establecidas en la Figura 5.38.	102
Cuadro 5.21. Energía de salida en el modelo, medida en el punto L-D de la alcantarilla. L =12D.....	106
Cuadro 5.22. Cálculo de disipación de energía en el modelo.....	106
Cuadro 5.23. Cálculo de parámetros para validar las similitudes del modelo físico.....	108
Cuadro 6.1. Datos de velocidad en el canal de aproximación para la primera corrida.....	121
Cuadro 6.2. Datos de velocidad en el canal de aproximación para la segunda corrida.....	125

Cuadro 6.3. Datos de velocidad en el canal de aproximación para la tercera corrida..... 128

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. a) Sistema drenaje transversal conocido como alcantarilla de alivio b) Detalle del cabezal o colector de la alcantarilla.....	2
Figura 2.1. Esquema de un sistema de drenaje superficial en carreteras.	10
Figura 2.2. Daños producidos por deficiencias en los sistemas de drenaje.	11
Figura 2.3. Tipos de flujos en canales abiertos.....	13
Figura 2.4. Perfiles de la variación teórica de la velocidad en un canal.	17
Figura 2.5. Perfiles de velocidad en un canal rectangular.	18
Figura 2.6. Curva de energía específica.	19
Figura 2.7. Distribución de componentes de velocidad, mirando hacia aguas abajo en la sección medida en una canaleta recta. Las velocidades están en cm/s; $y/b=1$; $Re = 73\ 500$ y $Q = 70$ l/s.	21
Figura 2.8. Distribución de presiones en un flujo supercrítico al caer desde un canal rectangular (Izquierda), Geometría de la caída vrs el número de Froude asociado al flujo (Derecha).....	22
Figura 2.9. Tipos de flujo en alcantarillas.	24
Figura 2.10. Curva de desempeño de una alcantarilla con control a la entrada.	25
Figura 2.11. Descripción de los comportamientos de la entrada de una alcantarilla.	26
Figura 2.12. Entradas del flujo típicas de una alcantarilla.	28
Figura 2.13. Efectos producidos por el tipo de borde en la entrada de la alcantarilla.	29
Figura 2.14. Disipador con pared de impacto.	30
Figura 2.15. Disipador para flujo turbulento en alcantarillas.	31
Figura 3.1. Esquema metodológico de la investigación.	36
Figura 4.1. Dimensiones estipuladas en el manual "Normas y Diseños para la construcción de carreteras" de ministerio de obras públicas y transportes.....	37
Figura 4.2. Capacidad de desfogue en una alcantarilla con control a la entrada, de concreto con $\phi = 60$ cm, condición de entrada con aristas vivas, calculada utilizando la metodología de la Asociación Federal de Carreteras de EEUU.	41
Figura 4.3. Tanque de disipación para el suministro de agua al modelo.	46
Figura 4.4. Cuneta típica en cabezales encontrados en Ruta 10, Siquirres-Turrialba.	47

Figura 4.5. Perfil de aproximación del agua en el modelo, para 20 ls	47
Figura 4.6. Tanque de disipación antes de ser impermeabilizado, interior (abajo).	48
Figura 4.7. Base para la cuneta con modificador de altura para variar pendientes del canal. 49	
Figura 4.8. Base delantera de la cuneta unida a la base del cabezal.	50
Figura 4.9. Base para la alcantarilla.	50
Figura 4.10. Elementos necesarios para el funcionamiento del modelo.	51
Figura 4.11. Tanque de disipación del modelo, refuerzos finales ya colocados (derecha).	52
Figura 4.12. Elementos construidos para suavizar la entrada del agua al canal.	53
Figura 4.13. Placas de orificios: funcionamiento (arriba) y placa colocada en la red del laboratorio (abajo).	54
Figura 4.14. Medidor de flujo ultrasónico Omega FD613.	55
Figura 4.15. Medidor de velocidad de flujo Nixon 403.	56
Figura 4.16. Tomas de presión en el fondo del cabezal.	57
Figura 4.17. Recorrido de la información tomada por los transductores de presión.	58
Figura 4.18. Recta de calibración del transductor número 1.	59
Figura 4.19. Recta de calibración del transductor número 2.	59
Figura 4.20. Recta de calibración del transductor número 3.	59
Figura 5.1. Comportamiento del modelo en la primera condición, caracterizada por transportar los caudales altos (0.93-0.75 de Q/gDA).	60
Figura 5.2. Perturbación en el perfil H2 con el caudal mayor de operación, altura promedio 9.3 cm, flujo de derecha hacia izquierda en la fotografía.	61
Figura 5.3. Comportamiento del modelo en la segunda condición, caracterizada por transportar los caudales medios (0.56-0.47 de Q/gDA).	63
Figura 5.4. Comportamiento del modelo en la tercera condición, caracterizada por transportar los caudales bajos (0.37-0.28 de Q/gDA).	63
Figura 5.5. Posición de las mediciones de velocidad en el modelo.	66
Figura 5.6. Perfil de velocidades para un caudal de 0.93 gDA a una distancia de 1 m de la caída, visto hacia aguas abajo, $V_{prom}=78$ cm/s con $\alpha = 1.43$, $Re= 64\ 692$	67
Figura 5.7. Perfil de velocidades para un caudal de 0.93 gDA a una distancia de 0.5 m de la caída, visto hacia aguas abajo, $V_{prom}=71$ cm/s con $\alpha = 1.11$, $Re= 68\ 942$	68
Figura 5.8. Perfil de velocidades para un caudal de 0.75 gDA a una distancia de 1 m de la caída, visto hacia aguas abajo, $V_{prom}=83$ cm/s con $\alpha = 1.27$, $Re= 47\ 668$	69

Figura 5.9. Perfil de velocidades para un caudal de 0.75 <i>gDA</i> a una distancia de 0.5 m de la caída, visto hacia aguas abajo, $V_{prom}=79$ cm/s con $\alpha = 1.31$, $Re= 55\ 153$	70
Figura 5.10. Perfil de velocidades para un caudal de 0.56 <i>gDA</i> a una distancia de 0.5 m de la caída, visto hacia aguas abajo, $V_{prom}=81$ cm/s con $\alpha = 1.18$, $Re= 41\ 365$	71
Figura 5.11. Perfil de velocidades para un caudal de 0.47 <i>gDA</i> a una distancia de 0.5 m de la caída, visto hacia aguas abajo, $V_{prom}=81$ cm/s con $\alpha = 1.00$, $Re= 34\ 471$	72
Figura 5.12. Perfil de velocidades para un caudal de 0.37 <i>gDA</i> a una distancia de 0.5 m de la caída, visto hacia aguas abajo, $V_{prom}=75$ cm/s con $\alpha = 1.04$, $Re= 27\ 577$	73
Figura 5.13. Perfil de velocidades para un caudal de 0.28 <i>gDA</i> a una distancia de 0.5 m de la caída, visto hacia aguas abajo, $V_{prom}=71$ cm/s con $\alpha = 0.86$, $Re= 20\ 683$	74
Figura 5.14. Perfil horizontal H2 presente en el la cuneta para cada un caudal de 0.93 <i>gDA</i> comparado con el esperado teóricamente.	76
Figura 5.15. Perfil horizontal H2 presente en el la cuneta para cada un caudal de 0.75 <i>gDA</i> comparado con el esperado teóricamente.	76
Figura 5.16. Perfil horizontal H2 presente en el la cuneta para cada un caudal de 0.56 <i>gDA</i> comparado con el esperado teóricamente.	77
Figura 5.17. Perfil horizontal H2 presente en el la cuneta para cada un caudal de 0.47 <i>gDA</i> comparado con el esperado teóricamente.	77
Figura 5.18. Perfil horizontal H2 presente en el la cuneta para cada un caudal de 0.37 <i>gDA</i> comparado con el esperado teóricamente.	78
Figura 5.19. Perfil horizontal H2 presente en el la cuneta para cada un caudal de 0.28 <i>gDA</i> comparado con el esperado teóricamente.	78
Figura 5.20. Puntos de tomas de presión en el modelo; Fila 1 (Puntos 1 2 3), Fila 2 (Puntos 4 5 6) y Fila 3 (Puntos 7 8 9).	81
Figura 5.21. Presiones promedio en el fondo del cabezal.	82
Figura 5.22. Presiones en el fondo del cabezal, promediado en filas.	83
Figura 5.23. Comparación de presiones medidas en el fondo del cabezal para un caudal de 0.93 <i>gDA</i>	85
Figura 5.24. Comparación de presiones medidas en el fondo del cabezal para un caudal de 0.75 <i>gDA</i>	85
Figura 5.25. Comparación de presiones medidas en el fondo del cabezal para un caudal de 0.56 <i>gDA</i>	86

Figura 5.26. Comparación de presiones medidas en el fondo del cabezal para un caudal de 0.47 <i>gDA</i>	86
Figura 5.27. Comparación de presiones medidas en el fondo del cabezal para un caudal de 0.37 <i>gDA</i>	87
Figura 5.28. Comparación de presiones medidas en el fondo del cabezal para un caudal de 0.28 <i>gDA</i>	87
Figura 5.29. Curva de desempeño del modelo de alcantarilla de alivio, en escala 1:4.	89
Figura 5.30. Curva de desempeño del modelo de alcantarilla; comparación con la información teórica de la Figura 4.2.	91
Figura 5.31. Curva de variación del coeficiente de descarga del orificio contra el número de Reynolds $RE = 2gH Dv$, coeficiente de contracción $Cc = 1$, coeficiente de velocidad $Cv = Cd$	92
Figura 5.32. Comparación de presiones medidas en el fondo del cabezal para una caudal de 0.93 <i>gDA</i> , medidas con transductores de presión.	96
Figura 5.33. Comparación de presiones medidas en el fondo del cabezal para una caudal de 0.75 <i>gDA</i> , medidas con transductores de presión.	97
Figura 5.34. Comparación de presiones medidas en el fondo del cabezal para una caudal de 0.56 <i>gDA</i> , medidas con transductores de presión.	97
Figura 5.35. Comparación de presiones medidas en el fondo del cabezal para una caudal de 0.47 <i>gDA</i> , medidas con transductores de presión.	98
Figura 5.36. Comparación de presiones medidas en el fondo del cabezal para una caudal de 0.37 <i>gDA</i> , medidas con transductores de presión.	98
Figura 5.37. Comparación de presiones medidas en el fondo del cabezal para una caudal de 0.28 <i>gDA</i> , medidas con transductores de presión.	99
Figura 5.38. Puntos de tomas de presión en el modelo.	100
Figura 5.39. Comportamiento del flujo en la salida del modelo, caudales de 0.93 <i>gDA</i> , 0.56 <i>gDA</i> , y 0.37 <i>gDA</i> respectivamente de izquierda a derecha en la imagen.	101
Figura 5.40. Presiones la alcantarilla para la primera condición de operación con caudal de 0.93 <i>gDA</i>	103
Figura 5.41. Presiones la alcantarilla para la primera condición de operación con caudal de 0.75 <i>gDA</i>	103

Figura 5.42. Presiones la alcantarilla para la primera condición de operación con caudal de 0.56gDA.	103
Figura 5.43. Presiones la alcantarilla para la primera condición de operación con caudal de 0.47gDA.	104
Figura 5.44. Presiones la alcantarilla para la primera condición de operación con caudal de 0.37gDA.	104
Figura 5.45. Presiones la alcantarilla para la primera condición de operación con caudal de 0.28gDA.	104
Figura 5.46. Porcentajes de disipación para el modelo de la alcantarilla de alivio.	107

Abreviaturas y Simbología

A = área.

A_r = área del chorro o área real.

A_0 = área del orificio.

C_d = coeficiente de descarga.

C_v = coeficiente de velocidad.

C_c = coeficiente de contracción.

d = profundidad.

E = energía específica.

F = número de Froude.

$FHWA$ = Administración Federal de Carreteras en Estados Unidos

g = aceleración de la gravedad.

H = energía total.

L_c = longitud característica.

n = coeficiente de rugosidad de Manning.

ρ = densidad.

Q = caudal.

Re = número de Reynolds.

R, R_h = radio hidráulico.

S_o = pendiente del canal.

S_f = pendiente promedio de la línea de energía.

V = velocidad.

V_{prom} = velocidad promedio.

V_r = velocidad real.

V_T = velocidad teórica.

y_n = profundidad normal.

z = nivel de referencia.

α = coeficiente de distribución de velocidad.

λ = factor de escala.

Δx = longitud de tramo.

μ y ν = viscosidad dinámica y cinemática respectivamente.

Alpizar Alfaro, German Ricardo.

Caracterización hidráulica de las alcantarillas de alivio, mediante el uso de un modelo físico.

Proyecto de Graduación – Ingeniería Civil - San José, C.R:

G.R. Alpizar A.,2015

Xii, 113, [30]h; ils. col. - 22 ref

RESUMEN

Una alcantarilla de alivio es una obra de drenaje en carreteras que se clasifica como desagüe transversal, ya que el agua que transporta cruza la carretera. Se diferencia de las alcantarillas comunes y de los puentes en que estas no se construyen para cruzar quebradas ni ríos. Las alcantarillas de alivio transportan el agua que acumula una cuneta, pasándola por debajo de la carretera, aliviando o vaciando así la cuneta para que ésta no sobrepase su capacidad. Para realizar este vaciado el agua cae desde la cuneta a un cabezal de entrada donde se direcciona el agua para que cambie su dirección en 90° y entre en la alcantarilla por donde el agua cruza la calle.

El fin de esta investigación es describir el comportamiento que tiene el agua dentro de una alcantarilla de alivio y para esto se recurre a modelar físicamente la estructura. El modelaje surge como necesidad para describir el comportamiento del flujo, ya que con la teoría existente no es posible acertar con la descripción cualitativa y cuantitativa del flujo dentro de la alcantarilla.

Como resultado principal de la investigación se obtuvo una curva de desempeño para la alcantarilla de alivio, así también se obtuvieron coeficientes de descarga para la alcantarilla, una descripción cualitativa del comportamiento del agua dentro de la estructura y una distribución de las presiones que se dan a largo de la alcantarilla en función del caudal que transite.

ALCANTARILLAS DE ALIVIO, DRENAJE EN CARRETERAS, MODELOS FISICOS.

PhD. Rafael Murillo Muñoz.

Escuela de Ingeniería civil.

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

La construcción de un modelo físico consiste en la confección de una réplica a escala de un prototipo (obra real) con el fin de reproducir a un menor costo la operación de una obra o bien, experimentar posibles diseños que mejoren el desempeño de una estructura ya construida o por construir.

La simulación mediante modelos físicos en obras hidráulicas es necesaria en muchos casos, debido a la complejidad o imposibilidad teórica que significa representar los fenómenos que se dan. Según Streeter (1972), a diferencia de la estática de fluidos, la naturaleza del movimiento de un fluido real es muy compleja, las leyes fundamentales del movimiento de un fluido no son completamente conocidas por lo que hay que recurrir a la experimentación. Los modelos se construyen respetando similitudes con el prototipo para poder establecer una instrumentación adecuada y extraer datos, que al ser transformados por los factores de escala puedan ser representativos del comportamiento real de la obra.

El presente estudio trata sobre la construcción y simulación de una alcantarilla de alivio por medio de un modelo físico a escala 1:4. Las alcantarillas de alivio son obras de drenaje superficial en carreteras, más adelante se explicará cuál es su función y lo que se conoce sobre su operación en las carreteras de nuestro país.

El modelo físico en cuestión se construyó en el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad de Costa Rica, en la sede Rodrigo Facio, en San Pedro de Montes de Oca.

1.1 Justificación

Las obras de desagüe son estructuras indispensables para evitar el deterioro de las carreteras. En países lluviosos como Costa Rica el agua está constantemente en nuestras vías, en especial en carreteras de montaña. Por esto, es necesaria una adecuada comprensión de cómo funcionan los sistemas de drenaje superficial para carreteras y qué desempeño tienen.

Las alcantarillas de alivio cruzan el flujo de agua que lleva una cuneta hacia el otro lado de la calzada. La idea es que al descargar el caudal transportado por la cuneta se evite el desbordamiento del agua sobre el pavimento, ya sea por cuestiones de energía, geometría o topografía de la carretera.

Como observamos en la Figura 1.1, lo típico es usar este tipo de alcantarillas en secciones donde, por un lado se tiene un talud y al otro un barranco, si esta condición se mantiene una distancia mayor a 250 m es conveniente desaguar la cuneta por medio de una obra transversal (Kraemer et al, 2004). Pero estos 250 m son sugeridos, puesto que la cantidad de agua a desaguar varía con la hidrología del lugar en cuestión.

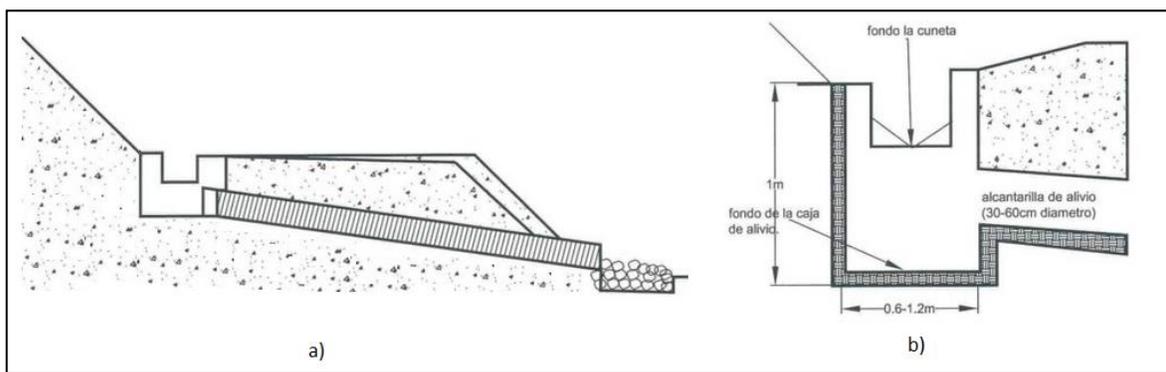


Figura 1.1. a) Sistema drenaje transversal conocido como alcantarilla de alivio b) Detalle del cabezal o colector de la alcantarilla.

Fuente: "Manual para la Revisión de Estudios Hidrotécnicos de Drenaje Menor", MTI Nicaragua, 2008.

Modificado por: Autor, 2013.

Problema

Se desconoce cuál es el desempeño del sistema de alcantarilla de alivio, esto significa que no se tiene claro la forma en que trabaja este mecanismo de desagüe. El vacío de información acerca del sistema puede provocar que el drenaje de la carretera donde se emplee no sea el mejor y un mal funcionamiento deteriora la estructura de la calzada, ya sea a la estructura de pavimento o bien las laderas por donde escurre el agua.

Las alcantarillas de alivio se colocan en nuestras carreteras de una manera empírica, como un dispositivo conductor del agua. No se encontraron referencias o guías para la colocación de alcantarillas de alivio en las carreteras. Según se mencionó antes, la bibliografía recomienda colocar las alcantarillas cada 250 m, pero un diseño adecuado debería tomar en cuenta pendientes, así como la demanda de caudal generado por la precipitación, entre otros factores y aparte de eso, el dispositivo idealmente debería tener la capacidad de disipar energía para evitar daños en la carretera.

Si se alcanza la capacidad hidráulica de la cuneta y no es posible dirigir el agua a una salida transversal, debería transferirse a un colector paralelo situado bajo la propia cuneta. Por seguridad vial las cunetas deben tener una pendiente baja de entrada desde la calle para mitigar el efecto de un eventual ingreso accidental o un vuelco por parte de un conductor. A menos que se utilicen secciones profundas cubiertas.

Utilizar secciones profundas para cunetas y sin barrera no se justifica en ningún caso, sin embargo esta condición no se cumple en Costa Rica. Cunetas con una profundidad de medio metro o más se pueden encontrar en nuestras carreteras. Utilizar alcantarillas de alivio a una distancia adecuada permitiría que la sección de la cuneta no deba exceder su profundidad regular y así mejorar la seguridad de la carretera, pero para definir esa distancia adecuada se debe tener información sobre la cantidad de agua esperada y la capacidad de los dispositivos que la colectarán.

Importancia

El agua de lluvia es el elemento que más impacta negativamente las carreteras, según Gamboa (1969) ya se había comprobado que un camino se debía diseñar en función de sus drenajes ya que las deficiencias en estos repercutirán en el costo futuro del mantenimiento e incluso podía ser la causa de la destrucción total del mismo. Conocer el comportamiento hidráulico que tienen las estructuras de drenaje, en este caso específicamente las alcantarillas de alivio, ayudará a establecer criterios de diseño para mejorar los sistemas de desagüe.

La normativa de la construcción de desagües en carreteras puede mejorar si se conoce más sobre el desempeño de las obras que se construyen. Las obras de desagüe superficial deben evacuar el agua de la carretera a la mayor brevedad posible, ya que el agua no solamente compromete la estructura de la carretera sino que también provoca una serie de inconvenientes como riesgos para la circulación. El hidroplaneo por ejemplo, es un fenómeno que provoca que los vehículos pierdan la fricción en las llantas producto de la cantidad de agua en la calzada.

1.2 Antecedentes teóricos y prácticos del problema

Existen tres formas de aliviar el caudal transportado en las cunetas, están las depresiones interceptoras, alcantarillas abiertas y drenajes transversales que son las alcantarillas de alivio. Las dos primeras estructuras interrumpen el paso de los vehículos por la necesidad de bajar la velocidad, en cambio las alcantarillas de alivio son estructuras bajo la carretera que no se llegan a divisar.

La información encontrada acerca del desagüe en carreteras es extensa. El Ing. Ramiro Gamboa en 1969 realizó su trabajo de graduación investigando el diseño hidrológico e hidráulico de drenajes menores en carretera, pese a tener 44 años de emitida, la oficina de planificación del MOPT todavía utiliza su información en el área de diseño hidrológico e hidráulico. La validez del trabajo de graduación no se pone en duda, este estudio comprende los mismos conceptos que se desarrollan en la actualidad sobre el cálculo de la precipitación en un lugar dado, sin embargo como el mismo autor menciona existen muchas limitaciones o aspectos importantes para el buen diseño que no se contemplan en su trabajo. Por ejemplo en la parte hidráulica el trabajo se basa en el análisis de alcantarillas, no se toman en cuenta otro tipo de obras necesarias como las cunetas o bien el comportamiento de las mismas alcantarillas al tener una entrada modificada.

En **"Ingeniería de carreteras, Vol II"** (Kraemer et al, 2004), el estudio del desagüe superficial en la división de hidráulica sí brinda parámetros de diseños para la construcción de desagües longitudinales, cunetas, sumideros; tomando en cuenta aspectos relacionados con la seguridad vial. El desagüe transversal lo define como puentes y alcantarillas; obras necesarias para el paso de cursos de agua naturales, ríos, nacientes y quebradas. También hace la salvedad que existen situaciones que obligan a construir desagües transversales como las alcantarillas de alivio; tema que da lugar a esta investigación.

Las alcantarillas de alivio y su proceso constructivo se pueden encontrar documentado en el Manual para la Revisión de Estudios Hidrotécnicos de Drenaje Menor del Ministerio de Transporte e Infraestructura de Nicaragua (MOPU, 1990), así también se hace alusión en manuales de Suramérica como Perú y Colombia (Posso, 2009). En dicha bibliografía se dan criterios para la colocación de este tipo de drenaje transversal sin embargo no se explican los criterios de diseño que justifican las recomendaciones.

En Costa Rica se cuenta con las **“Normas y diseños para la construcción de carreteras”** documento emitido en 1966 por el Ministerio de Obras Públicas y Transportes, ahí se encuentran las tomas o cabezales modelos con salida lateral para las alcantarillas de alivio. El tamaño del cabezal se da en función del diámetro de la alcantarillas pero estas medidas no tienen justificación teórica en el manual.

Simular teóricamente una alcantarilla de alivio es complejo por la turbulencia que se genera en el flujo al chocar en el cabezal de entrada, la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles en Estados Unidos de Norteamérica (ASCE) en sus publicaciones sobre drenaje y riego han presentado una serie de experimentos realizados en universidades estadounidenses, en los cuales se ha recurrido a la modelación física para describir el comportamiento del flujo ante ciertos tipos de estructuras, en estos casos se trata de disipadores de caída, en los cuales se podría esperar un comportamiento similar al que se presentaría en el cabezal de entrada de la alcantarilla de alivio por tratarse de una estructura muy similar.

En 2002 Chamani y Beirami publicaron “Características del flujo en caídas”, en su experimento ellos corroboran un modelo matemático contrastándolo con uno físico, el experimento describe el comportamiento del flujo supercrítico que se genera después de una caída de agua, ya fuera subcrítico o supercrítico el flujo que se presentara aguas arriba de la caída. El estudio concluyó que el modelo matemático no era capaz de describir el flujo con exactitud, entre sus fundamentos no tomaba en cuenta la entrada de aire al flujo en la caída y que se tomó como la principal falla del modelo matemático.

Chanson en 2004 publicó su estudio sobre estructuras que funcionan como caídas de agua desde un canal al igual que las alcantarillas de alivio, la diferencia de su estudio radica en que él hizo una serie de modificaciones para examinar la disipación, ante un cambio de dirección a 90° y sin cambio (salida a 180°), también generando una piscina bajo la salida del flujo. La serie de modificaciones que conllevó a la construcción de al menos 8 modelos concluyó en que la mayor disipación se da cuando hay un cambio de dirección de 90° a la salida del flujo, característica en común con las alcantarillas de alivio, también el estudio determinó que la altura de la caída y la profundidad de la piscina no son significativas en la disipación de energía en este tipo de estructuras.

1.3 Objetivos

Objetivo general

Determinar las características hidráulicas que describan el comportamiento de una alcantarilla de alivio, mediante pruebas de desempeño realizadas en un modelo físico.

Objetivos específicos

- Construir un modelo físico a escala de una alcantarilla de alivio, respetando la similitud de Froude.
- Obtener experimentalmente la curva de desempeño de la alcantarilla.
- Cuantificar la pérdida de energía que se produce en el sistema.
- Determinar el coeficiente de descarga del orificio de la alcantarilla y analizar su comportamiento al variar el caudal de entrada.

1.4 Delimitación del problema

Alcance

Se construyó un modelo a escala reducida de una alcantarilla de alivio. Dicho modelo fue utilizado para evaluar cómo funciona este sistema. Se variaron los caudales de entrada al sistema con el fin de realizar pruebas de desempeño al modelo y generar a partir de esto la curva del desempeño de la estructura.

El estudio analizó el aspecto hidráulico relacionado con el tipo de obra de desagüe superficial que se construye en el país, se dejó de lado el análisis de la demanda que tengan estas obras en carreteras, es decir, no se estudiaron aspectos de tipo hidrológico.

No se diseñó ningún tipo de solución en caso de que se determine que el sistema de alcantarilla de alivio no sea efectivo, el fin se basó en describir su funcionamiento y establecer características hidráulicas que puedan aportar conocimiento sobre su desempeño.

Limitaciones

Existe poca bibliografía relacionada con el funcionamiento propio de un dispositivo como los cabezales en las alcantarillas de alivio, la base teórica con que se cuenta es sobre el flujo de entrada al dispositivo.

Los caudales con que se realicen las pruebas así como las pendientes no serán tomadas de un prototipo puesto que la variación que pueden tener estos factores en el campo puede ser amplia.

No se conoce la cantidad de alcantarillas de este tipo que se encuentran en el país, solamente se conoce que sí se construyen y que su utilización es necesaria puesto que en Costa Rica las carreteras de montaña son comunes y es ahí donde el desagüe toma la mayor importancia por ser terrenos en zonas altamente lluviosas.

CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

Manejar adecuadamente la extracción y disipación del agua de una carretera es fundamental para el buen funcionamiento y mantenimiento de ésta. Existen dos tipos de flujo, uno es en medios porosos y otro superficial. El flujo en medios porosos es el que se da en las capas del pavimento, zanjas drenantes y por el cuerpo de los rellenos (Kraemer et al, 2004), se le conoce como drenaje subterráneo. En este trabajo no se tratará con este flujo sino con el superficial, se diferencia del subterráneo principalmente en la velocidad del flujo; en una superficie libre el agua recorre más distancia en menos tiempo comparada con el paso del agua en un medio poroso como el suelo.

2.1 Desagüe superficial

El desagüe superficial abarca todas las estructuras que sacan el agua de la carretera incluyendo el espacio comprendido en el derecho de vía. El principio básico de los sistemas **de drenaje superficial es que "el agua que está fuera debe permanecer fuera**; hay que dejar que pase, si tiene que hacerlo, o evacuarla rápidamente para que no entre en la estructura de pavimento." (Kraemer et al, 2004, p. 133). El diseño adecuado de estos sistemas funciona encauzando el agua por medio de cunetas y otras obras hasta una descarga final en cursos de agua naturales. En la Figura 2.1 se puede ver un esquema de estos sistemas. Deben cumplir con las siguientes funciones:

- a) Funcionar correctamente durante una precipitación

La cantidad de agua que se acumule en la carretera provoca inseguridad vial y daños al pavimento, también al tratarse de un sistema que abarca todo el derecho de vía la estabilización de taludes está ligada, ya que un buen desagüe mitiga los riesgos de deslizamientos y el arrastre de sedimentos.

- b) Asegurar el buen funcionamiento de un eventual drenaje subterráneo

Un adecuado desagüe superficial no debe permitir que el agua de lluvia se mezcle con el agua subterránea ya que esto afectaría a la estructura del pavimento provocando hundimientos y diversos problemas geotécnicos.

c) Permitir un acceso adecuado al territorio cuando la precipitación haya terminado.

El diseño del desagüe debe tomar en cuenta su limpieza, que su mantenimiento y conservación sea razonablemente fácil y contemplar el arrastre de basura, incluso árboles que se puedan presentar.

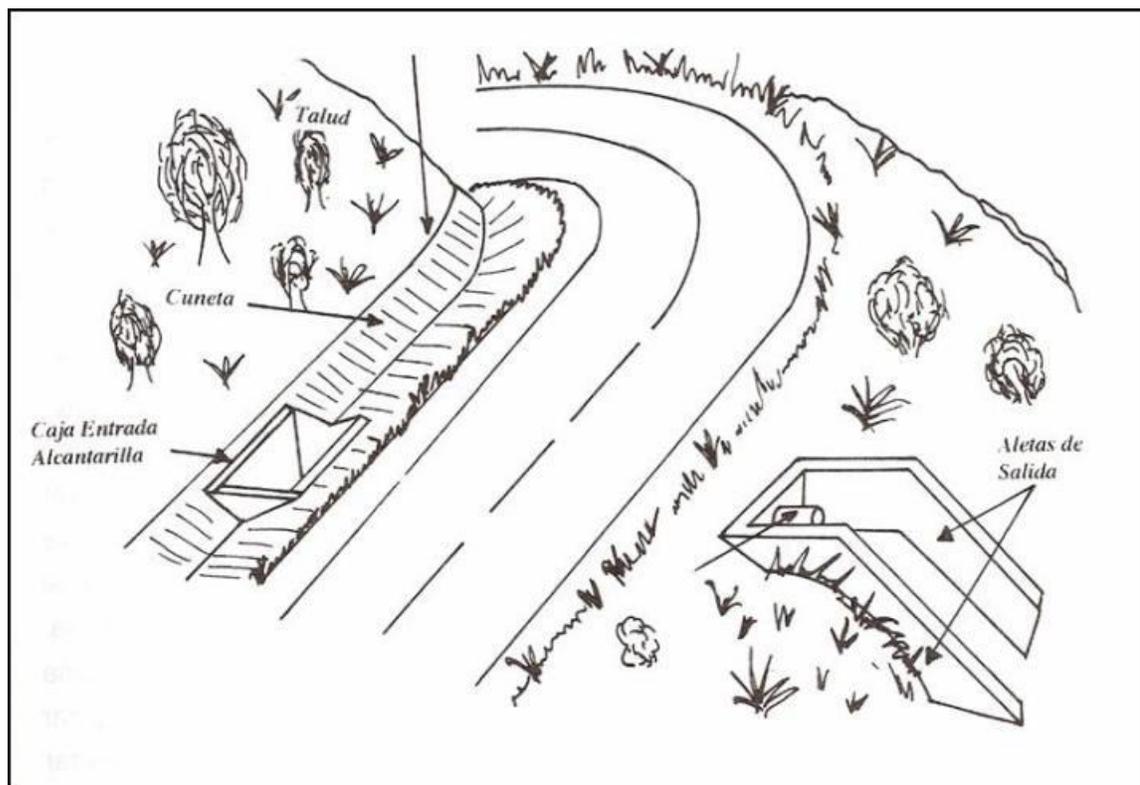


Figura 2.1. Esquema de un sistema de drenaje superficial en carreteras.

Fuente: UNAD, 2014.

Las obras de drenaje transversal se utilizan necesariamente en carreteras, generalmente estas interrumpen el paso de corrientes de agua naturales como ríos y quebradas. Las estructuras de desagüe transversal más comunes son las alcantarilla y puentes. Los desagües longitudinales aprovechan estas estructuras transversales para desfogar el caudal que transportan, pero cuando no se encuentran a una distancia considerable es necesario utilizar obras de conducción transversal exclusivas para ese desagüe, siempre y cuando sea posible darle una adecuada salida (MOPU, 1990).

Las deficiencias en los sistemas de drenaje comprometen la calidad y seguridad en las carreteras, algunos problemas relacionados son la socavación, la erosión y el hidroplaneo. La socavación consiste en la disminución del lecho del cauce producto de la erosión, esto puede provocar daños en cimentaciones de las estructuras de la calzada, hundimientos o incluso daños en taludes, como deslizamientos. La erosión por agua se da cuando las fuerzas tractivas del terreno se sobrepasan por el esfuerzo cortante que genera el agua al desplazarse. Ejemplos de estos problemas se pueden observar en la Figura 2.2.



Figura 2.2. Daños producidos por deficiencias en los sistemas de drenaje.

Fuente: García J M, 2013.

El hidroplaneo provoca la pérdida del control del vehículo debido a la fricción casi nula que provoca el agua en la carretera. Según la Administración Federal de Carreteras de los Estados Unidos la profundidad del agua sobre la carretera incrementa proporcionalmente el riesgo de hidroplaneo, en palabras simples se explica el fenómeno, cuando la llanta topa con al agua de frente esta es levantada y debido al agua el resto de llantas pierden la fricción haciendo que el conductor pierda el control sobre el vehículo.

2.2 Descripción del flujo en canales abiertos

Cuando un flujo se transporta por un canal abierto se clasifica de manera diferente a cuando se transporta por una tubería por el hecho de tener una superficie libre. El flujo confinado por una tubería ocupa toda su área y no está sometido a presión atmosférica directamente sino que está sometido a la presión del fluido. A pesar de ser similares su estudio se torna más complicado cuando se trabaja a superficie libre, por el hecho de la posición de la superficie libre puede cambiar con el tiempo y con el espacio, además de que las condiciones físicas de los canales abiertos varían mucho más que en las tuberías (Ven Te Chow, 1994).

El caudal que entra en un cabezal de una alcantarilla de alivio normalmente es conducido por una cuneta que hidráulicamente se puede definir como un canal abierto. Se pueden presentar ciertos tipos de flujo que van a depender de la profundidad y la velocidad, estos flujos pueden ser uniformes, no uniformes, permanentes, no permanentes o combinaciones de los anteriores.

Flujo permanente y uniforme

El flujo uniforme en un canal abierto es aquel donde la altura del agua se mantiene en el tiempo, definiendo la altura del agua como la distancia de la superficie libre desde el fondo del canal y medida en dirección vertical, en la Figura 2.3 se puede observar con la denotación "FU". **Se presenta comúnmente en tramos de canales largos, rectos, con pendiente y sección transversal constante.** En estos canales el líquido se acelera hasta que la pérdida de carga debida a los efectos de fricción se iguala a la diferencia de elevación. En ese momento es que el líquido alcanza su velocidad final y se establece el flujo uniforme (Çengel, 2012).

La ecuación de Manning aplicando la ecuación de continuidad para mostrarla en términos de caudal es la siguiente:

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} \sqrt{S_o} \quad (1)$$

Donde

n = coeficiente de rugosidad de manning

A = área, m^2 .

R = radio hidráulico, m.

S_o = pendiente del canal

De esta expresión se puede obtener la profundidad normal " y_n " de un flujo uniforme en un canal abierto, sustituyendo las propiedades geométricas A y R en función de y_n .

Flujo variado

Como se puede intuir en el flujo variado la altura del líquido se modifica con la distancia, se presenta al aproximarse un cambio en las características del canal, ya sea la sección, la pendiente o la imposición de una compuerta. Este flujo se puede convertir en dos casos, uno es el flujo de variación rápida y el flujo de variación gradual. El rápido se da si la profundidad del flujo cambia considerablemente en una distancia corta como se observa en la Figura 2.3 con la abreviación FVG, es el comportamiento que tiene el agua al llegar a una cascada o caída. La variación gradual se da en una distancia larga del canal, también se ilustra con la Figura 2.3, (FVG).

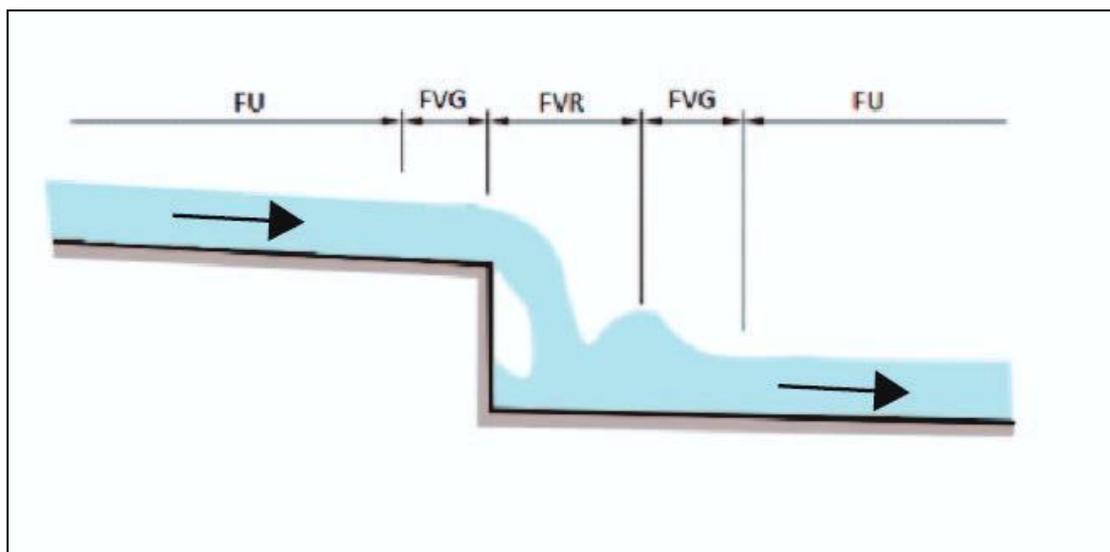


Figura 2.3. Tipos de flujos en canales abiertos.

Fuente: Çengel y Cimbala, 2012.

El cálculo de las profundidades "y" cada Δx , para dibujar un perfil de flujo se obtiene mediante la aplicación de un método llamado paso directo el cual consiste en dividir el canal en pequeños tramos y obtener cada cierta variación de altura la distancia Δx necesaria para que se dé ese cambio. La ecuación que emplea el método es la siguiente:

$$\Delta x = x_2 - x_1 = \frac{E_2 - E_1}{s_o - S_f} \quad (2)$$

Donde

Δx = es la longitud del tramo.

E = energía específica.

S_o = la pendiente del canal.

S_f = es la pendiente promedio de la línea de energía.

$$\bar{S}_f = \left(\frac{nQ}{AR^{2/3}} \right)^2 \quad (3)$$

Para un procesamiento de datos más cómodo lo recomendable es ayudarse con una hoja electrónica de cálculo. Las estructuras de control tales como compuertas que estrangulan el paso en un orificio definido son ayuda para cálculo ya que se toman como punto de control y verificación de la altura en determinado punto.

Según el "Manual de Drenajes para Carreteras" colombiano (Posso, 2009), en el análisis del flujo rápidamente variado no se puede suponer presión hidrostática, además de que los remolinos y posible separación del flujo no facilitan el análisis teórico. En este caso el análisis experimental se emplea para establecer relaciones empíricas para aplicaciones específicas de diseño.

El número de Froude se expresa como la razón de la velocidad del flujo respecto a la velocidad de la onda, su resultado puede clasificar en tres estados al flujo, está dado por la siguiente expresión:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gL_c}} \quad (4)$$

Donde

L_c = longitud característica.

$Fr < 1$ Flujo subcrítico

En este caso la velocidad del líquido es relativamente baja la profundidad es alta por lo que prevalece la energía potencial, una perturbación en el agua se manifestaría corriente arriba.

$Fr = 1$ Flujo crítico

Es un estado teórico, representa la transición entre el estado anterior y el siguiente. Se debe evitar este estado del flujo ya que es susceptible a sufrir cambios de nivel significativos con pequeñas variaciones en energía.

$Fr > 1$ Flujo supercrítico

La velocidad del líquido es relativamente alta, la profundidad es baja y prevalece la energía cinética.

El estado del flujo en un canal abierto puede ser laminar, de transición o turbulento; dependerá del efecto de la viscosidad en relación con la inercia que puede representarse mediante el número de Reynolds expresado como:

$$Re = \frac{\rho V R_h}{\mu} = \frac{V R_h}{\nu} \quad (5)$$

Donde

V = es la velocidad promedio del líquido

R_h = es el radio hidráulico

ρ = densidad

μ y ν = viscosidad dinámica y cinemática respectivamente

Y los límites para definir el flujo son los siguientes:

$Re < 500$ Laminar

$500 < Re < 2000$ Transición

$Re > 2000$ Turbulento

Estos límites se definen para aplicaciones práctica en canales abiertos (Ven Te Chow, 1994), en tuberías se definen otros límites.

El flujo es turbulento si las fuerzas viscosas son bajas en relación con las fuerzas inerciales (Ven Te Chow, 1994). El flujo turbulento es el más frecuente en las aplicaciones prácticas de la ingeniería. En esta clase de flujo las partículas del líquido se transportan siguiendo trayectorias muy irregulares, se puede dar tanto en un conducto liso como rugoso, basta con que la viscosidad sea vencida y existan capas que se muevan a diferentes velocidades.

Energía específica

La energía con la que se traslada un líquido se puede cuantificar con el propósito de calcular el eventual impacto que puede provocar, o bien para el diseño de estructuras hidráulicas. La energía mecánica total de un líquido en un canal se puede expresar en términos de carga por la ecuación (6).

$$H = z + d \cos \theta + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (6)$$

Donde

H = energía total, m.

z = nivel de referencia, m.

d = profundidad, m.

α = coeficiente de distribución de velocidad.

V = velocidad, m/s.

g = aceleración de la gravedad, 9.78^1 m/s².

Para canales con pendientes bajas, $\theta \approx 0$.

El aporte a la energía brindado por "z" no permite que "H" sea una expresión realista de la energía verdadera del fluido, puesto que el nivel de referencia es un valor arbitrario. Para representar mejor cual es la energía mecánica que presenta el fluido lo correcto es tomar el eje de referencia en la base del canal, es decir tomar "z=0". Así se obtiene la energía específica (E_s) que es el producto de sumar la carga de presión y la carga dinámica del líquido en el canal respectivamente, ecuación (7).

$$E_s = y + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (7)$$

¹ 9.77589 m/s² es el valor para la aceleración de la gravedad en Costa Rica, con una incertidumbre de 0.00341 m/s², (Paniagua, 2007).

La velocidad promedio para un canal a flujo libre se puede estimar como el resultado de dividir el caudal transportado entre el área, esto por el principio de conservación de la masa, ecuación (8).

$$Q = A * V \quad (8)$$

Donde

Q = caudal, m³/s.

A = área, m².

V = velocidad, m/s.

Sin embargo la distribución de la velocidad en un canal abierto no es uniforme, varía en planta y en perfil, debido a la fricción y al esfuerzo cortante que genera con el lecho. Por medio de simulaciones y, experimentos de laboratorio se ha determinado que el máximo de velocidad no se da en la superficie como se esperaría en teoría, por la ausencia de una pared friccionante, en el realidad el pico de velocidad se da un poco debajo de la superficie, este fenómeno se justifica con la interacción aire-agua que provoca una fricción, bastante menor que el suelo. En la Figura 2.4 se observan tres tipos de canales y sus distribuciones, los valores están dados como porcentaje de la velocidad máxima.

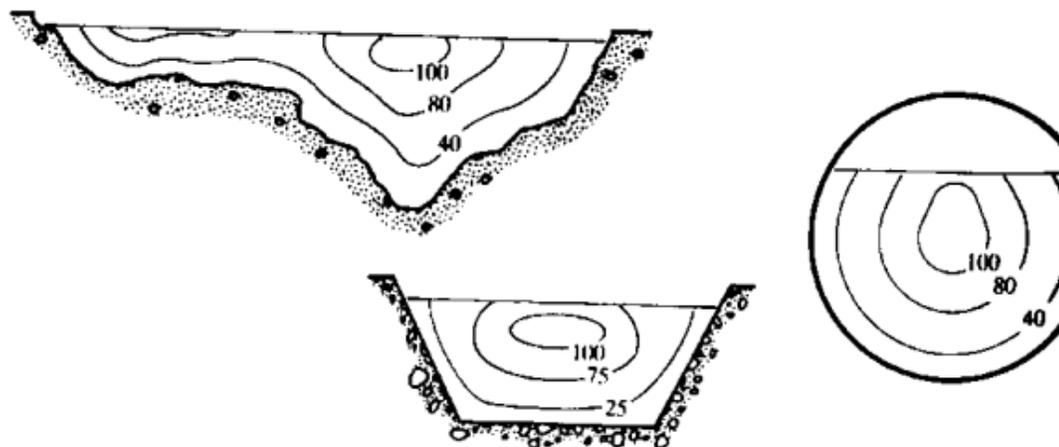


Figura 2.4. Perfiles de la variación teórica de la velocidad en un canal.

Fuente: Carleton, 2015.

La medición de la velocidad en canales se realiza dividiendo el canal en franjas verticales por medio de un determinado número de verticales sucesivas y las velocidades medias en las verticales se determinan midiendo la velocidad a 0.6 de la profundidad en cada vertical o bien tomando el promedio de las velocidades a 0.2 y 0.8, esto según el procedimiento de medición de corrientes del U.S Geological Survey (Ven Te Chow, 1994). En la Figura 2.5 se muestra un ejemplo del aforo de un canal rectangular.

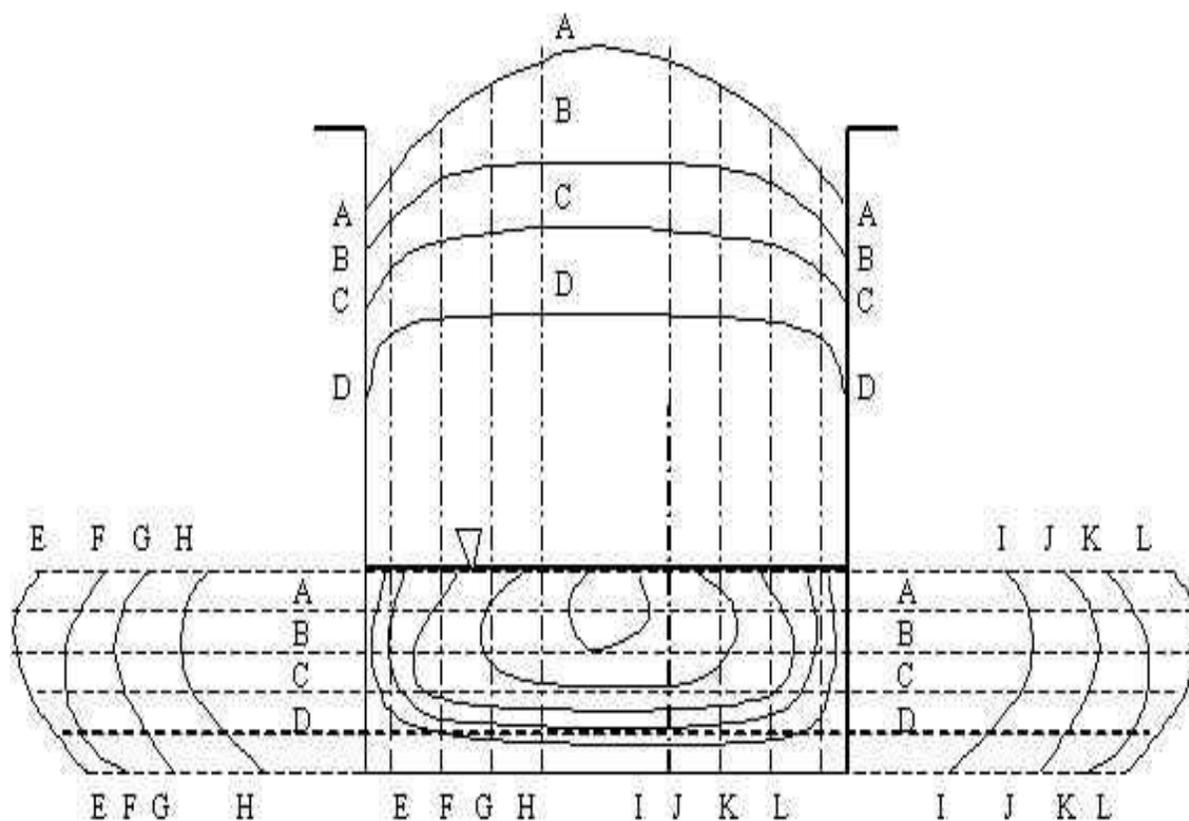


Figura 2.5. Perfiles de velocidad en un canal rectangular.

Fuente: Escuela de Ingeniería de Antioquia, 2009.

El coeficiente de distribución de velocidad α es también llamado factor de corrección de la energía cinética ya que al representar la energía cinética con $V^2/2g$ calculado con la velocidad media se está incurriendo en un error, ya que la energía cinética es mayor debido a que la distribución de la velocidad no es uniforme. Normalmente se estima que este término α ronda entre 1.03 y hasta 1.36 (Ven Te Chow, 1994).

El coeficiente α se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$\alpha = \frac{\int v^3 dA}{V^3 A} \approx \frac{\sum v^3 \Delta A}{V^3 A} \quad (9)$$

Donde

α = coeficiente de distribución de velocidad.

A = área, m^2 .

ΔA = área de influencia, m^2 .

v = valor promedio de las velocidades tomados en 0.8 y 0.2 Y_n , m/s.

V = velocidad media, m/s.

La Figura 2.6 se conoce como la curva de energía específica, muestra la variación de la energía respecto a la altura "y", que es la profundidad del flujo. Las tres curvas que se observan son producto de caudales distintos, al aumentar el caudal también aumenta la energía tanto cinética como potencial. Los puntos "C" representan la energía específica mínima que es necesaria para mantener el flujo volumétrico y la profundidad crítica para cada caudal. Los valores de profundidad mayor que "y_c" son para un flujo subcrítico ($Fr < 1$) y los menores para el estado supercrítico ($Fr > 1$).

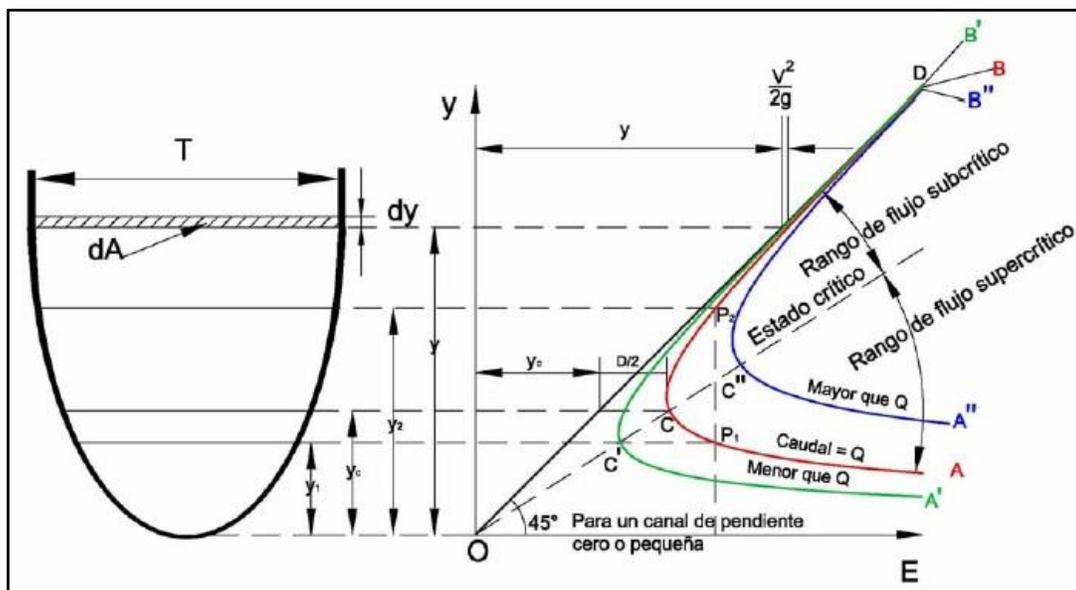


Figura 2.6. Curva de energía específica.

Fuente: Parra, 2012.

En cuidadosas investigaciones experimentales se ha demostrado que el flujo en un canal es tridimensional, es decir que su velocidad tiene componentes en los ejes x , y , z y que además no son nulas. Lo que sucede normalmente es que las componentes transversales son mucho más pequeñas y depreciables que la velocidad en la dirección del flujo principal. Estas componentes toman importancia si las condiciones físicas del canal cambian, es decir, un cambio de dirección, curva, o un aumento no simétrico ni gradual de la rugosidad.

Un flujo puede ser analizado como unidimensional si se desprecian las variaciones o cambios en la velocidad transversales a la dirección principal del flujo (Streeter, 1972).

Shukry, citado por Ven Te Chow encontró que para canales cortos en laboratorios una pequeña perturbación en la entrada, la cual es inevitable, causa una zona con un nivel más alto de velocidad a un lado del canal, lo cual causa un movimiento espiral. En un tramo largo y lejos de la entrada ocurrirá un movimiento espiral doble para permitir la igualdad de esfuerzos cortantes a ambos lados del canal. Para consideraciones prácticas es bastante seguro ignorar el movimiento espiral en canales prismáticos rectos (Ven Te Chow, 1994).

En la Figura 2.7 podemos observar este fenómeno encontrado por Shukry, en la cual se observan las distribuciones de velocidad en cada componente, en (b) se puede observar las velocidades más altas se izquierdo del canal como se había mencionado anteriormente.

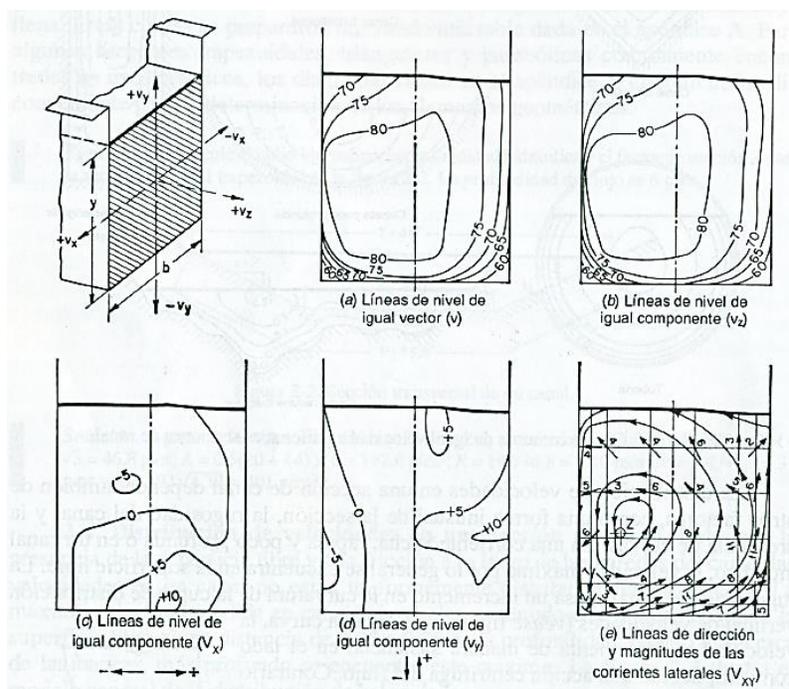


Figura 2.7. Distribución de componentes de velocidad, mirando hacia aguas abajo en la sección medida en una canaleta recta. Las velocidades están en cm/s; $y/b=1$; $Re = 73\ 500$ y $Q = 70$ l/s.

Fuente: Ven Te Chow, 1994.

Otro tipo de flujo importante en esta investigación es el flujo rotacional, propiamente en hidráulica existe un campo llamado rotacional que es distinto de los campos de velocidades y **aceleraciones**. Cuando este campo llamado " $\text{rot}(\mathbf{v})$ " adquiere valores distintos de cero se dice que el flujo es rotacional. Teóricamente si $\text{rot}(\mathbf{v}) \neq 0$, hay vorticidad.

La vorticidad que se genera producto de un flujo rotacional causa presiones diferenciales en las tuberías y esto puede provocar oscilaciones en dirección normal y perpendicular flujo principal. La frecuencia de vorticidad puede hacer que la tubería entre en resonancia, lo cual es un problema grave cuando la tubería no está confinada, por ejemplo una tubería expuesta. En el caso de las alcantarillas de alivio la tubería está confinada por el terreno, sin embargo vibraciones excesivas sí pueden afectar la estructura de la carretera, como inducir asentamientos por ejemplo.

Los campos de velocidad presentan 3 direcciones y la intensidad de cada componente de velocidad puede variar con el tiempo. Aquí el flujo se considera permanente, además se va a considerar unidimensional, es decir hay una componente mayor que las otras y que permite abarcar los efectos de las demás componentes.

2.3 Caída de agua desde una canal rectangular

La aproximación de curva de caída y el número de Froude asociado al flujo se puede obtener por medio de las ecuaciones de conservación de la cantidad de movimiento (Hager, 2010). Hunter Rouse, prominente educador de la Universidad de Iowa en EEUU es quien experimentó con este fenómeno. El trabajo de Rouse expuesto por Hager se limitó a la caída de un flujo supercrítico ($F > 1$), describe el comportamiento de las presiones que se dan en el flujo antes y durante la caída. En la Figura 2.8 se puede observar la descripción que logra Rouse con su estudio sobre la caída de agua desde un canal rectangular.

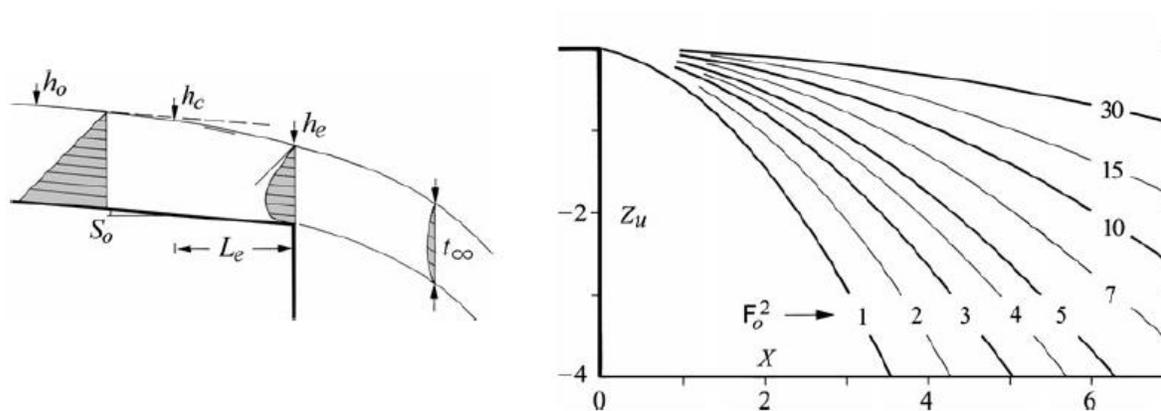


Figura 2.8. Distribución de presiones en un flujo supercrítico al caer desde un canal rectangular (Izquierda), Geometría de la caída vrs el número de Froude asociado al flujo (Derecha).

Fuente: Hager, 2010.

En el gráfico de la Figura 2.8 " Z_u " y " X " son la profundidad y al alcance del agua normalizadas con la altura normal de flujo, en este caso h_o . Es decir:

$$Z_u = z_u/h_o \quad (10)$$

$$X = x/h_o \quad (11)$$

Donde

z_u = profundidad o altura de caída.

X = distancia de alcance del agua.

2.4 Entrada de agua en alcantarillas

Una alcantarilla es un conducto para transportar agua, esto puede ser bajo una carretera o en medio de una ciudad ya que el agua puede ser limpia (naciente, quebrada, río, pluvial) o bien puede tratarse de aguas residuales. En carreteras, las alcantarillas se clasifican normalmente como drenajes transversales, se utilizan para sobrepasar corrientes de agua (obstáculos) y por esto se encuentran en la misma clasificación que un puente.

Las alcantarillas varían infinitamente en cuestiones de tamaño ya que es una obra que se diseña a partir de las condiciones del lugar, cuando sus dimensiones exceden expectativas constructivas se puede optar por la construcción de un puente. Pueden construirse con muchos materiales, concreto, metal, PVC, por mencionar los más comunes y la forma constructiva varía según las dimensiones requeridas, ya que algunas son construidas en el sitio y también pueden ser prefabricadas.

En temas hidráulicos existe infinidad de variables en el diseño de una alcantarilla, características como el comportamiento de entrada y de salida ante el rango del caudal de diseño, variaciones de pendientes, entradas modificadas (como el caso de las alcantarillas de alivio). Como ejemplo una alcantarilla puede trabajar con su entrada sumergida o libre como se observa en la Figura 2.9 y su salida también puede variar de la misma manera.

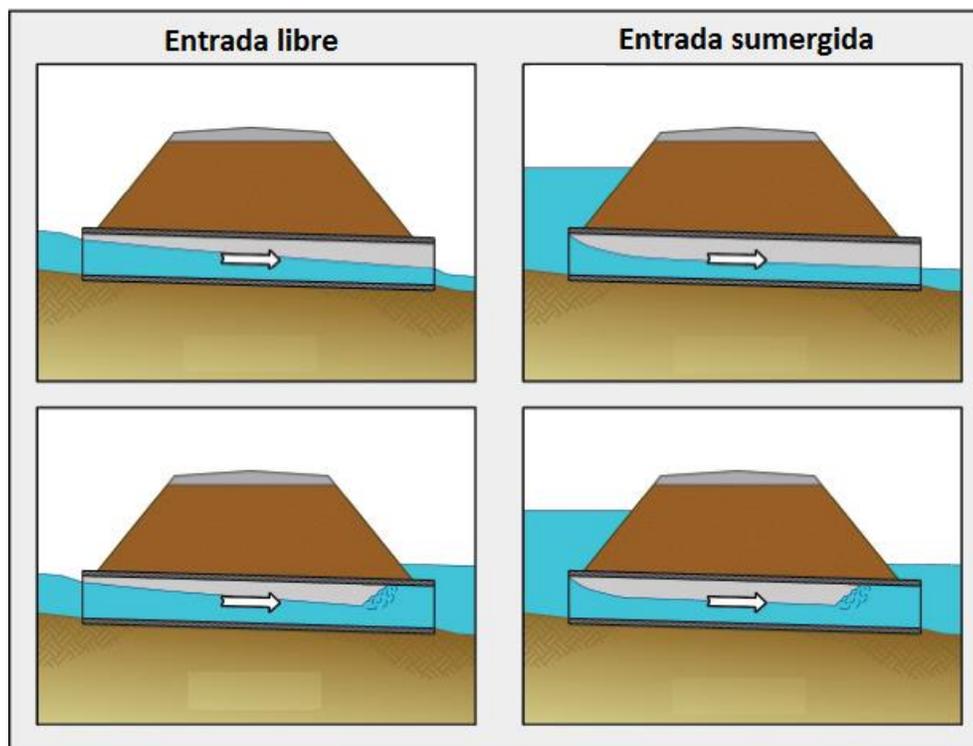


Figura 2.9. Tipos de flujo en alcantarillas.

Fuente: FHWA, 2012.

Modificado por autor.

El tipo de flujo que se puede esperar en una alcantarilla dependerá del caudal, pero será más relevante la topografía del lugar, las condiciones sumergidas normalmente se encontrarían en terrenos planos donde el agua se transporta con una velocidad menor que en un terreno escarpado.

En la Figura 2.10 se observa de manera general cual sería la eficiencia teórica que se espera en una alcantarilla con control a la entrada, esto quiere decir que su salida es libre igual al caso que se presenta en una alcantarilla de alivio, siempre que tomemos como supuesto que esta esté colocada en un terreno de topografía escarpada como las carreteras de montaña.

Cuando el nivel de agua llega al orificio (entrada de la alcantarilla) se da una transición en el comportamiento en el flujo, el sistema pasa de comportarse como vertedor a orificio, en este caso se puede observar en la gráfica (Figura 2.10) cómo el nivel del agua sube en un tiempo menor que el que tiene la alcantarilla para desaguar, lo que sucede es que la alcantarilla llega un máximo de operación que limita al sistema.

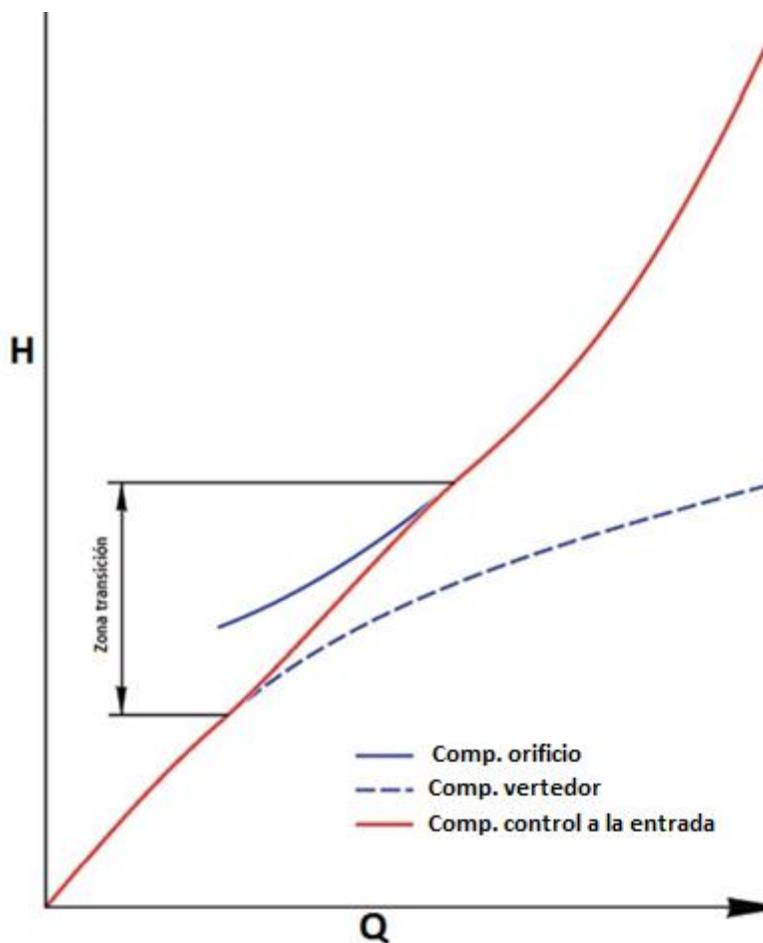


Figura 2.10. Curva de desempeño de una alcantarilla con control a la entrada.

Fuente: FHWA, 2012.

Modificado por autor.

La Administración Federal de Carreteras en Estados Unidos utiliza la metodología descrita por la Figura 2.11 (FHWA, 2012), es decir, para calcular la capacidad de agua que puede ser transportada por una alcantarilla con control a la entrada se calcula primero como en vertedor y cuando el nivel de agua supera el diámetro del vertedor empieza a comportarse como un orificio, respondiendo a las ecuaciones mostradas en la Figura 2.11.

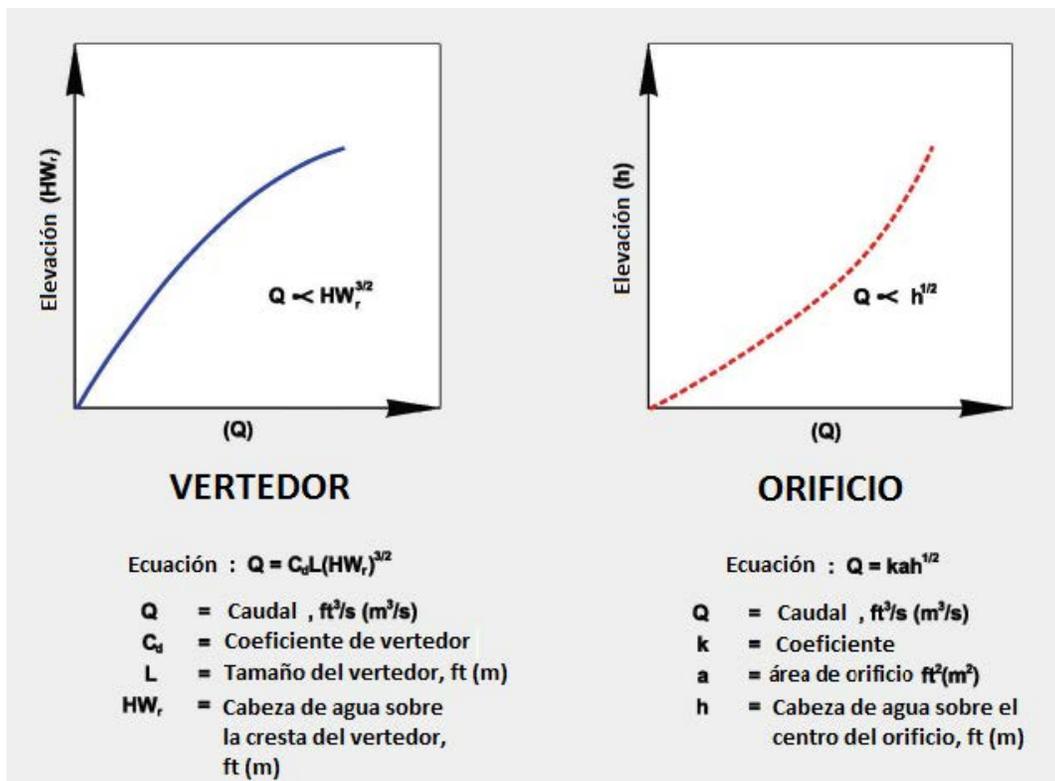


Figura 2.11. Descripción de los comportamientos de la entrada de una alcantarilla.

Fuente: FHWA, 2012.

Modificado por autor.

Los orificios se clasifican según el ancho de su pared, pueden ser delgadas o gruesas. También se pueden clasificar por forma, tamaño relativo y su funcionamiento. Se utilizan normalmente para medir caudales en conducciones o que pasan por tuberías. La fórmula general para un orificio es la siguiente.

$$Q = KH^M \quad (12)$$

Donde

Q = caudal, m³/s.

K = constante característica del orificio.

H = carga hidráulica medida desde la superficie hasta el centro del orificio , m.

M = *exponente*.

La velocidad de teórica del líquido a la salida del orificio se obtiene mediante la aplicación de la ecuación de energía, se le llama Teorema de Torricelli en honor a su desarrollador Evangelista Torricelli (1608-1647).

$$V_t = \sqrt{2gH} \quad (13)$$

Para determinar el caudal real de un orificio se debe considerar un coeficiente de descarga, característico de cada orificio, no es constante y varía según el número de Reynolds. Este coeficiente es la relación entre el caudal real que pasa a través y el caudal teórico.

$$C_d = \frac{Q_{real}}{Q_{teórico}} = \frac{V_r * A_r}{V_T * A_0} \quad (14)$$

Donde

C_d = coeficiente de descarga.

V_r = velocidad real.

V_T = velocidad teórica.

A_r = área del chorro o área real.

A_0 = área del orificio.

El coeficiente de descarga toma en consideración el coeficiente de velocidad y el coeficiente de contracción, que en caso de querer obtener estos parámetros de manera independiente basta con aplicar las siguientes ecuaciones:

$$C_v = \frac{V_r}{V_T} \quad (15)$$

$$C_c = \frac{A_r}{A_0} \quad (16)$$

$$C_d = C_v * C_c \quad (17)$$

Donde

C_v = coeficiente de velocidad

C_c = coeficiente de contracción

Combinando las ecuaciones (13) y (14) obtenemos que

$$C_d = \frac{Q}{A_0 \sqrt{2gH}} \quad (18)$$

La entrada del agua a la alcantarilla tiene múltiples posibilidades, podría ser desde un colector, desde un cabezal, desde un canal, entre otros. En la Figura 2.12 se observan algunos casos. La capacidad de la alcantarilla se ve afectada directamente por el tipo de entrada, por ejemplo una rejilla protege la formación de tapones dentro de la alcantarilla, sin embargo reduce la capacidad y cuando no se le da un mantenimiento adecuado el tapón se puede dar antes de que el flujo entre a la alcantarilla.

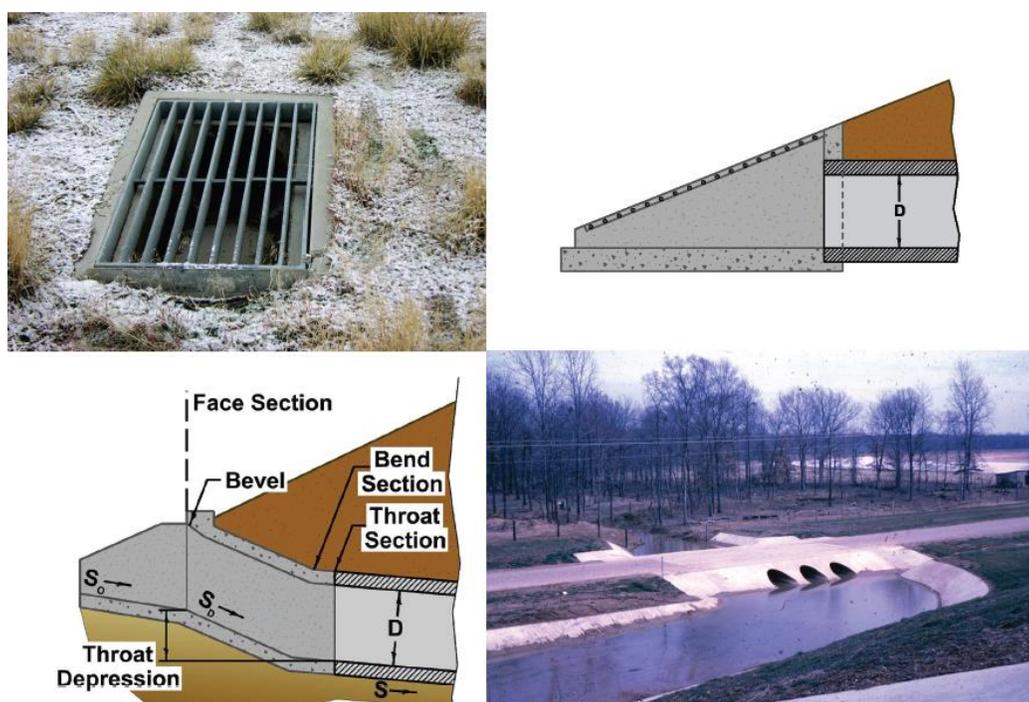


Figura 2.12. Entradas del flujo típicas de una alcantarilla.

Fuente: FHWA, 2012.

Una vez que el agua ya está por entrar a la tubería también existe la variable de los bordes de la alcantarilla, la podemos observar en la Figura 2.13, este factor también afecta la eficiencia de la entrada. Cuando los bordes son redondeados se da una pérdida menor de energía y una mayor eficiencia hidráulica ya que el agua entra con más facilidad. Se manejan aristas vivas como sinónimo de los bordes rectos y los redondeados pueden tratarse como biselados por facilidades constructivas.

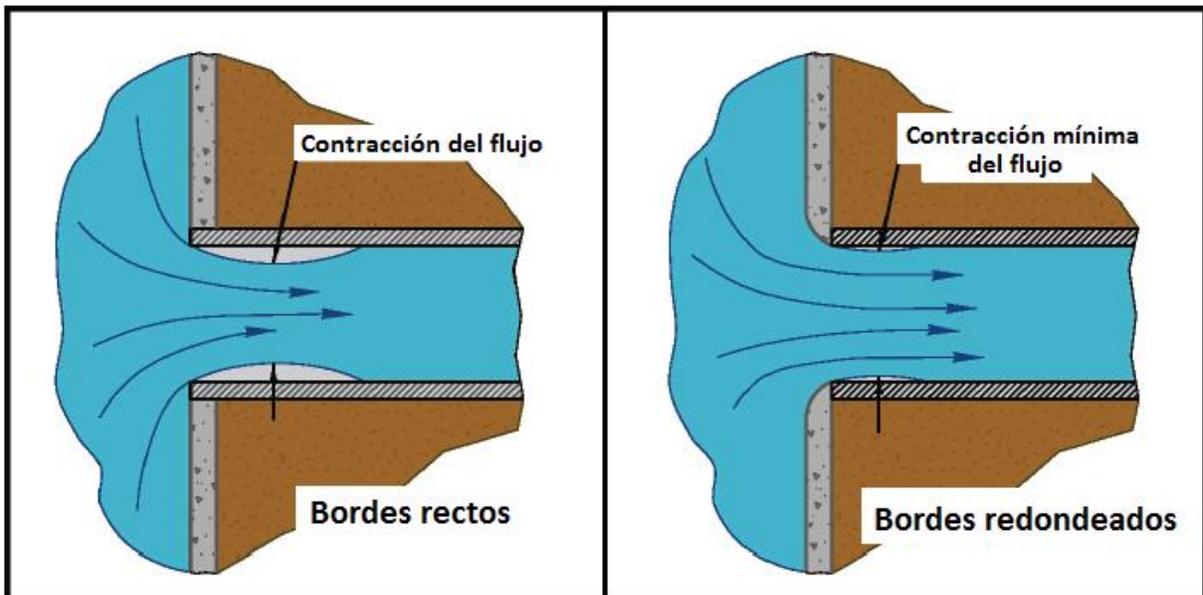


Figura 2.13. Efectos producidos por el tipo de borde en la entrada de la alcantarilla.

Fuente: FHWA, 2012.

Modificado por autor.

2.5 Disipadores de energía

Los disipadores se colocan con el fin de disminuir la energía cinética de un flujo, para evitar problemas como la socavación, ya que el agua tiene un alto poder erosivo cuando se traslada.

En obras de drenaje superficial en carreteras existen múltiples opciones para disipar la energía del agua transportada. Se trata de artefactos o modificaciones que se pueden realizar en la estructura de drenaje, pueden ser colocados en la entrada, durante la conducción o en la salida de la estructura.

En un sistema como una alcantarilla de alivio se puede iniciar la disipación de energía desde el cabezal de entrada. Usando un principio similar a un disipador como el que observamos en la Figura 2.14. El sistema que se observa es un disipador de caída, se usa como conexión entre alcantarillas que están a un distinto nivel. Este caso particular cuenta con una pared de impacto que aporta en la disipación logrando que la velocidad del flujo aguas abajo se vea reducida.

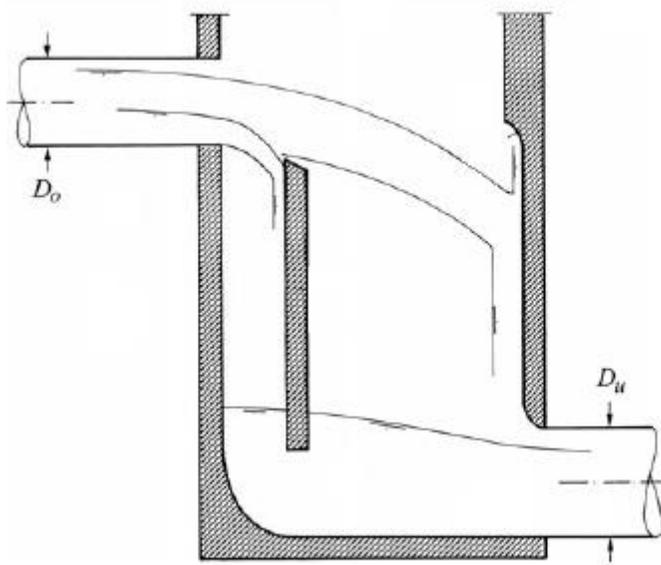


Figura 2.14. Disipador con pared de impacto.

Fuente: Hager, 2010.

Modificado por autor.

La colocación de obstáculos dentro de la alcantarilla es una opción para disipar la energía del flujo, son utilizados comúnmente cuando no se tiene suficiente derecho de vía para colocar una estructura a la salida. Un ejemplo de este tipo de disipador se observa en la Figura 2.15. Aparte de los obstáculos se pueden realizar modificaciones de sección como aumentarla, con el fin de bajar la velocidad del flujo y por ende la energía.

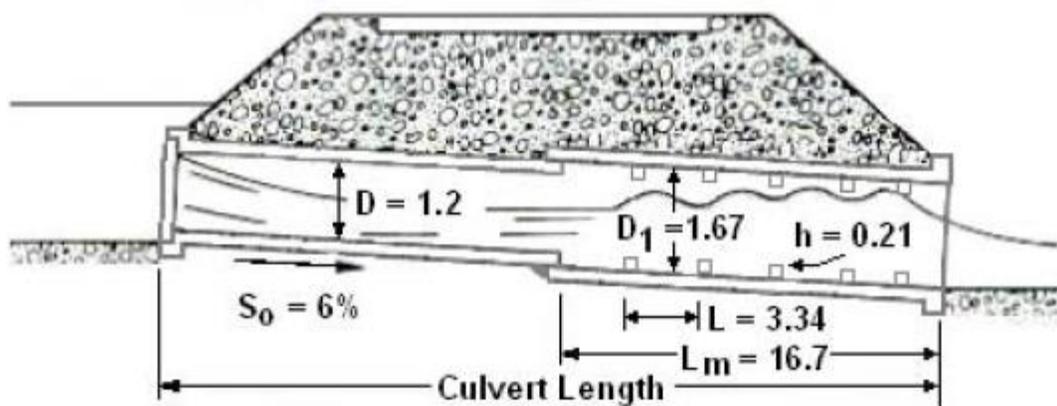


Figura 2.15. Disipador para flujo turbulento en alcantarillas.

Fuente: FHWA, 2006.

En la salida de una alcantarilla igualmente se pueden colocar disipadores, estos pueden ser gradas u obstáculos que disminuyan la energía del agua producto del impacto. Se puede utilizar o construir una superficie rugosa donde al agua bajaría su velocidad en comparación con la que tomaría en una caída sobre una superficie lisa o en caída libre.

2.6 Modelos de escurrimiento a superficie libre

Con un modelo a escala reducida lo que se pretende es simular el funcionamiento real de un artefacto, objeto o sistema prototipo. Se puede mencionar tres tipos de similitudes, está la geométrica que toma en cuenta las proporciones del prototipo para construir el modelo. La similitud cinemática referente a tiempos y velocidades. Y por último la dinámica que es lo relacionado con las fuerzas.

El objetivo ideal para un modelo es que cumpla con un mismo factor de proporción para cada una de las similitudes, sin embargo es comprobado que es poco logable, en algunos casos muy costoso y lo más interesante es que no siempre es necesario que se cumplan todas las similitudes para obtener un buen resultado, basta con analizar qué similitudes son las más influyentes en el comportamiento del prototipo.

Los flujos a superficie libre o canales abiertos como se nombraron anteriormente son movidos básicamente por gravedad, de aquí que la razón de Froude es una de las principales similitudes a tomar en cuenta para la construcción de un modelo de este tipo. La gravedad sin embargo es un factor casi imposible, por no decir que imposible de proporcionar. Pueden hacerse analogías con aparatos como centrifugas para acelerar en menor escala los modelos pero en el caso de los modelos de escurrimiento a superficie libre no es necesario profundizar hasta esos detalles.

Se puede diseñar el modelo como euleriano, relajando las condiciones de Reynolds y dejando únicamente la condición de Froude y la similitud geométrica. Cabe mencionar que dentro del paquete geométrico se encuentra la rugosidad que es uno de los parámetros que se debe escalar con la misma proporción de los demás.

CAPÍTULO 3. MARCO METODOLÓGICO

Para describir el comportamiento del sistema modelado se realizaron pruebas en el modelo físico, el cual se construyó desde cero y fue parte importante de las actividades del proyecto. Para una mejor organización de las actividades el proyecto se definió en etapas, según se explica a continuación:

Etapa I. Diseño del modelo

Para el diseño del modelo se investigaron las partes y dimensiones que tienen los cabezales típicos, esto requirió una visita al campo. Específicamente se visitó la Ruta Nacional 10, carretera de montaña que comunica los pueblos de Siquirres y Turrialba en la zona atlántica del país. Ahí se encontraron seis prototipos posibles los cuales serán descritos más adelante, así como la definición del prototipo seleccionado para la constitución del modelo.

Se procedió a analizar la disposición y capacidad o tamaño del equipo con que cuenta el laboratorio, ya que esta información es elemental en la definición de una escala para modelar, así como plantear el tipo de pruebas que se podían realizar en el modelo.

Se investigó además qué materiales se pueden utilizar para que el modelo se acerque lo más posible a la realidad en cuanto a la proporción de la rugosidad, sin embargo fue por coincidencia que la variable se pudo escalar debido a que la rugosidad necesaria la daba el acrílico el cual fue el cual fue elegido por su transparencia. Más adelante se explicará la revisión de los coeficientes n de Manning que mostró esta casualidad.

Parte de los criterios para la elección de los materiales se enfocó en la facilidad para su construcción, tomando en cuenta el costo y también la durabilidad del aparato para que pueda ser utilizado en futuros estudios si se encontraran más aplicaciones con respecto al modelo. El acrílico se eligió para la construcción de toda la alcantarilla de alivio y la decisión se basó en la necesidad de construir el modelo con un material transparente que permita ver el comportamiento del flujo al pasar por el sistema.

El resultado principal de esta investigación culminó en la elaboración de los planos del modelo, los cuales sirvieron para su posterior construcción. En base a la bibliografía consultada se decidió mantener una similitud en el número de Froude lo cual, como se

mencionó antes es lo típico en este tipo de modelo de escurrimiento a superficie libre. La elección de la escala también formó parte de esta etapa y más adelante se define.

Etapa II. Construcción del modelo

Una vez finalizada la primera fase se procedió a la ubicación del futuro modelo dentro del laboratorio de hidráulica, básicamente se buscó un área de 6 X 5 m donde se permitirá alimentar el tanque con una tubería de cuatro pulgadas de diámetro y una salida a un colector del sistema de reutilización de agua del laboratorio.

Con base en los planos se estimaron las cantidades de materiales a utilizar y su debido presupuesto, el equipo necesario para corte y ensamblaje de las piezas también. El proceso de construcción fue largo, se construyó primero el tanque de disipación para luego entrar en la confección del modelo en sí, el cual consta de una cuneta, un cabezal de entrada y la alcantarilla.

Una vez construido el modelo se procedió al primer llenado del tanque, la idea fue revisar que el componente aguantara la carga de agua que debía resistir durante la operación del modelo. El resultado de esta prueba no fue satisfactorio por lo que el tanque fue reforzado con tensores de acero. Más adelante se presentarán las imágenes del proceso constructivo donde se podrá ver con claridad esta situación.

El proceso de construcción se finalizó al sellar con silicón e impermeabilizantes todas las juntas posibles, no se logró hermetizar el modelo sin embargo las filtraciones presentes fueron menores y permitieron trabajar de manera segura.

Etapa III. Evaluación del modelo

El primer paso para la evaluación del modelo fue ponerlo a funcionar para realizar una descripción del comportamiento del flujo a diferentes caudales, el fin de esta actividad fue obtener una idea preliminar de la colocación de los aparatos de medición en el modelo.

Se determinó que en la entrada y la salida del sistema alcantarilla es posible estimar la energía del flujo, no así en el interior donde se puede dar remolinos y líneas imposibles de modelar teóricamente, sin embargo, el fin de utilizar el modelo consiste parcialmente en obtener experimentalmente la pérdida de energía dentro del cabezal.

Para la medición de los factores que influyen en el análisis del modelo se utilizó equipo del Laboratorio de Hidráulica de la Escuela de la Ingeniería Civil, fue necesario medir alturas, presiones, caudales y velocidades. El equipo utilizado se expondrá más adelante.

Las mediciones se realizaron para diferentes caudales con el fin de encontrar resultados del funcionamiento de la alcantarilla para varias condiciones de operación posibles y hasta la capacidad máxima del modelo.

Etapas IV. Análisis de resultados y obtención de parámetros

Los resultados de las pruebas realizadas al modelo permitieron obtener características hidráulicas del sistema, como lo son el coeficiente del orificio o boca de la alcantarilla, pérdidas de energía en el sistema y definición del comportamiento que tiene el agua en el cabezal. Dicho comportamiento puede tener tres opciones, que el orificio trabaje con el nivel del agua sobre su corona, el nivel del agua bajo su corona o bien que genere una combinación de ambos por la presencia de un flujo muy variable.

A continuación se presenta la metodología del proyecto de manera esquemática.

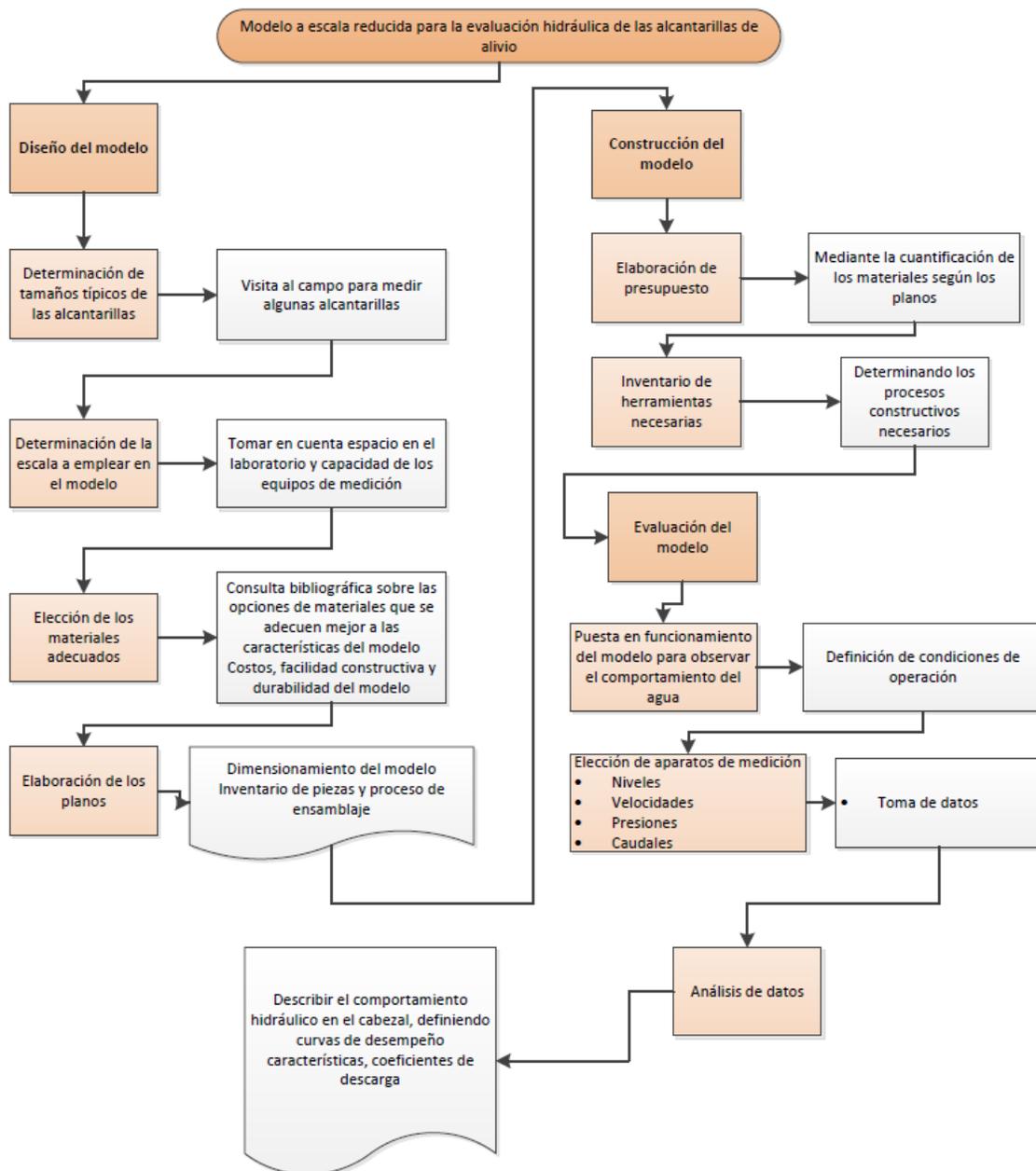


Figura 3.1. Esquema metodológico de la investigación.

CAPÍTULO 4. CONSTRUCCIÓN DEL MODELO

4.1 Definición de la escala a utilizar en la construcción del modelo

Dimensiones típicas de los cabezales construidos en carreteras de montaña

En octubre de 1966 el Ministerio de Obras Públicas y Transportes (MOPT) emitió las "Normas y diseños para la construcción de carreteras", en este manual se encuentran las dimensiones establecidas para los cabezales de las alcantarillas de alivio, dichas dimensiones en función del diámetro de la alcantarilla.

Para la construcción del modelo físico del cabezal se utilizarán las dimensiones típicas que tienen estos, se requirió una visita de campo a ciertos sistemas de alcantarillas ubicados en la Ruta Nacional número 10, en el tramo entre Siquirres y Turrialba. La idea fundamental fue revisar las coincidencias con el manual y definir las dimensiones comunes para que el modelo sea lo más representativo posible. La información que brinda el manual se muestra en la Figura 4.1.

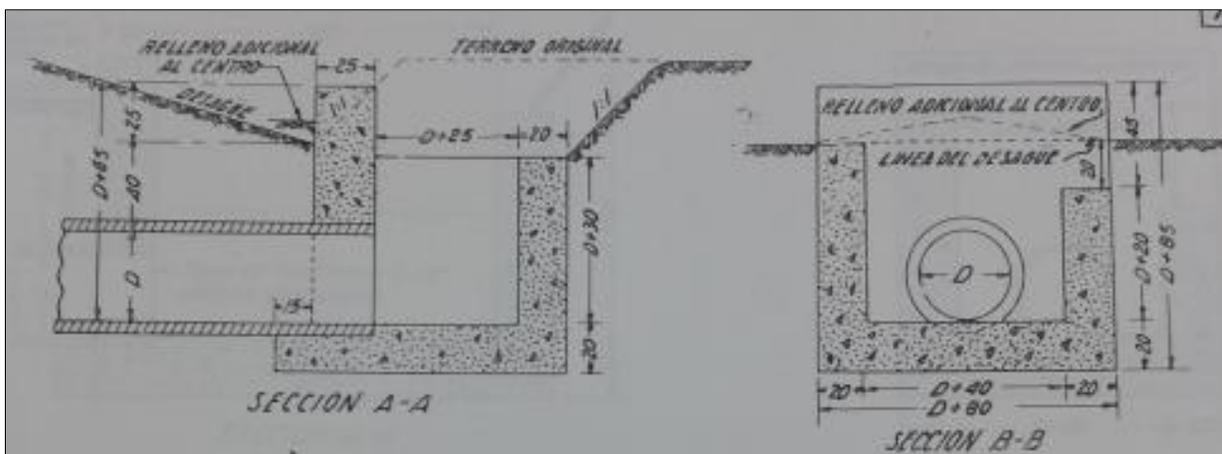


Figura 4.1. Dimensiones estipuladas en el manual "Normas y Diseños para la construcción de carreteras" de ministerio de obras públicas y transportes.

Fuente: MOPT, 1966.

En el tramo recorrido de la carretera que comunica Siquirres con Turrialba se encontraron seis alcantarillas de alivio, cinco de ellas tienen un diámetro de salida de 60 cm y solo una tiene 45 cm de diámetro. Comparando las dimensiones medidas en el sitio con lo esperado según el manual podemos ver diferencias que se muestran en el Cuadro 4.1. De ahí podemos observar que los cabezales 1, 2 y 3 tienen dos de sus dimensiones casi iguales a las del manual, solo una diferencia de 5 cm en la caída. La variante mayor se da en el ancho (dimensión perpendicular a la cuneta) donde se observa una diferencia de 35 cm; el cabezal 5 coincide con los cabezales 1, 2 y 3 ya que también tienen un ancho de 1.2 metros.

Como aspecto común se encontró que, incluso con el Cabezal 4 (el más corto y profundo) los anchos de entrada (mismos anchos de las cunetas) de todos los cabezales son mayores a lo que especifica el manual. Al tener un ancho de entrada mayor y para un caudal definido el agua puede entrar con una velocidad menor a la esperada (según las dimensiones y diseño del manual), por lo anterior este ancho mayor se tomará como más representativo para la definición de las dimensiones del prototipo.

Cuadro 4.1. Diferencias con respecto a manual "Normas y Diseños para la construcción de carreteras" y las dimensiones encontradas en 5 sistemas de alcantarilla en la Ruta Nacional 10, tramo Siquirres - Turrialba.

Dimensiones del cabezal	Cabezal 1, 2, 3	Cabezal 4	Cabezal 5	<i>Dimensiones según manual</i>
Largo	1	0.8	1	<i>1</i>
Ancho	1.2	0.95	1.2	<i>0.85</i>
Profundidad (caída)	0.85	1.9	1.1	<i>0.90</i>

Comparación realizada entre los cabezales de las alcantarillas de 60 cm

Definición del prototipo

Tomando como base la pequeña muestra analizada de alcantarillas de alivio se opta por definir un prototipo con un diámetro de alcantarilla de 60 cm, a razón de que se encontraran cinco elementos de los seis analizados que coinciden en esta característica.

Para dimensionar el cabezal en el prototipo se intentó tomar la representatividad tanto de los cabezales visitados como del manual, se trató de escoger dimensiones que pudieran representar a la mayoría, por ejemplo en el largo de cabezal que como se observa en el Cuadro 4.1 tanto el manual como cuatro cabezales más coinciden en la longitud de un metro.

El ancho de entrada, que es el mismo ancho de la cuneta (Figura 4.4) se define como 1.2 m debido también la coincidencia de los casos y la profundidad se define como 95 cm, esperando que esta sea una medida representativa de al menos 4 cabezales y del manual.

Cuadro 4.2. Dimensiones del prototipo de alcantarilla de alivio obtenido a partir de la información recopilada en campo y literatura

Dimensiones del cabezal (cm)	
Largo	100
Ancho	120
Profundidad (caída)	95
Diámetro alcantarilla	60

El prototipo como se puede observar en la Figura 4.4 es de concreto, el sistema completo está formado por una cuneta, un cabezal y la alcantarilla. La cuneta tiene forma rectangular y su pendiente varía en función del terreno donde se coloque, el agua transportada por la cuneta cae como un vertedero de caída recta al cabezal que cumple la función de direccionar el agua hacia la alcantarilla colocada formando un ángulo de 90 grados con la cuneta y que pasa bajo la calzada.

Caudal máximo estimado en el prototipo

Debido a la falta de información teórica o práctica sobre las alcantarillas de alivio no se cuenta con la metodología necesaria para calcular cual sería el caudal máximo que puede pasar por una estructura de este tipo, por esto se tomará como suposición que el caudal máximo que pasa por las alcantarillas de alivio será el que pasa por una alcantarilla con una entrada normal (180°), sin cambiar la dirección del flujo.

Para una alcantarilla de diámetro de 60 cm, se construyó la siguiente gráfica (Figura 4.2) que es la curva de desempeño de alcantarilla con control a la entrada, de concreto, con bordes rectos en la entrada y fue calculada basándose en la metodología de la Administración Federal de Carreteras en Estados Unidos.

El cálculo se realiza en dos partes, primero se grafican las alturas que se encuentran debajo de la altura de la alcantarilla (60 cm en este caso) contra sus respectivos caudales ya que al inicio el sistema se comporta como un vertedor. Seguido se grafican las alturas superiores al diámetro de la alcantarilla contra los caudales respectivos para así dibujar el comportamiento como orificio que se da en este estado. Finalmente se grafica una zona de transición que traza en medio de ambas curvas mencionadas anteriormente.

El comportamiento esperado es el observado en la Figura 2.8. Al inicio el sistema se comporta como un vertedor circular, pasa por una transición hasta comportarse como una descarga de orificio. De la Figura 4.2 se puede obtener que para una altura del agua de 1.2 m el caudal máximo esperado es de $0.7 \text{ m}^3/\text{s}$.

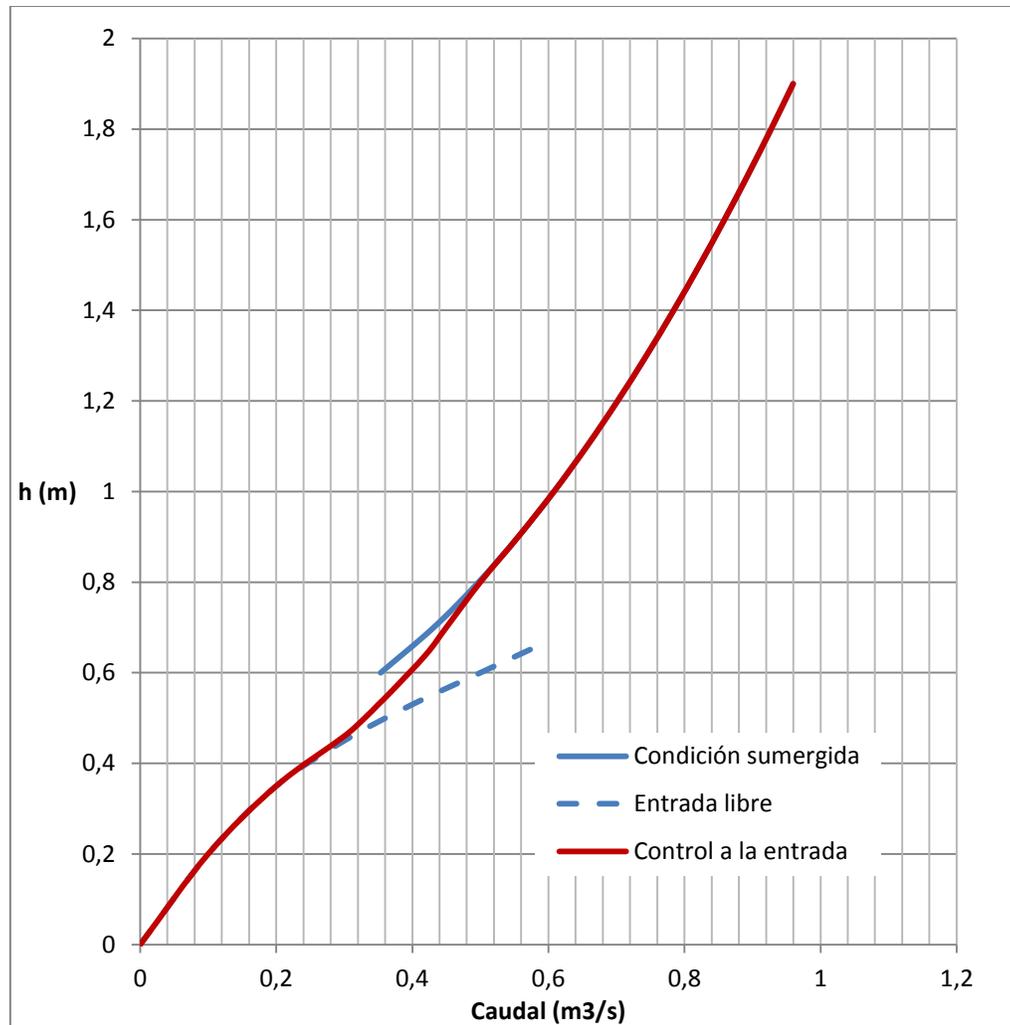


Figura 4.2. Capacidad de desfogue en una alcantarilla con control a la entrada, de concreto con $\phi = 60$ cm, condición de entrada con aristas vivas, calculada utilizando la metodología de la Asociación Federal de Carreteras de EEUU.

Definición de la escala a utilizar en la construcción del modelo

La escala del modelo se ajustará principalmente al caudal que se puede suministrar en el laboratorio de hidráulica de la Universidad, el cual se estima en 20 l/s, se mantendrá una similitud geométrica entre el prototipo y el modelo, manteniendo además una semejanza en el número adimensional Froude, esto es frecuentemente utilizado en simulaciones de canales abiertos y aplicaciones de modelos de ríos, compuertas y aliviaderos.

La razón de semejanza λ es la relación de la longitud del modelo entre la longitud del prototipo, al querer construir el modelo con una similitud hidráulica de Froude se considera que las fuerzas gravitacionales son predominantes en el sistema.

Con Froude constante se determina que

$$F^2 = \frac{v^2}{gL} = \frac{v'^2}{g'L'} \quad (19)$$

Siendo las variables con el apóstrofe las del modelo físico y al ser constante la relación

$$\frac{v^2}{v'^2} = \frac{gL}{g'L'} \quad (20)$$

Ya que la gravedad es difícil de variar se supondrá constante

$$\frac{v^2}{v'^2} = \frac{L}{L'} \quad (21)$$

Introduciendo el factor λ

$$\lambda = \frac{L}{L'} \quad (22)$$

$$\frac{v^2}{v'^2} = \frac{L}{L'} = \lambda \quad (23)$$

Por lo tanto

$$\frac{v}{v'} = \sqrt{\lambda} \quad (24)$$

Conociendo la longitud y la velocidad, el tiempo es una magnitud derivada, por lo que se puede introducir al fenómeno de la siguiente manera

$$t = \frac{L}{v} \frac{t}{t'} = \frac{\frac{L}{L'}}{\frac{v}{v'}} = \frac{\lambda}{\sqrt{\lambda}} = \sqrt{\lambda}$$

El caudal es el factor que se desea emplear para determinar la escala del modelo

$$Q = \frac{L^3}{t} \rightarrow \frac{Q}{Q'} = \frac{\frac{L^3}{t}}{\frac{L'^3}{t'}} = \frac{\lambda^3}{\sqrt{\lambda}} = \sqrt{\lambda^5}$$

Entonces conociendo que el caudal de simulación es de $0,02 \text{ m}^3/\text{s}$ es necesario determinar el caudal que pasa por el prototipo.

$$\sqrt{\lambda^5} = \frac{Q}{Q' = 0.02}$$

Elección de la escala del modelo

Los tubos disponibles para la construcción del modelo fueron limitantes en la selección de la escala, se debía escoger una dimensión congruente con un tubo comercial. En el Cuadro 4.3, las primeras dos columnas muestran el caudal de salida del prototipo funcionando con la entrada sumergida (donde se espera obtener el caudal máximo de operación), el factor de escala λ y las dimensiones del modelo calculados a partir del cada caudal se muestran en las demás columnas del cuadro.

Analizando los datos obtenidos se observó que los diámetros más cercanos en tubos comerciales de acrílico son el **de 6" (15.2 cm) y 5" (13.3 cm)**. La altura correspondiente al **tubo de 6"** parece ser más representativa puesto que es mayor, al construir un modelo más grande se reduce la influencia de fenómenos como la tensión superficial.

Si analizamos los caudales obtenidos podemos ver que en definitiva es la escala de $\lambda = 3.9 \approx 4$ es la que se debe elegir puesto que un caudal de 858.7 l/s ($\lambda = 4.5$) provoca un almacenamiento en el cabezal de 1.6 m , el cual se saldría del modelo ya que la profundidad del prototipo es solamente de 1 m .

Cuadro 4.3. Dimensiones del modelo físico a partir del cálculo de λ para cada altura de agua en el prototipo.

HW (m)	Q (l/s)	λ	d' (cm)	HW'(cm)
0.6	353.5	3.2	19.0	19.0
0.7	431.5	3.4	17.5	20.5
0.8	497.4	3.6	16.6	22.1
0.9	555.6	3.8	15.9	23.8
1	608.2	3.9	15.3	25.5
1.1	656.6	4.0	14.8	27.2
1.2	701.7	4.2	14.5	28.9
1.3	744.1	4.2	14.1	30.6
1.4	784.1	4.3	13.8	32.3
1.5	822.3	4.4	13.6	33.9
1.6	858.7	4.5	13.3	35.6
1.7	893.7	4.6	13.1	37.2
1.8	927.3	4.6	12.9	38.8
1.9	959.7	4.7	12.8	40.4

Una vez establecido el valor de $\lambda = 4$ para la similitud Froude, las dimensiones del modelo serían las mostradas en el Cuadro 4.4. Se debió revisar además ciertas similitudes como el número de Reynolds y el número de Weber ya que son magnitudes importantes cuando se modela un sistema que trabaja con superficie libre como los canales. Reynolds nos indica si estamos trabajando en los mismos regímenes de turbulencia y con Weber se analizan los posibles efectos que tensión superficial podrán afectar los datos del experimento.

Cuadro 4.4. Dimensiones del modelo con λ de 4.

Dimensiones del cabezal (cm)	
Largo	25 (1.67D)
Ancho	30 (2D)
Profundidad (caída)	24.9 (1.66D)
Diámetro de salida	15 (D)

La viscosidad es un fenómeno muy relevante en los estudios hidráulicos de un sistema, sin embargo pierde importancia cuando los flujos se transportan en un régimen turbulento, en este caso se toma como supuesto que en el prototipo el régimen de operación es turbulento así como se comportará el modelo. Por lo tanto la semejanza en el número de Reynolds sería aceptada y no se corre riesgo de invalidar la semejanza de Froude utilizada.

El tema de la rugosidad, como me mencionó anteriormente se revisó comparando los coeficientes de Manning obteniendo los siguientes resultados.

$$\sqrt{\lambda^5} = \frac{Q}{Q'}$$

$$\frac{Q}{Q'} = 32 \quad \text{con } \lambda = 4$$

Con la ecuación de Manning

$$\frac{Q}{Q'} = \frac{1/n AR^{2/3} S^{1/2}}{1/n' A'R'^{2/3} S'^{1/2}}$$

$$32 = \frac{n' 16 A' (16/4 R')^{2/3}}{n A' R'^{2/3}}$$

$$32 = \frac{n' 16 \left(\frac{16}{4}\right)^{2/3}}{n}$$

$$0.79 = \frac{n'}{n}$$

$$0.79 * n(0.013 \text{ concreto}) = 0.0103$$

$$n' = 0.010 \text{ acrílico}$$

Podemos observar a partir del resultado anterior que el coeficiente de Manning para el acrílico coincide con el que se requiere para mantener la escala del modelo por lo que la rugosidad es una variable que estaría representada en la modelación.

Un fenómeno relevante cuando se trabaja con modelos hidráulicos como el de esta investigación es el de la tensión superficial. Cuando se trabaje con una similitud de Froude es importante conocer que los calados en el modelo deben ser mayores a 3 cm para poder desprestigiar los efectos de tensión superficial en los resultados obtenidos (García J, 2013).

La semejanza mecánica se obtendría al tener simultáneamente las semejanzas: geométrica, dinámica y cinemática. Sin embargo para lograr este tipo de similitud es necesario que tanto las velocidades como las fuerzas cumplan con una relación de proporcionalidad y debido a la aceleración de gravedad, es una tarea difícil de lograr. Por lo que se recurre a evaluarse el fenómeno físico predominante, la gravedad sobre la viscosidad en este caso y evaluar esta relación. Finalmente se comprobará que el error asociado en la modelación no tiene gran relevancia en los resultados obtenidos.

4.2 Diseño del modelo físico con escala 1:4

Para lograr que el agua en el modelo entre al sistema al igual que lo haría en el prototipo, es necesario disipar la energía con que sale el agua del sistema de tuberías del laboratorio, se **trata de un tubo de 4" con un chorro de 20 l/s** en el caso crítico. Para lograr esta disipación se eligió la construcción de un tanque, se espera que el rebalse a 1.2 m de altura sea lo suficientemente calmado para simular la velocidad de entrada al modelo.

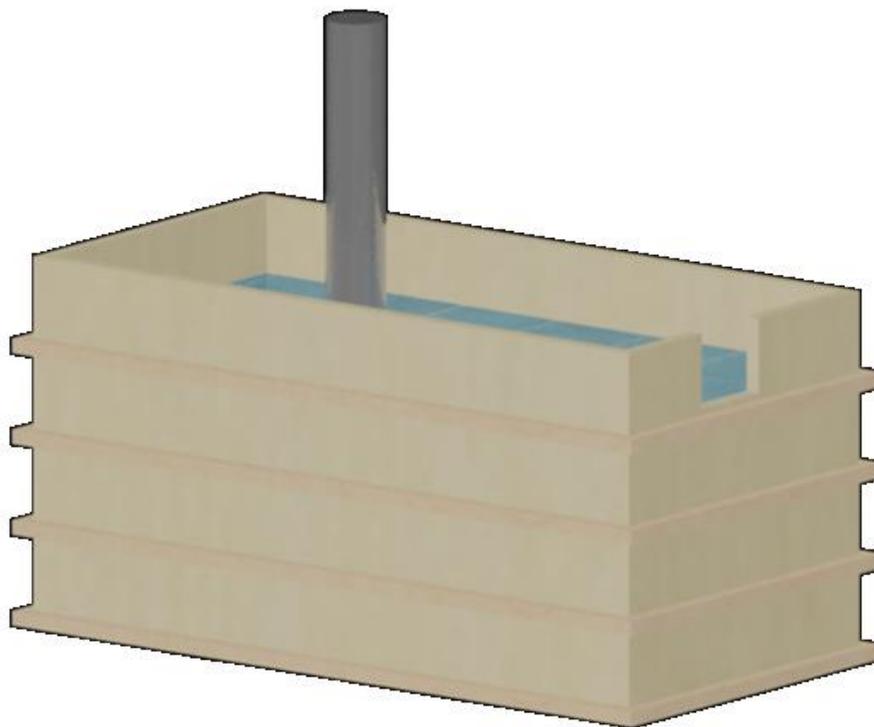


Figura 4.3. Tanque de disipación para el suministro de agua al modelo.

Como observamos en la Figura 4.3 la construcción del tanque se proyectó en madera de pino por facilidad para el constructor, para prevenir el fallo de las juntas se usó goma contra agua y tornillos para obtener una mayor presión en las uniones. Para evitar filtraciones se creyó conveniente usar sellos de silicón en las esquinas del tanque. Se previó sentar el tanque sobre el suelo con el fin de no tener que reforzar el fondo.

La cuneta que conduce al cabezal se simuló como un canal rectangular, ya que como se observa en la Figura 4.4 la aproximación del flujo se da sobre un plano. Como se mencionó este canal se construyó con acrílico transparente, la justificación de usar este material es poder visualizar los perfiles que se formen en el flujo. Las dimensiones del canal son 30 cm de ancho por 20 cm de altura. Los 30 cm se obtienen del Cuadro 4.4, ya que como se observa en la Figura 4.4 la cuneta tiene el mismo ancho que la entrada del cabezal.



Figura 4.4. Cuneta típica en cabezales encontrados en Ruta 10, Siquirres-Turrialba.

Para definir los 20 cm de altura del canal fue necesario calcular el perfil con el que se aproximarían los 20 l/s del caudal de diseño. Los resultados de este cálculo se muestran graficados en la Figura 4.5. Como se puede observar el nivel máximo esperado son alrededor de 11 cm, sin embargo para el modelo se usó 20 cm para ser conservador en el cálculo, ya que además de esta altura de agua se podría esperar oleajes o movimientos turbulentos que podrían llegar a salir del canal.

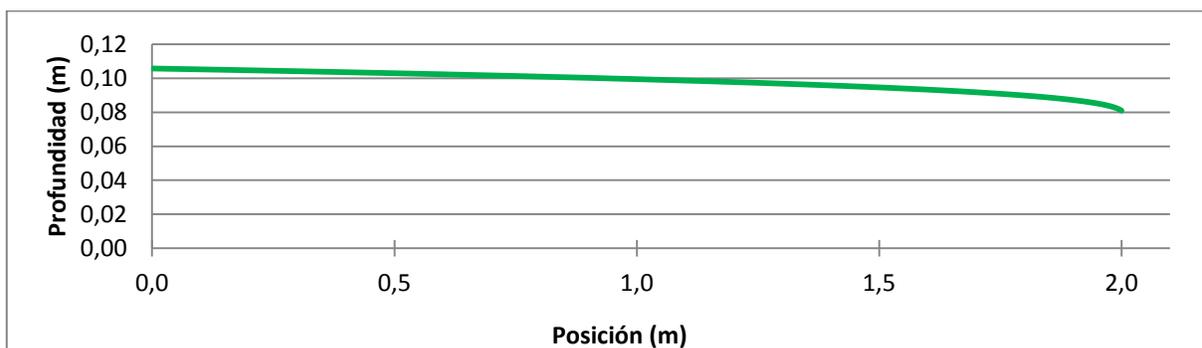


Figura 4.5. Perfil de aproximación del agua en el modelo, para 20 l/s .

El resto del modelo consiste en el cabezal y alcantarilla también construidas con acrílico transparente. Sus dimensiones son las que se muestran en el Cuadro 4.3 y su forma es la observada en la Figura 4.1, obtenida de las normas y diseños para la construcción de carreteras del MOPT.

Las dimensiones del modelo se definieron con la escala 1:4, es decir, los 30 cm de ancho en la cuneta en el modelo representan los 120 cm que tiene la cuneta en la realidad, así en el resto de las medidas.

4.3 Construcción del modelo físico con escala 1:4

La construcción del modelo inició con el tanque de disipación el cual fue construido con madera de pino e impermeabilizado con pintura elastomérica, como se mencionó anteriormente. En la Figura 4.6 se observa el tanque antes de ser impermeabilizado.

Las uniones se realizaron por medio de goma de poliuretano con tornillos para madera, las profundidades de agarre del tornillo fue de al menos la mitad del ancho de la pieza en la mayoría de los casos.



Figura 4.6. Tanque de disipación antes de ser impermeabilizado, interior (abajo).

Luego del tanque se procedió a construir las torres que sostendrían la cuneta, la torre trasera **cuenta con un “ojo chino” para cambiar las pendientes** en caso de ser necesario. La delantera sí tiene su altura fija.



Figura 4.7. Base para la cuneta con modificador de altura para variar pendientes del canal.

La torre delantera se une con la base del cabezal, la idea es aprovechar la contigüidad de las partes para dar mayor estabilidad al sistema, más aún que ahí es donde se va a dar la caída y se espera un flujo turbulento que transmitirá vibraciones al modelo. En la Figura 4.8 podemos ver estas estructuras, ya sobre ellas está el canal de acrílico y el cabezal, este último queda a una elevación de 80 cm, altura suficiente para la colocación de equipos de medición.



Figura 4.8. Base delantera de la cuneta unida a la base del cabezal.

Luego la alcantarilla fue montada sobre otra base, la que se observa en la Figura 4.9, se trata de una base ancha para evitar los posibles movimientos que pueda generar la turbulencia del flujo.



Figura 4.9. Base para la alcantarilla.

Con estos elementos terminados se procedió confeccionar ciertos elementos necesarios para el funcionamiento, por ejemplo la entrada de agua al modelo, una descarga de fondo para el tanque y un embudo para dirigir el agua de la salida de la alcantarilla a un orificio de entrada al sistema de reutilización de agua del laboratorio. Estos elementos se muestran en la Figura 4.10.



Figura 4.10. Elementos necesarios para el funcionamiento del modelo.

Una vez terminado el proceso de construcción se procedió a probar el tanque para verificar su resistencia, el resultado de esta prueba no fue satisfactorio. En el primer llenado se presentaron fugas en el empaque de la descarga de fondo, una serie de filtraciones en tres esquinas del tanque y una falla estructural en un tensor central. Por estas razones la fase constructiva se alargó debido a la necesidad de reforzar el elemento.

Los refuerzos del tanque incluyeron 11 tensores de acero de nueve milímetros de diámetro, tres eslingas de poliéster colocadas en tres puntos medios a lo largo del tanque. Para las fugas se sellaron las esquinas y posibles canales de filtraciones con pasta tapa-goteras. El resultado de estos refuerzos se observa en la Figura 4.11 con el antes y después de colocar los refuerzos.

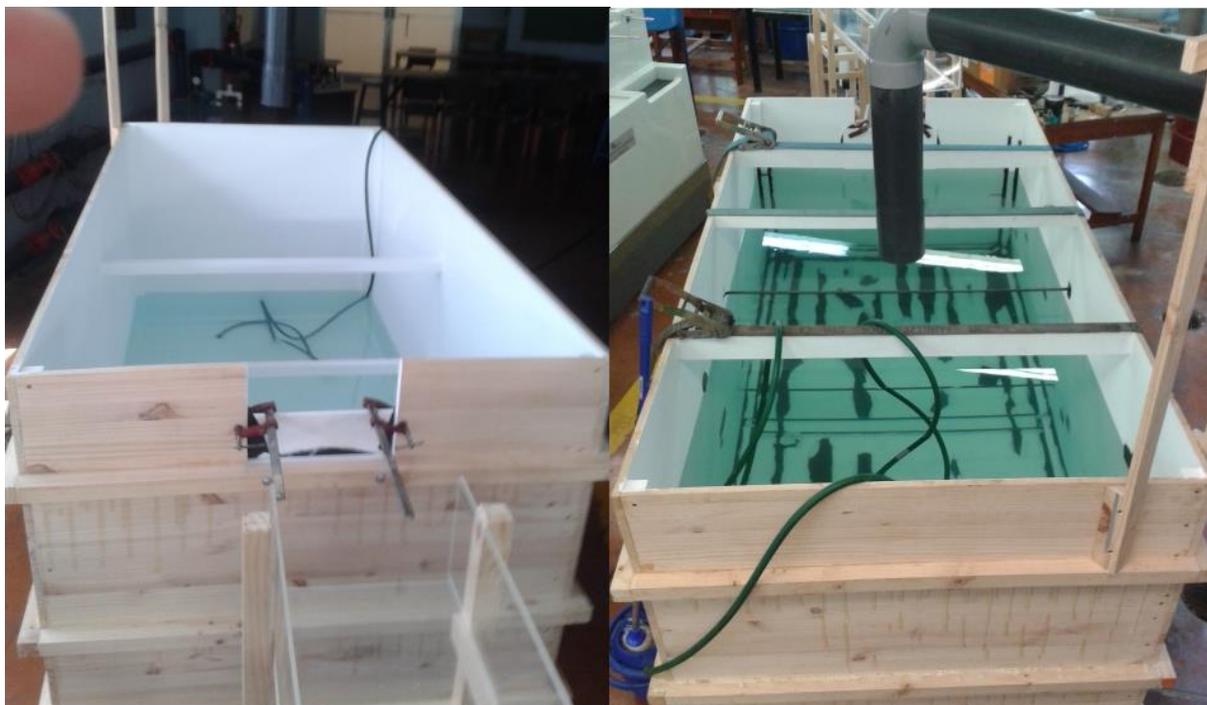


Figura 4.11. Tanque de disipación del modelo, refuerzos finales ya colocados (derecha).

Ya finalizada la construcción del modelo se puso a funcionar con el fin de evaluar su comportamiento; se encontró que el flujo entre el tanque a la cuneta se veía contraído por los bordes rectangulares, por esta razón se optó por la construcción de unos elementos encauzadores que suavicen esta entrada de agua. Se confeccionaron unas paredes circulares (Figura 4.12) de 40 cm de radio aproximadamente.



Figura 4.12. Elementos contruidos para suavizar la entrada del agua al canal.

4.4 Equipos de medición utilizados en la obtención de datos

Medición del caudal de entrada en el modelo

La modelación se diseñó con un caudal teórico de 20 l/s , el cual es la capacidad con que se cuenta en el laboratorio. Para regular el caudal se utilizó como referencia una calibración existente de placas de orificio con un manómetro de mercurio, de las curvas se obtiene la primera aproximación para luego ser comprobada con un medidor de flujo ultrasónico.

Las placas orificio son un dispositivo sencillo que se utiliza en la medición de caudales, en la Figura 4.13 se muestra un ejemplo, se trata de una placa circular con un círculo interior concéntrico y de bordes agudos. Al ser colocado en una tubería de diámetro mayor se genera una caída de presión debido al aumento en la velocidad de las partículas que genera la contracción, esta caída se mide y calibra con el caudal que pasa por la tubería.

Existen varios tamaños y tipos de placas de orificio, existen excéntricas y segmentadas además de las concéntricas pero se utilizan para medir otros tipos de fluidos. En este caso se utiliza placas concéntricas puesto que se trata de una red que trasporta agua limpia.

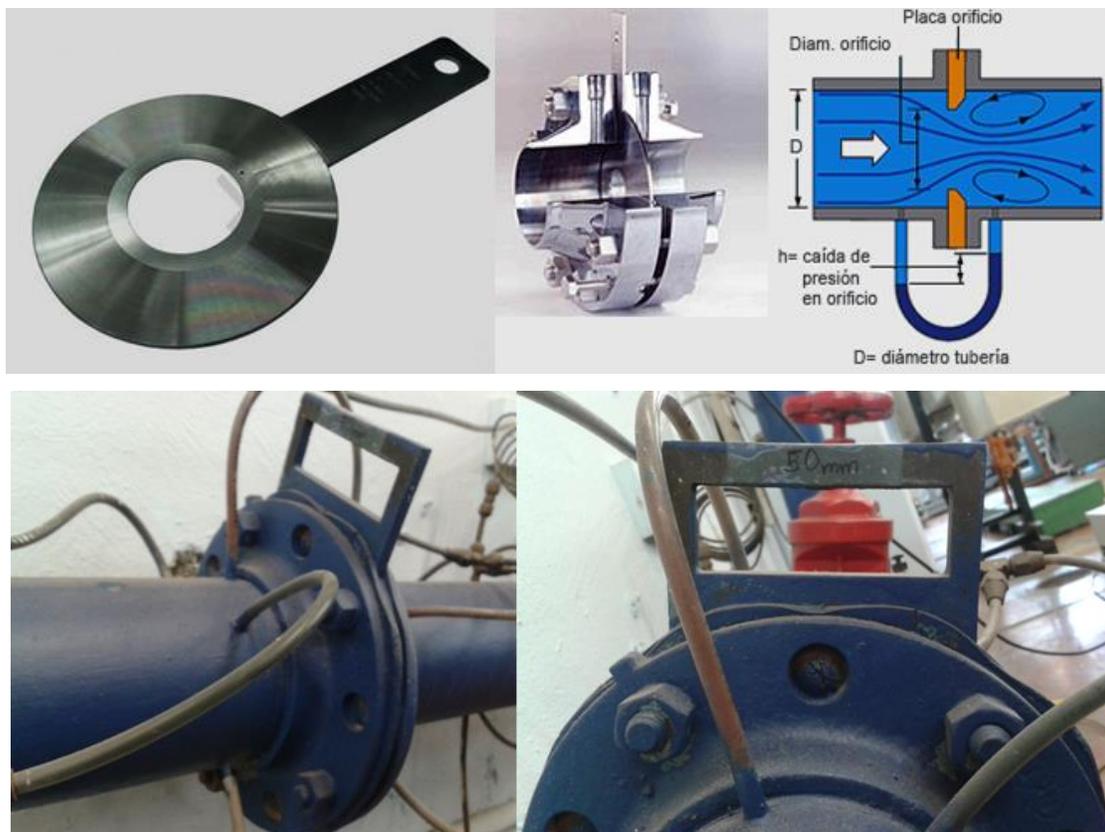


Figura 4.13. Placas de orificios: funcionamiento (arriba) y placa colocada en la red del laboratorio (abajo).

Fuente: Electromática, 2014.

Modificado por autor.

Los medidores de flujo ultrasónico se utilizan para medir la velocidad del agua en tuberías cerradas, como el FD613 de la compañía Omega (Figura 4.14), este dispositivo mide la velocidad de las partículas mediante dos cristales piezoeléctricos que están contenidos dentro de un transductor que transmite la energía del sonido presentes en los sólidos suspendidos o gases transportados por el agua. El dispositivo mide velocidades de entre 0.1 y 9.0 m/s , con una incertidumbre de $\pm 2\%$.

El medidor de flujo ultrasónico se colocó en la tubería de alimentación del modelo que tiene **4" de diámetro**, se puede observar en la Figura 4.10. Se trata de una tubería de PVC con diámetro interno de 11.52 cm.



Figura 4.14. Medidor de flujo ultrasónico Omega FD613.

Fuente: Omega, 2008.

Medición de los perfiles de velocidad de aproximación

En el canal (cuneta) se utilizó un medidor de flujo para medir la velocidad de aproximación del agua, un Nixon V1.3 (Figura 4.15), este dispositivo es un micro medidor de flujo, tiene un rango de medición de entre 5 y 150 cm/s , con una precisión es de $\pm 2\%$ contra la velocidad real. El principio de operación del dispositivo consiste en un rotor de 5 aspas que se mueve producto del flujo, el rotor a su vez está montado en pequeño eje de acero donde se transmite un torque debido a la fricción. El dato del torque se trasmite por medio de un fino cable de oro hasta una salida de cable coaxial. La medida de la velocidad se hace por medio de un medidor electrónico que se conecta con la salida coaxial el micro medidor y se calibra según las indicaciones del fabricante para obtener una medida en cm/s .



Figura 4.15. Medidor de velocidad de flujo Nixon 403.

Fuente: Nixon Flowmeters, 2008.

Tomas de presión con pozo amortiguador

Para medir la presión estática en un tramo en constante movimiento como lo es el cabezal se utilizaron tomas de presión estática. Para obtener el nivel estático de un cuerpo de agua en constante movimiento es necesario que las tomas tengan un diámetro bastante pequeño, 1.65 mm. En este caso se utilizaron agujas hipodérmicas calibre 14. Se cortaron transversalmente para que simularan un tubo corto que luego fue introducido en el acrílico (fondo el cabezal) como se observa en la Figura 4.16, luego estas terminales se conectaron a una manguera delgada para medir el nivel de agua alcanzado en diferentes puntos del fondo del cabezal y en la alcantarilla. No se calculó si el diámetro afecta las mediciones, solamente se probó con este calibre de aguja ya que el resultado fue satisfactorio, es decir, sí se logró amortiguar el flujo para tener una medición. Otro factor que podía afectar la medición es el rango de presiones medidas, sin embargo el resultado para las pruebas realizadas fue satisfactorio.



Figura 4.16. Tomas de presión en el fondo del cabezal.

Transductores de presión

Para medir columnas de agua con una mayor precisión se utilizaron transductores diferenciales de presión, específicamente los DP45 de la corporación Validyne®, estos aparatos son utilizados para rangos de presión entre 1.5 cm hasta 228.6 cm columna de agua, con una precisión de $\pm 0.5\%$, **este intervalo es clasificado por la empresa como "bien bajo"**.

Los transductores son aparatos electrónicos que miden voltaje, luego de una calibración se obtiene la curva que traduce la información en presión. El recorrido de la información se ilustra en la Figura 4.17. El transductor asocia la presión que se le ejerce con un voltaje entre 0 y 10 V, esto después de que el demulador CD280 marca Validyne® sea graduado junto con el transductor. Luego el demulador transmite la información a la computadora por medio de un sistema de adquisición de datos (SCB-68 Nacional Instruments) para ser leído por un programa de cómputo que presenta los datos obtenidos.

El software se llama Lab-VIEW en la versión 8.6 de la compañía National Instruments, su nombre se debe al acrónimo Laboratory Virtual Instrumentation Engineering Workbench, puede ser utilizado en distintos campos de la ingeniería, los programas desarrollados con

este programa se llaman instrumentos virtuales que básicamente consisten en una instrumentación electrónica que va a ser alimentada por instrumentos externos. En este caso el programa permitió leer la información que se recibía de los transductores de presión de manera automática con una frecuencia de la toma de datos de hasta 50 Hz.

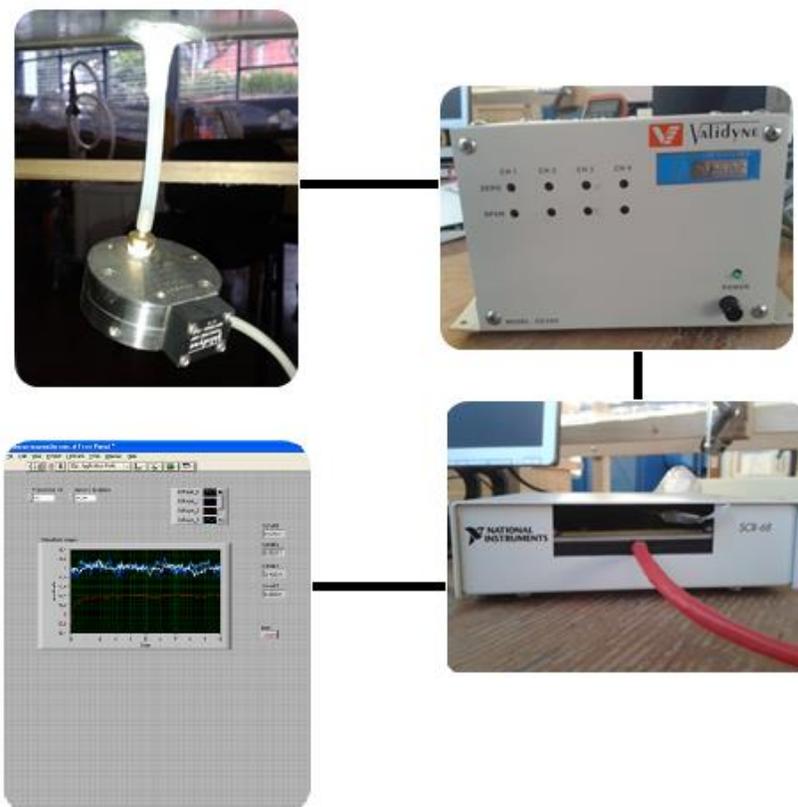


Figura 4.17. Recorrido de la información tomada por los transductores de presión.

Calibración

La calibración de los transductores consiste en fijar presiones entre el rango del transductor y medir los voltajes que asocia el aparato a dichas presiones. Los resultados se grafican y se obtiene una línea recta cuya ecuación sirve para transformar los datos obtenidos de voltaje a cm columna de agua.

En esta investigación se utilizaron tres transductores de presión, la calibración de estos aparatos se llevó a cabo con la ayuda de un calibrador de peso muerto DPG4000 marca

Omega que sirvió para fijar las presiones desde cero y hasta 225 cm columna de agua como lo requería el transductor.

Las gráficas obtenidas de la calibración son las que se muestran en las siguientes Figuras.

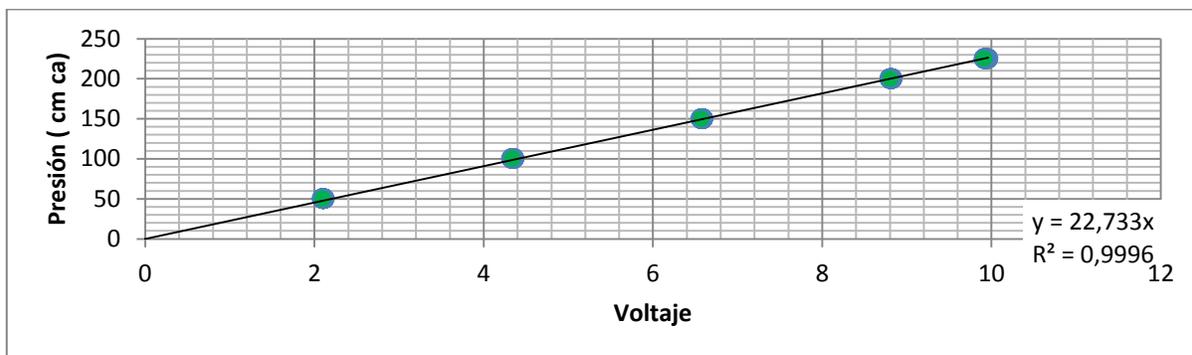


Figura 4.18. Recta de calibración del transductor número 1.

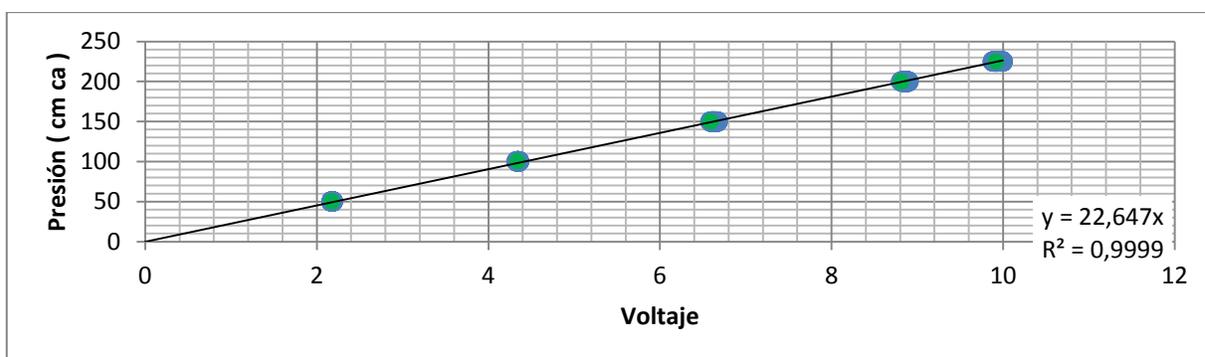


Figura 4.19. Recta de calibración del transductor número 2.

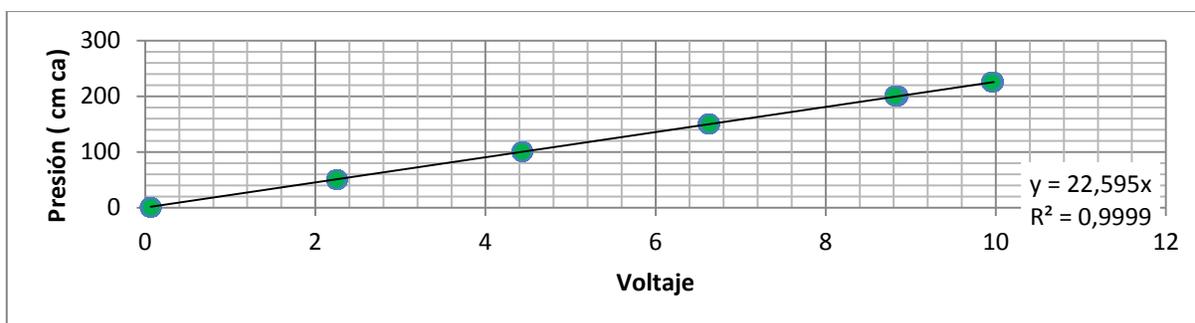


Figura 4.20. Recta de calibración del transductor número 3.

CAPÍTULO 5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Descripción del comportamiento del sistema a diferentes caudales de operación

El comportamiento que tiene el modelo a diferentes caudales de operación varía significativamente, se pueden establecer 3 condiciones si se toma como base el comportamiento de la alcantarilla.

La primera condición se define por trabajar con la entrada de la alcantarilla completamente sumergida, es decir que el comportamiento de entrada es como un orificio, el caudal es **proporcional a la raíz cuadrada de la altura "h" medida sobre el centro del orificio**. Es el comportamiento esperado que se ilustra en la Figura 2.10 del Capítulo 2.

En la Figura 5.1 se observa el modelo trabajando con caudales denominados altos (más adelante se delimitarán), prácticamente son los que provocan que el modelo se comporte como la primera condición. En este estado la alcantarilla trabaja a tubo lleno durante toda su longitud.



Figura 5.1. Comportamiento del modelo en la primera condición, caracterizada por transportar los caudales altos ($0.93-0.75$ de Q/\sqrt{gD} A).

En esta condición el flujo en el canal de aproximación (cuneta) es turbulento con Re alrededor de los 65 000 aproximadamente, como se ilustra en la Figura 5.2 se generan ondas en el perfil. Aunque es un flujo tridimensional se tomará como unidimensional para su análisis debido a la simplicidad de su canal prismático, ya que se trata de un tramo recto, sin pendiente de solamente dos metros de longitud. Las ondas son provocadas por la cantidad de agua transportada, pero además al finalizar la cuneta y llegar al cabezal, este se encuentra completamente lleno hasta la altura normal del flujo en la cuneta lo que genera desde ahí un choque y el agua tiende a devolverse.

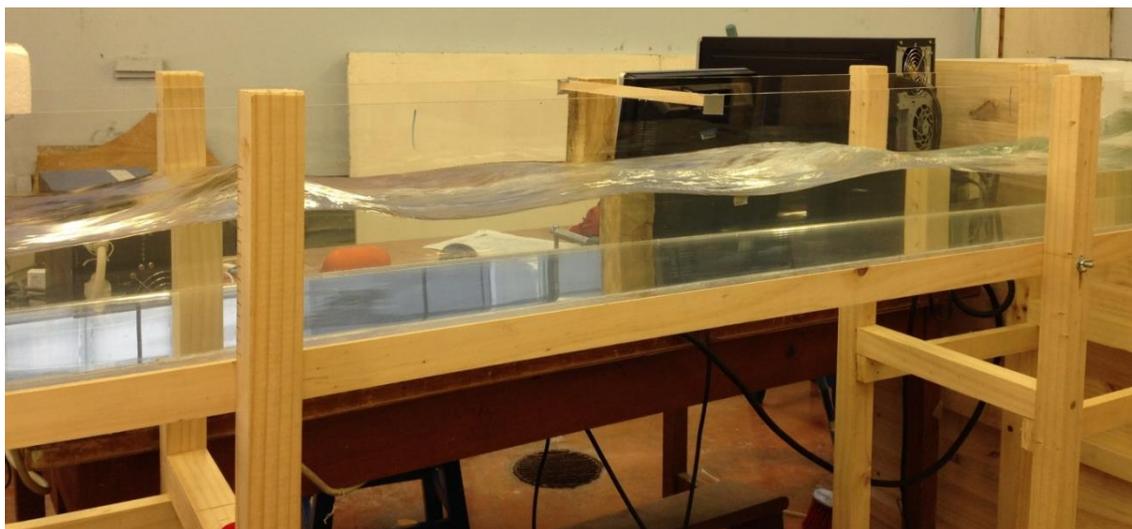


Figura 5.2. Perturbación en el perfil H2 con el caudal mayor de operación, altura promedio 9.3 cm, flujo de derecha hacia izquierda en la fotografía.

Cabe destacar que para el caudal menor de esta primera condición, el perfil de aproximación es más similar a un H2, es decir no se presentan las ondas que se observan en la Figura 5.2, sin embargo estos dos caudales comparten la particularidad de hacer que el modelo descargue el agua como un orificio, lo que los clasifica para la primera condición de operación. Además de provocar que el flujo dentro del tubo se transporte sin superficie libre.

Una vez que el agua pasa por la cuneta llega al cabezal de entrada de la alcantarilla de alivio, en este punto el flujo se comporta como un flujo tridimensional, la dirección principal de la velocidad cambia, debido a la geometría de la caída y a la salida lateral se forma un vórtice muy definido que entra en la alcantarilla y hace que el flujo dentro del tubo rote en dirección anti horaria observando hacia aguas abajo.

En la Figura 5.1 se observa claramente como el cabezal se mantiene lleno de agua y el vórtice mencionado choca con la pared del cabezal en su búsqueda de la superficie de donde tomaría el aire en caso de tener espacio para desarrollarse, si la Figura 5.1 captara el movimiento se vería como la inclusión del aire se da desde la superficie (en la zona marcada en la fotografía).

La segunda condición es similar, la entrada se mantiene sumergida, es decir, aún se comporta como la descarga por medio de un orificio. La principal diferencia con la primera condición radica en que la alcantarilla se comporta a tubo lleno solamente en un primer tramo, justo de donde el agua sale del cabezal y hasta la mitad de la alcantarilla, aproximadamente ya que este límite varía constantemente.

En esta segunda condición los perfiles de aproximación son más cercanos a la teoría, es decir son perfiles H2 y no presentan ondulaciones, tratar este flujo como unidimensional es completamente aceptable.

Al finalizar la cuneta y llegar al cabezal el agua tiene una caída, ya que aunque el cabezal mantenga un nivel de agua alto no es lo suficiente como para ahogar la caída del flujo transportado por la cuneta. En la Figura 5.3, a la izquierda, podemos observar cómo se da esta caída, vemos que la formación del vórtice tiene menos definición y la entrada de aire se da desde toda la superficie haciendo que el flujo se vuelva mucho más turbulento a simple vista y las burbujas de aire aumentan mostrando una trayectoria rotacional en sentido anti horario alrededor de un eje definido por el vórtice.

A la derecha de la Figura 5.3 no podemos definir una trayectoria clara del agua y el aire, un flujo tridimensional muy complejo de modelar. Sí se puede observar una inclusión de aire mayor producto de la turbulencia que provoca el golpe de la caída del agua en el cabezal.

Como se mencionó anteriormente, en esta segunda condición del flujo, la alcantarilla trabaja a presión aproximadamente la mitad de su longitud variando este nivel en el tiempo. Esto provoca que en la salida del sistema el agua caiga sin presión y sin presentar un flujo rotacional como lo hacía en la condición anterior.

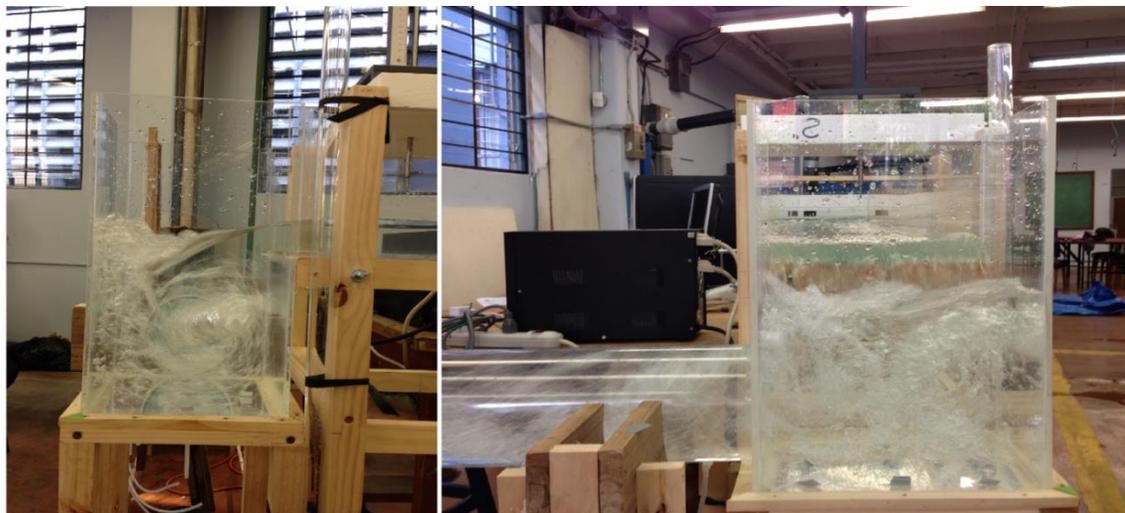


Figura 5.3. Comportamiento del modelo en la segunda condición, caracterizada por transportar los caudales medios ($0.56-0.47$ de Q/\sqrt{gD} A).

La tercera condición que se definió es cuando la alcantarilla trabaja con el flujo libre en toda su longitud, el comportamiento de la salida del cabezal sería el de un vertedor circular. Esta condición se ilustra en la Figura 5.4, la principal característica es que el chorro ya se despega de la pared y trabaja como una caída de agua desde un canal recto.

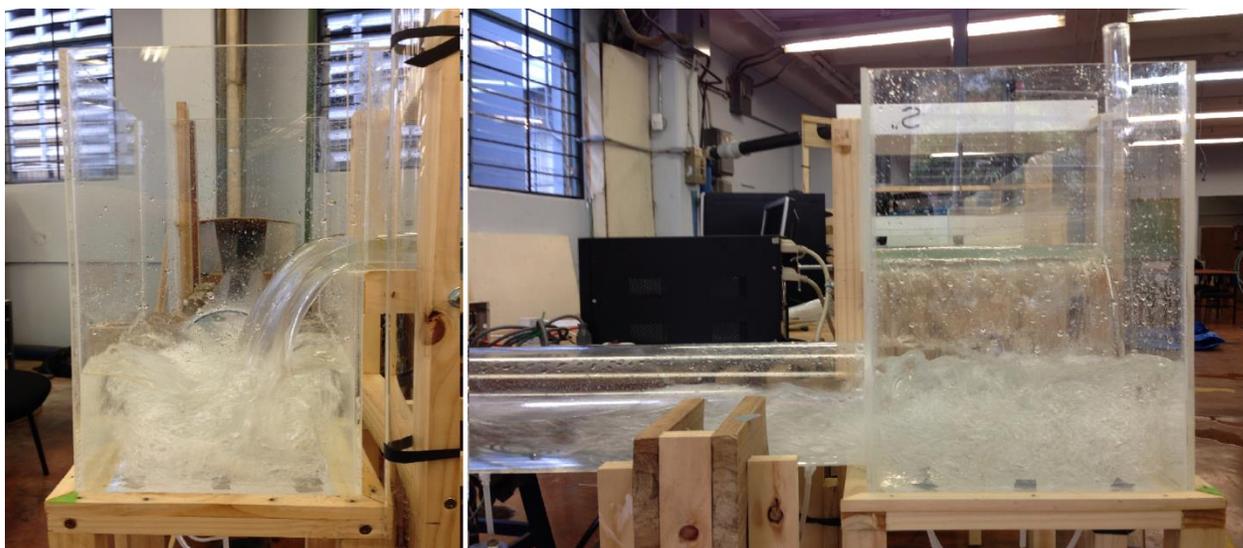


Figura 5.4. Comportamiento del modelo en la tercera condición, caracterizada por transportar los caudales bajos ($0.37-0.28$ de Q/\sqrt{gD} A).

En la caída, al chocar con el fondo el flujo se divide en dos, las dos partes se distribuyen formando trayectorias circulares hacia adelante y atrás del punto del fondo con el que choca; observando el sistema en una vista de perfil (Izquierda en la Figura 5.4).

La inclusión de aire en este caso es mucho mayor en el cabezal en proporción con la cantidad de agua, esto a lo que se puede observar con las fotografías que ilustran las tres condiciones.

La alcantarilla en este tercer caso trabaja como un canal circular con flujo a superficie libre alimentado por un cabezal que introduce mucho aire en el flujo por cuestiones propias de su geometría.

Debido a las características de escalas del modelo y a las revisiones que se mencionaron con anterioridad, el comportamiento observado en el modelo sería el esperado en el prototipo también definido, sin embargo se esperaría que la demanda no llegue al caudal máximo que soporta el modelo, lo más razonable es que si se llegase a presentar este caudal se saldría a la calle porque la cuneta del prototipo no lo almacenaría. La idea de llevar el modelo a caudales mayores de lo esperado en operación es conocer el comportamiento de la estructura hasta su límite.

Luego de este análisis cualitativo del comportamiento del modelo se definieron seis caudales representativos, dos por cada régimen definido, los cuales se muestran en el Cuadro 5.1, estos caudales se presentan en función, del diámetro de la alcantarilla, la gravedad para Costa Rica y el área mojada en la tubería.

Cuadro 5.1. Caudales representativos para los tres regímenes, definidos para la toma de datos.

Caudales	$Q / \sqrt{gD} A$	$\delta Q (\sqrt{gD} A)$
Altos	0.93	0.02
	0.75	0.02
Medios	0.56	0.01
	0.47	0.01
Bajos	0.37	0.01
	0.28	0.01

Hasta este punto de la investigación no se conocía la incertidumbre asociada que se iba a tener con estos caudales, posterior a las pruebas se tomó como la desviación estándar de los datos de velocidad de flujo en la tubería de alimentación del modelo, medidos con el medidor de flujo ultrasónico Omega FD613. La veracidad propia de cada medición varía un 2 % con respecto a la medida real, esto según la información brindada por el fabricante.

Los caudales denominados bajos se encuentran en lo que la teoría clasifica como en estado de transición para la entrada de la alcantarilla, la transición que se da entre la entrada a flujo libre y la entrada sumergida. Si observamos la Figura 5.4 podemos ver que aunque la entrada del tubo no está sumergida, sí está con un nivel aproximado de un 80% del diámetro.

Las condiciones de operación del modelo se definieron en función del comportamiento del flujo dentro del tubo por esta razón se definieron los caudales bajos cuando el tubo trabajaba a flujo con superficie libre desde su entrada, pero resultó que no son lo suficientemente bajos para considerarse una entrada a flujo libre, es decir un comportamiento similar a un vertedor.

Velocidad de aproximación del flujo

La velocidad con que se aproxima un flujo es la componente cinética de la energía con que se transporta, esta magnitud elevada a la segunda potencia y dividida entre dos veces la gravedad sumada a la altura del agua es la energía total específica del líquido.

Para cuantificar la disipación de energía es necesario medir cuál es su magnitud al inicio y a la salida del sistema. La velocidad de aproximación en el canal se midió con el micro medidor Nixon 403, mencionado anteriormente. Se establecieron medidas para los seis caudales representativos. Los resultados se muestran más adelante interpolados a partir de una serie de puntos tomados en la posición que se observa a continuación en la cuadrícula de la izquierda en la Figura 5.5.

La distancia de separación entre las medidas y la caída fueron de 50 y 100 cm (derecha en la Figura 5.5). Estas medidas quedan fuera del área de afectación según Hager (Figura 2.8) ya que la distancia crítica L_e (la de mayor caudal) es inferior a los siete centímetros.

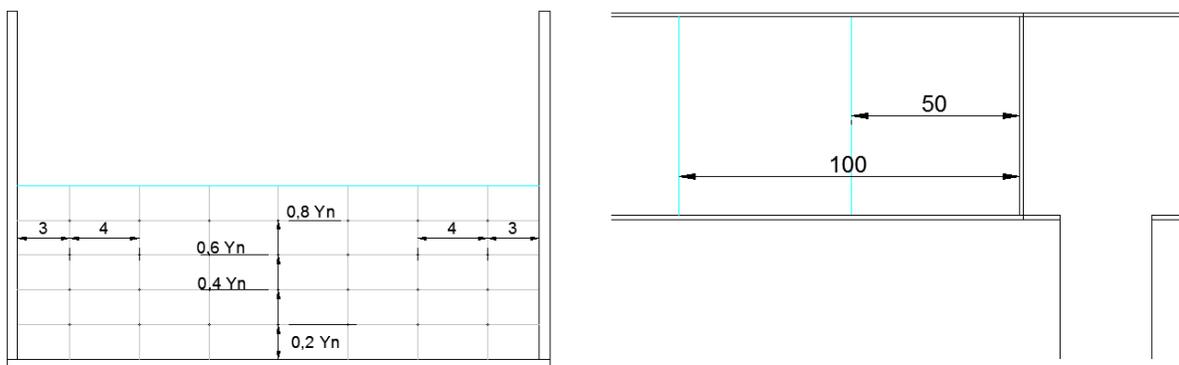


Figura 5.5. Posición de las mediciones de velocidad en el modelo.

Los perfiles de velocidad tomados para los distintos caudales se muestran a continuación, están graficados y normalizados según la velocidad promedio del flujo obtenida como el resultado de dividir el caudal entre el área.

Cuadro 5.2. Velocidades del flujo en el canal, con un caudal de $0.93\sqrt{gD} A$, a 1 m de la caída, las posiciones de los puntos medidos se encuentran normalizadas en ambos ejes.

$Q = 0.93\sqrt{gD} A$		V / V_{Prom}						
y/Y_n	0.8	0.97	1.06	1.04	1.01	1.10	1.02	1.02
	0.6	1.11	1.14	1.15	1.04	1.06	1.15	0.99
	0.4	1.15	1.04	1.06	1.12	1.14	1.10	1.03
	0.2	1.06	1.11	1.10	1.16	1.09	1.09	1.16
$V_p = 78 \text{ cm/s}$		0.1	0.2	0.4	0.5	0.6	0.8	0.9
		Posición en Eje x						

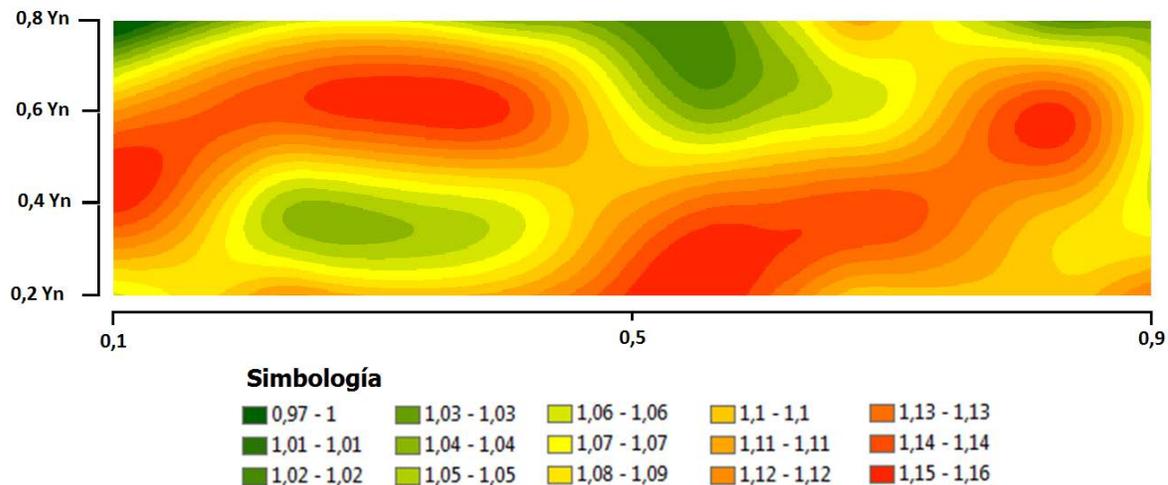


Figura 5.6. Perfil de velocidades para un caudal de $0.93\sqrt{gD} A$ a una distancia de 1 m de la caída, visto hacia aguas abajo, $V_{prom}=78 \text{ cm/s}$ con $\alpha = 1.43$, $Re= 64\ 692$.

Cuadro 5.3. Velocidades del flujo en el canal, con un caudal de $0.93\sqrt{gDA}$, a 0.5 m de la caída, las posiciones de los puntos medidos se encuentran normalizadas en ambos ejes.

$Q = 0.93\sqrt{gDA}$		V / V_{Prom}						
y/Y_n	0.8	0.96	1.02	1.07	1.06	1.04	0.99	0.94
	0.6	1.07	1.04	1.06	1.15	1.11	1.04	1.04
	0.4	1.08	1.07	1.16	1.11	1.09	1.09	1.06
	0.2	1.01	1.08	1.08	1.09	1.10	1.09	0.99
$V_p = 71 \text{ cm/s}$		0.1	0.2	0.4	0.5	0.6	0.8	0.9
Posición en Eje x								

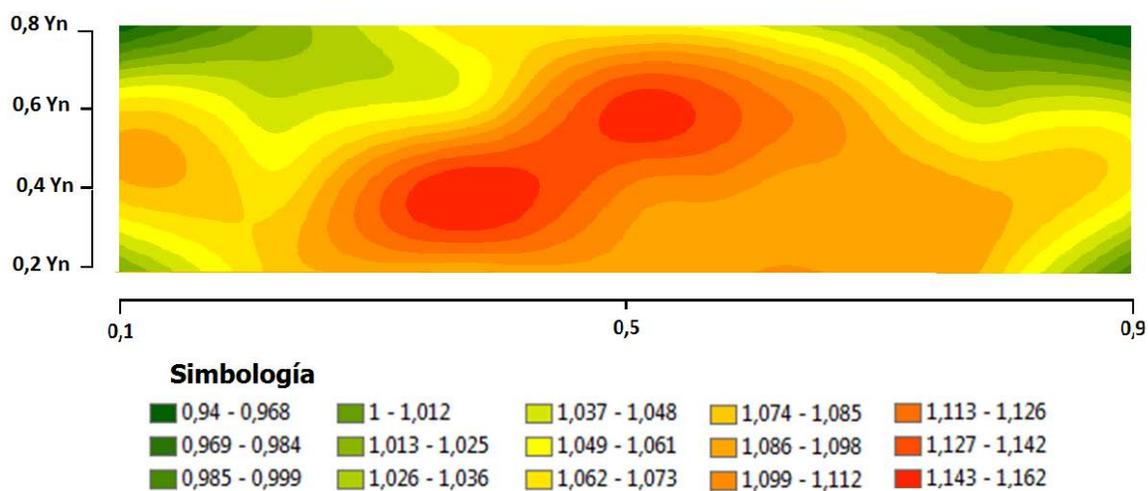


Figura 5.7. Perfil de velocidades para un caudal de $0.93\sqrt{gDA}$ a una distancia de 0.5 m de la caída, visto hacia aguas abajo, $V_{prom}=71 \text{ cm/s}$ con $\alpha = 1.11$, $Re= 68\ 942$.

Cuadro 5.4. Velocidades del flujo en el canal, con un caudal de $0.75\sqrt{gDA}$, a 1 m de la caída, las posiciones de los puntos medidos se encuentran normalizadas en ambos ejes.

$Q = 0.75\sqrt{gDA}$		V / V_{Prom}						
y/Y_n	0.8	0.88	0.93	0.95	0.96	0.96	0.93	0.89
	0.6	0.95	0.96	0.98	1.00	1.00	0.97	0.94
	0.4	0.93	0.99	0.99	1.01	1.00	0.98	0.97
	0.2	0.94	0.99	0.98	0.97	0.98	0.98	0.95
$V_p = 83 \text{ cm/s}$		0.1	0.2	0.4	0.5	0.6	0.8	0.9
Posición en Eje x								

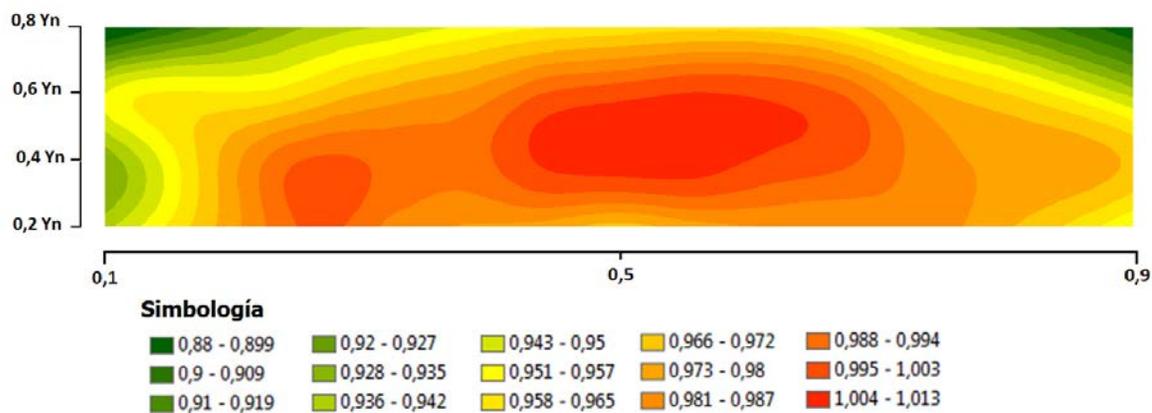


Figura 5.8. Perfil de velocidades para un caudal de $0.75\sqrt{gDA}$ a una distancia de 1 m de la caída, visto hacia aguas abajo, $V_{prom}=83 \text{ cm/s}$ con $\alpha = 1.27$, $Re= 47\ 668$.

Cuadro 5.5. Velocidades del flujo en el canal, con un caudal de $0.75\sqrt{gDA}$, a 0.5 m de la caída, las posiciones de los puntos medidos se encuentran normalizadas en ambos ejes.

$Q = 0.75\sqrt{gDA}$		V / V_{Prom}						
y/Y_n	0.8	1.07	1.08	1.10	1.12	1.08	1.05	1.02
	0.6	1.09	1.05	1.15	1.16	1.16	1.13	1.06
	0.4	1.14	1.16	1.18	1.18	1.11	1.13	1.11
	0.2	1.07	1.18	1.13	1.13	1.17	1.14	1.02
$V_p = 79 \text{ cm/s}$		0.1	0.2	0.4	0.5	0.6	0.8	0.9
		Posición en Eje x						

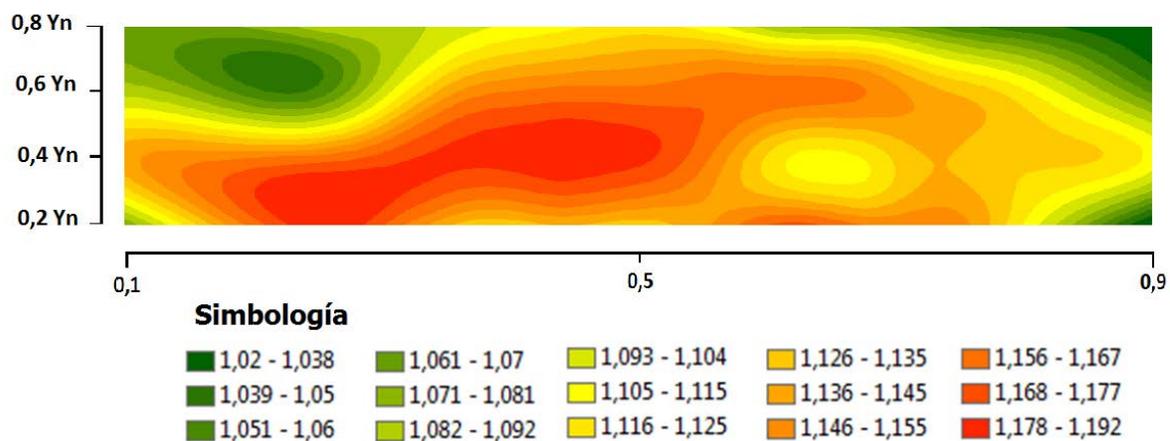


Figura 5.9. Perfil de velocidades para un caudal de $0.75\sqrt{gDA}$ a una distancia de 0.5 m de la caída, visto hacia aguas abajo, $V_{prom}=79 \text{ cm/s}$ con $\alpha = 1.31$, $Re= 55\ 153$.

Cuadro 5.6. Velocidades del flujo en el canal, con un caudal de $0.56\sqrt{gDA}$, a 0.5 m de la caída, las posiciones de los puntos medidos se encuentran normalizadas en ambos ejes.

$Q = 0.56\sqrt{gDA}$		V / V_{Prom}						
y/Y_n	0.8	0.99	1.00	1.04	1.08	1.04	1.01	1.01
	0.6	1.03	1.06	1.10	1.12	1.07	1.03	0.99
	0.4	1.01	1.09	1.10	1.11	1.09	1.06	0.97
	0.2	1.00	1.04	1.07	1.09	1.07	1.06	0.91
$V_p = 81 \text{ cm/s}$		0.1	0.2	0.4	0.5	0.6	0.8	0.9
Posición en Eje x								

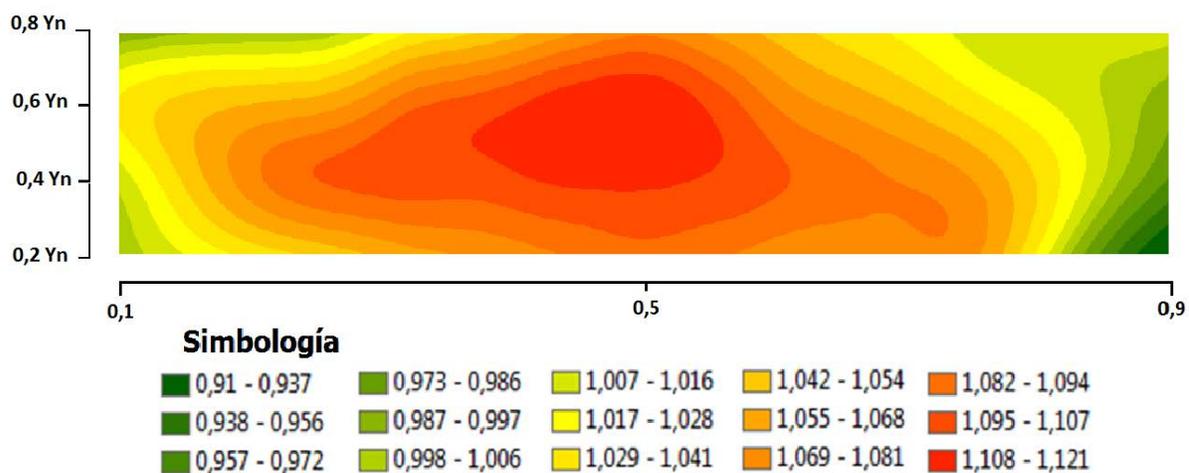


Figura 5.10. Perfil de velocidades para un caudal de $0.56\sqrt{gDA}$ a una distancia de 0.5 m de la caída, visto hacia aguas abajo, $V_{prom}=81 \text{ cm/s}$ con $\alpha = 1.18$, $Re= 41\ 365$.

Cuadro 5.7. Velocidades del flujo en el canal, con un caudal de $0.47\sqrt{gDA}$, a 0.5 m de la caída, las posiciones de los puntos medidos se encuentran normalizadas en ambos ejes.

$Q = 0.47\sqrt{gDA}$		V / V_{Prom}						
y/Y_n	0.8	0.94	0.96	1.01	1.03	0.96	0.92	0.91
	0.6	0.95	1.02	1.04	1.05	1.02	1.00	0.96
	0.4	0.91	1.01	1.05	1.04	1.02	1.02	0.97
	0.2	0.85	0.99	1.01	0.99	0.97	0.99	0.82
$V_p = 81 \text{ cm/s}$		0.1	0.2	0.4	0.5	0.6	0.8	0.9
Posición en Eje x								

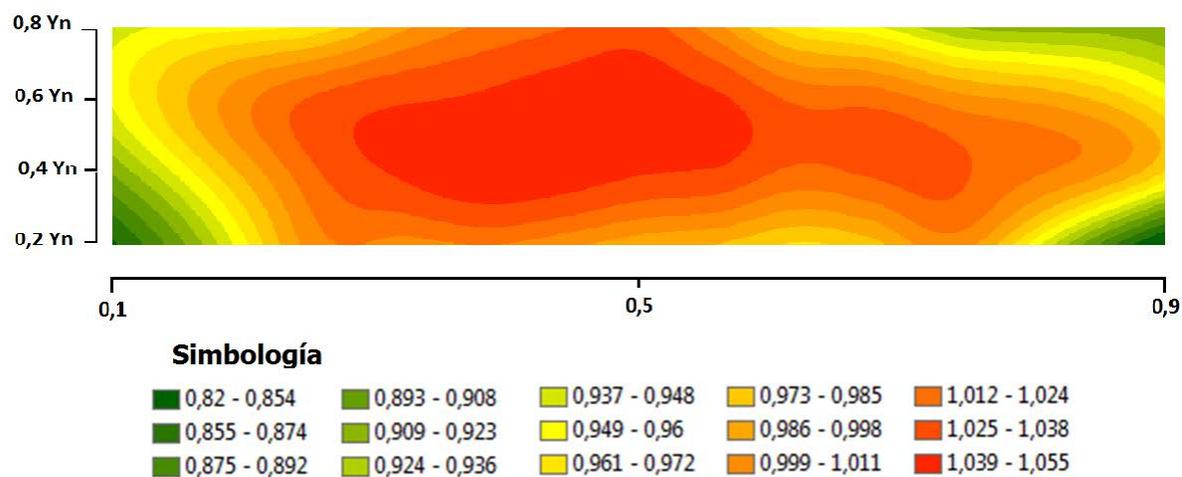


Figura 5.11. Perfil de velocidades para un caudal de $0.47\sqrt{gDA}$ a una distancia de 0.5 m de la caída, visto hacia aguas abajo, $V_{prom}=81 \text{ cm/s}$ con $\alpha = 1.00$, $Re= 34\ 471$.

Cuadro 5.8. Velocidades del flujo en el canal, con un caudal de $0.37\sqrt{gDA}$, a 0.5 m de la caída, las posiciones de los puntos medidos se encuentran normalizadas en ambos ejes.

$Q = 0.37\sqrt{gDA}$		V / V_{Prom}						
y/Y_n	0.8	0.94	0.96	0.97	0.99	0.98	0.98	0.93
	0.6	0.98	1.02	1.05	1.03	1.03	1.01	0.97
	0.4	0.95	1.04	1.05	1.02	1.04	1.05	0.95
	0.2	0.86	1.01	1.02	0.99	0.98	1.01	0.85
$V_p = 75 \text{ cm/s}$		0.1	0.2	0.4	0.5	0.6	0.8	0.9
Posición en Eje x								

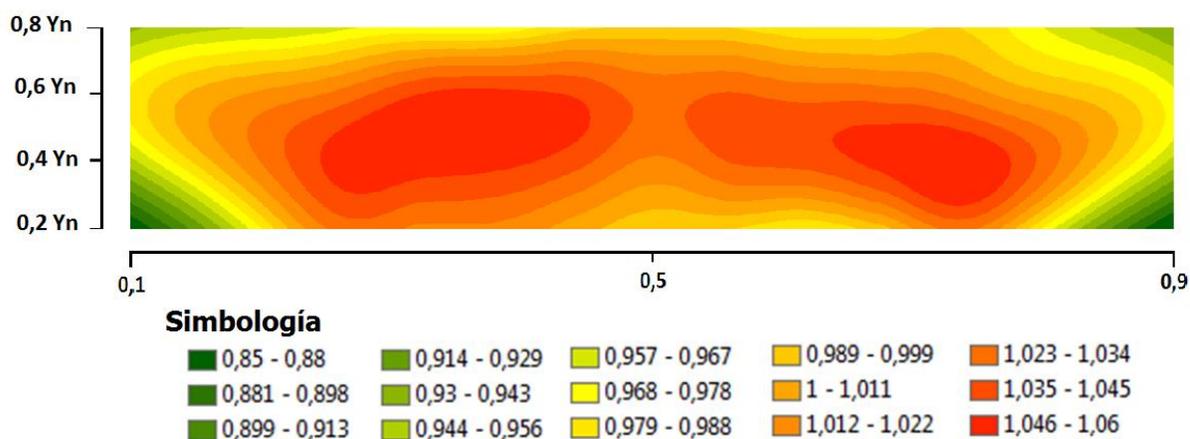


Figura 5.12. Perfil de velocidades para un caudal de $0.37\sqrt{gDA}$ a una distancia de 0.5 m de la caída, visto hacia aguas abajo, $V_{prom}=75 \text{ cm/s}$ con $\alpha = 1.04$, $Re= 27\ 577$.

Cuadro 5.9. Velocidades del flujo en el canal, con un caudal de $0.28\sqrt{gDA}$, a 0.5 m de la caída, las posiciones de los puntos medidos se encuentran normalizadas en ambos ejes.

$Q = 0.28\sqrt{gDA}$		V / V_{Prom}						
y/Y_n	0.8	0.88	0.97	0.96	0.94	0.96	0.95	0.87
	0.6	0.90	1.00	1.01	0.97	0.97	1.00	0.86
	0.4	0.86	0.99	1.04	0.99	0.99	0.97	0.83
	0.2	0.83	0.97	1.00	0.98	0.94	0.96	0.76
$V_p = 71 \text{ cm/s}$		0.1	0.2	0.4	0.5	0.6	0.8	0.9
Posición en Eje x								

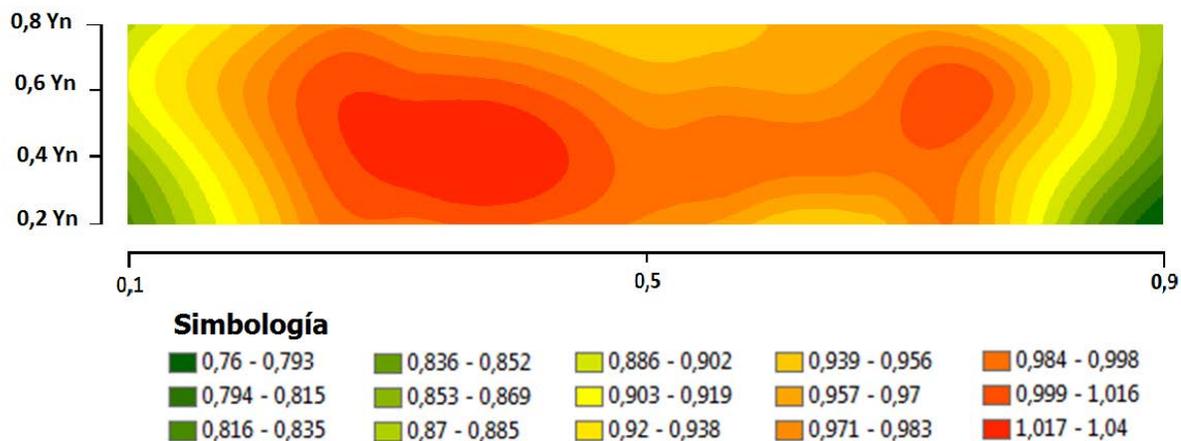


Figura 5.13. Perfil de velocidades para un caudal de $0.28\sqrt{gDA}$ a una distancia de 0.5 m de la caída, visto hacia aguas abajo, $V_{prom}=71 \text{ cm/s}$ con $\alpha = 0.86$, $Re = 20\ 683$.

Para caudales altos ($0.93-0.75\sqrt{gDA}$) se encontraron perfiles desordenados y asimétricos, nada cercanos a la teoría como los observados en la Figura 2.5. La principal razón es que para un caudal tan alto como $0.93\sqrt{gDA}$ el flujo es muy inestable como se observa en la Figura 5.2. Las ondas que se observan hacen variar el comportamiento que en teoría se esperaría, en la entrada al cabezal el agua incluso tiende a devolverse lo cual afecta también la condición aguas arriba, de ahí otra razón que explicaría la ausencia del patrón claro en el perfil de las Figuras 5.6 y 5.7. Para analizar este comportamiento se podría calcular la

celeridad de estas ondas y su periodo para ver su influencia en las incongruencias de los perfiles de velocidad.

Ya con un caudal de $0.75\sqrt{gDA}$ el perfil es más claro y ordenado, sin embargo las velocidades obtenidas aún presentan cierta perturbación, más en el caso en que se midió a 50 cm de la caída (Figura 5.9), en este caso se podría suponer que la cercanía con la caída puede afectar los datos tomados debido a que la condición de la entrada al cabezal aún sigue ahogada para este caudal, incluso la altura está al mismo nivel que llega el flujo desde el canal pero en este caso no se ve a simple vista si el agua tiende a devolverse o no.

Para caudales medios ($0.56-0.47\sqrt{gDA}$) el comportamiento del perfil de velocidades es más cercano a la teoría, se puede observar en las Figuras 5.10 y 5.11. Se encontró cierta asimetría hacia la izquierda con respecto a las velocidades más altas, estas mediciones solamente se hicieron a 50 cm antes de la caída. Las velocidades en estos caudales son las mayores de los tres casos, la energía cinética por ende podría influir en el esfuerzo cortante que se requiere adquirir para vencer la viscosidad y formar un perfil acorde con la teoría, como en la Figura 2.5. La asimetría encontrada se justifica con el fenómeno del cual se habló con anterioridad (Figura 2.6), Shukry encontró que debido a la perturbación que se genera en las entradas de las canaletas en laboratorio se genera este fenómeno de flujo espiral que hace que las velocidades se incrementen hacia un lado del canal.

Para caudales bajos ($0.37-0.28\sqrt{gDA}$) se encontró un fenómeno distinto, también justificado por Shukry, **“En un tramo largo y uniforme lejos de la entrada, ocurrirá un movimiento espiral doble para permitir la igualdad de esfuerzos cortantes a ambos lados del canal”** (Chow, 1994, p.25). Aunque los perfiles fueron medidos a la misma longitud de la entrada del cabezal, los caudales distintos hacen que las proporciones de cuan **“lejos de la entrada” sean variables.**

Aunque estos perfiles de velocidad de aproximación presenten un flujo tridimensional, sólo se midieron velocidades en el eje longitudinal, ya que se supuso válida la opción de despreciar las velocidades transversales al eje, lo cual según Chow es correcto mientras el canal no tenga ninguna curva u otro tipo de alteración.

Perfiles de aproximación H2

Se midieron los perfiles horizontales de aproximación que se dan en la cuneta, el fin es obtener la altura del líquido según su posición en el modelo, la altura del agua es la otra componente que se requiere para el cálculo de la energía con que entra el agua al modelo. Los perfiles se muestran graficados en las siguiente Figuras. En la mayoría de los casos se encontraron diferencias de entre lo esperado en teoría y lo experimental, factores de pueden ser causantes de este error es la variabilidad en el caudal, precisión de la medición, rugosidad, entre otros.

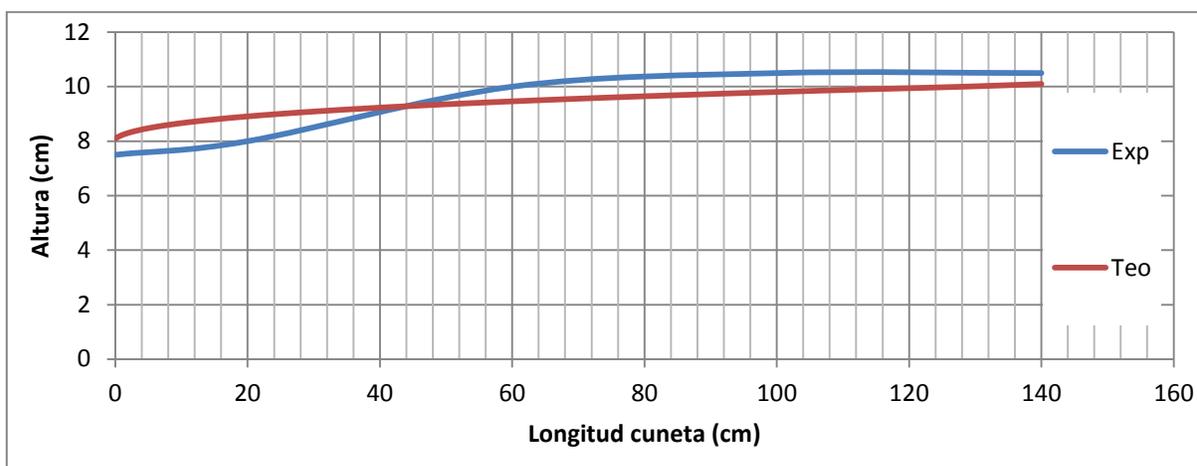


Figura 5.14. Perfil horizontal H2 presente en el la cuneta para cada un caudal de $0.93\sqrt{gDA}$ comparado con el esperado teóricamente.

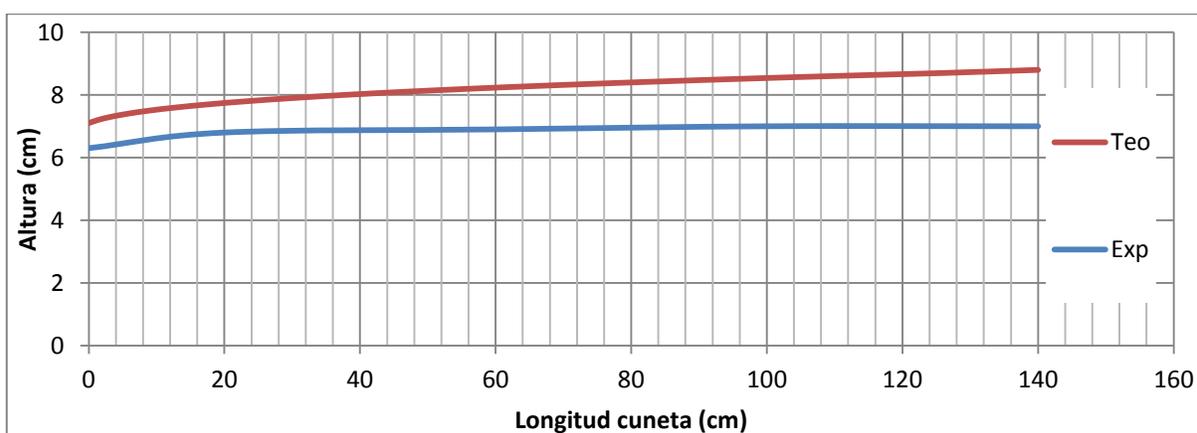


Figura 5.15. Perfil horizontal H2 presente en el la cuneta para cada un caudal de $0.75\sqrt{gDA}$ comparado con el esperado teóricamente.

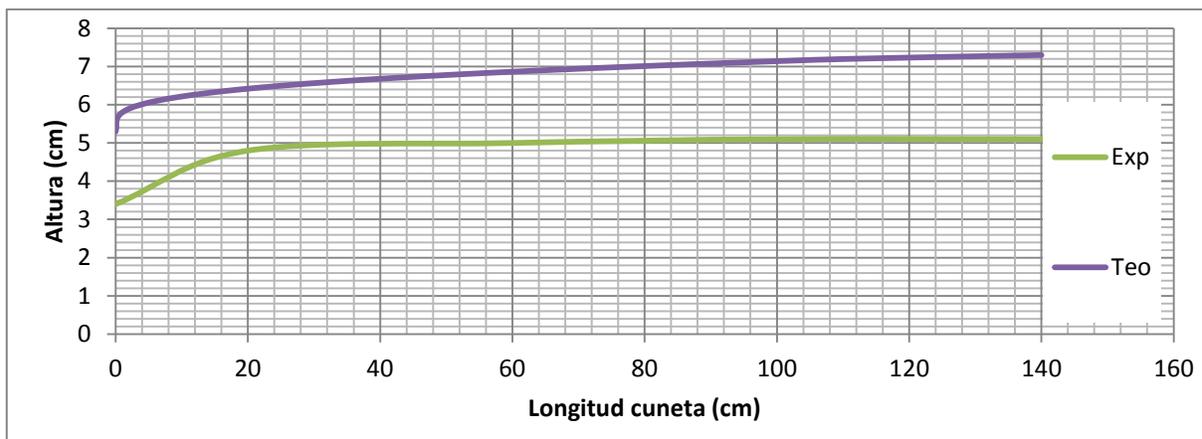


Figura 5.16. Perfil horizontal H2 presente en el la cuneta para cada un caudal de $0.56\sqrt{gDA}$ comparado con el esperado teóricamente.

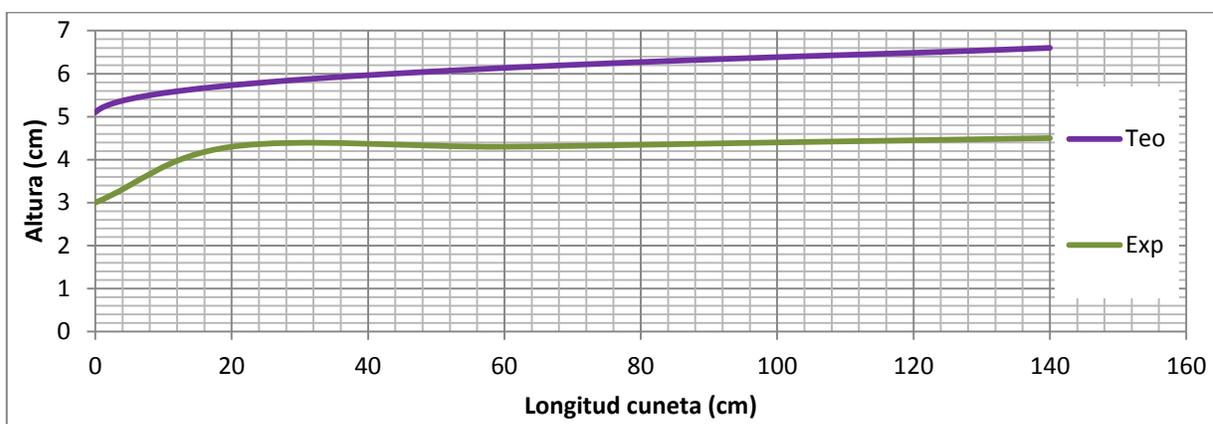


Figura 5.17. Perfil horizontal H2 presente en el la cuneta para cada un caudal de $0.47\sqrt{gDA}$ comparado con el esperado teóricamente.

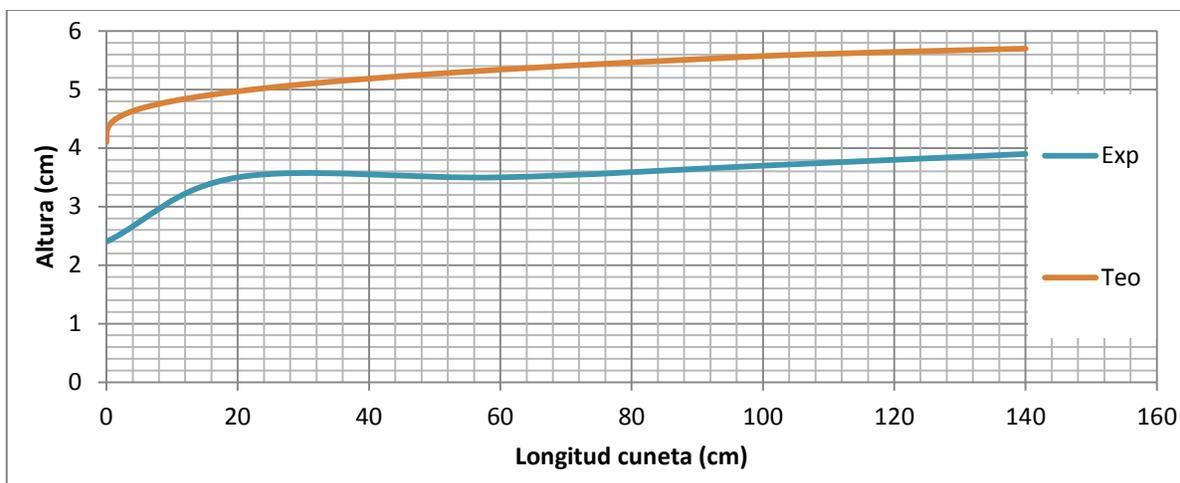


Figura 5.18. Perfil horizontal H2 presente en el la cuneta para cada un caudal de $0.37\sqrt{gDA}$ comparado con el esperado teóricamente.

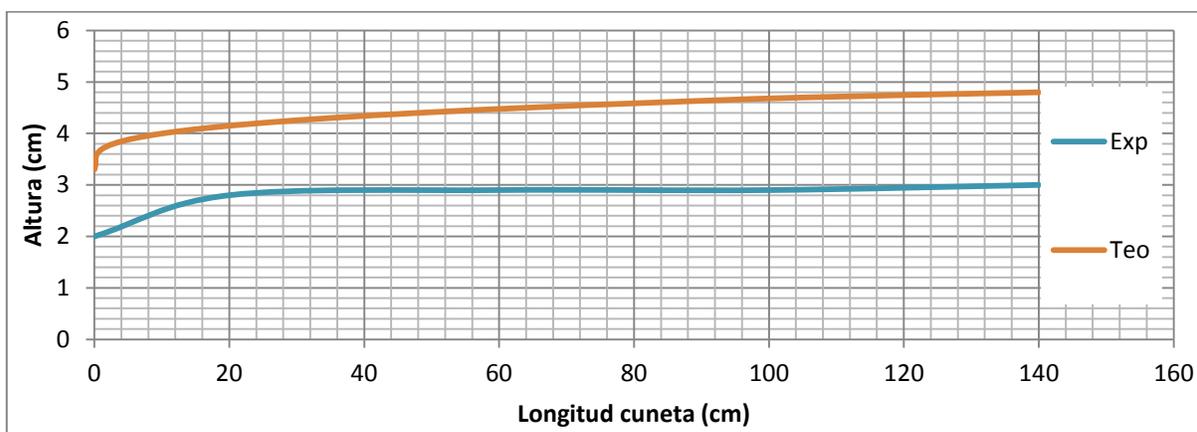


Figura 5.19. Perfil horizontal H2 presente en el la cuneta para cada un caudal de $0.28\sqrt{gDA}$ comparado con el esperado teóricamente.

Las diferencias encontradas tienen la característica en común de que siempre el perfil con el caudal teórico tiene una profundidad mayor que lo que se midió en la práctica, los datos fueron verificados, sin embargo no se encontró error. Dado que esta información teórica no es relevante en los cálculos se decide continuar con la investigación.

Incertidumbres en los datos obtenidos

Cuando se tienen medidas indirectas, es decir que se calculan a partir de los valores encontrados en otras medidas, hay un error asociado producto de las incertidumbres de las medidas individuales. Este es el caso del cálculo de la energía en esta investigación.

Las incertidumbres dependen del aparato de medición y algunos pueden brindadas por el fabricante. Las medidas directas tienen su incertidumbre en la dispersión de los datos, se toma comúnmente la desviación estándar como parámetro de esta variabilidad.

El cálculo de la energía se realiza a partir de tres parámetros, el nivel de referencia, la altura del agua y la velocidad, ecuación (6). Cada una de estas medidas tiene una variabilidad propia que afecta el resultado final de la siguiente manera.

$$\delta H = \sqrt{\left(\frac{\partial H}{\partial z} \delta z\right)^2 + \left(\frac{\partial H}{\partial y} \delta y\right)^2 + \left(\frac{\partial H}{\partial V} \delta V\right)^2}$$

Donde

δH = la incertidumbre de la energía

δz = incertidumbre del nivel de referencia

δy = incertidumbre de la altura del flujo

δV = incertidumbre de la velocidad

Teniendo estos datos de incertidumbre se puede obtener el error asociado a los datos de energía de entrada al cabezal, los cuales se muestran en el Cuadro 5.10.

$$\delta H = \sqrt{(1 * 0)^2 + (1 * \delta y)^2 + \left(\frac{V}{9,78} \delta V\right)^2}$$

Los aparatos electrónicos utilizados en las mediciones de esta investigación tienen una precisión muy alta, los transductores por ejemplo varían solo un 0.5 % de la medida real. Debido a esto se eliminará esta variable y las medidas hechas con los transductores se tomarán como medidas directas y su incertidumbre sería la dispersión de los datos medidos con el parámetro de la desviación estándar.

En los anexos de este trabajo se muestra en tablas la variabilidad encontrada en los datos obtenidos con los instrumentos electrónicos, así como otros datos de interés como percentiles, máximos y mínimos, coeficientes de asimetría, curtosis, entre otros; que son datos que nos permiten analizar mejor la dispersión encontrada en los datos.

Energía de entrada al modelo, calculada en el flujo de la cuneta antes de caer al cabezal

Para comparar la energía de entrada al sistema con la de la salida debe cuantificarse la energía total, que se obtiene a partir de la ecuación (6), en este caso se fijó el fondo del cabezal como el nivel de referencia para el cálculo. La obtención de la energía se observa en el Cuadro 5.10.

Esta energía se calculó exactamente 50 cm antes de que el flujo cayera en el cabezal, se utilizaron para su cálculo los perfiles de velocidad obtenidos anteriormente y la ecuación (6) se utilizó de manera estricta introduciendo el valor de α también calculado para el perfil de velocidad.

Cuadro 5.10. Energía de entrada al modelo, medida a 50 cm de la entrada al cabezal.

$Q/(\sqrt{gDA})$	Z (cm)	Y (cm)	$V^2/2g$ (cm)	H (cm)	H/D	$\delta H(H/D)$
0.93	24.9	9.3	2.9	37.1	2.47	0.019
0.75	24.9	6.8	4.2	35.8	2.39	0.017
0.56	24.9	4.9	4.0	33.8	2.25	0.011
0.47	24.9	4.1	3.3	32.4	2.16	0.011
0.37	24.9	3.6	3.0	31.4	2.09	0.011
0.28	24.9	2.9	2.1	29.9	1.99	0.010

Los resultados de la energía de entrada al modelo, mostrados en el Cuadro 5.10, son todos cercanos al doble del diámetro de la alcantarilla. Para todos los casos el aporte de energía mayor lo da la parte potencial, ya que el eje de referencia está por debajo del punto de caída y es 1.7 veces el diámetro. El aporte cinético para todos los casos es incluso menor que la profundidad del flujo.

Presiones en el fondo del cabezal

Al entrar en el cabezal el agua golpea la estructura con la energía calculada anteriormente, esto genera presión en el fondo del cabezal así como en sus paredes, el nivel de presión estático es la forma única de calcular la energía dentro del cabezal, ya que la velocidad es variable en su magnitud y dirección por la formación de remolinos y ondas, esto para todos los caudales investigados. Al tratarse de un flujo tridimensional que además está contenido en una estructura geoméricamente compleja es difícilmente calcular su energía de otra forma.

Para definir las presiones en el fondo del cabezal se diseñó una cuadrícula, la cual se muestra en la Figura 5.20. Las presiones obtenidas en estos puntos fueron medidas tanto con pozos amortiguadores como con los transductores de presión. La idea de medir estos niveles de agua es la posterior construcción de la curvas de desempeño de la alcantarilla, también las presiones son necesarias para definir el trabajo estructural del prototipo.

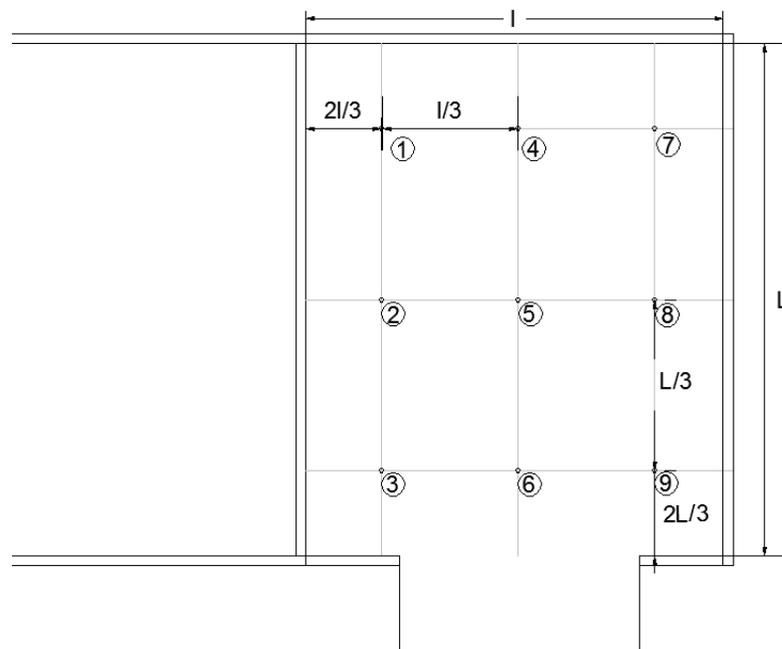


Figura 5.20. Puntos de tomas de presión en el modelo; Fila 1 (Puntos 1 2 3), Fila 2 (Puntos 4 5 6) y Fila 3 (Puntos 7 8 9).

El nivel estático como se explicó en el capítulo anterior se mide por medio de pozo amortiguador que disipa la oscilación del nivel debido a su diámetro de entrada (una aguja hipodérmica calibre 14 $\varnothing = 2.10 \text{ mm}$), como un primer grupo de datos se midió el nivel estático como registro de las presiones en los puntos definidos anteriormente.

Primero se tomó una presión promedio, es decir conectando los nueve puntos y se obtuvieron los resultados mostrados en la Figura 5.21.

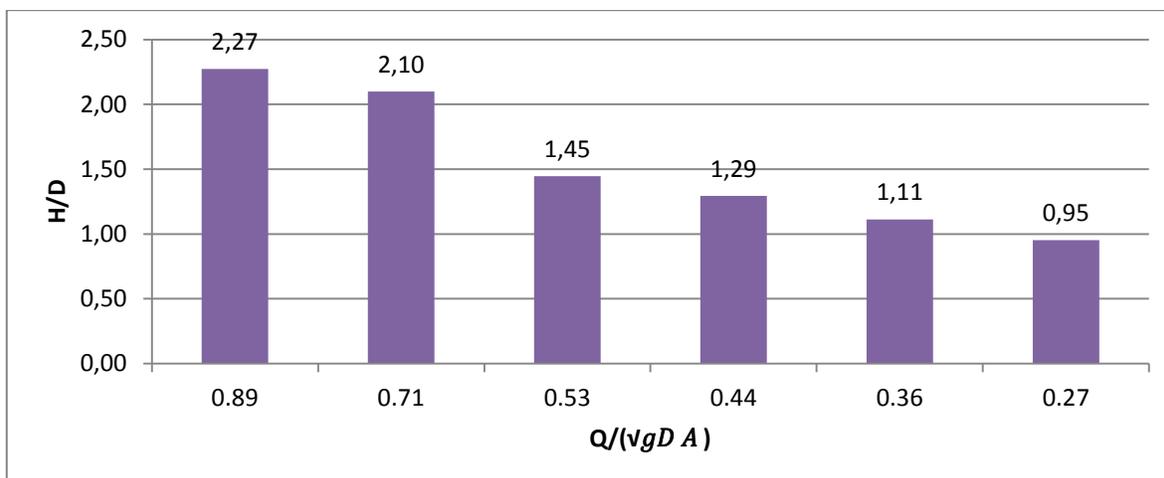


Figura 5.21. Presiones promedio en el fondo del cabezal.

Luego se midió el nivel promedio de las filas: Fila 1 (Puntos 1 2 3), Fila 2 (Puntos 4 5 6) y Fila 3 (Puntos 7 8 9), de donde se obtuvo la siguiente información.

Cuadro 5.11. Presiones en el fondo del cabezal, promediado en filas. Medidas mediante el uso de un pozo amortiguador con una escala métrica, Valores normalizados con el D.

$Q/(\sqrt{gDA})$	Nivel Fila 1 (H/D)	Nivel Fila 2 (H/D)	Nivel Fila 3 (H/D)
0.93	2.3	2.2	2.3
0.75	2.1	1.9	2.2
0.56	1.4	1.5	1.4
0.47	1.2	1.4	1.3
0.37	1.0	1.2	1.1
0.28	0.8	1.1	0.8

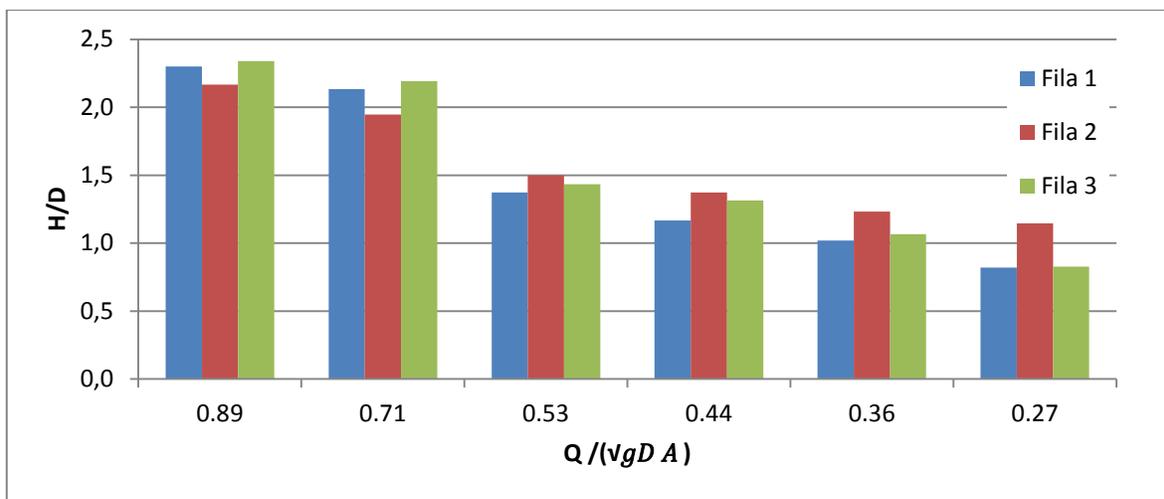


Figura 5.22. Presiones en el fondo del cabezal, promediado en filas.

En la Figura 5.22 podemos observar tres comportamientos distintos, representativos de los caudales antes señalados. Para los caudales altos ($0.93-0.75 \sqrt{gDA}$) se nota una mayor presión en las filas externas que en la central, en esta primera condición al cabezal se encuentra completamente lleno y la caída de agua no se da. Mientras el caudal baja se vuelve mayor la presión en el centro del cabezal, este comportamiento se esperaba, ya que al bajar el caudal el chorro cae más definido y orientado hacia el centro, por lo tanto ahí es donde se debe presentar la mayor presión por efecto del golpe.

Seguidamente se midieron los nueve puntos de manera independiente. Se obtuvieron los resultados observados en la Figuras 5.23 hasta la 5.28.

Cuadro 5.12. Nivel estático de energía en cada punto del fondo del cabezal (H/D), ordenados según la cuadrícula diseñada (Figura 5.20). Fila 1 (Puntos 1 2 3), Fila 2 (Puntos 4 5 6) y Fila 3 (Puntos 7 8 9).

Caudal			
$0.93(\sqrt{gDA})$	Fila 1	Fila 2	Fila 3
	2.34 D	2.25 D	2.39 D
	2.27 D	2.23 D	2.38 D
	2.27 D	1.94 D	2.25 D
$0.75(\sqrt{gDA})$	Fila 1	Fila 2	Fila 3
	2.17 D	2.07 D	2.25 D
	2.11 D	2.00 D	2.24 D
	2.12 D	1.74 D	2.07 D
$0.56(\sqrt{gDA})$	Fila 1	Fila 2	Fila 3
	1.37 D	1.51 D	1.43 D
	1.39 D	1.55 D	1.47 D
	1.30 D	1.39 D	1.51 D
$0.47(\sqrt{gDA})$	Fila 1	Fila 2	Fila 3
	1.14 D	1.32 D	1.27 D
	1.17 D	1.50 D	1.36 D
	1.14 D	1.33 D	1.32 D
$0.37(\sqrt{gDA})$	Fila 1	Fila 2	Fila 3
	0.96 D	1.08 D	1.05 D
	1.05 D	1.34 D	1.07 D
	1.01 D	1.19 D	1.08 D
$0.28(\sqrt{gDA})$	Fila 1	Fila 2	Fila 3
	0.81 D	0.86 D	0.83 D
	0.88 D	1.19 D	0.83 D
	0.81 D	1.15 D	0.86 D

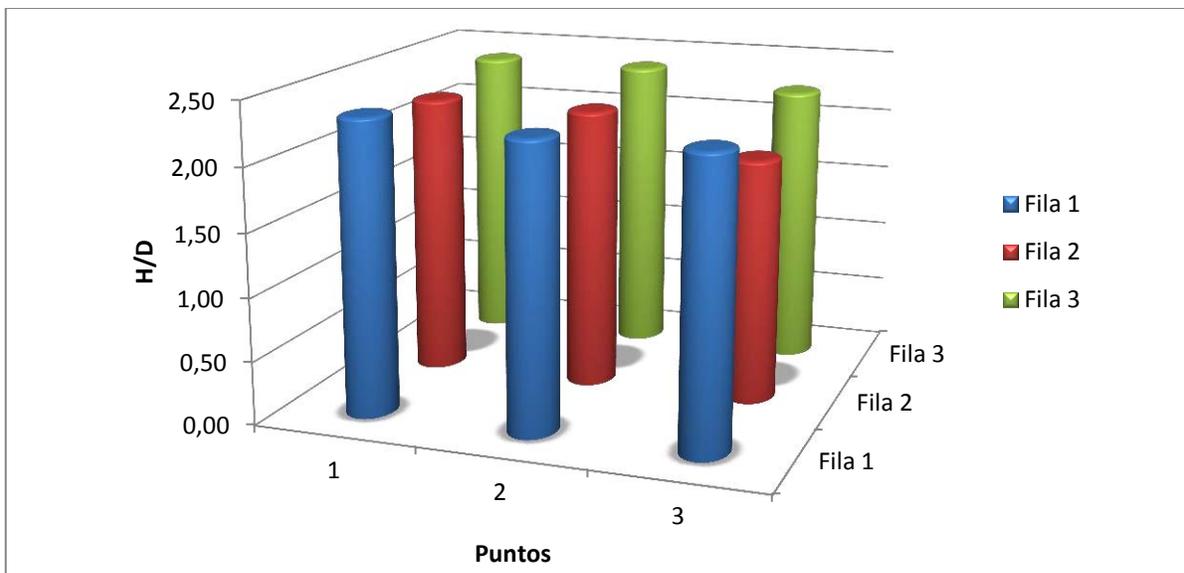


Figura 5.23. Comparación de presiones medidas en el fondo del cabezal para un caudal de $0.93 \sqrt{gDA}$.

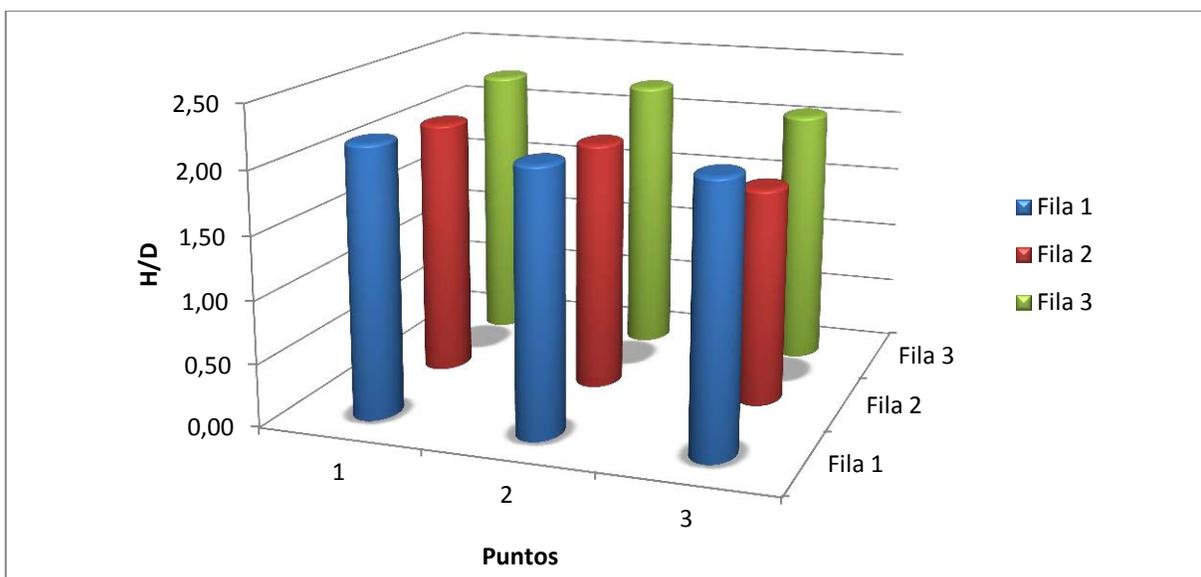


Figura 5.24. Comparación de presiones medidas en el fondo del cabezal para un caudal de $0.75 \sqrt{gDA}$.

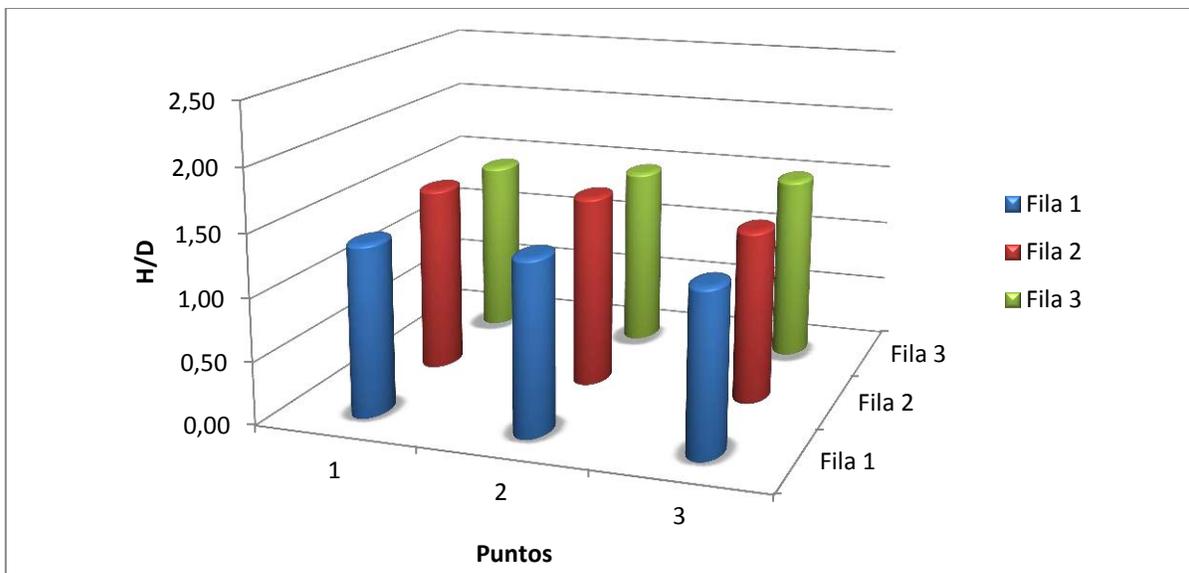


Figura 5.25. Comparación de presiones medidas en el fondo del cabezal para un caudal de $0.56 \sqrt{gDA}$.

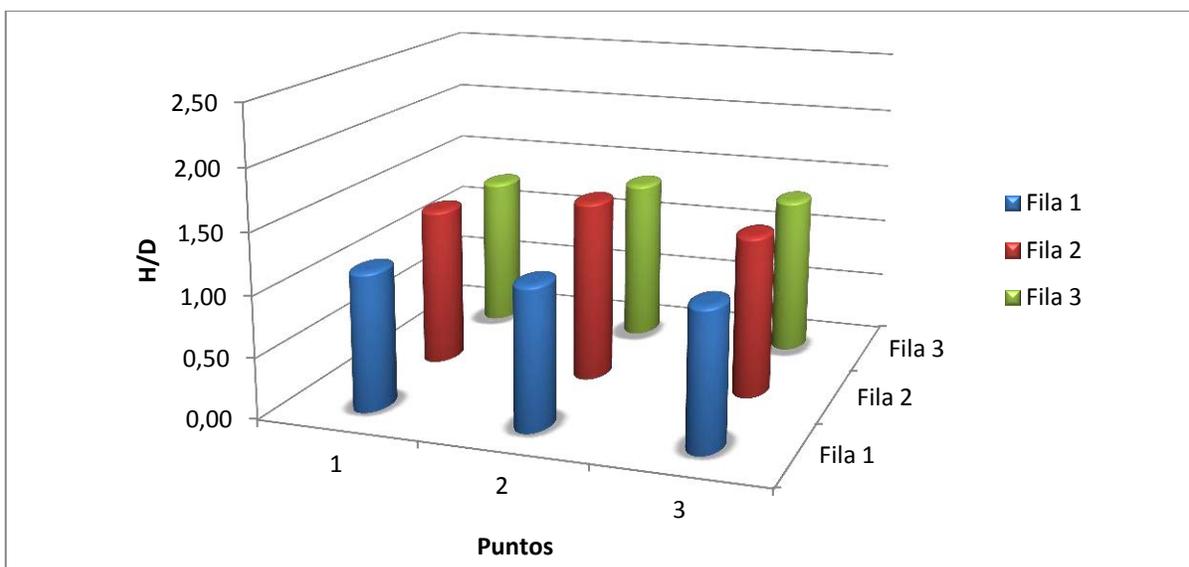


Figura 5.26. Comparación de presiones medidas en el fondo del cabezal para un caudal de $0.47 \sqrt{gDA}$.

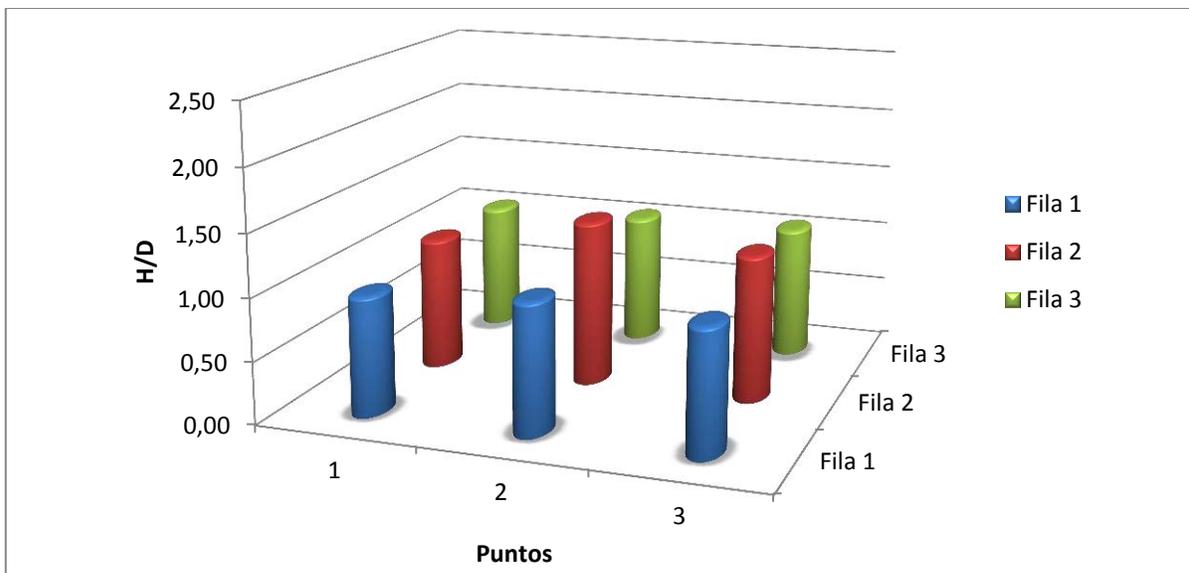


Figura 5.27. Comparación de presiones medidas en el fondo del cabezal para un caudal de $0.37 \sqrt{gDA}$.

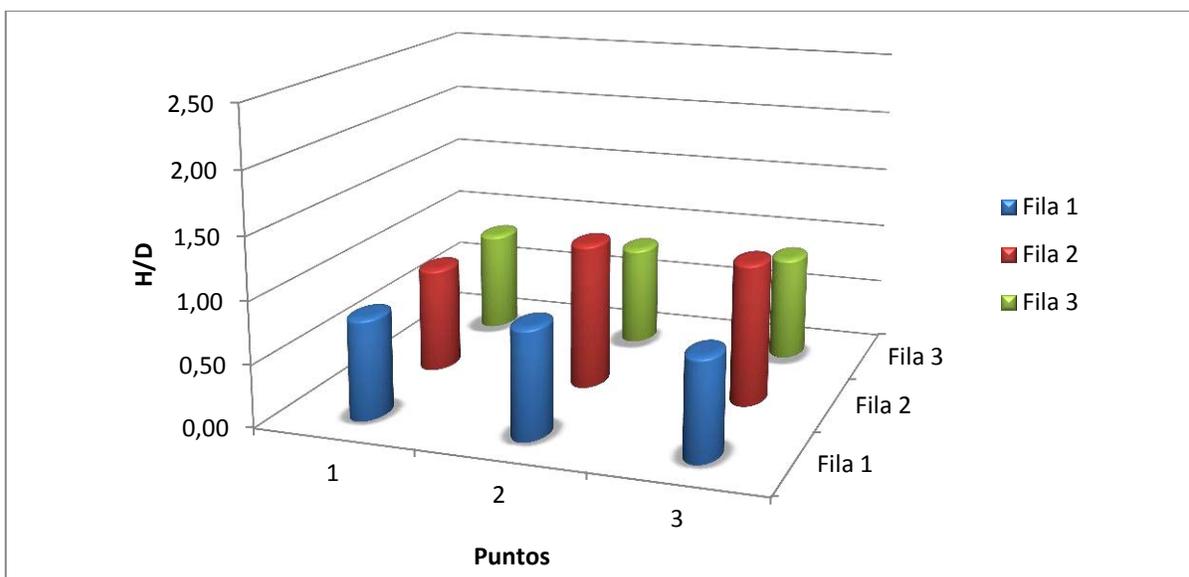


Figura 5.28. Comparación de presiones medidas en el fondo del cabezal para un caudal de $0.28 \sqrt{gDA}$.

Al graficar las presiones en cada punto podemos observar que para los caudales altos, de $0.93-0.75 \sqrt{gDA}$ las presiones se mantienen uniformes, con una altura arriba de $2D$ en ocho de los nueve puntos. En el punto 6, que es el más cercano a la salida de la alcantarilla, se observa una disminución en la presión.

Para los caudales medios, $0.56 \sqrt{gDA}$ parece una distribución de presiones muy uniforme ya que las alturas registradas son muy similares, valores muy cercanos al promedio $1.43 D$. Con el caudal de $0.47 \sqrt{gDA}$ se observa un aumento de las presiones en los puntos más cercanos a la salida, la cual será más evidente en los caudales bajos.

Cuando se analizan los caudales bajos, Figuras 5.27 y 5.28, se observa mayor presión en los puntos 5 y 6, los más cercanos a la salida del cabezal. Se explicó en la descripción de la tercera condición de operación que el flujo al caer en el cabezal lo hace en el centro de este, coincidiendo con los puntos 5 y 6, por lo tanto se justifica de esta manera el aumento de las presiones en estos puntos para con los caudales bajos.

Curva de desempeño de la alcantarilla

La curva de desempeño medida experimentalmente consiste en graficar la altura de agua presente en el cabezal contra el caudal de salida. Como el nivel del agua es variable y no se tiene forma de obtener una altura, se usó el nivel promedio en el fondo del cabezal medido con pozo amortiguador.

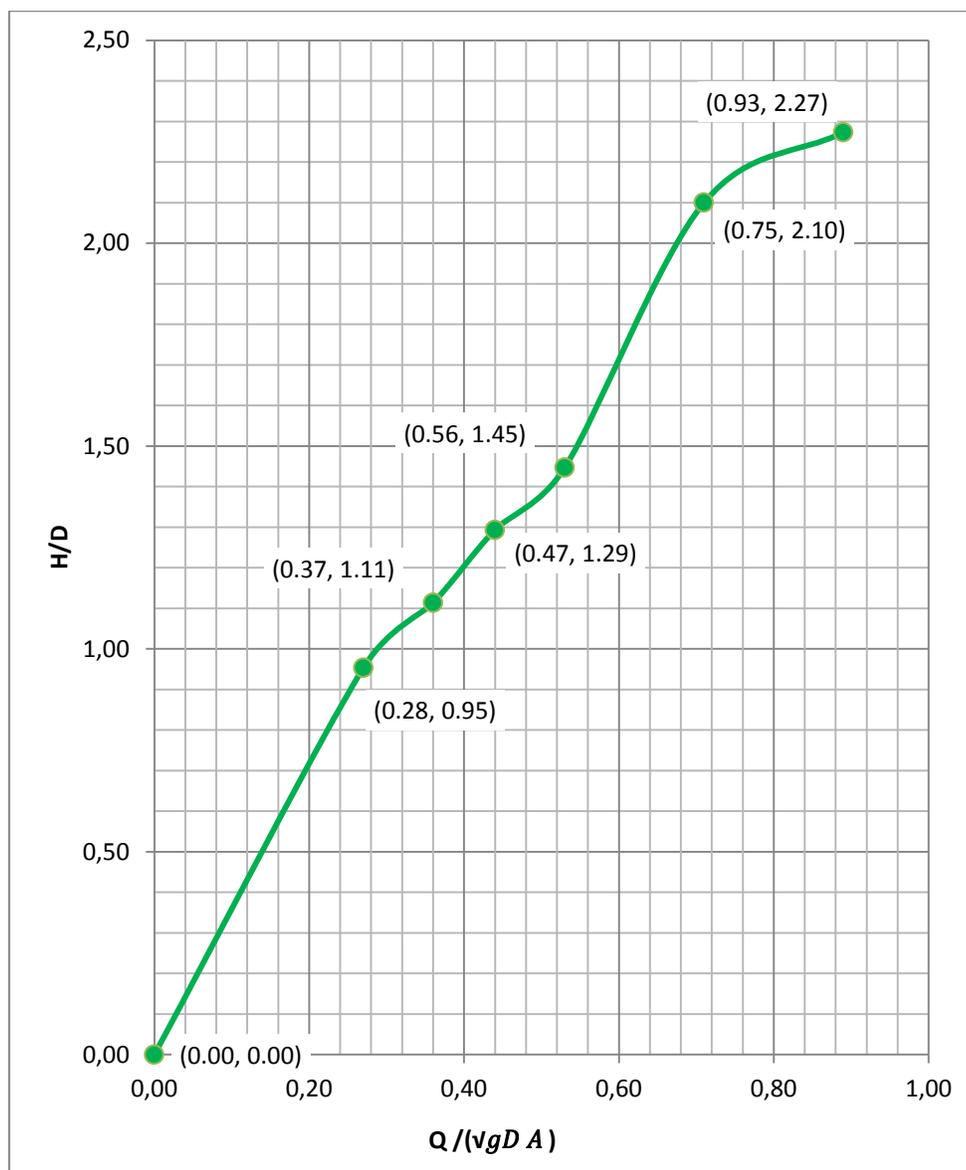


Figura 5.29. Curva de desempeño del modelo de alcantarilla de alivio, en escala 1:4.

En la gráfica de la Figura 5.30 se compara el comportamiento teórico esperado tal cual se estimó en la Figura 4.2 con el comportamiento experimental desarrollado en el modelo. El comportamiento del experimento es similar aunque no exacto, sin embargo es necesario recalcar que dicha comparación no es completamente equitativa; las falta de información nos limita a comparar una entrada modificada (experimental-con cambio en la dirección del flujo) contra una entrada libre sin cambio de dirección (comportamiento teórico en cuestión). Por lo tanto, las diferencias en las curvas observadas en la gráfica se pueden atribuir a las desigualdades de los comportamientos teóricos; pero la comparación se considera ilustrativa.

Observamos en la Figura 5.30 que la eficiencia de la alcantarilla de alivio se ve reducida en comparación con una alcantarilla con la entrada no modificada. Si analizamos la gráfica vemos que para una misma altura de agua pasa menos caudal por la alcantarilla de alivio que por la alcantarilla con la entrada regular (sin cambio de dirección). En el Cuadro 5.13 podemos cuantificar esta reducción en el caudal.

Cuadro 5.13. Comparación de caudales para las curvas de desempeño de una alcantarilla de alivio contra una alcantarilla común (con entrada de 180° con el flujo)

H/D	Caudal alcantarilla común(\sqrt{gDA})	Caudal alcantarilla de alivio(\sqrt{gDA})	% de reducción
0.00	0.00	0.00	0
0.95	0.55	0.28	106
1.11	0.63	0.37	78
1.29	0.71	0.47	60
1.45	0.79	0.56	47
2.10	1.06	0.75	49
2.27	1.12	0.93	26

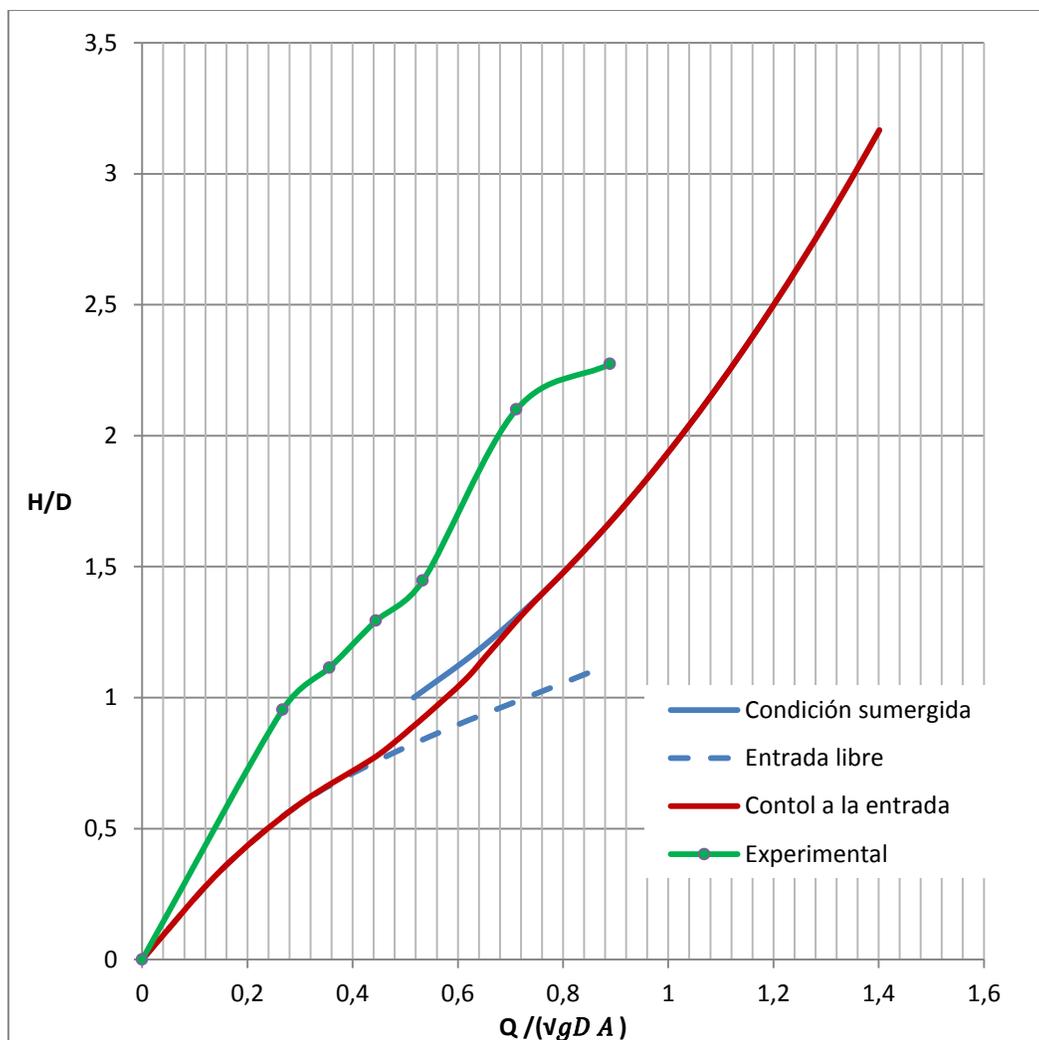


Figura 5.30. Curva de desempeño del modelo de alcantarilla; comparación con la información teórica de la Figura 4.2.

Coefficiente de descarga de la alcantarilla trabajando a flujo libre

Los caudales ensayados en esta investigación se encontraron por arriba de la zona de transición entre el estado de entrada a flujo libre y la condición de entrada sumergida. Por lo tanto los datos registrados no permitieron calcular los coeficientes de descarga para la condición de entrada a flujo libre.

Coeficiente de descarga del orificio de la alcantarilla

Para los caudales altos y medios, desde $0.93\sqrt{gDA}$ y hasta $0.47\sqrt{gDA}$, se observa un nivel de agua superior al diámetro de la alcantarilla en el cabezal por lo tanto la descarga se comportaría como un orificio. Como ya se mencionó, en las descargas por medio de orificios el caudal que pasa depende de un coeficiente de descarga, que no es constante. Se calcula por medio de la ecuación (18) en el Capítulo 2. El coeficiente de contracción en este caso particular será supuesto como $C_c = 1$ debido a que no se observa contracción en la alcantarilla, el agua sale adherida a las paredes del tubo acrílico (alcantarilla).

El coeficiente de velocidad por ende sería igual el coeficiente de descarga en este caso particular por lo mencionado en párrafo anterior. A continuación se presenta el coeficiente de descarga para el orificio de la alcantarilla de alivio, calculados para caudales medios y altos, que van desde $0.93\sqrt{gDA}$ y hasta $0.47\sqrt{gDA}$.

Igual que en el apartado anterior el nivel del agua dentro del cabezal se midió con una toma de presión estática, debido a la turbulencia no existe forma de medirlo directamente.

Se obtuvo un coeficiente que varía como se esperaba en la teoría, se observa en la Figura 5.31 graficado contra el Número de Reynolds.

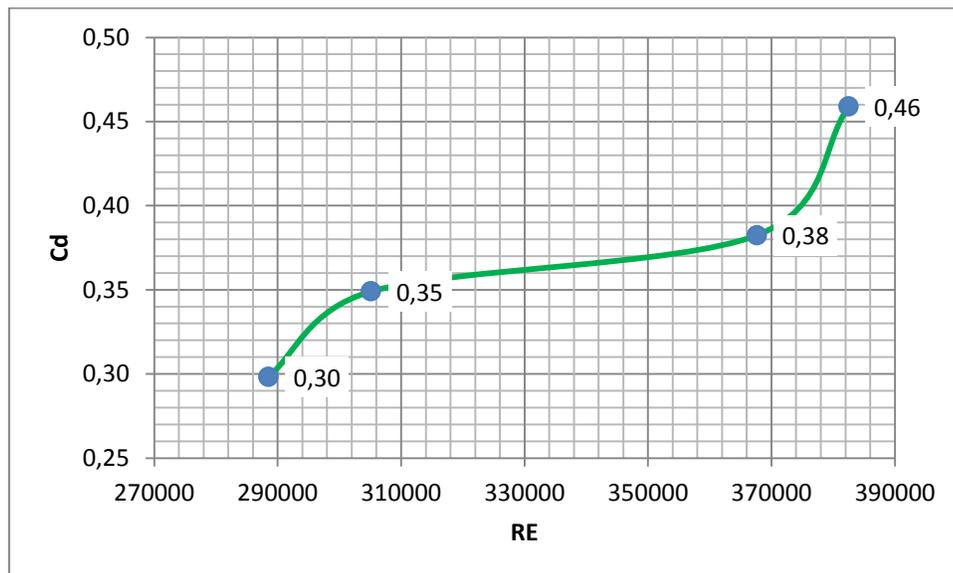


Figura 5.31. Curva de variación del coeficiente de descarga del orificio contra el número de Reynolds

$$RE = \frac{\sqrt{2gH} D}{\nu}, \text{ coeficiente de contracción } C_c = 1, \text{ coeficiente de velocidad } C_v = C_d.$$

En los cálculos del coeficiente de descarga la velocidad teórica se calcula por la aplicación del teorema de Torricelli, lo cual es correcto según la teoría, sin embargo sabemos que este teorema describe la velocidad teórica que existe a la salida de un orificio que tiene un tanque en reposo, o que al menos la velocidad en la interacción con la atmósfera pueda ser tomada como nula. Por esta razón es que para este caso la velocidad teórica con que fue calculado el coeficiente no es completamente precisa, sin embargo es lo que la teoría nos permite realizar.

Presiones en el cabezal, medidas con transductores de presión

Se tomaron presiones individuales en los 9 puntos en el fondo del cabezal, los de la cuadrícula mostrada en la Figura 5.20, dichos valores fueron medidos utilizando el instrumental electrónico. Los valores encontrados para las presiones se muestran en los cuadros siguientes, junto con datos importantes como su desviación estándar y los valores máximo y mínimo para los 500 datos registrados con el transductor a una frecuencia de 50 Hz. En el Anexo 3 está la información estadística más completa sobre estos resultados.

Cuadro 5.14. Nivel estático de energía en cada punto del fondo del cabezal, mediciones con transductores de presión, caudal $0.93\sqrt{gDA}$. Las medidas se encuentran normalizadas como H/D siendo D el diámetro de la alcantarilla.

	Punto 1	Punto 4	Punto 7
H/D	2.324	2.276	1.848
Desviación	0.086	0.055	0.076
V. Máximo	2.711	2.437	2.095
V. Mínimo	2.045	2.074	1.532
	Punto 2	Punto 5	Punto 8
H/D	2.392	2.350	2.435
Desviación	0.069	0.046	0.049
V. Máximo	2.553	2.490	2.572
V. Mínimo	2.170	2.166	2.248
	Punto 3	Punto 6	Punto 9
H/D	2.600	2.199	2.518
Desviación	0.080	0.059	0.062
V. Máximo	2.799	2.410	2.683
V. Mínimo	2.380	1.932	2.241

Cuadro 5.15. Nivel estático de energía en cada punto del fondo del cabezal, mediciones con transductores de presión, caudal $0.75\sqrt{gDA}$. Las medidas se encuentran normalizadas como H/D siendo D el diámetro de la alcantarilla.

	Punto 1	Punto 4	Punto 7
H/D	2.171	2.130	1.822
Desviación	0.070	0.068	0.068
V. Máximo	2.460	2.296	2.102
V. Mínimo	1.868	1.896	1.525
	Punto 2	Punto 5	Punto 8
H/D	2.239	2.199	2.358
Desviación	0.046	0.063	0.067
V. Máximo	2.339	2.498	2.557
V. Mínimo	2.089	1.945	2.144
	Punto 3	Punto 6	Punto 9
H/D	2.439	2.074	2.435
Desviación	0.063	0.072	0.082
V. Máximo	2.652	2.277	2.631
V. Mínimo	2.218	1.866	2.146

Cuadro 5.16. Nivel estático de energía en cada punto del fondo del cabezal, mediciones con transductores de presión, caudal $0.56\sqrt{gDA}$. Las medidas se encuentran normalizadas como H/D siendo D el diámetro de la alcantarilla.

	Punto 1	Punto 4	Punto 7
H/D	1.277	1.482	0.890
Desviación	0.146	0.168	0.110
V. Máximo	1.646	2.200	1.185
V. Mínimo	0.861	1.038	0.519
	Punto 2	Punto 5	Punto 8
H/D	1.530	1.724	1.493
Desviación	0.148	0.222	0.118
V. Máximo	1.919	2.498	1.835
V. Mínimo	1.145	1.207	1.186
	Punto 3	Punto 6	Punto 9
H/D	1.659	1.627	1.696
Desviación	0.138	0.183	0.157
V. Máximo	2.034	2.425	2.212
V. Mínimo	1.314	0.968	1.248

Cuadro 5.17. Nivel estático de energía en cada punto del fondo del cabezal, mediciones con transductores de presión, caudal $0.47\sqrt{gDA}$. Las medidas se encuentran normalizadas como H/D siendo D el diámetro de la alcantarilla.

	Punto 1	Punto 4	Punto 7
H/D	1.114	1.287	0.804
Desviación	0.085	0.171	0.140
V. Máximo	1.409	1.933	1.229
V. Mínimo	0.854	0.883	0.385
	Punto 2	Punto 5	Punto 8
H/D	1.313	1.585	1.396
Desviación	0.081	0.190	0.184
V. Máximo	1.565	2.217	1.850
V. Mínimo	0.961	1.082	1.024
	Punto 3	Punto 6	Punto 9
H/D	1.485	1.622	1.577
Desviación	0.129	0.159	0.098
V. Máximo	1.880	2.101	1.822
V. Mínimo	1.174	1.226	1.278

Cuadro 5.18. Nivel estático de energía en cada punto del fondo del cabezal, mediciones con transductores de presión, caudal $0.37\sqrt{gDA}$. Las medidas se encuentran normalizadas como H/D siendo D el diámetro de la alcantarilla.

	Punto 1	Punto 4	Punto 7
H/D	0.932	1.225	0.447
Desviación	0.077	0.219	0.083
V. Máximo	1.202	2.052	0.718
V. Mínimo	0.639	0.698	0.126
	Punto 2	Punto 5	Punto 8
H/D	1.236	1.452	1.091
Desviación	0.048	0.169	0.080
V. Máximo	1.403	2.055	1.275
V. Mínimo	1.057	0.986	0.847
	Punto 3	Punto 6	Punto 9
H/D	1.392	1.485	1.303
Desviación	0.103	0.177	0.054
V. Máximo	1.909	2.116	1.440
V. Mínimo	1.086	1.049	1.065

Cuadro 5.19. Nivel estático de energía en cada punto del fondo del cabezal, mediciones con transductores de presión, caudal $0.28\sqrt{gDA}$. Las medidas se encuentran normalizadas como H/D siendo D el diámetro de la alcantarilla.

	Punto 1	Punto 4	Punto 7
H/D	0.677	1.195	0.213
Desviación	0.080	0.219	0.077
V. Máximo	0.913	2.000	0.452
V. Mínimo	0.402	0.557	-0.110
	Punto 2	Punto 5	Punto 8
H/D	1.067	1.337	0.837
Desviación	0.041	0.183	0.084
V. Máximo	1.211	1.827	1.046
V. Mínimo	0.924	0.876	0.611
	Punto 3	Punto 6	Punto 9
H/D	1.218	1.458	1.044
Desviación	0.057	0.205	0.063
V. Máximo	1.387	2.086	1.197
V. Mínimo	1.005	0.924	0.814

Los cuadros anteriores fueron representados de manera gráfica como se mostrará a continuación:

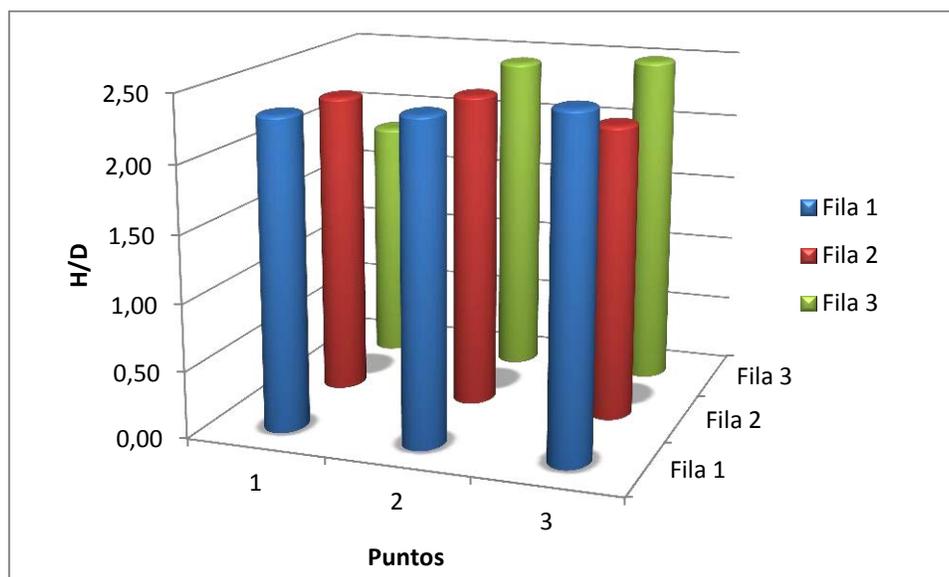


Figura 5.32. Comparación de presiones medidas en el fondo del cabezal para una caudal de $0.93\sqrt{gDA}$, medidas con transductores de presión.

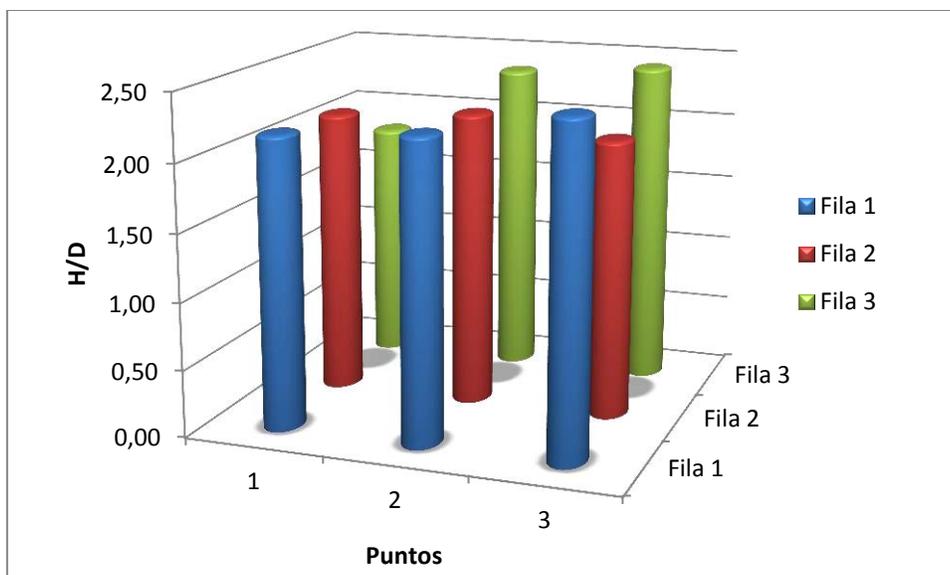


Figura 5.33. Comparación de presiones medidas en el fondo del cabezal para una caudal de $0.75\sqrt{gDA}$, medidas con transductores de presión.

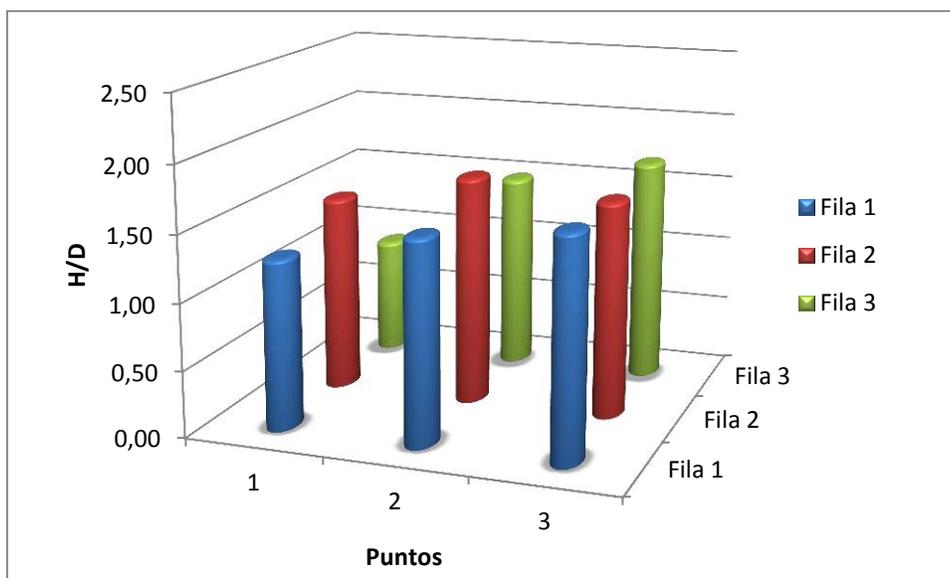


Figura 5.34. Comparación de presiones medidas en el fondo del cabezal para una caudal de $0.56\sqrt{gDA}$, medidas con transductores de presión.

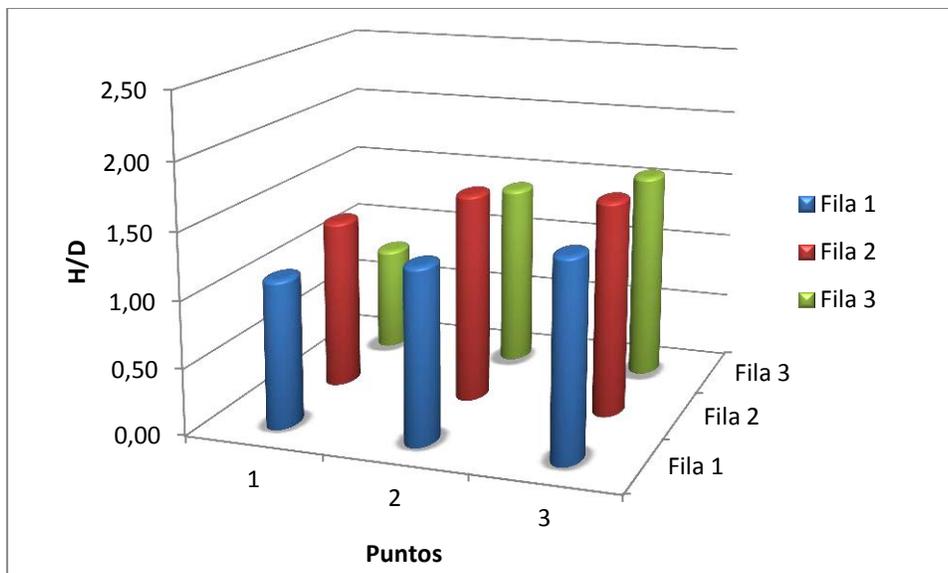


Figura 5.35. Comparación de presiones medidas en el fondo del cabezal para una caudal de $0.47\sqrt{gDA}$, medidas con transductores de presión.

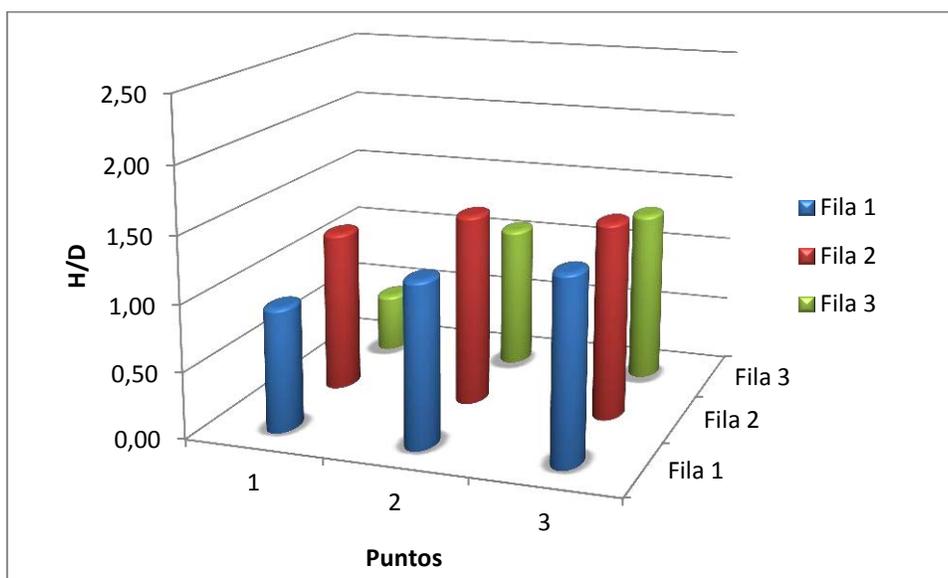


Figura 5.36. Comparación de presiones medidas en el fondo del cabezal para una caudal de $0.37\sqrt{gDA}$, medidas con transductores de presión.

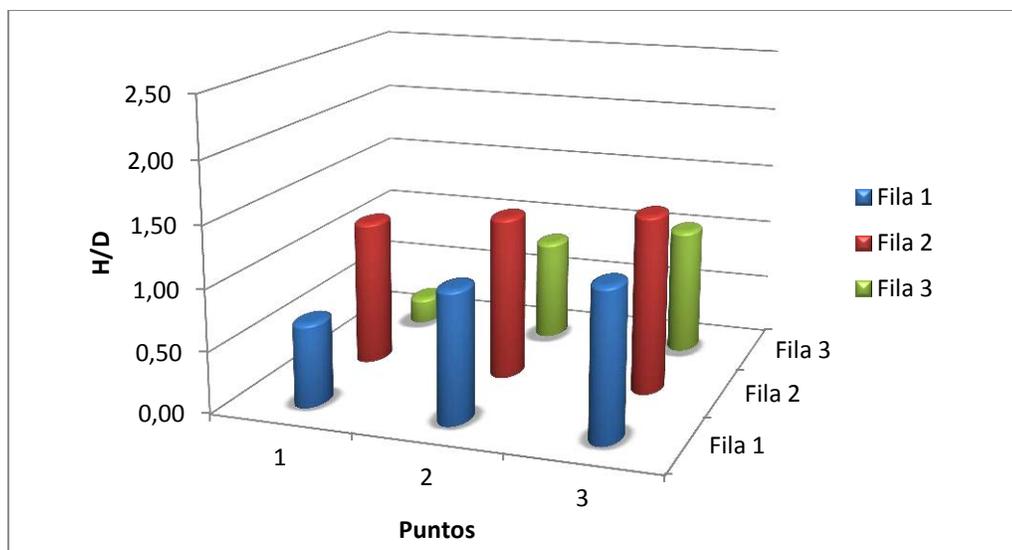


Figura 5.37. Comparación de presiones medidas en el fondo del cabezal para una caudal de $0.28\sqrt{gDA}$, medidas con transductores de presión.

El comportamiento de las presiones en el fondo del cabezal es bastante similar al encontrado con las mediciones realizadas con el pozo disipador. Ambas mediciones se realizaron con diferentes aparatos pero sus resultados se encuentran en el mismo rango. Por ejemplo el punto 1 con el caudal de $0.93\sqrt{gDA}$ registra el mismo valor de 2.34 D en ambas pruebas, así muchas otros valores similares.

En general para los caudales altos $0.93\sqrt{gDA}$ y $0.75\sqrt{gDA}$ existe una disminución en la presión en el punto 6, el cual es el más cercano a la salida del cabezal. Este comportamiento es exactamente igual al encontrado con las otras pruebas (las realizadas con pozo disipador).

Las presiones en el fondo del cabezal para cuando se presentaban los caudales medios y bajos tendieron a aumentar en los puntos más cercanos a la salida del cabezal, este comportamiento nuevamente es similar con lo concluido en las otras pruebas.

A partir de los resultados se puede concluir que conforme el líquido se acerca a la salida, en este caso el orificio, tiende a aumentar la velocidad por la contracción, así que la razón por la que los puntos más cercanos a la salida presentan una mayor presión se puede deber al aumento de la energía cinética del flujo.

Para esta serie de datos en el fondo del cabezal se observa en las gráficas obtenidas un nivel muy bajo de presión en el punto 7, esto para todos los caudales analizados, es una anomalía y puede tratarse de un error en la toma de datos, por lo cual no será analizado.

Presiones en la alcantarilla

En una alcantarilla de alivio la presión dentro de la alcantarilla puede provocar desgaste, filtraciones e incluso movimiento debido a las vibraciones, las dimensiones de la presión se desconoce debido a la turbulencia del agua, por esta razón es fue importante medir las presiones que se presentan en ciertos puntos de la alcantarilla. Los puntos son los mostrados en la Figura 5.38, las tomas fueron colocadas en el punto más bajo de la tubería y de forma perpendicular a la dirección del flujo. Estas presiones fueron medidas con los transductores de presión y el resto de instrumental electrónico.

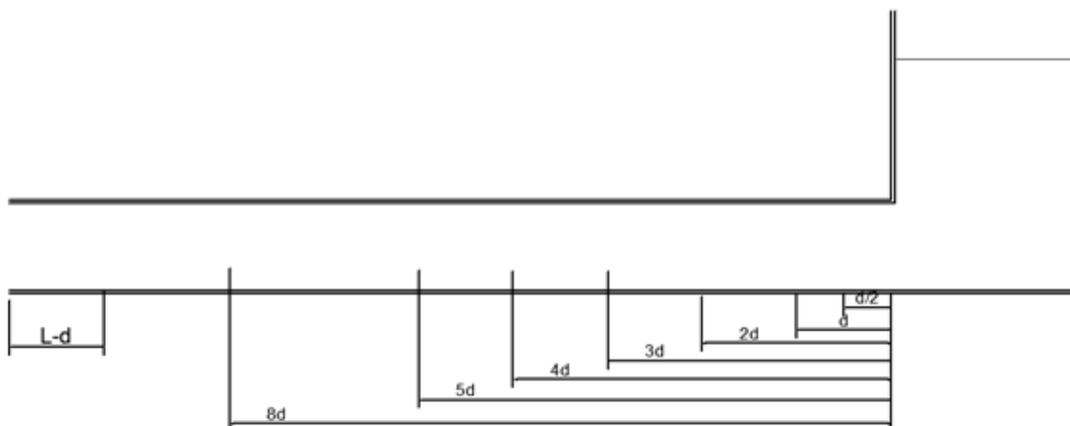


Figura 5.38. Puntos de tomas de presión en el modelo.

Los resultados obtenidos se observan en las siguientes gráficas, se separan según el régimen establecido en la investigación; caudales altos (Figura 5.30), caudales medios (Figura 5.33), caudales bajos (Figura 5.33). La razón por la cual fueron separados radica en que para estos tres casos la alcantarilla tiene un comportamiento distinto como se ilustra en la Figura 5.39;

donde para la primera condición se tiene toda la alcantarilla trabajando a tubo lleno, luego solamente está llena hasta la mitad de su longitud y en la última condición el flujo es libre.

Con los caudales altos ($0.93\sqrt{gDA}$ y $0.75\sqrt{gDA}$) generan en el tubo un flujo rotacional, su diámetro se llena por completo, lo que sugiere que el tubo trabaja a presión. La salida del sistema se muestra a la izquierda de la Figura 5.39.

Para los caudales medios ($0.56\sqrt{gDA}$ y $0.47\sqrt{gDA}$) el tubo se llena con flujo rotacional hasta la mitad de su longitud, ahí el flujo cambia un estado unidimensional hasta la caída, la cual se observa en la fotografía central de la Figura 5.39. El punto donde el flujo cambia de estado se mantiene la mayoría del tiempo en el centro de la longitud del tubo sin embargo existe una variación constante hacia aguas arriba y aguas abajo de este punto medio.



Figura 5.39. Comportamiento del flujo en la salida del modelo, caudales de $0.93\sqrt{gDA}$, $0.56\sqrt{gDA}$, y $0.37\sqrt{gDA}$ respectivamente de izquierda a derecha en la imagen.

Para los caudales bajos ($0.37\sqrt{gDA}$ y $0.28\sqrt{gDA}$) el flujo entra con superficie libre desde la entrada a la alcantarilla. Aunque el flujo entra de manera turbulenta y con la alta inclusión de aire provocada por la caída del agua en el cabezal, pierde este aire y sale de la alcantarilla de manera libre y unidimensional, como se observa a la derecha de la Figura 5.39.

Los valores de las presiones tomadas en la alcantarilla se muestran en el siguiente cuadro. Posteriormente se muestran estos valores de manera gráfica.

Cuadro 5.20. Valores de presión medidos en la alcantarilla del modelo, las presiones se encuentran normalizadas en función del diámetro de la alcantarilla. Las posiciones de las mediciones son las establecidas en la Figura 5.38.

0.93 \sqrt{gDA}		0.5 D	D	2D	3D	4D	5D	8D	L-D
	H/D	0.944	1.067	0.986	0.873	1.138	1.210	0.913	0.979
	Desviación	0.277	0.201	0.202	0.147	0.116	0.107	0.149	0.115
	V. Máximo	1.626	1.479	1.429	1.226	1.551	1.507	1.362	1.300
	V. Mínimo	-0.165	0.373	0.297	0.435	0.865	0.897	0.551	0.733
0.75 \sqrt{gDA}		0.5 D	D	2D	3D	4D	5D	8D	L-D
	H/D	0.892	1.087	0.903	0.794	1.078	1.161	0.924	0.938
	Desviación	0.251	0.128	0.156	0.163	0.128	0.118	0.120	0.097
	V. Máximo	1.507	1.427	1.363	1.226	1.455	1.485	1.325	1.233
	V. Mínimo	0.050	0.697	0.488	0.316	0.725	0.838	0.617	0.652
0.56 \sqrt{gDA}		0.5 D	D	2D	3D	4D	5D	8D	L-D
	H/D	0.788	0.818	0.988	0.737	0.951	1.072	0.787	0.809
	Desviación	0.150	0.154	0.122	0.136	0.126	0.115	0.033	0.031
	V. Máximo	1.374	1.250	1.319	1.175	1.344	1.471	0.883	0.939
	V. Mínimo	0.249	0.314	0.539	0.065	0.320	0.448	0.699	0.711
0.47 \sqrt{gDA}		0.5 D	D	2D	3D	4D	5D	8D	L-D
	H/D	0.741	0.758	0.943	0.677	0.858	0.973	0.742	0.775
	Desviación	0.119	0.078	0.047	0.042	0.047	0.048	0.022	0.026
	V. Máximo	1.152	1.118	1.098	0.886	0.991	1.154	0.816	0.866
	V. Mínimo	0.427	0.521	0.789	0.501	0.755	0.860	0.684	0.645
0.37 \sqrt{gDA}		0.5 D	D	2D	3D	4D	5D	8D	L-D
	H/D	0.682	0.692	0.809	0.536	0.776	0.896	0.660	0.720
	Desviación	0.088	0.059	0.042	0.026	0.019	0.026	0.017	0.025
	V. Máximo	1.026	0.948	0.937	0.612	0.836	0.978	0.721	0.807
	V. Mínimo	0.405	0.469	0.709	0.457	0.703	0.779	0.610	0.638
0.28 \sqrt{gDA}		0.5 D	D	2D	3D	4D	5D	8D	L-D
	H/D	0.536	0.577	0.757	0.465	0.690	0.810	0.599	0.677
	Desviación	0.070	0.042	0.026	0.020	0.018	0.023	0.014	0.024
	V. Máximo	0.804	0.712	0.834	0.538	0.747	0.875	0.647	0.763
	V. Mínimo	0.346	0.469	0.679	0.390	0.622	0.728	0.544	0.564

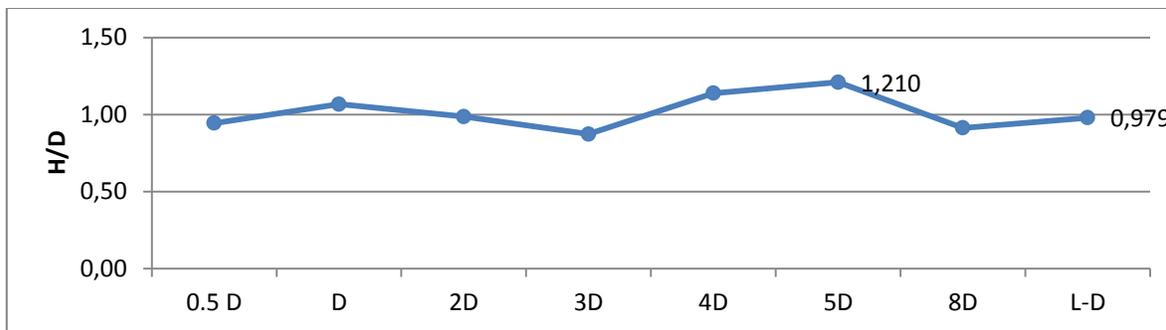


Figura 5.40. Presiones la alcantarilla para la primera condición de operación con caudal de $0.93\sqrt{gDA}$.

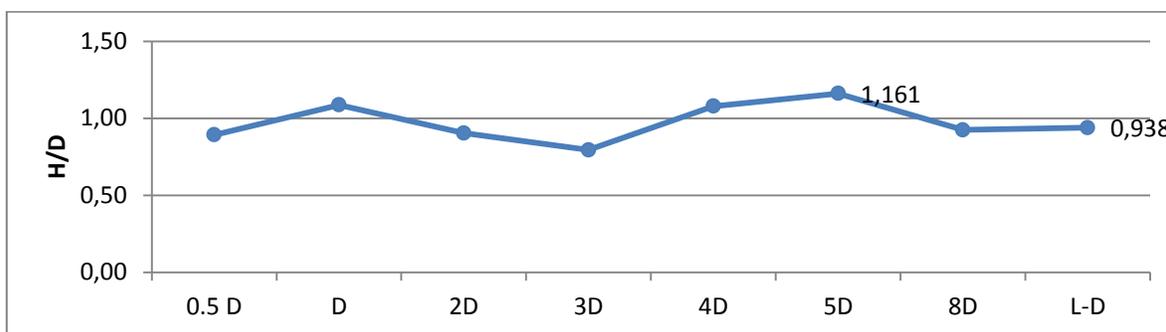


Figura 5.41. Presiones la alcantarilla para la primera condición de operación con caudal de $0.75\sqrt{gDA}$.

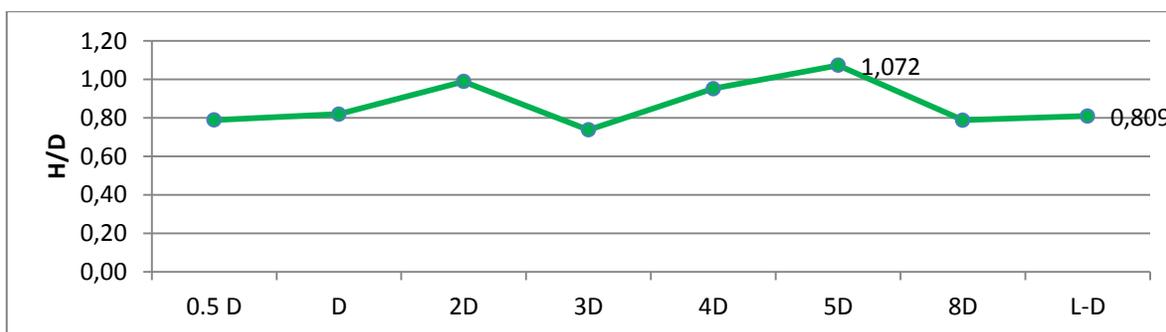


Figura 5.42. Presiones la alcantarilla para la primera condición de operación con caudal de $0.56\sqrt{gDA}$.

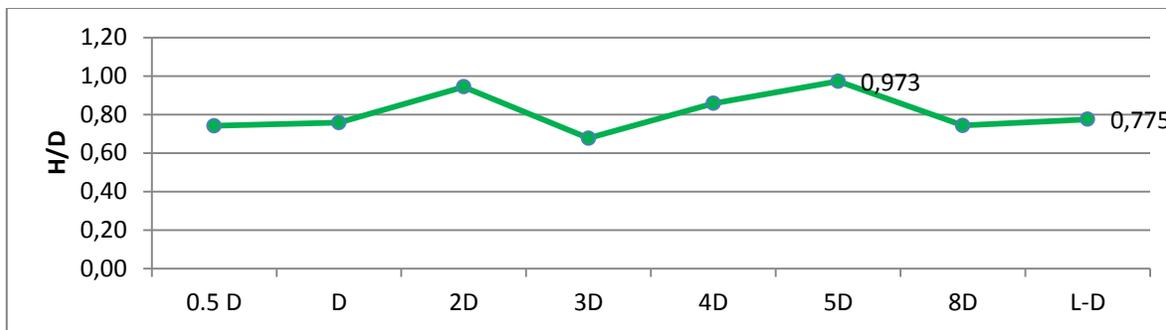


Figura 5.43. Presiones la alcantarilla para la primera condición de operación con caudal de $0.47\sqrt{gDA}$.

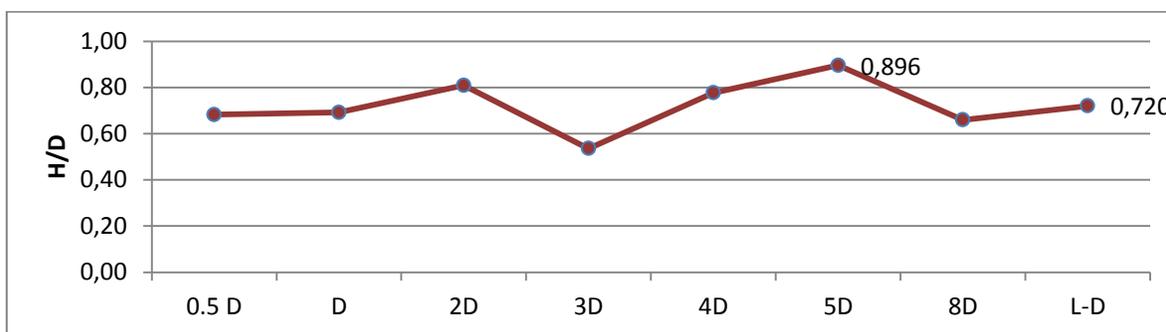


Figura 5.44. Presiones la alcantarilla para la primera condición de operación con caudal de $0.37\sqrt{gDA}$.

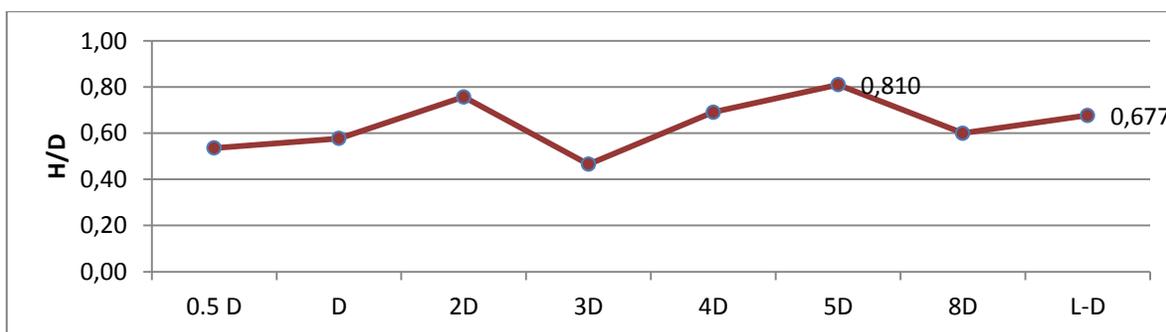


Figura 5.45. Presiones la alcantarilla para la primera condición de operación con caudal de $0.28\sqrt{gDA}$.

Los resultados de las presiones en el tubo no tienen un patrón definido debido a que la diferencia entre los valores de cada punto es relativamente poca, sin embargo en todos los casos se puede ver como a una distancia de 5D (75 cm aprox) se presenta una presión mayor.

La presión mayor para cada caudal de operación supera la unidad para los caudales que van desde $0.93\sqrt{gDA}$ y hasta $0.56\sqrt{gDA}$ lo que quiere decir que para los caudales ensayados menores a ese el tubo trabaja sin presión. Solamente existe contrariedad para el caudal $0.47\sqrt{gDA}$ ya que está clasificado como caudal medio, donde la alcantarilla trabaja con el tubo lleno hasta la mitad de su longitud, esto nos demuestra que aunque el tubo vaya lleno no quiere decir que se encuentre presurizado y esto se puede deber a que el tubo es relativamente corto y en su salida no existe ninguna reducción de velocidad que retenga el flujo, por el contrario es una caída que lo acelera.

Pérdidas de energía en el sistema

Las pérdidas de energía dinámica se dan por la interacción de partículas del fluido y también por el rozamiento de este con las paredes del conducto, las pérdidas pueden ser continuas a lo largo de una conducción o bien pueden ser localizadas, provocadas por una contracción, un cambio de dirección, entre otras opciones.

Para el caso especial de una alcantarilla de alivio las pérdidas de energía inician en la caída del agua al cabezal en forma de vertido, el agua choca disipando energía con el impacto, se introduce aire la interacción entre partículas del fluido es mayor, existe también un efecto de aumento de temperatura y pérdida producida por el sonido que aportan a la disipación.

Luego el agua debe cambiar de dirección 90° lo cual implica una pérdida localizada de energía, existe además una contracción del área puesto que pasa de un recipiente prismático rectangular a una canal también prismático pero circular, esta configuración provoca una pérdida de energía cinética porque tiende a formar un estancamiento.

Y por condiciones físicas a lo largo de todo el sistema el agua pierde energía producto de la fricción entre el fluido y las paredes de los conductos. Este fenómeno dependerá de la viscosidad del fluido y de la rugosidad relativa del material.

La energía con que sale el agua del sistema se calculó en el último punto de la alcantarilla, L-D, debido a que es el punto más cercano a la salida de obtuvimos información. La energía fue calculada tanto en su parte cinética como potencial. El perfil de velocidad sí se tomó constante con un $\alpha = 1$ lo cual incurre en un error, sin embargo obtener el perfil completo de

la velocidad en esta posición es difícil con el instrumental del laboratorio. La energía calculada en el punto L-D se muestra en el siguiente cuadro.

Al tomar $\alpha = 1$ y utilizar la velocidad media del flujo se está subestimando el valor de la energía cinética, los coeficientes de distribución de velocidad son mayores a la unidad según datos experimentales para canales prismáticos (Ven Te Chow, 1994). Desde un 3% hasta un 36% de más es el valor de energía cinética que se podría estar presentando.

Para el perfil de velocidades en el tubo se esperaría que las velocidades aumenten conforme se alejen de las paredes del tubo puesto que es menor la fricción entre partículas del fluido que el la interacción con el tubo. No fue posible medir este comportamiento con este nivel de detalle y valga recordar que lo anterior se refiere al caso cuando el flujo sale de la alcantarilla de manera unidimensional, es decir que tiene una dirección principal del flujo.

Para cuando la salida tiene un flujo rotacional no fue posible determinar cuál es la dirección principal del flujo.

Cuadro 5.21. Energía de salida en el modelo, medida en el punto L-D de la alcantarilla. $L = 12D$

$Q/(\sqrt{gDA})$	Z (cm)	Y (cm)	$V^2/2g$ (cm)	H (cm)	H/D	$\delta H(H/D)$
0.93	0	14.50	7.51	22.01	1.47	0.19
0.75	0	14.08	4.93	19.00	1.27	0.16
0.56	0	12.14	3.27	15.41	1.03	0.06
0.47	0	11.63	2.54	14.16	0.94	0.05
0.37	0	10.80	1.88	12.68	0.85	0.04
0.28	0	10.16	1.20	11.35	0.76	0.03

En el Cuadro 5.22 se muestra los porcentajes de disipación de energía calculados para los distintos caudales y en la Figura 5.34 se muestran estos resultado se manera gráfica.

Cuadro 5.22. Cálculo de disipación de energía en el modelo.

Caudal	H/D (entrada)	H/D (Salida)	% Disipación
0.93	2.47	1.47	41
0.75	2.39	1.27	47
0.56	2.25	1.03	54
0.47	2.16	0.94	56
0.37	2.09	0.85	60
0.28	1.99	0.76	62

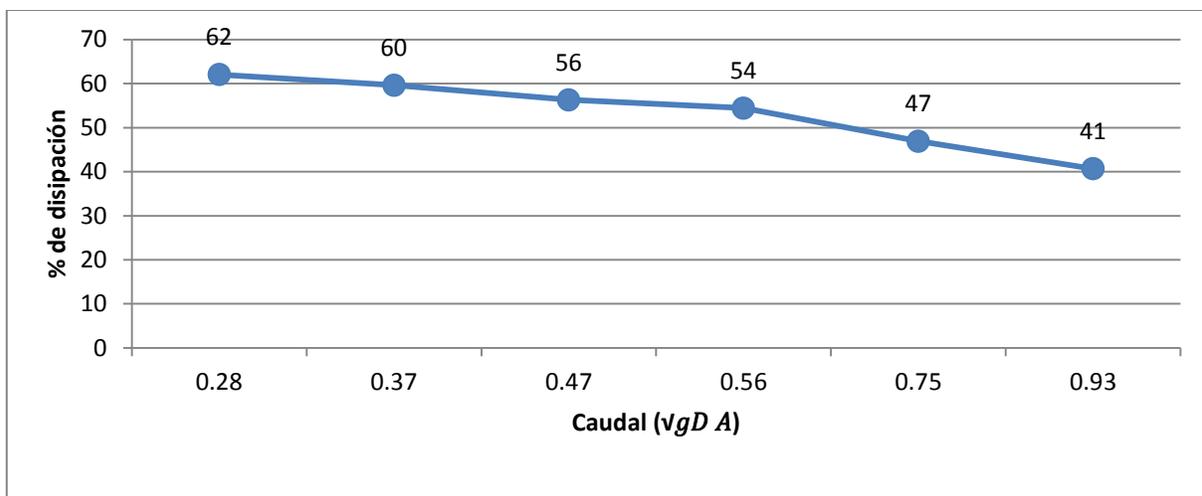


Figura 5.46. Porcentajes de disipación para el modelo de la alcantarilla de alivio.

Como se observa en la Figura 5.46 se encontró una tendencia que entre más bajo sea el caudal más energía se disipa en el modelo, esto para los caudales analizados que se encuentran entre $0.93\sqrt{gDA}$, y $0.28\sqrt{gDA}$. La principal razón posible que justifica este fenómeno se encuentra en la cantidad de aire que se incorpora al sistema en función del caudal, es decir, para caudales altos la presencia de aire es menor que para los caudales bajos; la interacción de las partículas de aire con el agua disipa más energía que la interacción entre las partículas del fluido.

Validación del modelo

Para que los resultados de las pruebas desempeño del modelo fueran válidos, fue necesario revisar que las similitudes en entre el prototipo y modelo cumplieran con los mismos regímenes de operación. Como se observa en el Cuadro 5.23 los números de Reynolds tanto en el canal como en la tubería reflejan que el modelo trabaja en un régimen turbulento, como se supone que trabaja un prototipo de alcantarilla de alivio.

El número de Weber al ser mayor a la unidad nos indica que la tensión superficial no afecta los resultados del modelo, es decir, que la escala utilizada es suficientemente grande para que la tensión superficial no sea relevante.

Cuadro 5.23. Cálculo de parámetros para validar las similitudes del modelo físico.

Caudal	Re (Canal)	Re (tubería)	We	F
0.96	68942	382514	27	0.74
0.75	55153	367642	33	0.97
0.56	41365	305140	35	1.17
0.47	34471	288516	35	1.28
0.37	27577	94011	30	1.26
0.28	20683	75058	27	1.34

Conclusiones

La modelación de la alcantarilla de alivio se convirtió en una herramienta muy útil para la obtención de datos, ya que no es fácil de observar en una obra real de este tipo las presiones y su comportamiento en operación y mucho más difícil predecirlo con la teoría existente. En cuanto al comportamiento sería imposible examinar en el campo con el mismo detalle que en el laboratorio, puesto que el modelo es transparente y permite visualizar el comportamiento desde cualquier ángulo deseado, separando el hecho de que para ver el comportamiento en el campo debe estar lloviendo y el caudal podría ser muy variable.

La construcción de la curva de desempeño de la alcantarilla de alivio permite probar que la eficiencia de este sistema se ve reducida cuando se compara con el desempeño que tendría una alcantarilla sin modificaciones a la entrada. Esta pérdida de eficiencia no es constante y depende del caudal que se quiera comparar.

El caudal máximo que podría pasar por una alcantarilla de alivio es cercano a $0.93\sqrt{gDA}$ sin embargo es recomendable que el sistema no llegue a operar con esta cantidad de agua. Un caudal de $0.47\sqrt{gDA}$ sería un valor máximo posible de operación en el sistema, ya que se determinó que la alcantarilla no se vería afectada por un flujo a presión.

Dentro de una alcantarilla de alivio se dan pérdidas de energía, para los caudales ensayados en el modelo estas pérdidas se encuentran entre un 41 y 62 % encontrando el mayor porcentaje de pérdidas en el caudal menor. Dichas pérdidas se midieron comparando dos puntos, el primero se encontraba en la cuneta justo antes de que el agua callera en el cabezal de entrada y el segundo punto al final de la alcantarilla donde termina el sistema.

Se determinó un coeficiente de descarga en la entrada a la alcantarilla para la condición en que el sistema trabaja como un orificio, no se encontró un valor constante, es cercano a 0.30 y hasta 0.46 para caudales que van desde $0.47\sqrt{gDA}$ y hasta $0.93\sqrt{gDA}$.

No se obtuvo un coeficiente de pérdida a la entrada para la condición de la alcantarilla trabajando a flujo libre, puesto que los datos obtenidos no lo permitieron. Par lograr estos cálculo sería necesario trabajar con caudales menores a los ensayados en esta investigación.

RECOMENDACIONES

Los resultados obtenidos en el experimento se presentan de manera adimensional con el fin de poder ser empleados en la construcción de una réplica o estructura similar. La modelación se realizó cumpliendo con los requerimientos que la teoría existente nos propone cumplir con el fin de obtener resultados confiables. Existe sin embargo muchas variantes que no se tomaron en cuenta en estos resultados, uno de los aspectos más importantes es la variable de pendiente que se tomó como $S = 0$ para este modelo.

Debido a que el modelo fue concebido para poder cambiar de pendiente sería recomendable trabajar con algunas variaciones y contrastar con los resultados obtenidos en esta investigación para probar la influencia de esta variable en los resultados. Este tipo de alcantarillas puede tener múltiples cambios, dimensiones y pendientes como principales. Variar dimensiones sería algo interesante pero daría campo a otra investigación completa, en cambio variar pendientes sería una manera muy cómoda de sacar provecho al modelo ya construido puesto que las modificaciones necesarias son mínimas.

Se debe considerar trabajar con caudales menores a los de esta investigación, ya que se mencionó que no es esperable encontrar una alcantarilla de este tipo con una demanda tan grande, o por lo menos no se debería dar. Los caudales medios se podrían investigar con el fin de encontrar un máximo posible considerando ahora sí la capacidad de la cuneta. Obtener un coeficiente de entrada para cuando el sistema trabaja como un vertedor circular es otra tarea que se podría lograr si se llega a estudiar caudales más bajos.

Como el agua que normalmente pasa por una alcantarilla no es limpia, sino que está cargada de objetos y sedimentos podría investigarse la manera teórica de incluir este fenómeno en alguna investigación. Como un uso final del modelo se podría obstruir la estructura con alguna arena con pegamento para analizar la pérdida de eficiencia que se da según el grado de obstrucción de la estructura.

FUENTES DE INFORMACIÓN

Trabajos finales de graduación

Gamboa, R. (1969). Diseño hidrológico e hidráulico de drenajes menores de carreteras. Proyecto de graduación para optar por el grado de Licenciado en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.

Libros

Chow, V. (1994). *Hidráulica de canales abiertos*. Colombia: McGraw Hill Companies.

Çengel, Y. & Cimbala, J. (2012) *Mecánica de fluidos, Fundamentos y aplicaciones*. Segunda edición. México: McGraw Hill Companies

Hager, Willi H. (2010). *Wastewater hydraulics-Theory and practice*. Segunda edición. Alemania: Springer-Verlag Berlin Heildelberg.

Kraemer, C., Pardillo, J. & del Val, M. (2004). *Ingeniería de carreteras* (Segunda edición, en español), // España: McGraw. Hill Interamericana.

MOPT. (1966) Normas y reglamentos para la construcción de carreteras. Plan Vial. Quinta Edición.

Streeter, V.L. (1972). *Mecánica de fluidos*. México: McGraw Hill Companies.

Artículos

FHWA. (Abril 2012). Hydraulic design of highway culverts. Hydraulics design series number 5, publicación No. FHWA-HIF-12-026. Obtenido el 10 de agosto de 2014, desde Federal Highway Administration.

FHWA. (Julio 2006). Hydraulic design of energy dissipators for culverts and channels. Circular de ingeniería hidráulica No. 14, tercera edición, publicación No. FHWA-NHI-06-086. Obtenido el 21 de abril de 2015, desde Federal Highway Administration.

H. Chanson. (Noviembre 2004). Hydraulics of Rectangular Dropshafts. Diario de ingeniería de riego y drenaje, 130, 523-529. Obtenido el 13 de enero de 2015, De ASCE.

M. R. Chamani and M. K. Beirami. (Agosto 2002). Flow Characteristics at Drops. Diario de ingeniería hidráulica, 128, 788-791. Obtenido el 13 de enero de 2015, De ASCE.

Medios electrónicos en internet

UNAD. (2014). Lección 26. Diseño y construcción de caminos. 26 Extraído el 21 de febrero de 2015 desde: http://datateca.unad.edu.co/contenidos/102803/MODULO_ACADEMICO/leccin_26_diseo_y_construccion_de_caminos.html.

Carleton University, CA. CIVE2400 Fluid Mechanics, Section 2: Open Channel Hydraulics. [Versión electrónica] Extraída 6 enero de 2015 desde: <http://www.efm.leeds.ac.uk/CIVE/CIVE2400/OpenChannelHydraulics2.pdf>

Correa y asociados, S.A. Manual para la Revisión de Estudios Hidrotécnicos de Drenaje Menor. [Versión electrónica] Extraída 20 setiembre de 2013 desde: <http://sjnavarro.files.wordpress.com/2008/08/manual-para-revision-disenos-drenaje-menor.pdf>

Escuela de Ingeniería de Antioquia. (2009). Perfil de velocidad. Extraído el 16 de junio de 2015 desde: fluidos.eia.edu.co/hidraulica/guias/perfildevelocidad/perfildevelocidad.html.

García, J. (2013). Modelos hidráulicos- Ficha Seminario. Universidad Politécnica de Madrid. [Versión electrónica] Extraída 15 setiembre de 2014 desde: <http://es.scribd.com/doc/250129734/01-FichaSeminario-Modelos-Hidraulicos#scribd>.

Ministerio de obras públicas y urbanismo, MOPU. (1990) Instrucción 5.2-IC Drenaje superficial. [Versión electrónica] Extraída 20 setiembre de 2013 desde: <http://www.fomento.es/NR/rdonlyres/2482CE5B-4577-4E8D-81CF-C5E18DA53679/55854/0610100.pdf>

García, J M. (2013). Una vergüenza carretera estatal Tlapacoyan. Noticias Tlapacoyan. Extraída el 3 de febrero de 2015 desde: <http://noticiastlapacoyan.blogspot.com/2013/10/una-verguenza-carretera-estatal.html>.

Paniagua Vásquez, C. (2007). Cálculo para Costa Rica de la aceleración de la gravedad y su incertidumbre, aplicando el método de Monte Carlo a la fórmula internacional de la gravedad.

Ingeniería, Vol17, 131-138. Obtenido el 17 de marzo de 2015, desde: <http://revistas.ucr.ac.cr/index.php/ingenieria/article/view/7750>.

Parra Páez, F. (2012). Memorias del curso. Hidráulica Central. Obtenido el 5 de diciembre de 2014, desde: <http://hidraulicaucentral.blogspot.com/>.

Posso, A. (2009). Manual de drenaje para carreteras, Republica de Colombia. [Versión electrónica] Extraída 20 setiembre de 2013 desde: <http://es.scribd.com/doc/48896432/MANUAL-DE-DRENAJE-INVIAS>

U.S. Department of Transportation. (2009) Urban Drainage Design Manual. Hydraulic Engineering Circular No. 22, Third Edition. [Versión Electrónica] Extraída 21 diciembre de 2014 desde: http://www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/library_arc.cfm?pub_number=22&id=140

ANEXOS

Anexo 1. Cabezales de alcantarillas de alivio

Algunos ejemplos de cabezales de entrada a alcantarillas de alivio encontradas en la Ruta 10 Siquirres-Turrialba











Obras transversales de desvío halladas en camino a cerro La Ventolera en Bebedero, Escazú.





Anexo 2. Datos de velocidad de aproximación en el canal de entrada

En este apartado se exponen los datos obtenidos en la medición de los perfiles de velocidad de aproximación que se realizaron en el canal (cuneta).

Cuadro 6.1. Datos de velocidad en el canal de aproximación para la primera corrida.

Caudal		V (cm/s)							
Yn	$0,93\sqrt{gDA}$	3 cm	7 cm	11 cm	15 cm	19 cm	23 cm	27 cm	
Y (cm)	9,1	1,8	63	76	81	84	76	73	63
			60	73	69	85	77	73	68
			76	79	71	82	79	76	67
			63	72	79	76	82	76	76
			67	73	76	71	84	76	68
			67	72	76	72	76	76	69
			71	81	79	74	82	71	68
			71	79	81	68	76	68	68
			69	81	68	79	77	68	63
	65	79	76	86	71	73	71		
	3,6	74	62	85	74	76	79	71	
		74	71	76	73	72	76	69	
		76	74	81	76	77	76	69	
		71	58	82	74	79	76	69	
		73	71	85	76	74	71	73	
		71	79	87	76	71	73	73	
		68	79	79	66	69	79	61	
		71	69	67	71	81	76	79	
		77	67	85	82	73	73	71	
	65	76	84	81	77	84	76		
	5,5	84	63	86	86	85	71	68	
		82	73	67	79	84	65	58	
		79	81	60	71	81	68	66	
		69	72	58	77	76	69	84	
		72	77	73	73	82	68	79	
		76	87	73	76	84	63	68	
		77	82	79	79	79	79	71	
		69	67	73	84	79	77	81	
		81	68	74	79	71	79	84	
	84	71	71	84	81	76	73		
	7,3	68	73	65	72	77	79	72	
		73	73	71	72	65	60	71	
		72	71	76	65	69	63	71	
		65	68	71	68	79	60	54	
		73	76	76	73	79	69	67	
		66	73	73	73	79	73	58	
		68	67	76	76	79	71	77	
		63	66	71	72	81	68	58	
		65	68	69	65	84	68	76	
	68	73	65	71	73	65	65		

Caudal		$0.75\sqrt{gDA}$	V (cm/s)						
Yn	8.6		3 cm	7 cm	11 cm	15 cm	19 cm	23 cm	27 cm
Y (cm)	1.7		79	77	84	86	76	86	60
			81	79	79	89	82	89	60
			77	79	76	87	92	92	60
			79	79	86	86	87	93	60
			82	81	82	71	93	84	65
			79	97	81	79	92	76	57
			73	98	90	68	89	60	79
			74	90	95	79	81	76	76
			84	92	79	82	60	77	82
			81	89	76	92	76	81	84
			73	79	79	90	81	73	86
			79	81	79	92	81	77	81
	3.4		81	84	81	93	81	74	86
			86	86	81	86	84	84	86
			86	81	82	84	63	85	84
			86	81	85	73	66	81	77
			86	82	90	86	63	81	77
			87	89	90	93	76	84	81
			84	93	92	86	79	86	79
			84	90	97	86	76	90	82
			79	79	85	86	93	89	76
			81	81	85	90	92	87	79
			82	79	79	93	90	93	81
			79	76	79	92	89	89	74
	5.2		73	73	84	81	85	68	71
			73	76	86	89	79	79	68
			79	72	90	81	76	85	79
			73	74	92	84	74	76	79
			73	73	89	82	71	76	76
			71	68	84	76	85	73	71
			72	82	81	81	74	79	68
			76	79	84	84	76	79	68
			74	71	79	81	79	79	71
			71	77	73	81	71	79	65
			71	79	73	71	71	79	63
			76	81	79	76	68	77	66
	6.9		77	79	79	76	79	76	60
			71	81	81	76	79	73	72
			73	77	76	76	79	68	71
			79	77	82	79	84	71	69

Caudal		$0.56\sqrt{gDA}$	V (cm/s)							
Yn	5		3 cm	7 cm	11 cm	15 cm	19 cm	23 cm	27 cm	
Y (cm)	1.0		86	76	89	86	81	86	68	
			86	69	90	89	82	86	71	
			89	79	90	86	81	89	68	
			85	86	86	89	82	87	71	
			82	90	93	90	84	79	73	
			81	89	92	92	84	86	79	
			84	84	93	92	86	82	81	
			72	86	90	95	86	87	84	
			76	89	92	97	81	81	76	
			81	87	90	95	79	87	76	
			77	85	82	92	84	81	67	
			81	84	85	89	84	79	65	
	2.0		76	84	87	92	81	79	68	
			81	84	86	86	86	79	73	
			84	84	86	87	84	81	76	
			81	86	86	82	74	81	76	
			84	84	84	87	86	77	71	
			82	82	85	86	84	81	74	
			84	85	86	84	84	81	72	
			82	81	87	89	79	84	71	
			81	84	86	89	81	76	73	
			81	84	87	90	84	76	73	
			81	84	89	86	87	76	72	
			81	84	85	89	86	76	74	
	3.0		81	85	87	89	81	76	71	
			81	84	89	89	84	79	68	
			79	84	87	87	76	79	73	
			82	86	86	84	79	77	73	
			79	84	89	89	84	79	74	
			81	87	85	87	87	79	76	
		4.0		76	81	82	76	81	79	79
				76	79	84	77	79	79	79
				76	81	84	84	81	79	76
				77	81	81	84	79	76	79
				77	76	79	84	81	76	79
				79	79	81	79	77	76	81
			81	76	81	82	81	76	79	
			79	73	79	81	81	79	79	
			76	79	82	84	84	79	79	
			77	77	81	82	82	81	79	

Caudal		$0.47\sqrt{gDA}$	V (cm/s)						
Yn	4.2		3 cm	7 cm	11 cm	15 cm	19 cm	23 cm	27 cm
Y (cm)	0.8	58	79	79	84	84	79	63	
		60	73	73	84	84	79	65	
		58	73	81	82	79	79	58	
		68	76	84	81	76	79	68	
		67	77	82	81	72	79	69	
		63	76	76	82	79	79	63	
		65	82	82	76	71	79	67	
		62	82	81	79	79	81	71	
	67	81	76	81	71	79	68		
	60	76	82	79	73	77	68		
	1.7	68	81	76	82	84	84	79	
		66	81	76	89	73	84	79	
		65	81	76	87	81	86	81	
		69	82	84	84	84	86	79	
		69	81	81	85	85	84	76	
		76	77	86	89	76	79	71	
		68	79	84	86	82	71	77	
		71	77	79	81	86	82	76	
	76	79	81	89	89	79	79		
	74	81	81	85	86	79	79		
	2.5	71	79	82	84	81	81	77	
		73	79	82	81	82	81	77	
		74	79	81	84	81	81	77	
		72	79	82	84	82	84	74	
		73	79	84	84	74	81	76	
		71	79	81	85	81	79	77	
		73	79	79	84	81	81	76	
		73	79	81	85	81	81	74	
	73	81	82	86	81	81	76		
	73	81	82	81	76	81	77		
	3.4	74	76	79	81	76	72	65	
		73	76	79	81	76	72	67	
		76	73	79	81	76	73	68	
		73	73	79	79	76	73	69	
		73	79	81	79	76	73	71	
		71	76	79	81	73	72	68	
		72	74	81	79	79	73	71	
		76	76	81	81	76	73	69	
	76	74	79	81	77	72	68		
	71	73	81	79	76	73	67		

Caudal		$0.37\sqrt{gDA}$	V (cm/s)						
Yn	3.6		3 cm	7 cm	11 cm	15 cm	19 cm	23 cm	27 cm
Y (cm)	0.7	60	63	81	76	76	76	63	
		58	68	79	71	79	76	62	
		60	68	72	71	77	76	63	
		60	63	79	79	71	74	58	
		66	74	79	81	72	74	71	
		62	73	71	82	74	76	68	
		66	72	63	73	74	71	63	
		65	71	76	76	73	69	62	
	58	76	76	62	71	76	60		
	60	71	71	66	73	76	63		
	1.4	68	76	79	81	74	79	65	
		73	79	76	76	73	76	66	
		74	76	74	71	71	79	67	
		74	77	81	67	81	77	67	
		72	76	86	81	74	76	69	
		72	79	74	79	74	76	68	
		76	79	79	73	71	79	71	
		73	76	81	82	72	79	63	
	76	76	81	77	79	79	62		
	76	79	81	82	79	76	65		
	2.2	76	77	81	76	77	76	71	
		76	77	79	79	79	76	68	
		79	77	79	79	76	77	69	
		73	76	79	79	74	76	71	
		73	76	79	79	79	79	68	
		74	79	76	79	76	76	65	
		76	79	79	79	79	76	68	
		71	79	81	77	79	72	71	
	74	77	81	77	76	74	73		
	71	76	79	77	74	76	73		
	2.9	71	71	71	71	78	72	67	
		71	71	69	71	72	71	68	
		71	72	71	71	73	71	66	
		71	71	71	71	76	71	63	
		68	71	71	69	76	71	65	
		66	72	72	71	76	72	67	
		69	71	71	73	76	73	66	
		71	72	73	73	71	71	65	
	69	71	71	76	71	73	65		
	67	72	68	71	76	72	67		

Caudal		$0.28\sqrt{gDA}$	V (cm/s)								
Yn	2.9		3 cm	7 cm	11 cm	15 cm	19 cm	23 cm	27 cm		
Y (cm)	0.6		58	71	73	68	63	66	53		
			58	72	73	67	62	67	50		
			60	71	62	63	66	71	53		
			55	73	60	63	69	69	50		
			54	67	63	67	71	65	50		
			58	65	66	69	61	65	50		
			58	65	71	71	68	68	53		
			63	63	71	67	66	65	53		
			66	71	65	58	63	69	53		
			65	73	66	69	57	71	52		
			58	65	73	63	68	68	58		
			58	67	65	65	69	60	58		
	1.2			58	7	73	71	71	63	58	
				58	71	74	65	68	62	55	
				58	71	73	66	66	65	60	
				57	68	76	71	60	66	58	
				58	69	79	73	71	68	60	
				58	71	79	72	68	71	58	
				55	71	73	72	71	65	58	
				58	71	71	71	71	67	60	
		1.7			60	67	71	68	65	71	60
					60	67	72	68	65	71	60
					58	68	71	69	63	69	60
					62	63	69	71	62	69	60
				60	63	71	67	62	67	58	
				60	63	68	71	60	71	60	
				60	65	67	71	62	72	60	
				58	66	68	67	62	71	60	
				60	65	67	65	68	72	58	
				60	67	69	65	65	69	58	
	2.3				60	63	65	63	71	63	58
					60	63	60	63	69	63	58
				60	63	62	69	67	66	60	
				60	63	63	66	68	65	58	
				63	63	66	68	68	63	58	
				62	63	63	63	68	65	60	
			62	63	65	65	68	66	60		
			60	63	63	64	69	65	60		
			63	63	58	64	68	65	58		
			66	65	60	68	67	65	60		

Cuadro 6.2. Datos de velocidad en el canal de aproximación para la segunda corrida.

Caudal		$0.93\sqrt{gDA}$		V (cm/s)								
Yn		9.4		3 cm	7 cm	11 cm	15 cm	19 cm	23 cm	27 cm		
Y (cm)	1.9	81	79	87	76	84	74	60				
		77	87	81	79	79	76	71				
		73	74	79	86	73	77	76				
		73	79	84	73	71	79	71				
		63	77	84	84	72	79	62				
		68	76	76	81	73	76	71				
		73	73	79	63	76	81	68				
		79	81	76	84	79	90	71				
		72	71	72	86	76	81	55				
		65	79	71	84	84	79	65				
		79	85	79	84	71	79	79				
		79	84	81	81	73	79	72				
	79	81	84	79	84	76	72					
	79	89	79	81	72	81	71					
	76	74	89	84	76	77	77					
	93	68	93	85	81	79	82					
	89	71	87	84	71	84	63					
	71	76	89	77	76	72	79					
	74	71	87	82	79	71	81					
	79	74	84	79	81	73	71					
	65	76	84	82	71	81	65					
	63	76	87	90	79	76	73					
	73	71	74	81	71	79	68					
	72	74	92	93	79	73	58					
	81	69	85	95	84	77	81					
	85	72	77	92	84	71	71					
	75	68	81	79	76	76	73					
	68	71	71	73	85	76	81					
	81	60	63	90	84	79	79					
	79	68	81	85	73	84	85					
	63	76	82	84	69	67	76					
	69	71	82	76	76	76	71					
	60	62	82	84	73	79	72					
	63	71	79	68	81	76	71					
	65	76	82	77	76	79	68					
	58	73	79	76	79	71	72					
	73	68	82	68	79	71	68					
	76	73	76	77	81	72	71					
	68	60	79	74	81	63	72					
	69	57	81	67	81	71	69					

Caudal		$0.75\sqrt{gDA}$		V (cm/s)								
Yn		5.8		3 cm	7 cm	11 cm	15 cm	19 cm	23 cm	27 cm		
Y (cm)	1.2	74	93	86	79	95	85	89				
		71	95	87	92	97	86	90				
		89	97	89	90	98	95	87				
		90	95	79	98	95	95	84				
		87	95	81	85	84	93	79				
		85	92	73	92	95	92	81				
		84	93	98	86	89	89	90				
		74	95	100	81	100	93	84				
		77	92	95	85	98	92	76				
		79	95	90	81	98	77	81				
		90	95	90	93	90	92	84				
		90	95	92	92	92	92	89				
	93	95	98	87	89	90	87					
	89	92	98	93	87	89	89					
	93	92	98	86	92	90	84					
	92	92	95	100	92	93	81					
	85	98	92	98	90	95	89					
	93	92	95	95	87	90	86					
	92	93	92	98	93	86	90					
	90	95	95	95	92	93	86					
	89	86	85	85	89	89	86					
	85	90	89	95	89	92	86					
	86	90	93	87	89	90	84					
	89	86	93	95	89	87	89					
	86	87	95	93	90	93	87					
	94	89	92	92	90	89	84					
	96	90	92	90	90	90	85					
	89	85	89	92	90	87	89					
	86	90	92	93	92	89	86					
	90	86	89	95	93	89	84					
	90	84	90	95	84	81	89					
	86	84	90	90	84	84	87					
	89	84	85	89	89	86	86					
	84	87	92	92	86	86	85					
	93	89	92	97	89	85	85					
	94	86	93	93	87	86	81					
	98	89	93	84	87	84	79					
	96	84	93	89	92	84	81					
	89	89	93	93	86	84	85					

Caudal		86	89	89	95	89	90	86	
Y (cm)	Yn	$0.56\sqrt{gDA}$	V (cm/s)						
		4.9	3 cm	7 cm	11 cm	15 cm	19 cm	23 cm	27 cm
		1.0	86	90	76	89	92	84	68
			87	89	81	79	93	89	79
			87	87	93	79	95	81	81
			87	84	93	92	90	85	79
			76	90	92	95	81	84	76
			84	89	90	90	86	85	77
			86	92	81	86	93	90	72
			87	86	71	93	92	89	71
		89	90	85	90	92	86	84	
		86	85	92	86	86	79	72	
		2.0	81	89	89	92	95	81	81
			79	86	89	90	85	84	79
			76	76	89	92	93	85	84
			84	85	87	90	95	84	81
			81	84	86	92	92	79	77
			77	84	89	90	92	81	81
			73	84	92	92	93	86	76
			79	84	87	90	87	84	82
		81	81	89	89	92	84	86	
		84	84	86	89	87	86	85	
		2.9	81	84	86	93	92	89	86
			79	86	90	90	90	89	84
			81	84	90	90	92	89	79
			84	85	86	90	90	87	86
			85	84	84	92	90	86	84
			81	84	90	93	89	86	82
			84	84	90	93	97	86	84
			81	84	89	90	89	87	81
		87	85	90	90	90	86	79	
		84	84	85	90	93	89	81	
		3.9	76	86	89	86	86	84	73
			79	82	85	89	86	85	76
			81	84	81	90	82	84	71
			79	81	86	87	84	84	69
			76	82	87	86	89	85	68
			79	81	84	90	85	84	71
			79	84	86	86	84	84	73
			79	84	85	86	86	82	74
		77	82	84	84	89	84	71	
		81	81	84	89	87	82	69	

Caudal		86	89	89	95	89	90	86	
Y (cm)	Yn	$0.47\sqrt{gDA}$	V (cm/s)						
		4.1	3 cm	7 cm	11 cm	15 cm	19 cm	23 cm	27 cm
		0.8	71	86	79	84	79	79	71
			79	86	85	86	76	82	71
			69	86	79	84	84	81	74
			66	79	84	81	86	72	77
			69	79	84	79	81	71	70
			71	76	81	77	84	84	71
			65	71	89	81	81	84	63
			69	84	84	73	73	81	60
		66	85	81	76	76	84	66	
		73	84	82	81	79	82	60	
		1.6	66	84	86	87	81	84	73
			77	84	86	90	79	85	81
			81	81	86	91	84	84	79
			73	79	89	89	84	86	81
			79	79	87	79	86	84	79
			79	84	86	86	85	84	79
			82	81	89	89	81	84	81
			81	84	89	87	82	84	71
		84	82	87	86	76	86	82	
		72	84	86	86	81	86	76	
		2.5	81	84	86	89	86	82	81
			84	85	89	87	84	82	79
			82	84	81	89	84	82	79
			79	85	89	84	84	81	81
			81	84	89	84	89	81	79
			81	81	86	87	86	81	81
			79	84	77	86	89	81	84
			81	87	84	90	87	81	81
		81	84	81	89	85	82	81	
		81	81	81	90	79	84	81	
		3.3	76	72	81	84	84	82	76
			79	77	82	84	86	81	76
			77	79	84	84	84	79	77
			81	79	81	85	84	79	76
			79	79	84	86	84	81	76
			79	77	85	86	81	79	76
			81	79	85	86	77	81	76
			79	77	81	81	81	84	76
		77	79	81	84	86	79	76	
		79	79	84	84	84	81	74	

Caudal		$0.37\sqrt{gDA}$	V (cm/s)						
Yn	3.5		3 cm	7 cm	11 cm	15 cm	19 cm	23 cm	27 cm
Y (cm)	0.7		76	79	81	73	79	79	58
			68	79	77	73	68	77	58
			63	79	74	72	73	79	60
			67	79	76	79	65	81	63
			66	79	82	71	76	73	62
			67	79	81	68	74	73	63
			63	79	81	76	79	67	73
			68	79	79	69	79	68	68
			63	79	79	79	78	72	60
			63	79	74	68	81	81	63
	1.4		68	76	71	79	81	81	71
			71	79	74	81	81	79	73
			69	81	73	81	76	76	73
			65	79	77	79	79	77	74
			68	79	73	71	76	79	76
			69	79	79	76	81	79	69
			68	74	81	79	79	79	76
			68	81	79	81	81	79	71
			68	79	77	81	79	77	73
			69	76	79	81	76	79	69
	2.1		73	76	81	79	76	72	76
			72	76	79	79	76	76	76
			74	73	71	79	81	77	76
			72	76	79	79	79	79	73
			73	76	81	79	81	76	74
			68	76	77	76	81	77	76
			71	77	79	73	79	76	77
			73	77	79	69	77	79	74
			74	76	79	77	87	76	76
			74	77	79	79	79	76	79
	2.8		71	73	65	76	71	76	73
			71	73	67	77	73	76	74
			72	71	68	76	74	74	73
			71	71	71	73	76	76	73
			71	72	68	76	71	76	71
			71	73	71	76	73	76	74
			69	72	74	74	76	76	74
			69	73	73	71	73	76	73
			71	72	76	73	76	76	73
			72	72	73	73	73	74	73

Caudal		$0.28\sqrt{gDA}$	V (cm/s)						
Yn	2.8		3 cm	7 cm	11 cm	15 cm	19 cm	23 cm	27 cm
Y (cm)	0.6		58	71	65	74	71	68	55
			57	68	68	76	65	69	53
			60	71	63	76	65	68	52
			58	68	71	76	73	72	52
			58	65	71	77	71	69	55
			58	68	62	74	68	69	52
			58	71	68	71	65	68	52
			58	7	73	76	63	68	54
			58	73	71	76	65	69	50
			58	73	73	73	71	65	52
	1.1		63	73	74	76	68	69	55
			63	73	74	73	67	69	58
			60	73	76	60	63	68	60
			60	73	76	62	67	67	60
			63	74	76	73	68	71	60
			60	73	76	68	76	68	62
			63	73	74	62	73	69	57
			60	73	73	73	71	66	60
			63	73	74	73	72	63	60
			68	73	74	69	68	63	58
	1.7		65	73	72	71	69	68	58
			65	73	72	71	71	68	62
			65	73	76	63	72	68	60
			65	71	67	63	76	68	60
			68	73	68	71	73	72	63
			65	73	72	71	71	71	60
			68	73	71	71	68	72	60
			65	73	71	71	76	72	60
			65	71	68	63	73	72	60
			65	71	71	68	72	72	60
	2.2		60	71	72	69	71	65	67
			60	69	72	68	71	65	65
			63	71	71	66	69	68	66
			63	69	71	68	67	71	66
			62	71	72	67	65	69	65
			60	68	73	66	65	71	67
			63	71	71	68	66	69	63
			63	71	68	71	63	69	65
			65	71	73	69	68	71	63
			62	69	71	63	69	71	63

Cuadro 6.3. Datos de velocidad en el canal de aproximación para la tercera corrida.

Caudal		$0.93\sqrt{gDA}$	V (cm/s)							
Yn	9.5		3 cm	7 cm	11 cm	15 cm	19 cm	23 cm	27 cm	
Y (cm)	1.9		71	84	73	84	86	81	79	
			71	81	74	92	76	81	79	
			74	76	84	63	81	84	79	
			77	74	85	76	84	74	76	
			81	74	81	81	84	84	65	
			77	76	76	93	74	89	84	
			81	72	74	93	84	79	79	
			84	76	71	95	73	79	86	
			76	79	71	8	81	81	73	
			71	82	72	76	90	82	68	
		3.8		79	79	86	86	86	76	84
				69	84	76	72	89	79	84
				76	79	81	63	76	81	81
				84	84	76	95	86	84	90
				76	90	79	95	81	85	81
				82	81	68	87	77	81	74
				93	84	89	81	72	76	81
				89	76	87	79	84	92	81
			71	82	89	76	81	87	81	
			71	76	84	86	93	68	68	
		5.7		71	72	76	76	84	76	86
				81	79	65	69	84	68	81
				85	81	81	85	84	79	84
				74	84	76	82	81	68	76
				73	79	69	81	76	73	71
				82	68	65	74	76	72	74
				79	76	86	79	71	74	76
				81	85	93	84	76	79	74
				77	93	76	93	79	73	71
				79	73	79	84	76	71	73
		7.6		68	84	76	79	74	74	7
				63	76	81	73	76	68	76
				72	81	82	81	74	73	68
				81	79	76	81	71	71	63
				65	79	79	79	76	67	71
				68	86	86	86	79	74	76
				66	79	79	86	76	73	71
				73	76	60	90	7	68	63
				79	82	73	84	72	69	72
				79	71	81	79	82	79	73

Caudal		$0.75\sqrt{gDA}$	V (cm/s)							
Yn	5.9		3 cm	7 cm	11 cm	15 cm	19 cm	23 cm	27 cm	
Y (cm)	1.2		84	98	100	103	105	100	92	
			95	95	102	105	98	101	89	
			89	101	98	100	103	102	90	
			97	98	100	95	98	98	84	
			95	100	93	95	95	100	92	
			97	97	93	98	98	93	90	
			95	92	98	101	100	101	90	
			85	97	100	100	101	100	89	
			93	101	92	98	95	98	86	
			95	98	93	92	98	98	81	
		2.4		95	98	98	98	100	95	95
				92	90	100	100	95	98	98
				98	92	103	101	98	96	100
				97	93	103	98	100	89	98
				97	100	95	98	95	98	93
				98	93	100	93	101	95	92
				99	98	100	100	100	95	92
				92	95	102	97	98	95	93
				93	98	98	93	93	93	93
				95	98	100	100	100	98	93
		3.5		93	93	98	98	100	100	93
				90	92	95	93	100	95	92
				92	90	98	101	100	95	92
				92	92	95	98	100	92	90
				95	93	98	101	102	98	89
				95	90	95	100	102	97	84
				95	3	93	100	98	93	85
				92	98	98	98	101	95	86
				93	95	95	101	95	98	89
				90	95	95	92	100	97	92
		4.7		89	90	95	95	95	90	86
				86	95	92	93	92	90	92
				90	92	65	95	93	87	93
				89	90	93	98	92	80	87
				86	93	93	93	95	89	89
				80	89	92	95	92	90	92
				87	87	93	95	93	86	92
				92	89	95	95	92	86	93
				90	90	95	95	93	89	90

Caudal		93	93	95	95	95	90	87
$0.56\sqrt{gDA}$		V (cm/s)						
Yn	4.9	3 cm	7 cm	11 cm	15 cm	19 cm	23 cm	27 cm
1.0	84	86	90	85	86	84	76	
	85	87	81	86	85	84	67	
	81	89	80	82	89	79	69	
	86	84	76	93	87	90	71	
	81	86	84	84	79	85	74	
	76	89	89	93	95	89	81	
	79	87	82	90	92	84	79	
	79	87	90	87	92	87	73	
	77	79	90	81	92	90	73	
	77	76	86	86	90	90	76	
	86	89	90	87	93	89	86	
	84	89	92	90	93	90	84	
84	90	93	93	92	89	76		
81	93	90	93	95	90	85		
79	93	92	92	89	90	84		
79	93	90	87	90	90	74		
81	86	92	89	92	89	85		
84	93	93	93	92	87	84		
84	86	90	93	92	90	85		
82	90	84	93	90	89	79		
81	86	89	92	90	84	82		
84	84	90	93	86	85	86		
86	86	86	93	90	86	84		
86	85	89	92	89	84	81		
85	89	92	92	86	89	84		
86	86	92	90	89	87	87		
87	87	90	92	90	87	86		
86	90	93	93	89	89	86		
84	89	93	86	89	86	86		
86	85	90	95	87	84	82		
84	81	86	90	86	84	86		
84	84	89	92	82	84	84		
81	81	85	90	87	84	82		
82	81	86	90	90	85	84		
81	82	85	90	87	84	82		
81	82	87	93	87	86	84		
81	82	86	92	86	85	82		
81	84	86	89	84	84	85		
79	84	86	90	89	84	84		
81	87	87	90	85	84	84		

Caudal		93	93	95	95	95	90	87
$0.47\sqrt{gDA}$		V (cm/s)						
Yn	4.1	3 cm	7 cm	11 cm	15 cm	19 cm	23 cm	27 cm
0.8	73	77	83	82	84	84	63	
	79	85	81	71	84	84	74	
	77	76	77	76	79	84	68	
	77	84	82	77	77	81	63	
	79	82	77	73	81	79	60	
	76	84	84	71	76	81	67	
	72	76	82	79	74	76	60	
	68	84	85	79	71	71	67	
	63	81	86	81	81	79	62	
	66	82	87	84	76	81	63	
	73	79	85	76	81	81	81	
	68	82	86	79	84	79	77	
1.6	71	84	89	81	79	79	79	
	79	85	87	79	74	79	79	
	71	82	85	71	85	81	79	
	72	85	89	77	84	79	77	
	81	86	86	81	84	79	79	
	77	84	84	79	81	81	81	
	76	82	87	77	82	79	79	
	73	81	87	85	77	81	77	
	74	84	84	84	84	79	77	
	76	84	84	85	84	81	73	
	74	84	84	79	84	81	76	
	76	82	85	84	82	81	76	
76	84	87	85	81	79	73		
77	82	85	84	81	79	74		
76	84	84	82	82	81	73		
76	84	86	85	77	79	76		
74	84	84	85	82	81	71		
73	81	85	81	81	79	76		
3.3	73	81	81	84	74	73	76	
	77	76	81	81	76	71	79	
	76	77	81	85	73	69	77	
	77	79	84	82	71	71	73	
	76	79	76	84	73	71	77	
	76	79	81	84	73	71	77	
	76	79	84	84	73	71	77	
	76	79	82	84	73	67	76	
	79	79	82	84	72	68	79	
	77	79	81	84	76	69	76	

Caudal		$0.37\sqrt{gDA}$	V (cm/s)								
Yn	3.6		3 cm	7 cm	11 cm	15 cm	19 cm	23 cm	27 cm		
Y (cm)	0.7		66	77	79	72	73	72	65		
			63	79	74	79	74	76	68		
			66	79	79	77	68	77	63		
			68	79	81	79	74	79	62		
			65	79	74	79	72	76	69		
			68	79	79	79	71	81	67		
			63	79	77	72	74	77	68		
			65	79	79	68	72	79	62		
			65	76	71	77	66	76	66		
			67	72	68	79	63	71	63		
			76	77	81	73	82	79	71		
			74	79	79	67	84	81	79		
	1.4			73	77	79	74	79	79	76	
				76	77	79	77	82	79	76	
				76	79	79	69	82	79	73	
				69	79	81	72	84	76	71	
				73	77	81	73	81	79	73	
				61	77	81	76	76	79	71	
				72	79	81	77	76	79	76	
				71	81	81	76	71	76	71	
		2.2			72	76	79	73	73	79	76
					74	76	79	76	71	73	76
					71	73	79	79	76	73	76
					72	76	81	79	74	76	76
				71	76	76	79	71	73	76	
				71	76	81	76	92	73	67	
				72	73	76	77	65	73	71	
				72	79	76	79	68	76	69	
				72	73	79	77	76	79	71	
				73	72	79	71	71	79	73	
	2.9				71	71	76	71	72	71	68
					68	72	76	73	71	72	69
				69	73	71	73	73	71	69	
				67	73	74	76	73	72	68	
				71	73	76	79	67	71	71	
				69	74	76	79	67	72	71	
				71	73	79	76	73	71	72	
				68	73	73	79	74	72	71	
				89	73	74	76	71	73	71	
				69	73	77	77	67	71	71	

Caudal		$0.28\sqrt{gDA}$	V (cm/s)								
Yn	2.9		3 cm	7 cm	11 cm	15 cm	19 cm	23 cm	27 cm		
Y (cm)	0.6		57	71	73	60	67	65	55		
			55	72	73	63	71	68	53		
			57	72	73	65	65	60	55		
			55	73	74	66	63	63	55		
			57	71	72	65	65	66	54		
			58	63	74	65	66	68	54		
			58	67	73	71	63	66	52		
			52	66	76	62	57	68	55		
			58	73	73	67	60	67	54		
			60	68	76	65	63	66	55		
		1.2			58	72	65	65	68	73	55
					58	71	65	60	65	71	57
				60	71	65	71	67	71	57	
				58	69	63	68	71	71	58	
				60	72	71	76	63	71	57	
				60	73	73	73	76	67	55	
				65	73	72	68	68	71	55	
				62	71	73	74	76	65	58	
				63	73	66	62	74	71	55	
				62	72	71	71	76	73	55	
	1.7				63	71	72	63	65	68	60
					63	71	72	60	65	66	60
				65	71	73	71	65	69	60	
				63	71	74	71	65	67	60	
				63	71	71	71	67	69	62	
				63	71	73	65	69	69	60	
				62	71	69	63	71	68	60	
				63	71	72	68	63	68	60	
				66	71	74	67	71	68	60	
				63	71	73	71	65	68	60	
		2.3			60	69	66	62	65	66	58
					60	69	67	63	68	66	58
				60	69	67	63	66	63	58	
				60	69	69	66	65	66	58	
				63	69	65	58	65	65	58	
				60	69	66	63	65	65	58	
				60	69	67	65	67	65	58	
				60	68	65	65	63	66	58	
				60	68	67	66	63	65	58	
				63	68	68	67	60	65	58	

Cuadro 6.4 Desviación estándar de los datos de velocidad y altura "y" para los seis caudales.

$0.93\sqrt{gDA}$	δV (cm/s)							δV_{prom}
$\delta y = 0,17$	3 cm	7 cm	11 cm	15 cm	19 cm	23 cm	27 cm	
0.2	4	0	1	1	2	4	4	3
0.4	4	4	2	3	3	2	4	
0.6	2	3	3	3	1	2	2	
0.8	2	5	4	5	4	2	3	
$0.75\sqrt{gDA}$	δV (cm/s)							δV_{prom}
$\delta y = 0,05$	3 cm	7 cm	11 cm	15 cm	19 cm	23 cm	27 cm	
0.2	6	2	5	6	2	5	2	3
0.4	2	1	3	2	4	2	4	
0.6	2	2	3	3	5	3	2	
0.8	1	2	0	2	3	1	3	
$0.56\sqrt{gDA}$	δV (cm/s)							δV_{prom}
$\delta y = 0,05$	3 cm	7 cm	11 cm	15 cm	19 cm	23 cm	27 cm	
0.2	1	1	3	2	3	1	0	2
0.4	1	3	2	2	4	4	5	
0.6	2	1	2	2	3	4	6	
0.8	2	2	2	4	3	3	2	
$0.47\sqrt{gDA}$	δV (cm/s)							δV_{prom}
$\delta y = 0,05$	3 cm	7 cm	11 cm	15 cm	19 cm	23 cm	27 cm	
0.2	4	2	1	2	1	0	1	2
0.4	3	1	3	4	1	2	0	
0.6	4	2	1	2	2	1	3	
0.8	2	2	1	2	4	4	4	
$0.37\sqrt{gDA}$	δV (cm/s)							δV_{prom}
$\delta y = 0,05$	3 cm	7 cm	11 cm	15 cm	19 cm	23 cm	27 cm	
0.2	2	4	2	1	2	1	1	2
0.4	2	0	2	2	2	0	3	
0.6	1	1	0	1	2	0	2	
0.8	1	1	2	2	2	2	3	
$0.28\sqrt{gDA}$	δV (cm/s)							δV_{prom}
$\delta y = 0,05$	3 cm	7 cm	11 cm	15 cm	19 cm	23 cm	27 cm	
0.2	1	3	3	4	2	1	1	2
0.4	2	4	3	0	1	2	1	
0.6	2	3	1	1	4	1	0	
0.8	1	3	4	2	2	2	3	

Anexo 3. Datos de medición de caudal

Caudales en términos de \sqrt{gDA}	0.76	0.74	0.56	0.49	0.38	0.27
	0.91	0.75	0.56	0.49	0.37	0.27
	0.92	0.74	0.56	0.47	0.37	0.28
	0.92	0.75	0.57	0.50	0.38	0.28
	0.93	0.73	0.57	0.50	0.37	0.29
	0.93	0.73	0.56	0.49	0.36	0.27
	0.93	0.75	0.57	0.48	0.37	0.27
	0.91	0.76	0.58	0.48	0.36	0.27
	0.92	0.76	0.57	0.49	0.36	0.26
	0.93	0.77	0.57	0.47	0.37	0.28
	0.95	0.73	0.56	0.45	0.37	0.28
	0.95	0.74	0.56	0.46	0.37	0.29
	0.96	0.74	0.56	0.46	0.38	0.29
	0.96	0.75	0.56	0.47	0.37	0.28
	0.95	0.74	0.56	0.46	0.36	0.28
	0.95	0.76	0.56	0.46	0.37	0.28
	0.92	0.77	0.56	0.47	0.37	0.28
	0.92	0.80	0.55	0.46	0.37	0.29
	0.93	0.81	0.56	0.48	0.38	0.30
	0.92	0.81	0.55	0.47	0.38	0.30
	0.93	0.75	0.57	0.46	0.36	0.28
	0.96	0.75	0.58	0.47	0.36	0.28
	0.92	0.75	0.57	0.47	0.37	0.27
	0.93	0.74	0.56	0.45	0.38	0.27
	0.93	0.74	0.58	0.46	0.35	0.27
	0.93	0.75	0.58	0.46	0.36	0.27
	0.92	0.75	0.58	0.45	0.37	0.26
	0.95	0.76	0.56	0.45	0.37	0.26
	0.92	0.75	0.58	0.47	0.37	0.27
	0.93	0.76	0.56	0.46	0.38	0.27
	0.95	0.75	0.56	0.45	0.37	0.29
	0.95	0.75	0.57	0.47	0.37	0.29
	0.92	0.74	0.56	0.48	0.37	0.28
	0.93	0.74	0.57	0.49	0.38	0.28
0.93	0.73	0.56	0.48	0.39	0.27	
0.93	0.74	0.56	0.48	0.38	0.29	
0.95	0.76	0.56	0.47	0.38	0.28	
0.92	0.73	0.56	0.50	0.39	0.28	
0.95	0.74	0.56	0.49	0.38	0.28	

	0.95	0.74	0.57	0.48	0.37	0.28
	0.94	0.73	0.56	0.45	0.37	0.28
	0.92	0.75	0.56	0.46	0.37	0.28
	0.93	0.74	0.57	0.46	0.36	0.30
	0.93	0.76	0.56	0.47	0.36	0.27
	0.93	0.74	0.57	0.48	0.35	0.27
	0.94	0.74	0.58	0.48	0.35	0.29
	0.93	0.76	0.54	0.46	0.37	0.28
	0.93	0.80	0.53	0.46	0.37	0.29
	0.93	0.77	0.55	0.48	0.37	0.27
	0.93	0.74	0.57	0.46	0.36	0.29
	0.92	0.75	0.56	0.46	0.36	0.27
	0.92	0.75	0.56	0.47	0.36	0.27
	0.93	0.76	0.55	0.46	0.37	0.27
	0.95	0.77	0.57	0.46	0.35	0.27
	0.92	0.72	0.58	0.46	0.35	0.26
	0.93	0.74	0.57	0.47	0.35	0.26
	0.94	0.75	0.58	0.47	0.37	0.27
	0.93	0.75	0.55	0.46	0.36	0.27
	0.94	0.77	0.55	0.45	0.36	0.27
	0.93	0.78	0.54	0.46	0.36	0.26
	0.92	0.75	0.56	0.47	0.36	0.27
	0.91	0.76	0.56	0.46	0.37	0.28
	0.91	0.76	0.56	0.46	0.36	0.27
	0.92	0.77	0.57	0.47	0.37	0.29
	0.93	0.75	0.56	0.48	0.37	0.28
	0.92	0.76	0.56	0.48	0.37	0.28
	0.93	0.75	0.56	0.46	0.35	0.28
	0.93	0.77	0.56	0.48	0.35	0.29
	0.93	0.74	0.54	0.47	0.34	0.30
	0.91	0.75	0.55	0.48	0.35	0.29
Promedio	0.93	0.75	0.56	0.47	0.37	0.28
Desviación	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01
V. Máximo	0.96	0.81	0.58	0.50	0.39	0.30
V. Mínimo	0.76	0.72	0.53	0.45	0.34	0.26
Varianza	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Mediana	0.93	0.75	0.56	0.47	0.37	0.28
Percentil 25	0.92	0.74	0.56	0.46	0.36	0.27
Percentil 75	0.94	0.76	0.57	0.48	0.37	0.28
C. Asimetría	-4.12	1.14	-0.52	0.55	-0.02	0.24
C. Curtosis	1.82	1.82	0.48	-0.24	-0.56	-0.52

Anexo 4. Datos de presiones medidos con transductores

Fondo del cabezal

Caudal $0.93\sqrt{gDA}$

	Punto 1	Punto 3	Punto 7
H/D	2.324	2.276	1.848
Desviación	0.086	0.055	0.076
V. Máximo	2.711	2.437	2.095
V. Mínimo	2.045	2.074	1.532
Varianza	0.110	0.046	0.086
Mediana	2.326	2.281	1.851
Percentil 25	2.267	2.244	1.806
Percentil 75	2.371	2.318	1.895
C. Asimetría	0.014	-0.019	-0.017
C. Curtosis	0.077	-0.008	0.093
	Punto 2	Punto 4	Punto 8
H/D	2.392	2.350	2.435
Desviación	0.069	0.046	0.049
V. Máximo	2.553	2.490	2.572
V. Mínimo	2.170	2.166	2.248
Varianza	0.072	0.031	0.036
Mediana	2.398	2.350	2.432
Percentil 25	2.354	2.321	2.402
Percentil 75	2.442	2.380	2.469
C. Asimetría	-0.029	-0.007	0.000
C. Curtosis	-0.012	0.021	-0.002
	Punto 3	Punto 5	Punto 9
H/D	2.600	2.199	2.518
Desviación	0.080	0.059	0.062
V. Máximo	2.799	2.410	2.683
V. Mínimo	2.380	1.932	2.241
Varianza	0.097	0.053	0.057
Mediana	2.608	2.197	2.521
Percentil 25	2.542	2.160	2.477
Percentil 75	2.652	2.241	2.558
C. Asimetría	-0.012	-0.013	-0.016
C. Curtosis	-0.021	0.034	0.042

Caudal $0.75\sqrt{gDA}$

	Punto 1	Punto 3	Punto 7
H/D	2.171	2.130	1.822
Desviación	0.070	0.068	0.068
V. Máximo	2.460	2.296	2.102
V. Mínimo	1.868	1.896	1.525
Varianza	0.073	0.069	0.069
Mediana	2.171	2.141	1.814
Percentil 25	2.127	2.089	1.784
Percentil 75	2.215	2.178	1.858
C. Asimetría	0.005	-0.039	0.027
C. Curtosis	0.055	0.022	0.148
	Punto 2	Punto 4	Punto 8
H/D	2.239	2.199	2.358
Desviación	0.046	0.063	0.067
V. Máximo	2.339	2.498	2.557
V. Mínimo	2.089	1.945	2.144
Varianza	0.031	0.060	0.068
Mediana	2.243	2.203	2.358
Percentil 25	2.214	2.158	2.307
Percentil 75	2.273	2.240	2.410
C. Asimetría	-0.037	0.001	0.005
C. Curtosis	0.007	0.108	-0.009
	Punto 3	Punto 5	Punto 9
H/D	2.439	2.074	2.435
Desviación	0.063	0.072	0.082
V. Máximo	2.652	2.277	2.631
V. Mínimo	2.218	1.866	2.146
Varianza	0.059	0.079	0.101
Mediana	2.439	2.079	2.433
Percentil 25	2.395	2.027	2.381
Percentil 75	2.483	2.123	2.491
C. Asimetría	-0.012	-0.023	-0.017
C. Curtosis	0.008	-0.005	0.004

Caudal $0.56\sqrt{gDA}$

	Punto 1	Punto 3	Punto 7
H/D	1.277	1.482	0.890
Desviación	0.146	0.168	0.110
V. Máximo	1.646	2.200	1.185
V. Mínimo	0.861	1.038	0.519
Varianza	0.321	0.422	0.182
Mediana	1.268	1.475	0.889
Percentil 25	1.172	1.371	0.815
Percentil 75	1.387	1.571	0.955
C. Asimetría	0.001	0.052	0.000
C. Curtosis	-0.028	0.128	0.022
	Punto 2	Punto 4	Punto 8
H/D	1.530	1.724	1.493
Desviación	0.148	0.222	0.118
V. Máximo	1.919	2.498	1.835
V. Mínimo	1.145	1.207	1.186
Varianza	0.331	0.739	0.211
Mediana	1.550	1.716	1.503
Percentil 25	1.396	1.583	1.407
Percentil 75	1.646	1.856	1.577
C. Asimetría	-0.009	0.020	-0.010
C. Curtosis	-0.047	0.015	-0.016
	Punto 3	Punto 5	Punto 9
H/D	1.659	1.627	1.696
Desviación	0.138	0.183	0.157
V. Máximo	2.034	2.425	2.212
V. Mínimo	1.314	0.968	1.248
Varianza	0.286	0.505	0.371
Mediana	1.659	1.623	1.690
Percentil 25	1.571	1.520	1.587
Percentil 75	1.762	1.733	1.778
C. Asimetría	-0.004	0.016	0.011
C. Curtosis	-0.027	0.153	0.023

Caudal $0.47\sqrt{gDA}$

	Punto 1	Punto 3	Punto 7
H/D	1.114	1.287	0.804
Desviación	0.085	0.171	0.140
V. Máximo	1.409	1.933	1.229
V. Mínimo	0.854	0.883	0.385
Varianza	0.108	0.437	0.296
Mediana	1.113	1.253	0.800
Percentil 25	1.054	1.171	0.711
Percentil 75	1.172	1.371	0.896
C. Asimetría	0.001	0.052	-0.001
C. Curtosis	0.005	0.043	-0.015
	Punto 2	Punto 4	Punto 8
H/D	1.313	1.585	1.396
Desviación	0.081	0.190	0.184
V. Máximo	1.565	2.217	1.850
V. Mínimo	0.961	1.082	1.024
Varianza	0.097	0.539	0.506
Mediana	1.307	1.569	1.363
Percentil 25	1.256	1.443	1.245
Percentil 75	1.351	1.701	1.555
C. Asimetría	0.020	0.030	0.017
C. Curtosis	0.080	0.021	-0.059
	Punto 3	Punto 5	Punto 9
H/D	1.485	1.622	1.577
Desviación	0.129	0.159	0.098
V. Máximo	1.880	2.101	1.822
V. Mínimo	1.174	1.226	1.278
Varianza	0.249	0.381	0.145
Mediana	1.468	1.608	1.579
Percentil 25	1.395	1.512	1.506
Percentil 75	1.556	1.718	1.653
C. Asimetría	0.041	0.028	-0.008
C. Curtosis	0.011	0.004	-0.031

Caudal $0.37\sqrt{gDA}$

	Punto 1	Punto 3	Punto 7
H/D	0.932	1.225	0.447
Desviación	0.077	0.219	0.083
V. Máximo	1.202	2.052	0.718
V. Mínimo	0.639	0.698	0.126
Varianza	0.089	0.720	0.103
Mediana	0.935	1.193	0.452
Percentil 25	0.891	1.075	0.385
Percentil 75	0.980	1.334	0.504
C. Asimetría	-0.015	0.042	-0.021
C. Curtosis	0.058	0.045	0.027
	Punto 2	Punto 4	Punto 8
H/D	1.236	1.452	1.091
Desviación	0.048	0.169	0.080
V. Máximo	1.403	2.055	1.275
V. Mínimo	1.057	0.986	0.847
Varianza	0.035	0.430	0.096
Mediana	1.233	1.443	1.098
Percentil 25	1.211	1.333	1.039
Percentil 75	1.263	1.554	1.149
C. Asimetría	-0.010	0.034	-0.021
C. Curtosis	0.073	0.036	-0.019
	Punto 3	Punto 5	Punto 9
H/D	1.392	1.485	1.303
Desviación	0.103	0.177	0.054
V. Máximo	1.909	2.116	1.440
V. Mínimo	1.086	1.049	1.065
Varianza	0.158	0.469	0.044
Mediana	1.387	1.461	1.307
Percentil 25	1.321	1.365	1.270
Percentil 75	1.453	1.586	1.337
C. Asimetría	0.030	0.037	-0.038
C. Curtosis	0.071	0.032	0.078

Caudal $0.28\sqrt{gDA}$

	Punto 1	Punto 3	Punto 7
H/D	0.677	1.195	0.213
Desviación	0.080	0.219	0.077
V. Máximo	0.913	2.000	0.452
V. Mínimo	0.402	0.557	-0.110
Varianza	0.097	0.721	0.089
Mediana	0.684	1.179	0.223
Percentil 25	0.624	1.045	0.171
Percentil 75	0.735	1.327	0.260
C. Asimetría	-0.015	0.032	-0.047
C. Curtosis	0.019	0.035	0.115
	Punto 2	Punto 4	Punto 8
H/D	1.067	1.337	0.837
Desviación	0.041	0.183	0.084
V. Máximo	1.211	1.827	1.046
V. Mínimo	0.924	0.876	0.611
Varianza	0.026	0.501	0.107
Mediana	1.071	1.340	0.832
Percentil 25	1.042	1.215	0.773
Percentil 75	1.093	1.451	0.906
C. Asimetría	0.000	0.011	0.005
C. Curtosis	0.032	-0.020	-0.048
	Punto 3	Punto 5	Punto 9
H/D	1.218	1.458	1.044
Desviación	0.057	0.205	0.063
V. Máximo	1.387	2.086	1.197
V. Mínimo	1.005	0.924	0.814
Varianza	0.049	0.633	0.059
Mediana	1.218	1.446	1.050
Percentil 25	1.181	1.307	1.006
Percentil 75	1.255	1.601	1.087
C. Asimetría	-0.027	0.008	-0.038
C. Curtosis	0.068	-0.014	0.040

Alcantarilla

$0.93\sqrt{gDA}$	0.5 D	D	2D	3D	4D	5D	8D	L-D
H/D	0,944	1,067	0,986	0,873	1,138	1,210	0,913	0,979
Desviación	0,277	0,201	0,202	0,147	0,116	0,107	0,149	0,115
V. Máximo	1,626	1,479	1,429	1,226	1,551	1,507	1,362	1,300
V. Mínimo	-0,165	0,373	0,297	0,435	0,865	0,897	0,551	0,733
Varianza	1,149	0,608	0,609	0,323	0,203	0,172	0,335	0,197
Mediana	0,967	1,081	1,003	0,879	1,138	1,221	0,912	0,983
Percentil 25	0,790	0,956	0,841	0,775	1,064	1,140	0,809	0,888
Percentil 75	1,137	1,206	1,128	0,975	1,226	1,287	1,016	1,057
C. Asimetría	-0,045	-0,038	-0,027	-0,010	-0,003	-0,014	0,007	0,004
C. Curtosis	0,061	0,022	-0,002	-0,012	-0,019	-0,015	-0,015	-0,041
$0.75\sqrt{gDA}$	0.5 D	D	2D	3D	4D	5D	8D	L-D
H/D	0,892	1,087	0,903	0,794	1,078	1,161	0,924	0,938
Desviación	0,251	0,128	0,156	0,163	0,128	0,118	0,120	0,097
V. Máximo	1,507	1,427	1,363	1,226	1,455	1,485	1,325	1,233
V. Mínimo	0,050	0,697	0,488	0,316	0,725	0,838	0,617	0,652
Varianza	0,942	0,245	0,364	0,397	0,244	0,210	0,216	0,143
Mediana	0,901	1,088	0,892	0,797	1,072	1,162	0,927	0,939
Percentil 25	0,730	1,000	0,789	0,694	0,998	1,088	0,831	0,880
Percentil 75	1,063	1,177	1,017	0,901	1,160	1,243	1,008	0,998
C. Asimetría	-0,013	-0,014	0,001	-0,011	0,001	-0,008	0,008	0,008
C. Curtosis	-0,007	-0,008	-0,027	-0,003	-0,010	-0,019	-0,011	0,015
$0.56\sqrt{gDA}$	0.5 D	D	2D	3D	4D	5D	8D	L-D
H/D	0,788	0,818	0,988	0,737	0,951	1,072	0,787	0,809
Desviación	0,150	0,154	0,122	0,136	0,126	0,115	0,033	0,031
V. Máximo	1,374	1,250	1,319	1,175	1,344	1,471	0,883	0,939
V. Mínimo	0,249	0,314	0,539	0,065	0,320	0,448	0,699	0,711
Varianza	0,338	0,357	0,223	0,278	0,239	0,197	0,016	0,014
Mediana	0,797	0,830	1,003	0,731	0,961	1,074	0,787	0,807
Percentil 25	0,693	0,727	0,929	0,664	0,880	1,029	0,765	0,792
Percentil 75	0,886	0,933	1,062	0,827	1,027	1,132	0,809	0,829
C. Asimetría	-0,010	-0,030	-0,035	-0,019	-0,044	-0,054	0,011	0,025
C. Curtosis	0,047	0,002	0,072	0,112	0,203	0,249	-0,032	0,080
$0.47\sqrt{gDA}$	0.5 D	D	2D	3D	4D	5D	8D	L-D
H/D	0,741	0,758	0,943	0,677	0,858	0,973	0,742	0,775
Desviación	0,119	0,078	0,047	0,042	0,047	0,048	0,022	0,026
V. Máximo	1,152	1,118	1,098	0,886	0,991	1,154	0,816	0,866
V. Mínimo	0,427	0,521	0,789	0,501	0,755	0,860	0,684	0,645
Varianza	0,212	0,090	0,034	0,026	0,033	0,035	0,007	0,010

Mediana	0,723	0,749	0,944	0,679	0,858	0,971	0,743	0,777
Percentil 25	0,664	0,705	0,914	0,649	0,821	0,934	0,728	0,763
Percentil 75	0,812	0,801	0,973	0,701	0,887	1,007	0,757	0,792
C. Asimetría	0,039	0,041	0,000	0,004	0,009	0,021	-0,001	-0,023
C. Curtosis	0,040	0,102	0,047	0,102	-0,035	-0,017	0,001	0,176
$0.37\sqrt{gDA}$	0.5 D	D	2D	3D	4D	5D	8D	L-D
H/D	0,682	0,692	0,809	0,536	0,776	0,896	0,660	0,720
Desviación	0,088	0,059	0,042	0,026	0,019	0,026	0,017	0,025
V. Máximo	1,026	0,948	0,937	0,612	0,836	0,978	0,721	0,807
V. Mínimo	0,405	0,469	0,709	0,457	0,703	0,779	0,610	0,638
Varianza	0,115	0,053	0,026	0,011	0,006	0,010	0,005	0,009
Mediana	0,679	0,690	0,804	0,538	0,777	0,897	0,662	0,719
Percentil 25	0,619	0,653	0,775	0,523	0,762	0,882	0,647	0,704
Percentil 75	0,730	0,727	0,841	0,553	0,792	0,912	0,669	0,733
C. Asimetría	0,021	0,005	0,016	0,000	-0,012	-0,019	0,012	0,000
C. Curtosis	0,029	0,099	-0,024	0,004	0,010	0,063	0,013	0,081
$0.28\sqrt{gDA}$	0.5 D	D	2D	3D	4D	5D	8D	L-D
H/D	0,536	0,577	0,757	0,465	0,690	0,810	0,599	0,677
Desviación	0,070	0,042	0,026	0,020	0,018	0,023	0,014	0,024
V. Máximo	0,804	0,712	0,834	0,538	0,747	0,875	0,647	0,763
V. Mínimo	0,346	0,469	0,679	0,390	0,622	0,728	0,544	0,564
Varianza	0,073	0,027	0,010	0,006	0,005	0,008	0,003	0,009
Mediana	0,531	0,580	0,753	0,464	0,688	0,809	0,603	0,675
Percentil 25	0,486	0,550	0,738	0,449	0,681	0,794	0,588	0,660
Percentil 75	0,575	0,602	0,775	0,479	0,703	0,823	0,610	0,689
C. Asimetría	0,030	0,011	0,014	0,003	-0,008	-0,009	-0,008	-0,006
C. Curtosis	0,047	0,002	0,037	0,018	0,025	0,037	0,060	0,120