

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍAS BIOLÓGICAS Y QUÍMICAS

PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRONÓMICA



**Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos
con diferentes caudales, para determinar la Variación en las Descargas.**

2010

Tesis presentada por los Bachilleres:

Bach. Manuel Edilberto Cuevas Laguna

Bach. Henry Javier Gómez Delgado

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO AGRÓNOMO

Arequipa – Perú

2014

Dedicado a...

...Dios ...por la vida tan maravillosa que me ha regalado, que me permitió existir y guió mi vida hasta llevarla donde me encuentro hoy.

...Mis padres... Gracias a mi papá Higinio mi mamá Rosa y mi abuelita Victoria, que hoy Dios los guarda en cielo, ejemplo de vida, amor y apoyo permanente, porque no solamente me enseñaron a mi andar diario, sino porque me enseñaron el camino que debo seguir, sus enseñanzas me evitan tropezar y caer, y si caigo me ayudan a levantarme.

...A mi esposa e hijos ...porque me dieron en todo momento su apoyo todo este tiempo, me prestaron su ayuda en todas las acciones de mi vida y se ganaron todo mi amor, Mi esposa Yesenia y mis hijos Darío, Hillary y Rosita, gracias por quererme tanto y estar siempre a mi lado.

...Mis grandes amigos... Aquellos que me enseñaron dar el toque fino a mis acciones, que mejoran todo lo que hago y corrigen mis errores, aquellos amigos sin los cuales resultaría más difícil lo que he logrado hasta hoy, Mi amigo y padrino Roberto, mis amigos de siempre Rodolfo y Julio Cesar.

...A mis queridos profesores ...que se encargaron de llenar día a día mi mente de conocimiento haciéndome cada vez mejor. Gracias Ing. José Pinto Villanueva, Ing. Humberto Pozo Manrique, Ing. Percy Fernández de la Cuba, Ing. Humberto Stretz Chávez, Ing. Jorge Salinas Olivares, Ing. Sebastián Zúñiga Medina, Ing. Rigoberto López Portilla y mi agradecimiento sincero a la Universidad Católica de Santa María, al Programa Profesional de Ingeniería Agronómica.

Henry Javier Gómez Delgado

Dedicado

A Dios y a la memoria de mi papa Manuel y mama Zenobia ejemplo de vida, amor y apoyo permanente, quienes fueron y son mi guía en todo momento.

A mi mama Reymunda (Reyna) y en especial a mi mama Uberlinda (Uber) y tío Edilberto (Beto) por todo el apoyo, paciencia y consejos brindados, así como a mi tío Lucio y Olindita.

A mi esposa e hijos porque me dieron en todo momento su apoyo, Mi esposa Sarely y mis hijos Milagros y José Ignacio, gracias por quererme tanto y estar siempre a mi lado.

A mis grandes amigos aquellos que siempre me brindaron su respaldo.

A mis docentes, por su entrega a mi aprendizaje, por compartir su sabiduría y por impulsarme a ser cada día mejor. Gracias Ing. José Pinto Villanueva, Ing. Humberto Pozo Manrique, Ing. Percy Fernández de la Cuba, Ing. Humberto Stretz Chávez, Ing. Jorge Salinas Olivares, Ing. Sebastián Zúñiga Medina, Ing. Rigoberto López Portilla y mi agradecimiento sincero a la Universidad Católica de Santa María, al Programa Profesional de Ingeniería Agronómica.

A todos ellos mi eterna Gratiitud

Manuel Edilberto Cuevas Laguna

INDICE

	Pág.
INDICE	I
LISTA DE CUADROS	VII
LISTA DE FIGURAS	XVI
LISTA DE FOTOGRAFÍAS	XIX
LISTA DE GRÁFICOS	XXII
LISTA DE ANEXOS	XXVII
LISTA DE PLANOS	XXVIII
RESUMEN	XXIX
SUMMARY	XXX
CAPITULO I	
INTRODUCCION	1
1.1. Antecedentes	1
1.2. Justificación	2
1.3. Objetivos	3
1.3.1. Objetivos generales.	3
1.3.2. Objetivos específicos.	3
CAPITULO II	
REVISIÓN DE LITERATURA	4
2.1. Generalidades	4
2.2. Conceptos y definiciones	5
2.3. Medidores de agua	9
2.3.1. Método volumétrico	9
2.3.2. Método área – velocidad.	24

2.3.2.1. Determinación de velocidad.	24
2.3.2.1.1. Correntómetro o molinete	24
2.3.2.1.2. Medición del caudal por el método de secciones de control (Manning)	37
2.3.2.1.3. Medición del caudal por el método del Flotador	42
2.3.2.1.4. Estaciones Limnimétricas	46
2.3.2.2. Determinación de la carga velocidad.	50
2.3.2.2.1. Tubo Pitot	50
2.3.2.3. Medidores ultrasónicos	53
2.3.2.3.1. Ultrasónico tiempo en tránsito	53
2.3.2.3.2. Ultrasónico de efecto DOPPLER	55
2.3.2.4. Medidores electromagnéticos	56
2.3.3. Método carga piezométrica.	57
2.3.3.1 Vertederos	57
2.3.3.1.1 Vertederos rectangulares parcial y totalmente contraídos	73
2.3.3.1.2 Vertedero rectangular sin contracción lateral	76
2.3.3.1.3 Vertedero de pared delgada triangular	77
2.3.3.1.4 Vertedero triangular con contracción completa de $\theta = 90^\circ$	79
2.3.3.1.5 Vertedero triangular con contracción parcial	81
2.3.3.1.6 Vertedero Cipolletti	83
2.3.3.1.7 Vertedero circular	87
2.3.3.2 Medidores de presión diferencial	91
2.3.3.2.1 Tubo Venturi	91
2.3.3.3 Aforador Parshall	92
2.3.3.4 Aforador sin cuello	101
2.3.3.5 Tomas con orificio de carga constante	124
2.3.3.6 Compuertas	131

CAPITULO III

MATERIALES Y METODOS	141
3.1. Lugar de ejecución	141
3.2. Fecha de inicio y término	142
3.3. Climatología	143
3.4. Recurso agua	144
3.5. Recurso suelo	144
3.6. Materiales empleados.	144
3.6.1. Materiales para la construcción del canal.	144
3.6.2. Materiales para la construcción de los medidores.	144
3.6.3. Equipos y otros.	144
3.7. Metodología seguida	145
3.7.1. Obras civiles (construcción de canal y reservorio).	145
3.7.2. Obras hidráulicas.	148
3.7.3. Cálculos de ingeniería	156
3.7.4. Conducción y evaluación de las mediciones	159
3.7.4.1. Determinación del caudal en el vertedero triangular.	164
3.7.4.2. Determinación del caudal en el vertedero rectangular.	164
3.7.4.3. Determinación del caudal en el vertedero trapezoidal.	165
3.7.4.4. Determinación del caudal en el vertedero circular.	165
3.7.4.5. Determinación del caudal en el aforador Parshall.	165
3.7.4.6. Determinación del caudal con el aforador sin cuello.	165
3.7.4.7. Determinación del caudal por el método del flotador.	166
3.7.4.8. Determinación del caudal empleando formula de Manning.	167
3.7.4.9. Determinación del caudal con el correntómetro.	168
3.7.4.10. Determinación del caudal por el método volumétrico.	168

3.7.4.11. Determinación del caudal por el método de la compuerta	168
3.7.5. Determinación de los márgenes de error y obtención de la ecuación de correlación de cada método evaluado.	169
CAPITULO IV	
RESULTADOS	V. 170
4.1 CAUDALES POR EL MÉTODO VOLUMÉTRICO (testigo).	170
4.2 Vertedero triangular.	171
4.2.1 Determinación del caudal.	171
4.2.2 Comparación de descargas entre el Vertedero triangular y el método volumétrico (testigo).	173
4.2.3 Determinación de la ecuación de correlación entre el Vertedero Triangular y el Método Volumétrico (testigo)	174
4.3 Vertedero rectangular.	174
4.3.1 Determinación del caudal.	174
4.3.2 Comparación de descargas entre el Vertedero Rectangular y el Método Volumétrico (testigo).	176
4.3.3 Determinación de la ecuación de correlación entre el Vertedero Rectangular y el Método Volumétrico (testigo).	177
4.4 Vertedero trapezoidal (cipolletti).	177
4.4.1 Determinación del caudal.	177
4.4.2 Comparación de descargas entre el Vertedero Trapezoidal y el Método Volumétrico (testigo).	179
4.4.3 Determinación de la ecuación de correlación entre el Vertedero Trapezoidal y el Método Volumétrico (testigo).	180
4.5 Vertedero circular.	180
4.5.1 Determinación del caudal.	180
4.5.2 Comparación de descargas entre el Vertedero Circular y el Método Volumétrico (testigo).	182

4.5.3 Determinación de la ecuación de correlación entre el Vertedero Circular y el Método Volumétrico (testigo).	183
4.6 Aforador parshall.	183
4.6.1 Determinación del caudal.	183
4.6.2 Comparación de descargas entre el Aforador Parshall y el Método Volumétrico (testigo).	185
4.6.3 Determinación de la ecuación de correlación entre el Aforador Parshall y el Método Volumétrico (testigo).	186
4.7 Aforador sin cuello.	186
4.7.1 Determinación del caudal.	186
4.7.2 Comparación de descargas entre el Aforador Sin Cuello y el Método Volumétrico (testigo).	188
4.7.3 Determinación de la ecuación de correlación entre el Aforador Sin Cuello y el Método Volumétrico (testigo).	188
4.8 Método del flotador.	189
4.8.1 Determinación del caudal.	189
4.8.2 Comparación de descargas entre el Método del Flotador y el Método Volumétrico (testigo).	192
4.8.3 Determinación de la ecuación de correlación entre el Método del Flotador y el Método Volumétrico (testigo).	192
4.9 Método de Manning.	193
4.9.1 Determinación del caudal.	193
4.9.2 Comparación de descargas entre el Método de Manning y el Método Volumétrico (testigo).	195
4.9.3 Determinación de la ecuación de correlación entre el Método del Manning y el Método Volumétrico (testigo).	196
4.10 El método del correntómetro.	197
4.10.1 Determinación del caudal.	197
4.10.2 Comparación de descargas entre el Método del Correntómetro y el Método Volumétrico (testigo).	198

4.10.3 Determinacion de la ecuacion de correlacion entre el Metodo del Correntometro y el Metodo Volumetrico (testigo).	199
4.11 Análisis e interpretación de resultados.	200
CAPITULO V	
DISCUSIÓN	206
5.1. Vertedero triangular y el m. Volumetrico (testigo).	206
5.2. Vertedero rectangular y el m. Volumetrico (testigo).	207
5.3. Vertedero trapezoidal y el m. Volumetrico (testigo).	208
5.4. Vertedero circular y el m. Volumetrico (testigo).	209
5.5. Aforador parshall y el m. Volumetrico (testigo).	209
5.6. Aforador sin cuello y el m. Volumetrico (testigo).	210
5.7. Aforo con flotadores y el m. Volumetrico (testigo).	211
5.8. Metodo de manning y el m. Volumetrico (testigo).	211
5.9. Metodo del correntómetro y el m. Volumetrico (testigo).	212
CAPITULO VI	
CONCLUSIONES.	213
CAPITULO VII	
RECOMENDACIONES.	215
BIBLIOGRAFIA.	216
ANEXOS.	218
PLANOS.	228

LISTA DE CUADROS

		Pág.
CUADRO No. 01	Rango de utilización de operación de estructuras de medición.	08
CUADRO No. 02	Condiciones y diferentes situaciones de medición	19
CUADRO No. 03	Factor de corrección k para valores dados de φ .	32
CUADRO No. 04	Valores del coeficiente (n) Manning.	41
CUADRO No. 05	Coefficientes para corregir velocidad superficial de flotadores a velocidades medias en canales.	45
CUADRO No. 06	Caudales en función de las elevaciones, halladas de la curva de ajuste	49
CUADRO No. 07	Valor del coeficiente “u” para vertederos de cresta afilada	62
CUADRO No. 08	Rango de caudales - Vertederos rectangular y triangular portátiles	64
CUADRO No. 09	Rango de medición - Vertederos rectangular y triangular.	70
CUADRO No. 10	Coefficientes C_1 y C_2 , según Kindsvater-Cater	75
CUADRO No. 11	Límites recomendables de aplicación - vertederos triangulares	78
CUADRO No. 12	Relación, Carga h_1 vs Caudal Q, empleando la Ecuación	82
CUADRO No. 13	Relación, Carga h vs Caudal Q.	85
CUADRO No. 14	Relación, Carga h_1 vs Caudal Q, empleando la Ecuación anterior.	89
CUADRO No. 15	Capacidades de Descarga para Aforadores Parshall (PSI, 2004).	94

CUADRO No. 16	Geometría de Aforadores Parshall en mm, (PSI, 2004)	95
CUADRO No. 17	Relación de Carga h_1 vs Caudales Q , para un Aforador Parshall con $W = 0.6096$ m, con Ecuación de Descarga $Q = 1.428 h_1^{1.55}$.	96
CUADRO No. 18	Valores de m y n , para la Ecuación (29), en Unidades Métricas.	97
CUADRO No. 19	Relación de la Carga h_1 vs el Caudal Q , para Aforadores Parshall que Funcionan Sumergidos con $W = 1.0$ m, S variable, $m = 2.4$, $n = 1.57$ y Ecuación de Descarga $Q = 2.41 h_1^{1.57} C$	98
CUADRO No. 20	Relación entre la longitud del aforador (L), la Sumersión Transitoria (St) y los Coeficientes y exponentes para el Cálculo de la Descarga en Condiciones de Flujo Libre y Sumergido	108
CUADRO No. 21	Calibración de caudales para el Aforador sin cuello de dimensiones $W = 20$ cm y $L = 180$ cm, que funciona a Flujo Libre.	120
CUADRO No. 22	Calibración del aforador Sin Cuello, con dimensiones $W = 0.20$ m y $L = 0.90$ m con grado de Sumergencia $S = 0.66, 0.75, 0.80, 0.85, 0.90$ y 0.95 .	122
CUADRO No. 23	Calculo del caudal en función de la carga h , para una compuerta con abertura de 1.0 m x 0.20 m, $C_d = 0.7$ y $Q = 0.14 \times (2gh)^{0.5}$	127
CUADRO No. 24:	Caudales en función de diferencias de carga h , para compuerta de $A=1.0 \times 0.15$ m ² , con abertura $h_c = 0.15$ m y $Q=0.412 h^{0.5}$	130
CUADRO No. 25	Caudales en función de diferencias de carga h , para compuerta de $A=1.0 \times 0.15$ m ² , con abertura $h_c = 0.15$ m y $Q=0.412 h^{0.5}$	135

CUADRO No. 26	Coordenadas del lugar de ejecución. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	141
CUADRO No. 27	Información meteorológica Estación CO Huasacache, periodo Ene – Dic 2010. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	143
CUADRO No. 28	Volumen llenado y el tiempo transcurrido con tres niveles de agua. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	171
CUADRO No. 29	Caudal en m ³ /s. con el Método Volumétrico. . Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	171
CUADRO No. 30	Lectura de Mira del Vertedero Triangular (m). Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	172
CUADRO No. 31	Caudales calculados para el Vertedero Triangular (m ³ /s). Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	172
CUADRO No. 32	Comparación de caudales entre en Método volumétrico (testigo) y el Vertedero Triangular. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	173

CUADRO No. 33	Lectura de Mira del Vertedero Rectangular (m). Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	175
CUADRO No 34	Caudales calculados para el Vertedero Rectangular (m ³ /s). Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	175
CUADRO No. 35	Comparación de caudales entre en M. volumétrico (testigo) y el V. Rectangular. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	176
CUADRO No. 36	Lectura de Mira del Vertedero Trapezoidal (m). Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	178
CUADRO No. 37	Caudales calculados para el Vertedero Trapezoidal (m ³ /s) Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	178
CUADRO No. 38	Comparación de caudales entre en Método volumétrico (testigo) y el Vertedero Trapezoidal. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	179
CUADRO No. 39	Lectura de Mira del Vertedero Circular (m). Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	181
CUADRO No. 40	Caudales calculados para el Vertedero Circular (m ³ /s). Instalación y Operación de Medidores de Agua en	181

	Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	
CUADRO No. 41	Comparación de caudales entre en Método volumétrico (testigo) y el Vertedero Circular. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	182
CUADRO No. 42	Lectura de Mira del Aforador Parshall. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	184
CUADRO No. 43	Caudales calculados para el aforador Parshall. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	184
CUADRO No. 44	Comparación de caudales entre el M. Volumétrico (testigo) y el A. Parshall. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	185
CUADRO No. 45	Lectura de Mira del Aforador Sin Cuello (m). Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	187
CUADRO No. 46	Caudales calculados para el Aforador Sin Cuello (m ³ /s). Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	187

CUADRO No. 47	Comparación de caudales entre en Método Volumétrico (testigo) y el Aforador Sin Cuello. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	188
CUADRO No. 48	Tiempo de recorrido del flotador en un tramo de 10 metros de canal (seg.). Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	190
CUADRO No. 49	Velocidades corregidas del flotador en m/s.. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	190
CUADRO No. 50	Determinación del área de la sección transversal del canal para cada nivel de medición – método del flotador. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	191
CUADRO No. 51	Caudales calculados para el método del Flotador (m^3/s). Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	191
CUADRO No. 52	Comparación de caudales entre en Método Volumétrico (testigo) y el aforo con flotadores. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	192

CUADRO No. 53	Características hidráulicas del canal para el cálculo del caudal empleando la Fórmula de Manning. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	194
CUADRO No. 54	Caudales obtenidos por el método de Manning en m^3/s .. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	194
CUADRO No. 55	Comparación de caudales entre en Método Volumétrico (testigo) y el Método de Manning. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	195
CUADRO No. 56	Caudales obtenidos por el método del Correntómetro en m^3/s . Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	197
CUADRO No. 57	Comparación de caudales entre en Método Volumétrico (testigo) y el Correntómetro. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	198
CUADRO No. 58	Resumen de los caudales obtenidos. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	200

CUADRO No. 59	Cálculo de la anomalía y % de acierto para caudal bajo. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	201
CUADRO No. 60	Cálculo de la anomalía y % de acierto para caudal medio. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	202
CUADRO No. 61	Cálculo de la anomalía y % de acierto para caudal alto. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	203
CUADRO No. 62	Cálculo de la anomalía y % de acierto para el promedio de los caudales. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	204
CUADRO No. 63	Diferencia de caudales reguistrados entre el Método Volumétrico (testigo) y el Vertedero Triangular. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	207
CUADRO No. 64	Diferencia de caudales reguistrados entre el Método Volumétrico (testigo) y el Vertedero Rectangular. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	208
CUADRO No. 65	Diferencia de caudales reguistrados entre el Método Volumétrico (testigo) y el Vertedero Trapezoidal. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	208

CUADRO No. 66	Diferencia de caudales registrados entre el Método Volumétrico (testigo) y el Vertedero Orificio. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	209
CUADRO No. 67	Diferencia de caudales registrados entre el Método Volumétrico (testigo) y el Aforador Parshall. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	210
CUADRO No. 68	Diferencia de caudales registrados entre el Método Volumétrico (testigo) y el Aforador Sin Cuello. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	210
CUADRO No. 69	Diferencia de caudales registrados entre el Método Volumétrico (testigo) y el Metodo de Flotadores. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	211
CUADRO No. 70	Diferencia de caudales registrados entre el Método Volumétrico (testigo) y el Metodo de Manning. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	212
CUADRO No. 71	Diferencia de caudales registrados entre el Método Volumétrico (testigo) y el Metodo del Correntómetro. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.	212

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
FIGURA No. 01 Vertiente Natural para medición de Caudal por el Método volumétrico.	13
FIGURA No. 02 Acequia con fuerte Pendiente para medición de Caudal por el Método volumétrico.	13
FIGURA No. 03 Tubería horizontal con flujo aparente para medición de Caudal por el Método volumétrico.	14
FIGURA No. 04 Acequia con alta pendiente – corte creado en el canal para medición de Caudal por el Método volumétrico.	14
FIGURA No. 05 Acequia con pendiente baja acondicionada para la medición de Caudal por el Método volumétrico.	15
FIGURA No. 06 Desvió del flujo de Agua hacia un reservorio para la medición de Caudal por el Método volumétrico.	16
FIGURA No. 07 Medición del caudal por el método Volumétrico en Aspersores.	17
FIGURA No. 08 Medición de niveles de agua en forma Directa e Indirecta.	18
FIGURA No. 09 Medición de caudal a recipiente lleno	21
FIGURA No. 10 Medición de caudal con recipiente graduado (llenado parcial)	21
FIGURA No. 11 Medición de caudal en forma gravimétrica	22
FIGURA No. 12 Medición de caudal con recipiente grande.	23
FIGURA No. 13 Tiempo utilizado para el cálculo del caudal en estanques.	24
FIGURA No. 14 Vista de la sección transversal de un río en el que se muestra la ubicación de los puntos de observación	30

FIGURA No. 15	Medición de la velocidad en la vertical por el método de los puntos reducidos.	35
FIGURA No. 16	Sección y Perfil de Canal en Tierra	39
FIGURA No. 17	Elementos Hidráulicos y Geométricos de Sección Rectangular de un Canal	40
FIGURA No. 18	Elementos Hidráulicos y Geométricos de un Canal con Sección Trapezoidal.	41
FIGURA No. 19	Tramo de canal en tierra con flotador	44
FIGURA No. 20	Esquema típico de un Limnómetro.	48
FIGURA No. 21	Esquema del funcionamiento de los limnógrafos.	48
FIGURA No. 22	Esquema típico de un Tubo Pitot	52
FIGURA No. 23	Esquema del funcionamiento de un Equipo Ultrasónico	55
FIGURA No. 24	Medidores de flujo acústico tipo DOPPLER.	56
FIGURA No. 25	Medidores de Flujo electromagnético.	57
FIGURA No. 26	a) Vertedero de lámina libre; b) Vertedero sumergido.	59
FIGURA No. 27	a) Vertedero normal; b) Vertedero inclinado; c) Vertedero quebrado; d) vertedero curvilíneo.	60
FIGURA No. 28	a) Vertedero de cresta afilada; b) Vertedero de cresta ancha.	60
FIGURA No. 29	Sección Típica y Perfil de un Aforador de Cresta Ancha (RBC) y sus Dimensiones	61
FIGURA No. 30	Esquema de los Vertederos	62
FIGURA No. 31	Condiciones de descarga de la lámina vertiente	64
FIGURA No. 32	Lugar recomendado para el aforo.	66

FIGURA No. 33	Posición del vertedero respecto a la dirección del flujo.	67
FIGURA No. 34	Altura a la cresta y ancho de espejo de agua.	68
FIGURA No. 35	Altura de carga – vertederos de pared delgada	69
FIGURA No. 36	Vertedero (a) rectangular; (b) trapezoidal; (c) triangular; (d) parabólico.	73
FIGURA No. 37	Vertedero a) sin contracción lateral; b) con contracción lateral.	73
FIGURA No. 38	Vertedero triangular de pared delgada	78
FIGURA No. 39	Vertedero circular (esquema)	89
FIGURA No. 40	Esquema Típico de un Medidor Venturi	92
FIGURA No. 41	Geometría de un canal Aforador Parshall.	94
FIGURA No. 42	Perfil hidráulico del Aforador Parshall-	101
FIGURA No. 43	Muestra un diagrama esquemático del aforador sin cuello en donde se indican sus dimensiones básicas.	103
FIGURA No. 44	Instalación de un aforador sin cuello de 60 X 180 cm Para un gasto máximo de 400 L/s y operación en flujo libre.	116
FIGURA No. 45	Esquema Típico de una Toma que funciona como un Orificio de Carga Constante	125
FIGURA No. 46	Esquema de una Toma con Compuerta Calibrada	133
FIGURA No. 47	Esquema del Funcionamiento de una Compuerta Radial en Canales Grandes o Bocatomas	133
FIGURA No. 48	H-Canales	159

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

	Pág.
FOTOGRAFÍA No. 01 Aforo de aspersores con mangueras de plástico.	23
FOTOGRAFÍA No. 02 Correntómetro de eje vertical.	26
FOTOGRAFÍA No. 03 Correntómetro con hélice y eje horizontal.	27
FOTOGRAFÍA No. 04 Medición con Correntómetro por vadeo.	28
FOTOGRAFÍA No. 05 Medición con Correntómetro suspendido (andarivel)	28
FOTOGRAFÍA No. 06 Medición con Correntómetro desde un puente	29
FOTOGRAFÍA No. 07 Medición con Correntómetro sobre Bote	29
FOTOGRAFÍA No. 08 Estación Limnimétrica y de aforo en el Canal Zamácola – Imata	47
FOTOGRAFÍA No. 09 Instalación vertedero de pared delgada	68
FOTOGRAFÍA No. 10 Medición de la altura de carga.	70
FOTOGRAFÍA No. 11 Vista de un Vertedero Cipolleti	85
FOTOGRAFÍA No. 12 Vista de un Vertedero Circular (Instalación en Campo).	89
FOTOGRAFÍA No. 13 Ubicación del Experimento en “Huasacache”	143
FOTOGRAFÍA No. 14 Fundo “La Banda” – UCSM	143
FOTOGRAFÍA No. 15 Replanteo de Canal	146
FOTOGRAFÍA No. 16 Encofrado de Canal	147
FOTOGRAFÍA No. 17 Concreto de Canal	148
FOTOGRAFÍA No. 18 Proceso de curado de Canal	148

FOTOGRAFÍA No. 19	Ubicación de Juntas de Dilatación	149
FOTOGRAFÍA No. 20	Construcción de Canal	150
FOTOGRAFÍA No. 21	Compuerta	150
FOTOGRAFÍA No. 22	Vertedero Triangular	151
FOTOGRAFÍA No. 23	Vertedero Rectangular con contracción	151
FOTOGRAFÍA No. 24	Vertedero Cipolletti	152
FOTOGRAFÍA No. 25	Vertedero de Orificio	152
FOTOGRAFÍA No. 26	Distribución de Vertederos en Canal	153
FOTOGRAFÍA No. 27	Correntómetro	153
FOTOGRAFÍA No. 28	Flotadores	154
FOTOGRAFÍA No. 29	Secciones de Control Manning	154
FOTOGRAFÍA No. 30	Aforador Parshall	155
FOTOGRAFÍA No. 31	Aforador Sin Cuello	155
FOTOGRAFÍA No. 32	Reservorio	156
FOTOGRAFÍA No. 33	Canal de conducción	158
FOTOGRAFÍA No. 34	Topografía	159
FOTOGRAFÍA No. 35	Represamiento Aguas Arriba	160
FOTOGRAFÍA No. 36	Vertedero Triangular con Contracción, evaluación de medidor.	161
FOTOGRAFÍA No. 37	Vertedero Cipolletti, evaluación de medidor	162
FOTOGRAFÍA No. 38	Vertedero Orificio, evaluación de medidor	162
FOTOGRAFÍA No. 39	Correntómetro, evaluación de medidor	163

FOTOGRAFÍA No. 40	Medidor Parshall, evaluación de medidor	163
FOTOGRAFÍA No. 41	Medidor Sin cuello, evaluación de medidor	164
FOTOGRAFÍA No. 42	Reservorio, evaluación de medidor	164
FOTOGRAFÍA No. 43	Flotadores, evaluación de medidor	165



LISTA DE GRAFICOS

	Pág.
GRAFICO No. 01 Relación entre la profundidad exacta, d y la profundidad observada, d_{ob}	32
GRAFICO No. 02 Curva elevaciones caudales en Canal Trapezoidal obtenida a partir de Manning.	43
GRAFICO No. 03 Curva de ajuste (Calibración) obtenidas del promedio de curvas aforadas con correntómetro.	50
GRAFICO No. 04 Curva de caudales y elevaciones en un limnómetro	51
GRAFICO No. 05 Coeficiente de Descarga C_e , como Función de L/B y h_1/p , Proporcionado por el Georgia Institute of Technology	75
GRAFICO No. 06 Coeficiente C_e , para Vertederos Triangulares Contraídos y con cualquier Angulo.	81
GRAFICO No. 07 Valores de C_e – Vertedero triangular de 90° con contracción parcial.	82
GRAFICO No. 08 Curva Caudal Q vs Carga h_1 , para Vertedero Triangular.	84
GRAFICO No. 09 Curva Caudal Q vs Carga h_1 , para Vertedero Cipolletti	87
GRAFICO No. 10 Curva Caudal Q vs Carga h_1 , para Vertedero Circular	90
GRAFICO No. 11 Curva de Caudales Q vs Cargas h_1 , para Aforador Parshall 1.55 con $W = 0.6096$ y Ecuación de Descarga $Q = 1.428 h_1^{1.55}$	97
GRAFICO No. 12 Nomograma para Determinar el Caudal que pasa por un Aforador Parshall que Funciona Sumergido, $W = 1.0$ m, $S = 0.7, 0.8$ y 0.9 .	100
GRAFICO No. 13 Efecto de la sumersión del Aforador “Sin Cuello” de 30 X 90 cm.	107

GRAFICO No. 14	Relación entre el Grado de Sumergencia Transitoria (S_t) y la longitud (L) del Aforador sin Cuello	108
GRAFICO No. 15	Relación entre el Coeficiente de Longitud para flujo Libre (k) y el exponente de flujo libre (n), con respecto a la Longitud (L), del Aforador sin Cuello.	110
GRAFICO No. 16	Relación entre el Coeficiente de Longitud para Flujo Sumergido (k), y el exponente de Flujo Sumergido (n), respecto a la Longitud (L), del Aforador sin Cuello	112
GRAFICO No. 17	Calibración de Curvas de Descarga para Aforador sin Cuello, $W = 20$ cm y $L = 180$ cm.	122
GRAFICO No. 18	Calibración de curvas del Aforador sin Cuello, con Dimensiones $w = 0.20$ m y $L = 0.90$ m, con Grado de Sumergencia $S = 0.66, 0.75, 0.80, 0.85, 0.90$ y 0.95 .	124
GRAFICO No. 19	Curva caudal Q vs. Diferencia de carga h, para compuerta con abertura de 1.0 m x 0.20 m., $C_d = 0.7$ y $Q = 0.14 \times (2gh)^{0.5}$.	128
GRAFICO No. 20	Curvas de caudal vs. diferencia de carga, para compuerta de ancho $b=1.0$ m., con coeficiente $C_d=0.7$ y $Q = 0.7$ a $(2gh)^{0.5}$, donde h_c es la abertura de la compuerta, necesaria para calcular A.	129
GRAFICO No. 21	Caudal Q vs. Diferencia de carga h, para compuerta de $A = 1.0 \times 0.15$ m ² , con abertura $h_c = 0.15$ m y $Q = 0.412h^{0.5}$	136
GRAFICO No. 22	Curvas de caudal Q vs. Diferencia de carga h, para una compuerta de ancho $b= 1.0$ m., coeficiente de descarga $C_d = 0.62$ y diferentes valores de abertura de compuerta h_c	137
GRAFICO No. 23	Curva de Elevaciones y Caudales ajustada, para Compuertas Calibradas.	138

GRAFICO No. 24	Curva elevaciones caudales para compuertas radiales funcionando a flujo libre.	139
GRAFICO No. 25	Curva elevaciones caudales ajustadas, compuerta radial funcionando a flujo libre.	140
GRAFICO No. 26	Curva elevaciones caudales para tomas con compuertas calibradas	141
GRAFICO No. 27	Curva altura gasto del Vertedero Triangular	171
GRAFICO No. 28	Curva altura gasto comparativa entre el V. Triangular y el método Volumétrico (testigo)	172
GRAFICO No. 29	Curva altura gasto del Vertedero Rectangular	173
GRAFICO No. 30	Curva altura gasto comparativa entre el V. Rectangular y el método Volumétrico (testigo)	174
GRAFICO No. 31	Curva altura gasto del Vertedero Trapezoidal (Cipolleti)	175
GRAFICO No. 32	Curva altura gasto entre el V. Trapezoidal y el método Volumétrico (testigo)	176
GRAFICO No. 33	Curva altura gasto del Vertedero Circular	177
GRAFICO No. 34	Curva altura gasto comparativa entre el Vertedero Circular y el método Volumétrico (testigo)	178
GRAFICO No. 35	Curva altura gasto del Aforador Parshall	179
GRAFICO No. 36	Curva altura gasto comparativa entre el Aforador Parshall y el método Volumétrico (testigo)	180
GRAFICO No. 37	Curva altura gasto Aforador Sin Cuello	181
GRAFICO No. 38	Curva altura gasto comparativa entre el Aforador Sin Cuello y el método Volumétrico (testigo)	182
GRAFICO No. 39	Curva altura gasto con el Método del Flotador	184

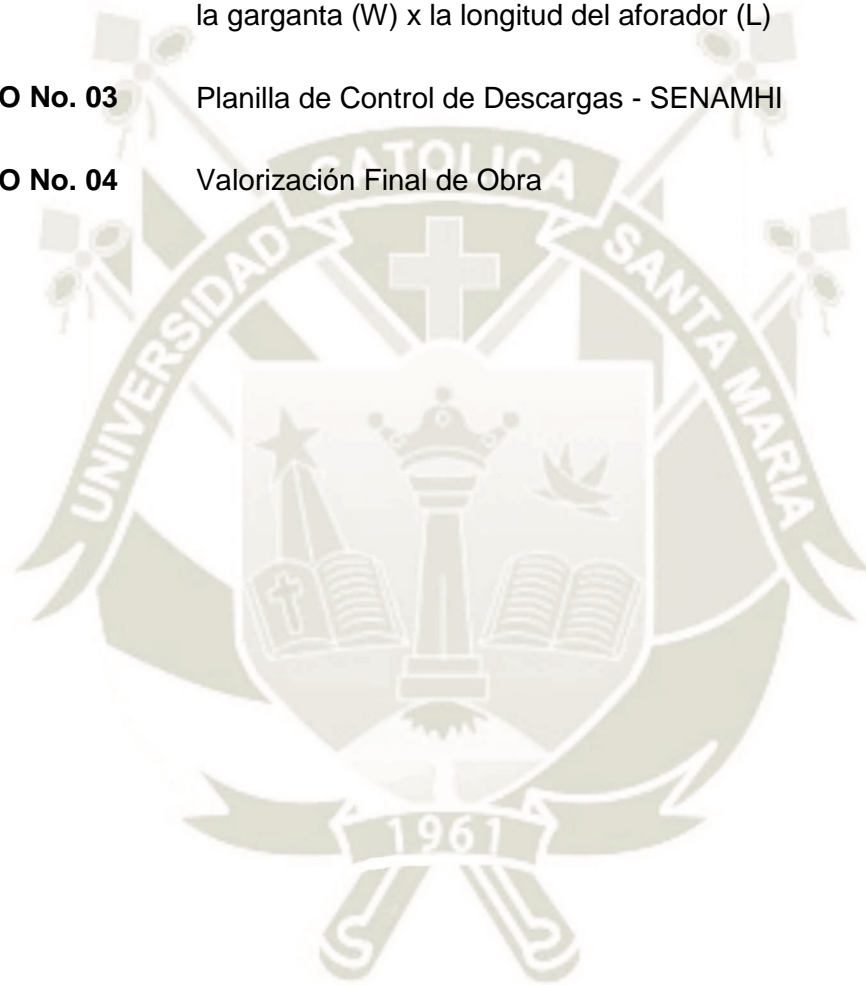
GRAFICO No. 40	Curva altura gasto comparativa entre el aforo con Flotador y el método Volumétrico (testigo).	185
GRAFICO No. 41	Curva de caudales con el Método de Manning	186
GRAFICO No. 42	Curva altura gasto comparativa entre el método de Manning y el método Volumétrico (testigo)	187
GRAFICO No. 43	Curva Altura - Gasto con el Método del Correntómetro.	188
GRAFICO No. 44	Curva Altura - Gasto comparativa entre el M. del Correntómetro y el M. Volumétrico (testigo)	189
GRAFICO No. 45	Distribución del % de anomalía en caudales bajos	191
GRAFICO No. 46	Distribución del % de anomalía en caudales medios.	192
GRAFICO No. 47	Distribución del % de anomalía en caudales altos	193
GRAFICO No. 48	Distribución del % de anomalía para el promedio de los caudales.	195
GRAFICO No. 49	Curva Altura - Gasto comparativa entre el método del Manning y el método volumétrico (Testigo).	196
GRAFICO No. 50	Análisis de correlación entre el método de Manning y método volumétrico (testigo).	196
GRAFICO No. 51	Curva Altura – Gastos con el método del correntómetro.	198
GRAFICO No. 52	Curva Altura – Gastos comparativa entre el M. del Correntómetro y el M. Volumétrico.	199
GRAFICO No. 53	Análisis de correlación entre el método del Correntómetro y método Volumétrico (testigo).	199
GRAFICO No. 54	Distribución del % de anomalía en caudales bajos.	202
GRAFICO No. 55	Distribucion del % de anomalías en caudales medios	203

- GRAFICO No. 56** Distribución del % de anomalías en caudales altos. 204
- GRAFICO No. 57** Distribución del % de anomalías para el promedio de los caudales. 205



LISTA DE ANEXOS

		Pág.
ANEXO No. 01	Régimen sub crítico para vertederos.	219
ANEXO No. 02	Sobre calibraciones de Flujo Libre para aforadores sin Cuello seleccionados expresados en función del ancho de la garganta (W) x la longitud del aforador (L)	221
ANEXO No. 03	Planilla de Control de Descargas - SENAMHI	224
ANEXO No. 04	Valorización Final de Obra	227



LISTA DE PLANOS

		Pág.
PLANO No. 01	Ubicación General (UG 01)	229
PLANO No. 02	Topográfico (PT 01)	230
PLANO No. 03	Canal Planta y Perfil (PP 01)	231
PLANO No. 04	Medidores de Caudal, Parshall y Sin Cuello (OH 01)	232
PLANO No. 05	Vertederos (OH 02)	233
PLANO No. 06	Reservorio Planta y Sección (OH 03)	234
PLANO No. 07	Detalle de reglas de Vertederos y Aforadores (DE 01)	235

RESUMEN

El presente trabajo se desarrolló en el fundo “La Banda” de la Universidad Católica de “Santa María” en Huasacache, Distrito de Hunter, Provincia y Departamento de Arequipa, entre los meses de octubre del 2009 y enero del 2010.

El fundo se encuentra ubicado a $16^{\circ}27'51''$ latitud sur, $71^{\circ}34'30''$ longitud oeste a 2208 m.s.n.m.; con coordenadas UTM 8178604.131 norte, 225993.828 este cota 2208 m.s.n.m.

El objetivo es determinar mediante la instalación y operación de medidores de agua en conductos abiertos con diferentes caudales, la variación en las descargas de cada uno de los métodos comparados con el correntómetro y el método volumétrico.

Se realizaron múltiples pruebas en cada uno de los diferentes métodos de aforo, determinándose que para las condiciones del canal construido, el método que más se aproxima en niveles bajos es el aforador Parshall; para los caudales medios no existe diferencia entre el método volumétrico, y los de vertedero circular, rectangular y triangular, seguido del aforador Parshall; en el caso de niveles altos, el método que más se aproxima es el método de Manning.

De los resultados obtenidos en los tres niveles (bajo, medio y alto) se realizó un promedio y comparado con el testigo se halló que el método que más se aproxima al testigo es el aforador Parshall.

SUMARY

The present work was developed on the farm "La Banda" of the Catholic University "Santa María" of Huasacache, district of Hunter, province and Department of Arequipa, between the months of October 2009 and January 2010.

The farm is located at $16^{\circ} 27'51''$ South latitude, $71^{\circ} 34'30''$ West longitude 2208 meters above sea level; " with coordinates UTM 8178604.131 North, 225993.828 this dimension 2208 m

the objective is to determine through the installation and operation of water meters in open ducts with different flow rates, the variation in discharges from each of the methods compared to the current meter and the method volumetric.

Multiple tests were performed on each of the different methods of capacity, determined that for built channel conditions, the method that most approximates at low levels is the Parshall gauger; for the media flows there is no difference between the volumetric method, and the landfill circular, rectangular and triangular, followed the Parshall gauger; in the case of high levels, the method that most approximates is the method of Manning.

Of the results obtained in the three levels (low, medium and high) was an average, and compared to the witness was found that the method that most approximates to the witness is the Parshall gauger



CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1. ANTECEDENTES

La historia de la civilización humana está relacionada con la historia de los métodos usados para manipular los recursos hídricos. Hace más de 5,000 años surgieron los primeros asentamientos humanos en el valle Indus (India Antigua), donde construyeron canales y tuberías para la distribución del agua. No obstante este conocimiento cualitativo, sólo en 1680, Perrault realizó las primeras mediciones en el Río Sena, los cuales demostraron que la precipitación que caía anualmente en la cuenca era aproximadamente seis veces superior al escurrimiento anual que se observaba. Se constató así, en forma cuantitativa por primera vez, que la lluvia podía ser la causa del escurrimiento (Farías, 2005).

Estas mediciones se fueron desarrollando teniendo métodos y estructuras múltiples para la determinación de caudales. Las estructuras a través de la corriente que cambian el nivel de aguas arriba se denominan vertederos y las estructuras de tipo canal se denominan aforadores, aunque esta distinción no siempre se cumple. Una distinción más importante es entre dispositivos estándar y no estándar. Un vertedero o aforador estándar es el que se construye e instala siguiendo especificaciones uniformes y cuando el caudal puede obtenerse directamente de la profundidad de la corriente mediante el empleo de diagramas o tablas de aforo, es decir, cuando el aforador ha sido previamente calibrado. Un vertedero o aforador no estándar es el que

necesita ser calibrado individualmente después de la instalación mediante el empleo del método velocidad/superficie como cuando se establece el aforo de una corriente. Existe un conjunto tan amplio de dispositivos estándar que es preferible evitar las estructuras no normalizadas salvo para hacer cálculos aislados de los caudales de la corriente utilizando el método velocidad/superficie en un puente o un vado o una alcantarilla, (Boletín de suelos de la FAO, 1997).

Otro tipo de mediciones se realiza con un instrumento denominado correntómetro. En la práctica, la medición de velocidades se realiza en ciertos puntos representativos de la velocidad, teniendo en cuenta que a lo largo y ancho de la sección, ésta varía de acuerdo a su eje horizontal y vertical, (Boletín de suelos de la FAO, 1997).

La medición con correntómetro o molinete se basa en el conteo de revoluciones que da una hélice colocada en el sentido de flujo, las cuales son proporcionales a la velocidad de giro. El número de revoluciones se da a conocer a través de señales sonoras, visuales o por contadores eléctricos. (Farías, 2005).

Existen además otras formas de medición como el aforador Parshall, aforador Sin Cuello, método de Manning, método Volumétrico que se describen en el desarrollo de la presente tesis.

1.2. JUSTIFICACIÓN

Con la reciente creación de la Autoridad Nacional del Agua (ANA) y aprobado el Reglamento de la Ley de Recursos Hídricos 29338, en el Artículo 35^o señala que es responsabilidad de los Operadores de infraestructura hidráulica “Ejercer las actividades de captación, distribución y demás necesarias para prestar el servicio de suministro de agua en forma oportuna de acuerdo con planes y programas de distribución autorizados”, dicha actividad se debe realizar con la más entera transparencia, especialmente en el tema de distribución, por lo cual una correcta medición de los caudales se hace cada vez más importante en nuestro medio.

El principal interés, es lograr que las mediciones de agua entregada a los usuarios sean las más aproximadas posibles a la realidad, lo que se logra con equipos y estructuras debidamente calibrados. Una medición del agua precisa, conlleva a una mejor eficiencia en la distribución y mayor confiabilidad en la recaudación de la tarifa de agua, que hoy por hoy, no guarda relación con los volúmenes de agua realmente entregados a los usuarios.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivos generales.

Determinar los caudales de agua, probando diferentes métodos de aforo en canales abiertos, usados en los sistemas de riego que operan los Comites de Usuarios y Comités de Regantes a nivel de todo el país, constituyendo una práctica constante para controlar los volúmenes que se entregan a los usuarios en los canales de conducción y distribución o en las tomas de parcelas.

1.3.2. Objetivos específicos.

- a) Determinar tres descargas o caudales en vertederos triangulares, rectangulares, trapezoidales y circulares, en aforadores Parshall y sin cuello, aplicando la expresión matemática de Manning, utilizando el correntómetro, el método de los flotadores y empleando el Método volumétrico.
- b) Determinar mediante métodos matemáticos y estadísticos, los márgenes de error y hallar la ecuación de correlación de cada uno de ellos con el Método Volumétrico o gravimétrico.

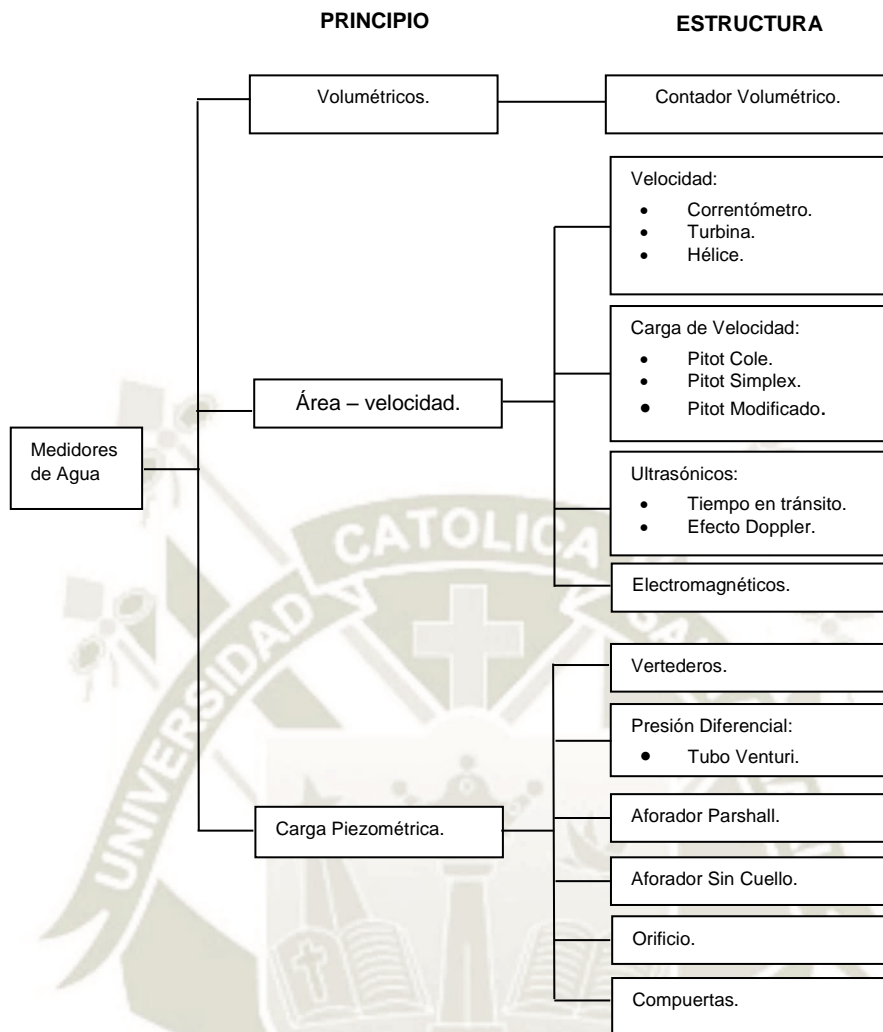
II.

CAPITULO II REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. GENERALIDADES

Para realizar mediciones del agua se requiere conocer ciertos fundamentos y conceptos hidráulicos. En términos prácticos, los flujos se pueden diferenciar en dos clases:

- a) **Flujos a superficie libre o flujos de gravedad**, un ejemplo de este tipo de flujo son los canales de riego y los conductos que transportan agua sin llenar su sección, tales como drenes y desagües urbanos.
- b) **Flujos a presión o flujos a conducto lleno**, se caracteriza por que el agua que fluye por el conducto llena la sección y tiene una carga de energía; un ejemplo de este tipo de flujos se presenta en los conductos como sifones y en tuberías de sistemas de riego a presión, plantas de bombeo y en instalaciones de agua domiciliaria. Existe una gran variedad de instrumentos y estructuras para la medición del agua, los que se han agrupado de acuerdo al principio de funcionamiento, como puede observarse en el siguiente diagrama.



Fuente: PSI, 2004

En la práctica no todos los medidores que se presentan en el esquema anterior, son usados en las Juntas de Usuarios y Comités de Riego. La preferencia por el uso de un medidor con respecto a otro, está asociado a las características del medidor, al costo del equipo y a su necesidad frecuente (PSI, 2004); por lo tanto en el desarrollo de la presente tesis solo se tomara en cuenta aquellas estructuras o métodos de medición más usados en nuestro medio.

2.2. CONCEPTOS Y DEFINICIONES

Hidrometría

La palabra hidrometría proviene del griego Hidro que significa 'agua' y metría 'medición'. Por lo tanto la hidrometría es la ciencia que se encarga de medir, registrar, calcular y analizar los volúmenes de agua que circulan en una sección transversal de

un río, canal o tubería en la unidad de tiempo incluyendo métodos, técnicas e instrumentos utilizados en Hidrología. (MINAG, 2005) (SENAMHI, 2008)

Sistema hidrométrico

Es el conjunto de actividades y procedimientos que permiten conocer los caudales de agua que circulan en los cauces de los ríos y canales de un sistema de riego, con el fin de programar, corregir y mejorar la distribución del agua. El sistema hidrométrico tiene como soporte físico una red hidrométrica. (MINAG, 2005).

Red hidrométrica

Es el conjunto de puntos de medición del agua estratégicamente ubicados en un sistema de riego, de tal forma que constituya una red que permita interrelacionar la información obtenida. (PSI, 2004).

Punto de control

Son los puntos donde se registran los caudales que pasan por la sección.

Los puntos de control son de gran variedad de tipos, como: estaciones hidrométricas en el río, la presa de almacenamiento, las compuertas de la estructura de captación o de toma, las obras de toma del canal principal, las caídas, vertederos, medidor Parshall, etc. (PSI, 2004).

Llamados también sección de control de una corriente donde existe una relación única entre el tirante y el gasto. De los muchos tipos de secciones de control que se puedan usar para una corriente, los más comunes son los que producen un tirante crítico y los vertederos. (Aparicio, 2008).

Registro

Es la colección de todos los datos que nos permiten cuantificar el caudal que pasa por la sección de un determinado punto de control.

El registro de caudales y volúmenes de riego se ejecuta de acuerdo a las necesidades de información requeridas para la gestión del sistema. Los registros se efectúan en el momento de realizar el aforo o mediciones en miras o reglas, dependiendo del método de aforo. (PSI, 2004)

Dependiendo de la ubicación del punto de control, los registros obtenidos son:

- a. Registro de los caudales en ríos de la cuenca hidrográfica.

- b. Registro de salidas de agua de los reservorios.
- c. Registro de caudales captados y que entran al sistema de riego.
- d. Registro de distribución de caudales de agua en canales del sistema de riego.
- e. Registro de caudales entregados para el riego en parcela.

Reporte

Es el resultado del procesamiento de un conjunto de datos obtenidos, en el cual normalmente una secuencia de caudales medidos se convierte en un volumen por período mayor (m³/día, m³/mes, etc.).(PSI, 2004).

Caudal

El agua cuando fluye a través de una sección a una determinada velocidad, puede ser representada mediante el caudal, que corresponde al producto de la velocidad por el área de la sección transversal del flujo, se expresa en volumen por unidad de tiempo.

Medir el caudal significa aforar, en hidrología superficial puede ser necesario medir desde pequeños caudales, hasta caudales importantes de ríos.

Se dispone de métodos directos e indirectos, los primeros se basan en medir directamente la velocidad de agua, que se pondera por la sección transversal del flujo (también se incluyen los métodos que miden volumen en unidad de tiempo). Los métodos indirectos se fundamentan en medir la altura del escurrimiento y a partir de ella se determina el caudal.

Medición de agua o aforo

La medición del caudal o gasto de agua que pasa por la sección transversal de un conducto (río, riachuelo, canal, tubería) de agua, se conoce como aforo o medición de caudales. Este caudal depende directamente del área de la sección transversal a la corriente y de la velocidad media del agua. (PSI, 2004).

Nivel de agua

Es la altura de la superficie de un río, lago u otra masa de agua con relación a una determinada referencia, en el caso de un río será de su lecho. En general, debe ser medida con una exactitud de un centímetro, mientras que en las estaciones de aforo que efectúan registros continuos la exactitud debe ser de tres milímetros. (SENAMHI, 2008).

Métodos de medición

Los métodos de aforo más utilizados en canales y ríos son: (PSI, 2004).

- a. **Velocidad Sección:** correntómetro, flotador, secciones de control, tubos Pitot, equipos ultrasónicos y electromagnéticos.
- b. **Carga Piezométrica** (Estructuras Hidráulicas): Orificios, vertederos, aforadores Parshall, sin cuello y RBC, etc y tubo Vénturi.
- c. **Método Volumétrico:** Hidrómetros, depósitos de volumen conocido.

En el Cuadro No. 01, se muestra el rango de utilización de operación de estructuras de medición.

CUADRO No. 01 Rango de utilización de operación de estructuras de medición.

Estructura	Método de calibración	Tipo de Flujo	Pérdida de carga mínima (m)	Rango gastos $Q(m^3/s)$
Aforador de garganta larga y vertedor de cresta ancha	C – M C – C	Libre	>0.3 h	$Q < 5.0$
Aforador Parshall	C – M C – C Estándar	Libre y Ahogado	>0.3 h	$Q < 900$
Aforador Venturi	C – M C – C	Libre	>0.3 h	$Q < 0.15$
Vertedero Cipolletti	C – M C – C Estándar	Libre	>0.3 h	$Q_i < 0.80$
Vertedero Rectangular	C – M C – C Estándar	Libre	>0.1 h	$Q < 90$ $Q_i < 0.161$
Vertedero Triangular	C – M C – C Estándar	Libre	—	$Q_i < 0.12$
Compuesta Radial	C – M C – C	Libre Ahogada	>0.3 h	$Q_i < 2.5$
Compuerta Plana	C – M C – C	Libre Ahogada	>0.3 h	$Q_i < 2.0$
Orificio de Carga constante	C – M C – C Estándar	Ahogado	>0.3 h	$Q < 2.0$

Fuente: PSI, 2004.

Dónde:

Q = Caudal Máximo que puede ser aforado, (m^3/s).

Q_1 = Caudal intermedio que comúnmente se afora, (m^3/s).

h_1 = Carga hidráulica de la estructura, (m).

C M = Calibración matemática.

C C = Calibración en campo.

Estándar = Estructuras con dimensiones pre establecidas.

2.3. MEDIDORES DE AGUA

2.3.1. Método volumétrico

Es un método directo que si se toman todas las previsiones para su determinación, es el más preciso y confiable. En virtud a ello, es utilizado como un método de calibración para otros métodos. (Delgadillo, 2004).

A pesar de su aparente sencillez, este método requiere ciertos cuidados y condiciones para su empleo que son necesarios tener en cuenta en todo momento. (Delgadillo, 2004).

Principio del método

Se basa en la definición del caudal:

$$Q = V \times A_o \quad (1)$$

Dónde:

Q = Caudal (m^3/s)

V = Velocidad del flujo de agua (m/s)

A_o = Área de la sección (m^2)

La velocidad se puede expresar como:

$$V = \frac{L}{t} \quad (2)$$

Dónde:

L = Distancia recorrida (m)

t = Tiempo del recorrido (s)

Combinando las ecuaciones (1) y (2), el caudal se puede expresar en términos de volumen por tiempo:

$$Q = \frac{L}{t} \times A_o$$

$$Q = \frac{V}{t} \quad (3)$$

Dónde:

V = Volumen (m³)

La ecuación (3) nos indica que la determinación del caudal resulta de la medición del tiempo que tarda en llenar un flujo de agua en un recipiente de volumen conocido (graduado) o fácilmente cuantificable (volumen regular), es decir, es el cociente entre el volumen colectado y el tiempo de colección de dicho volumen. (Delgadillo, 2004).

Por la necesidad de recibir el flujo de agua en un recipiente, su aplicación es limitada a caudales relativamente pequeños y a condiciones de flujo de agua en caída libre, y/o desvíos necesarios, aunque resulta ser, si se cumplen con las condiciones de medición, el método más confiable, pues su determinación resulta de una relación directa (un cierto volumen en un tiempo determinado), por ello constituye el método para la calibración de otros métodos. (Delgadillo, 2004).

Considerando el uso de recipientes pequeños (hasta de 40 litros de capacidad) para los casos de vertientes, acequias en fuerte pendiente y aspersores, se puede medir caudales hasta 8 l/s; en cambio si se utilizan recipientes grandes (hasta de 200 litros de capacidad), en el caso de pozos, se pueden aforar caudales hasta de 30 l/s. (Delgadillo, 2004).

Las mediciones volumétricas son usualmente hechas en situaciones en las cuales el flujo de agua es concentrado en un chorro delgado y desviado dentro un recipiente. El flujo de agua desviado se colecta en un recipiente (llenado parcial o total) controlando el tiempo de colección. (Delgadillo, 2004).

Una limitante del método, a pesar de su precisión y confiabilidad, es que la lectura es puntual, es decir nos da una idea cabal del caudal en el momento; sin embargo, si requerimos construir la curva caudal – tiempo, cuando el caudal fluctúa considerablemente en un tiempo relativamente corto (por ejemplo riego parcelario), su aplicación ya no es muy práctica. (Delgadillo, 2004).

Cuando son caudales pequeños, es posible y conveniente llenar el recipiente hasta el límite, de manera que al conocerse el volumen total de éste, la determinación del caudal es sencilla, pero en caso de que el caudal sea considerablemente mayor no es

recomendable llenar el recipiente, pues podría ocasionar rebalses del mismo, ocasionando imprecisiones en la determinación del volumen y por ende del caudal. (Delgadillo, 2004).

Si el caudal es mayor a 8 l/s, el uso de un recipiente de 40 l/s ya no es recomendable. Por ejemplo, si el caudal es alrededor de 15 l/s, el tiempo de colección del agua resulta en menos de 3 segundos, además provoca mucha turbulencia o movimiento en el agua, lo cual dificulta enormemente la determinación precisa del tiempo de llenado. En estos casos y cuando se requiera de una medida precisa de caudal, es posible utilizar recipientes más grandes, por ejemplo un cilindro (200 litros de capacidad), aunque es poco práctico (difícil de conseguir y trasladar). (Delgadillo, 2004).

Condiciones para su aplicación

Previo a la descripción del método, se hace referencia a las condiciones en las cuales se puede medir el caudal de un flujo de agua volumétricamente. Se puede hablar de condiciones naturales y condiciones creadas, es decir, hay situaciones (chorro de agua natural) en las cuales podemos medir directamente el caudal, en cambio una condición creada, es aquella en la que debemos realizar por ejemplo un dique de tierra temporal para crear un desvío o elevar el nivel de agua y producir un chorro de agua en un canal.

Tomando en cuenta las condiciones naturales y creadas, se presentan las situaciones más comunes dentro de estas categorías: (Delgadillo, 2004).

a) Condiciones naturales

Existen vertientes (Figura No. 01) cuyos flujos pueden ser recibidos directamente en un recipiente. Asimismo, cuando tenemos una situación de flujos de agua que discurren por acequias de alta pendiente, existen algunos sitios en los cuales se presentan pequeñas caídas de agua (Figura No. 02), las cuales pueden ser aprovechadas para medir el caudal volumétricamente.

En el caso de pozos, en nuestro medio generalmente, el agua que es bombeada de éstos presenta dos situaciones típicas: Salida del agua a un estanque tranquilizador y luego al canal a través del vertido del agua mediante un vertedero y directamente de la tubería (normalmente horizontal) a la acequia o canal revestido, dando posibilidad a una medición volumétrica, (Figura No. 03).

FIGURA No. 01. Vertiente Natural para medición de Caudal por el Método volumétrico.

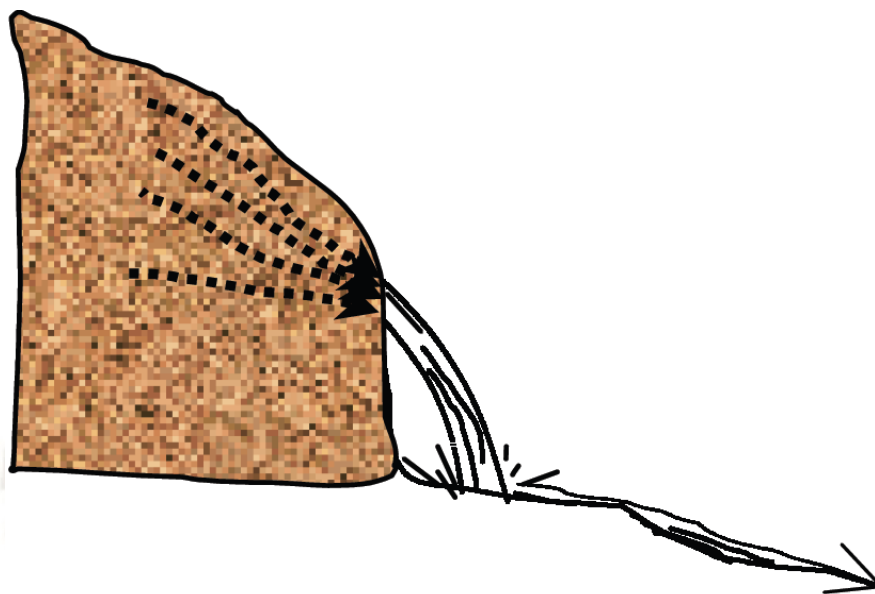
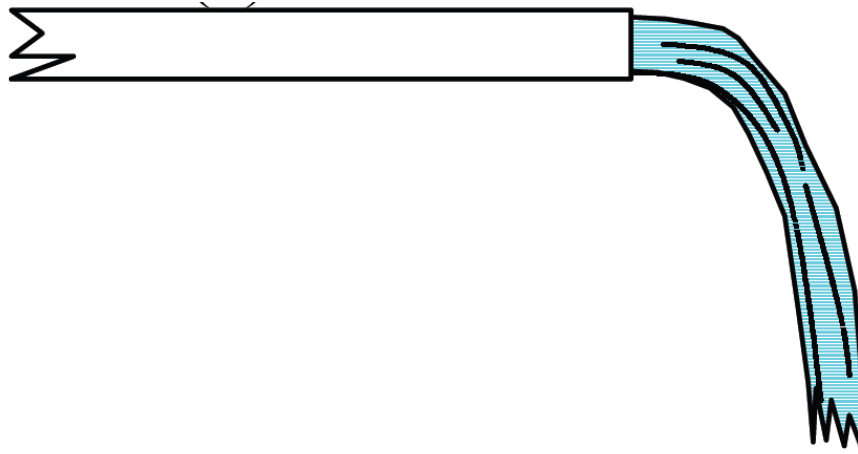


FIGURA No. 02. Acequia con fuerte Pendiente para medición de Caudal por el Método volumétrico.



FIGURA No. 03. Tubería horizontal con flujo aparente para medición de Caudal por el Método volumétrico.



b) Condiciones creadas

- **Acequia con fuerte pendiente**

Cuando tenemos una situación de flujos de agua que discurren por acequias de alta pendiente y no existen sitios en los cuales se presentan pequeñas caídas de agua, se puede realizar algún corte en la solera de la acequia, propiciado una pequeña caída y luego poder realizar las mediciones, (Figura No. 04).

FIGURA No. 04. Acequia con alta pendiente – corte creado en el canal para medición de Caudal por el Método volumétrico.

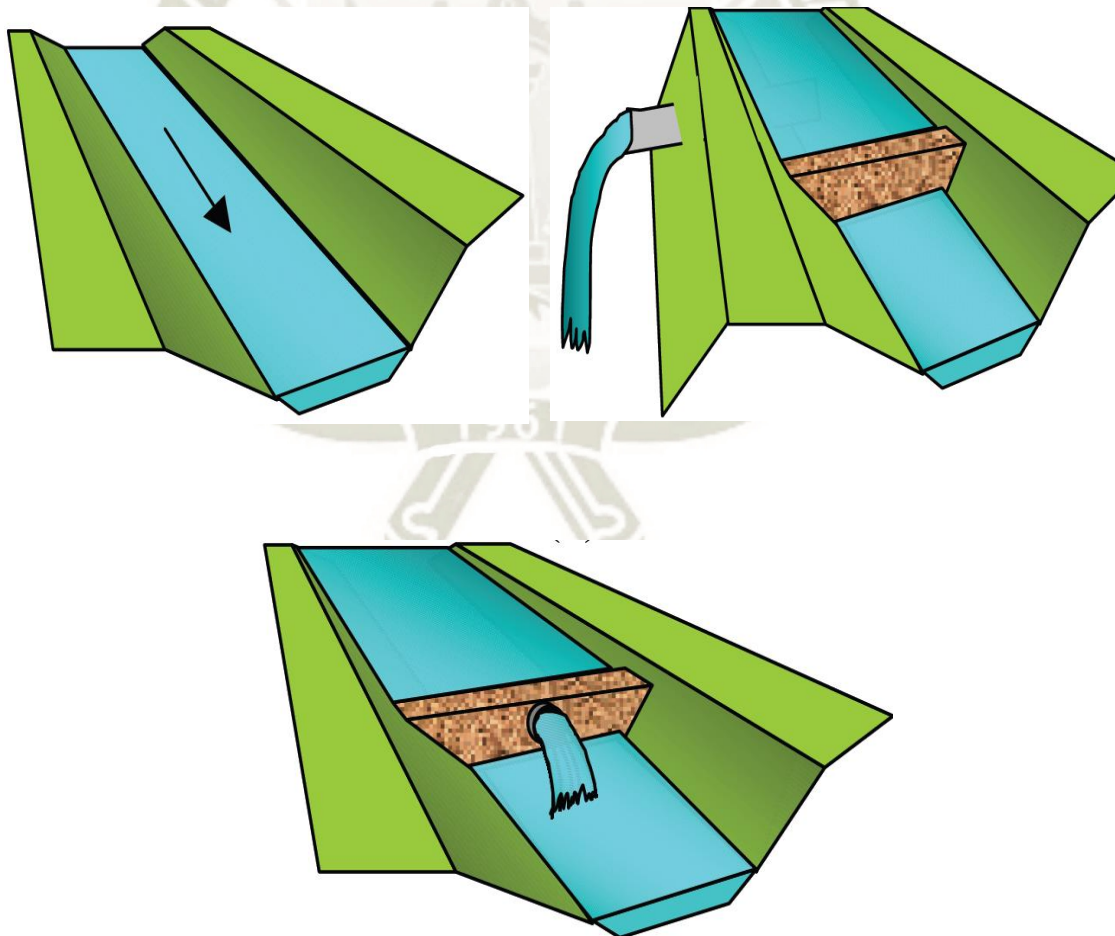


- **Acequia con baja pendiente**

Sobre todo con caudales pequeños que discurren por estas acequias, se puede propiciar una caída de agua, mediante la construcción de un pequeño dique y desviando el flujo de agua, a un costado de la acequia, o mediante el uso de un pequeño tubo de plástico o una pequeña canaleta de plancha o calamina, de manera que funcione como un pequeño vertedor del flujo total de agua, pero es muy importante un tiempo de espera, necesario para estabilizar el flujo antes de que la medición empiece. (Delgadillo, 2004).

En el caso que se utilice un tubo para crear la caída de agua, también es posible determinar el caudal, aunque con menor precisión, por el método del chorro. (Figura No. 05).

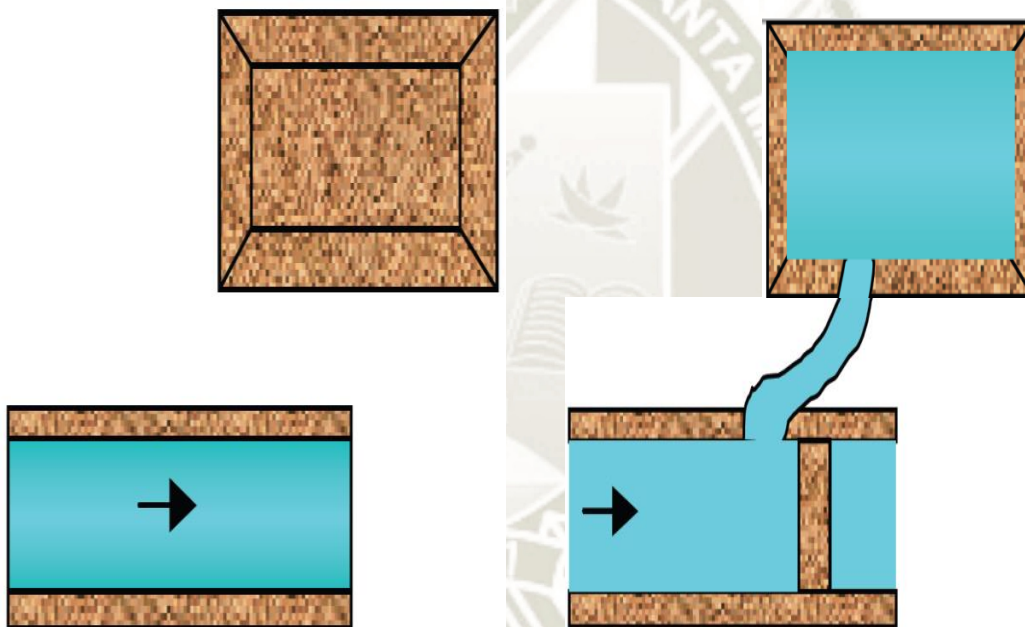
FIGURA No. 05. Acequia con pendiente baja acondicionada para la medición de Caudal por el Método volumétrico.



- **Desvío del flujo de agua hacia un reservorio**

En caso de que no se cuente con algún recipiente para coleccionar agua, así como cuando se encuentre con la dificultad de crear pequeñas caídas y ante todo, se observe caudales mayores a los recomendados para una medición volumétrica precisa, puede medirse también mediante el uso de un estanque próximo a la acequia, cuyas dimensiones sean fácilmente medibles. Naturalmente la precisión disminuirá, debido a la dificultad de determinar con exactitud el volumen almacenado, así como por la imposibilidad de realizar varias repeticiones, pues una vez llenado, su vaciamiento inmediato resulta poco práctico. (Figura No.06) Delgadillo, 2004.

FIGURA No. 06. Desvío del flujo de Agua hacia un reservorio para la medición de Caudal por el Método volumétrico.

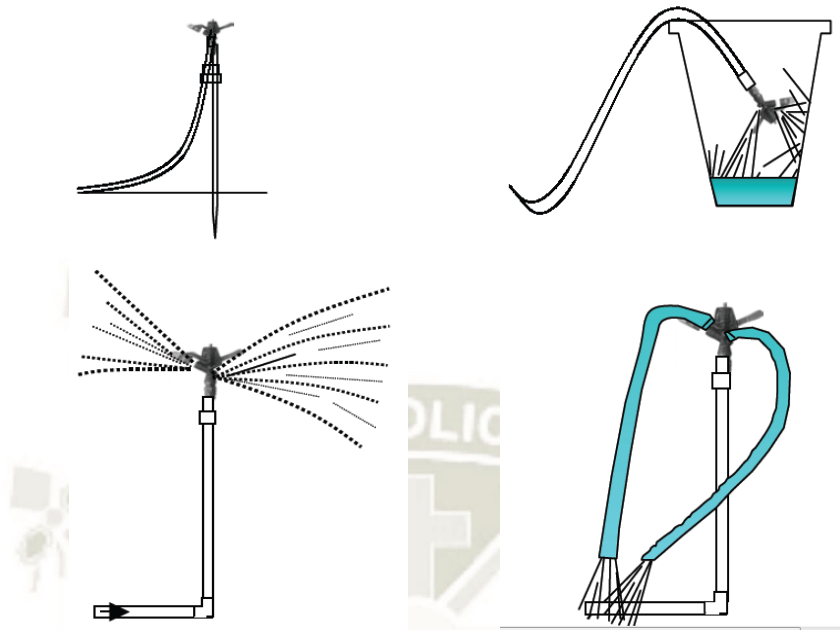


- **Aspersores**

Esta modalidad de medición es posible, siempre y cuando el aspersor esté conectado directamente a una manguera (flexible o rígida), de manera que la misma funciona como porta aspersor, sujeto a una estaca. (Figura No. 07).

En el caso de aspersores conectados a porta aspersores rígidos, el volumen descargado por éstos es medido con la ayuda de mangueras de plástico colocadas a las boquillas de la misma, los cuales permiten recibir el agua de los aspersores en recipientes. (Delgadillo, 2004)

FIGURA No. 07. Medición del caudal por el método Volumétrico en Aspersores.



Mediciones hidráulicas necesarias

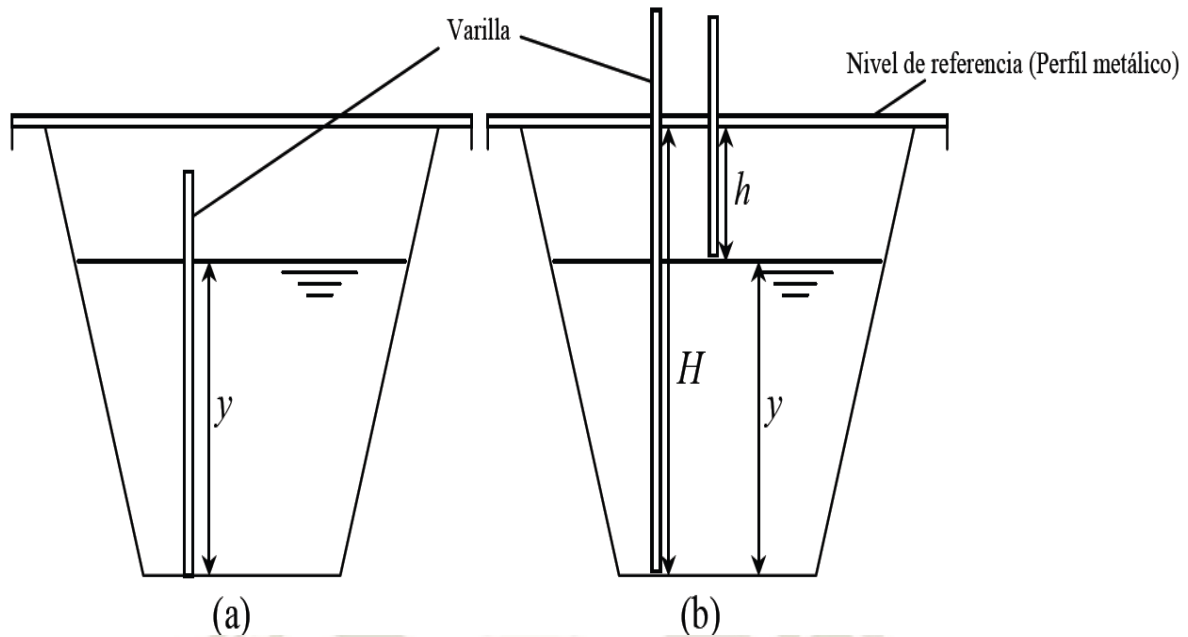
Cualquier medición necesita establecer previamente el grado de precisión requerida, de acuerdo a los objetivos buscados, condiciones existentes y recursos disponibles. Además, es necesario adoptar un determinado sistema de unidades. En nuestro medio el sistema de unidades más frecuentemente utilizado es el MKS (metro-kilogramo-segundo).

El método Volumétrico – Gravimétrico de medición de caudales requiere la realización de distintas mediciones, las cuales pueden ser agrupadas de la siguiente manera:

a) Niveles de agua y superficies

La medición de niveles de agua constituye una tarea básica de la hidrometría, muchos métodos de aforo requieren de ellas para la determinación de caudales, tanto en canales como en cauces naturales. En el caso del método Volumétrico – Gravimétrico, medir niveles de agua en los recipientes empleados es primordial para asegurar la exactitud de la medición.

Los niveles de agua pueden ser medidos directamente o indirectamente, tal como se aprecia en la siguiente figura (Figura No. 08)

FIGURA No. 08. Medición de niveles de agua en forma Directa e Indirecta.

Cuando la medición del nivel es realizada en forma directa se recomienda emplear varillas delgadas o reglas poco flexibles para causar menos perturbación en el flujo de manera que la medición del tirante sea más exacta. Por esta razón, la varilla o regla debe ser introducida lentamente para realizar la lectura. La lectura se realizará leyendo directamente en la escala de la regla, tratar de hacerlo desde el mismo plano de la superficie del agua, o midiendo hasta la marca humedecida por el agua (caso varilla sin graduación), ver Figura No. 08(a).

La medición de niveles en forma indirecta (por diferencia) es más exacta si es realizada con cuidado, para ello se establece un nivel de referencia que puede ser un perfil metálico o listón de madera lo suficientemente largo como para atravesar el recipiente, preferentemente nivelado, ver Figura No. 08(b). Luego se toma la altura desde el nivel de referencia hasta el fondo del recipiente (H) y posteriormente, para el mismo punto de medición, se mide la altura desde el nivel de referencia hasta la superficie del agua (h). Finalmente, el tirante (y) es calculado por diferencia: $y = H - h$.

En ciertas situaciones la lectura de niveles se dificulta por la presencia de movimiento en la superficie de agua en el recipiente, por ello es recomendable colocar éste en un lugar firme y horizontal, y esperar a que el nivel de agua esté completamente reposado para realizar la medida.

b) Volúmenes

La medición de volúmenes es una práctica sencilla empleada para la determinación de caudales principalmente por este método.

Por lo general, el volumen de agua es determinado en forma directa, con ayuda de recipientes aforados o recipientes con forma regular. Sin embargo, también es posible determinar el volumen de agua en forma indirecta, esto es posible a través del empleo de la relación entre: volumen – densidad – masa (peso).

Procedimiento para la toma de datos

Para realizar las mediciones adecuadamente por este método se requiere de al menos dos personas. El tiempo requerido para una medición es de 5 a 15 minutos, incluyendo las repeticiones y la anotación de datos en la planilla de campo, medición de las dimensiones del recipiente y de las alturas de agua. (Delgadillo, 2004).

a) Materiales y equipos requeridos

- Recipiente: Balde, cilindro, u otros.
- Cronómetro
- Flexómetro
- Planilla de campo

Previo a la toma de los datos requeridos, es necesario registrar la información relevante del aforo: Responsable de la medición, fecha y hora del aforo, nombre y características del sitio, tipo de fuente, materiales y equipos utilizados, entre otros que permitirá a terceros conocer las condiciones de medición, así como permitirles evaluar la confiabilidad del dato o los datos de caudal medidos. Aunque el método puede ser el más preciso y el más sencillo, sobre todo la precisión dependerá de los cuidados que se tengan en la toma de datos en campo, del volumen de agua recibido en un recipiente o en un estanque y el tiempo de recepción o de llenado del agua. A continuación se describe detalladamente dicho procedimiento, considerando varias posibilidades o situaciones.

b) Determinación del volumen

Para poder explicar claramente la medición del volumen de agua en un cierto tiempo y, así poder inferir el caudal, es necesario retomar las consideraciones hechas

anteriormente, acerca de las condiciones (naturales y creadas) en las cuales se presentan diferentes situaciones de medición. (Cuadro No. 02)

CUADRO No. 02. Condiciones y diferentes situaciones de medición

Condiciones	Fuente de agua/lugar de aforo	Situaciones de medición
Naturales	Vertiente	(a) Caída de agua/chorro.
	Acequia con fuerte pendiente	(b) Caída de agua/chorro.
	Pozo	(c) Caída de agua/chorro.
	Acequia con fuerte pendiente	(d) Corte acequia (talud) para crear caída de agua/chorro.
(e) Colocar una tubería o canaleta provisionalmente.		
Creadas	Acequia de baja pendiente en ladera o en llano	(f) Tubería o canaleta al costado de la acequia y dique provisional en la acequia.
		(g) Tubería o canaleta en/sobre el dique provisional en la acequia.
		(h) Desvío del flujo de agua de la acequia hacia un estanque próximo.

Para las situaciones desde (a) hasta (g), teniendo solamente el cuidado de considerar la magnitud del caudal a medir, para utilizar un recipiente pequeño o grande, la medición del volumen se procede de la siguiente manera.

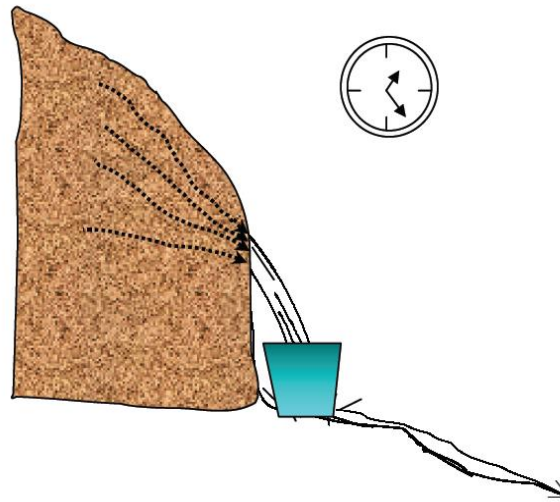
- **Recipiente pequeño (hasta 40 lt)**

Para la explicación nos basaremos en el ejemplo de una vertiente para el cual describiremos la manera de medir el volumen recibido en un tiempo determinado:

Una vez registrada la información referente a la medición, se procede de la siguiente manera:

En caso de utilizar un recipiente de volumen conocido (balde) y cuidando de que al llenar el recipiente no se produzca mucha turbulencia en la superficie libre del agua recibida, (Figura No. 09 el procedimiento es simple: Una persona se encarga de recibir el agua en el recipiente y otra de controlar el tiempo que tarda en llenarse el recipiente.

FIGURA No. 09. Medición de caudal a recipiente lleno

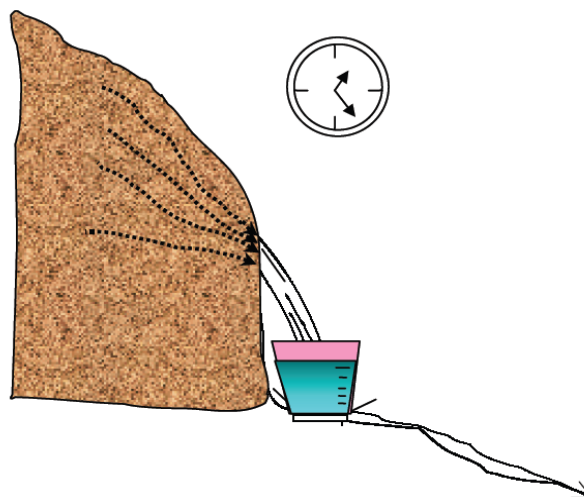


En situaciones en las cuales se llena parcialmente un recipiente (más de la mitad), controlando el tiempo, luego de retirar el recipiente del chorro de agua y esperar a que el nivel de agua se estabilice, se deberá medir la altura de agua recibida, con el cual se calcula el volumen recolectado (Figura No. 10).

Asimismo, no se recomienda hacer el cálculo del volumen con el diámetro del recipiente para la altura de agua recibida, sobre todo en recipientes de plástico, pues éste tiende a deformarse cuando está con agua, resultando en lecturas de diámetro erróneas.

En caso de utilizar un recipiente graduado, el volumen colectado puede ser menor a la capacidad total del recipiente, pues la graduación permite leer volúmenes parciales, cuidando solamente de controlar el tiempo de colección del volumen parcial de agua.

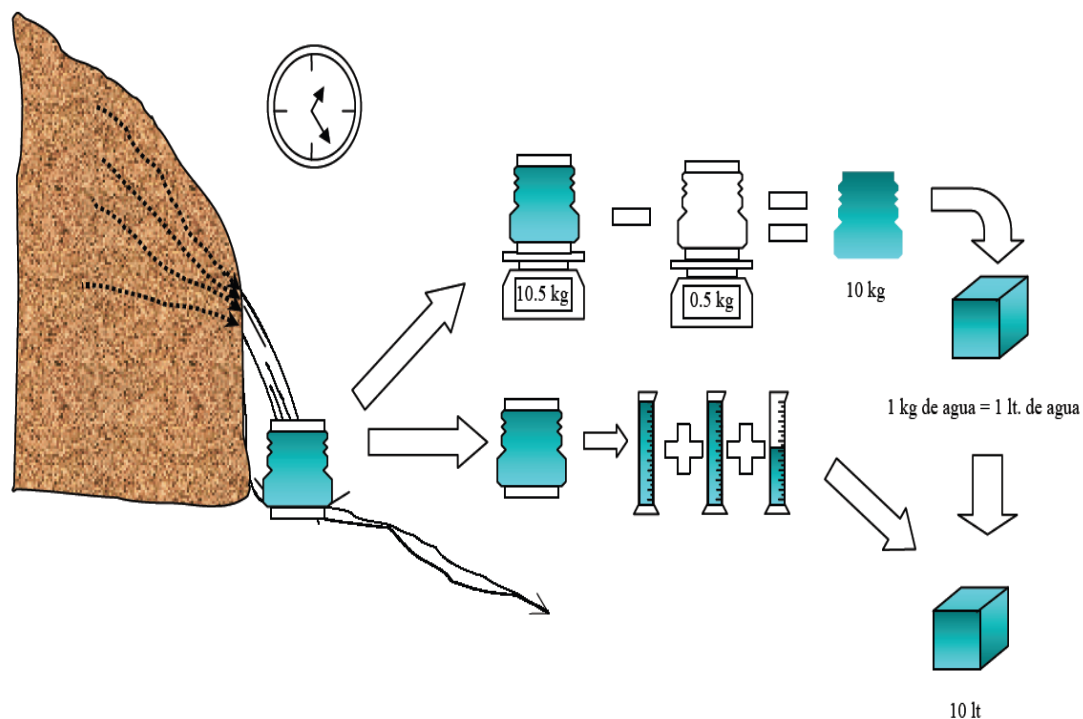
FIGURA No. 10. Medición de caudal con recipiente graduado (llenado parcial)



En ocasiones no se cuenta con un recipiente de volumen conocido, graduado o fácilmente determinable, sino solamente con un recipiente irregular (bolsa de plástico, envases con dimensiones irregulares), entonces, el agua recibida en un tiempo x se puede pesar de manera que el volumen se determinará mediante la relación de densidad (Figura No. 11) ($\text{Volumen} = \text{Peso} / \text{densidad del agua aprox. } 1000 \text{ kg/m}^3$).

La otra posibilidad es utilizar una probeta graduada (volúmenes parciales).

FIGURA No. 11 Medición de caudal en forma gravimétrica



En el caso particular de aspersores, aunque el caudal que puedan descargar éstos son pequeños (menor a 2 l/s) hay que tener el cuidado de utilizar recipientes grandes (hasta 40 lt) pues la descarga es a presión, lo cual da mucha energía al agua, por tanto la posibilidad de salpicar agua fuera del recipiente es mayor cuando ésta es muy pequeña, afectando en la precisión de la medición. En el caso de aspersores conectados a porta aspersores, el caudal descargado por los aspersores es medida con la ayuda de mangueras de plástico colocadas a las boquillas de la misma (Fotografía No. 01), las cuales sirven para recibir el agua ya sea en recipientes de volumen total conocido, graduado o irregular, controlando el tiempo de descarga.

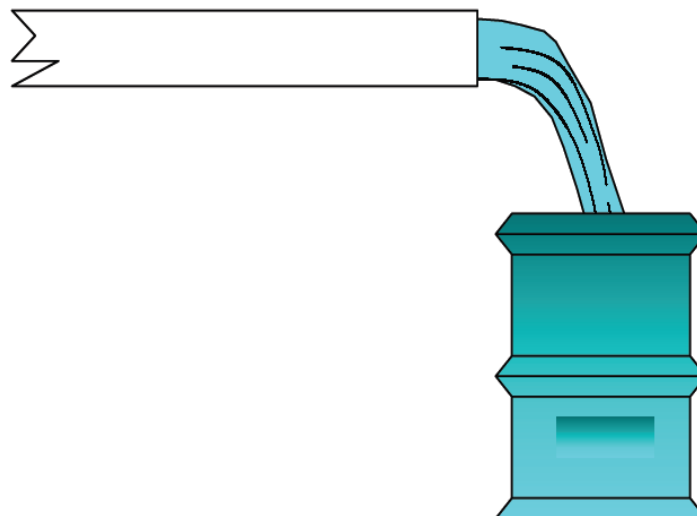


FOTOGRAFÍA No. 01. Aforo de aspersores con mangueras de plástico.

- **Recipiente grande (hasta 200 lt)**

En caso de utilizar un recipiente grande (por ej. un cilindro) lo aconsejable es conocer o determinar previamente su capacidad total de llenado (Figura No. 12), pues tratar de medir volúmenes parciales no es práctico. El procedimiento es sencillo, entre dos personas, colocar el turril en el chorro de agua y una tercera persona realiza el control del tiempo de llenado. Para realizar nuevas repeticiones, es necesario vaciar nuevamente éste y se procede de similar manera.

FIGURA No. 12. Medición de caudal con recipiente grande.



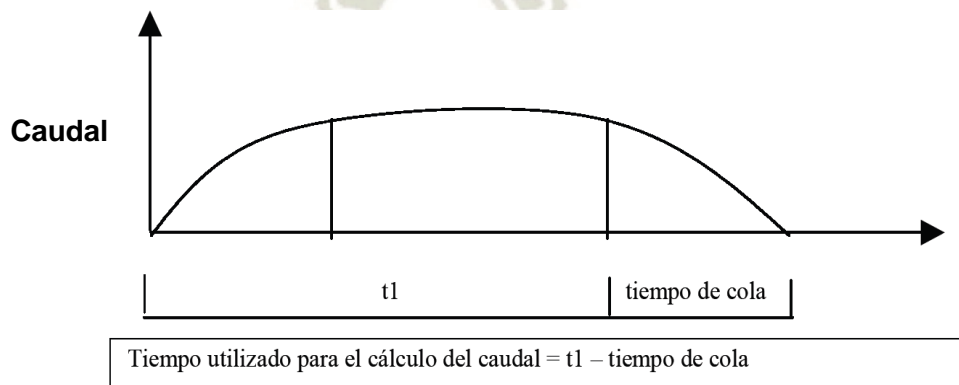
- **Estanques**

En caso de que no se cuente con algún recipiente para coleccionar agua, así como cuando se encuentre con la dificultad de crear pequeñas caídas y ante todo, se observe caudales mayores al recomendado (mayor a 30 l/s) para una medición volumétrica precisa, puede medirse recibiendo el agua en un estanque próximo a la acequia y cuyas dimensiones puedan ser fácilmente medibles (antes o después de recibir el agua). Naturalmente, la precisión disminuye, debido a la dificultad de determinar con exactitud el volumen almacenado, así como por la imposibilidad de realizar varias repeticiones, pues una vez llenado, su vaciado inmediato resulta poco práctico.

En la situación de que el estanque esté a la orilla de la acequia, el tiempo de llenado del reservorio coincide plenamente con el tiempo entre la apertura y cierre del ingreso de agua. Sin embargo, en el caso de que el reservorio no se halle cerca de la acequia, se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones: Cuando se desvía el agua hacia el estanque, el agua tarda un tiempo en recorrer hasta ingresar al estanque, asimismo tarda un tiempo en estabilizarse (caudal), entonces por la dificultad de definir este tiempo de estabilización, se sugiere controlar el tiempo de “cola”, es decir el tiempo que transcurre desde el cierre de agua en la acequia, hasta que deje de ingresar agua en el reservorio. (Figura No. 13).

Para mejorar la precisión de la medición, se recomienda controlar este tiempo de “cola” de tal manera que este tiempo se reste del tiempo total controlado desde el ingreso inicial y sea este tiempo remanente la que se utilice para el cálculo del caudal.

FIGURA No. 13. Tiempo utilizado para el cálculo del caudal en estanques.



En general, para caudales menores a 2 l/s se recomienda utilizar recipientes de 40 litros de capacidad y para caudales hasta 30 l/s, se recomienda el uso de un cilindro (200 l/s de capacidad).

La determinación del caudal deberá repetirse como mínimo 3 veces para asegurar una mayor precisión. El resultado final de caudal será el promedio de las lecturas realizadas.

Dividiendo el volumen de agua colectado en el recipiente por el tiempo (en segundos) medido, se obtiene el caudal en litros por segundo.

2.3.2. Método Área – Velocidad.

2.3.2.1. Determinación de velocidad.

2.3.2.1.1. Correntómetro o molinete

Son instrumentos muy utilizados para medir velocidades en ríos y canales. Los modelos más comunes de correntómetros son dos, el de eje vertical y el molinete con hélice en su eje horizontal.

La ventaja del empleo de correntómetros para medir caudales, es que no se requiere obstruir el cauce y son muy apropiados para aforar secciones muy grandes. El manejo del correntómetro no lo puede realizar cualquier persona, se requiere de cierto grado de conocimiento y criterio de operación, que se adquiere por la preparación y experiencia del personal de personal técnico calificado.

Descripción del instrumento

Los correntómetros son instrumentos que sirven para medir las velocidades que pasan por una determinada sección (canal o cauce); conociendo la velocidad y la sección del cauce (área) se determina al caudal o caudal, aplicando la ecuación de continuidad. (PSI, 2004).

Existen dos tipos de correntómetros, el de eje vertical y el de eje horizontal.

a) **Correntómetro de eje vertical**, es un dispositivo de medición que posee un conjunto de copas fijadas a un eje vertical, cuando el correntómetro se sumerge a una corriente, las copas que se encuentran en dirección del flujo se mueven sobre su eje, el número de vueltas que dan sobre el eje son contabilizadas y almacenadas por un mecanismo electrónico denominado contómetro, luego se convierte el número de vueltas o revoluciones a su equivalente en velocidad mediante el empleo de la

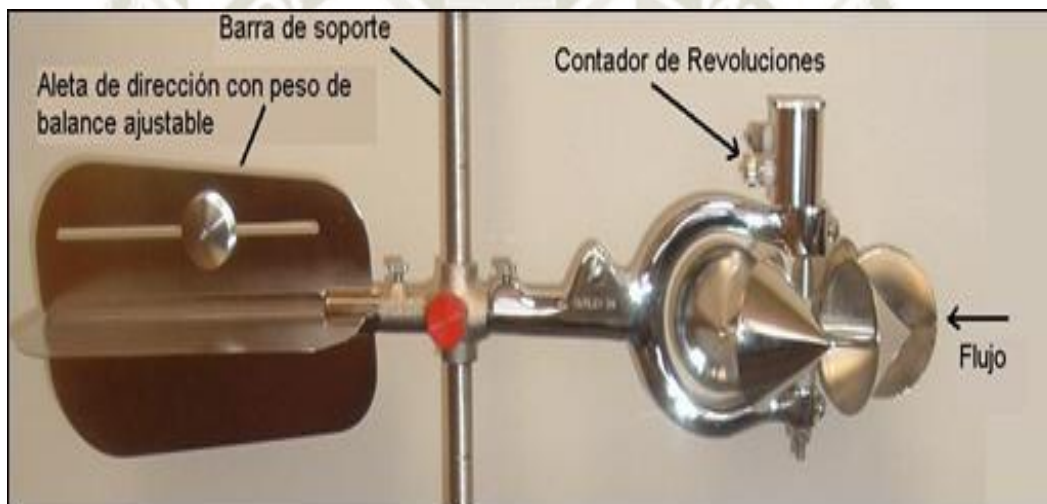
ecuación de calibración del correntómetro. En la Fotografía No. 02 se aprecia una vista de este tipo de correntómetro. (PSI, 2004).

Las **ventajas** de los correntómetros de eje vertical son:

- Su manejo es más sencillo y puede ser utilizados por operadores menos especializados.
- Puede operar hasta velocidades de 3 a 4.5 m/s.

Las **desventajas** de este tipo de instrumento son:

- Son muy sensibles a las perturbaciones, tales como la proximidad a las orillas.
- Ofrece una mayor resistencia del flujo al agua.



FOTOGRAFÍA No. 02. Correntómetro de eje vertical.

b) **Correntómetro con hélice y eje horizontal**, este instrumento cuenta con una hélice ubicada sobre su eje horizontal, este equipo funciona contando el número de vueltas que da la hélice sobre el eje horizontal, para luego convertir el número de vueltas a su equivalente en velocidades, mediante una ecuación de calibración. En la Fotografía No. 03 se presenta una vista de correntómetro con hélice. (PSI, 2004).



FOTOGRAFÍA No. 03. Correntómetro con hélice y eje horizontal.

Las **ventajas** del uso de este correntómetro son:

- Se usa para velocidades hasta de 9 m/s.
- Puede ser construido en tamaños pequeños (hasta 6.5 cm), esto permite aforar muy bien cerca de las paredes del canal.
- Tiene menos posibilidades de atascarse en hierbas y cuerpos que flotan.
- Por su forma hidrodinámica presentan menos arrastre al flujo.
- Son muy recomendados para el aforo de ríos.

Formas de medición

a) Medición con correntómetro por vadeo

Esta medición la realiza un operador andando sobre el cauce del río, y bajo esta condición el correntómetro se encuentra sujetado por un bastón (bastón corto); por lo general esta medición se practica en cauces pocos profundos y con velocidades bajas. En la Fotografía No. 04 se tiene una vista de la forma de medir empleando esta técnica. (PSI, 2004).



FOTOGRAFÍA No. 04. Medición con correntómetro por vadeo.

b) **Medición con correntómetro suspendido**

Esta medición se realiza cuando no es posible aforar caminando por el lecho del río, debido a lo encañonado del cauce o lo peligros que pueda generar las corrientes contra los operadores. La medición consiste de sujetar el correntómetro con un cable que ha sido fijado a un andarivel el mismo que va de una margen a otra del rio tal como se ve en la Fotografía No.05.



FOTOGRAFÍA No. 05. Medición con Correntómetro suspendido (andarivel)

c) **Medición con correntómetro desde un puente.**

Muchas veces las secciones de los puentes son usadas como secciones de control, por lo que es posible y factible emplear el correntómetro sujetando desde el mismo puente, tal como se ve en la Fotografía No. 06 (PSI. 2004).



FOTOGRAFIA No. 06. Medición con correntómetro desde un puente.

d) **Medición con correntómetro desde un bote**

Cuando el ancho del cauce sea demasiado extenso que no permita el aforo con cables o si se desea aforar corrientes en lagos, es posible lograr el aforo colocando el correntómetro dentro de un bote, tal como se ve en la Fotografía No. 07. (PSI, 2004).

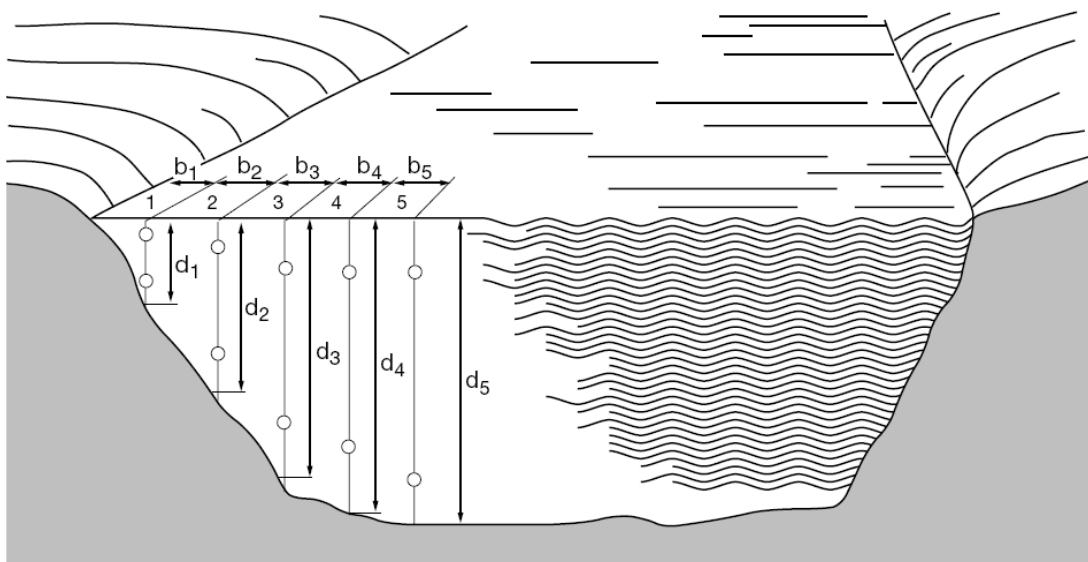


FOTOGRAFÍA No. 07. Medición con Correntómetro sobre Bote.

Medición del caudal con correntómetro

La medición del caudal por el método área-velocidad se explica con referencia a la Figura No. 14. La profundidad del río o canal en la sección transversal se mide en verticales con una barra o sonda. Al mismo tiempo que se mide la profundidad, se hacen mediciones de la velocidad con el correntómetro en uno o más puntos de la vertical. La medición del ancho, de la profundidad y de la velocidad, permiten calcular el caudal correspondiente a cada segmento de la sección transversal. La suma de los caudales de estos segmentos representa el caudal total. (OMM, 1994).

FIGURA No. 14. Vista de la sección transversal de un río en el que se muestra la ubicación de los puntos de observación



Fuente: OMM, 1994

Consideraciones a seguir:

a) Selección del sitio

No es necesario que la medición del caudal se haga en el lugar exacto en que se ha instalado la estación de aforo, ya que el caudal es normalmente el mismo en las proximidades de la estación. Los sitios seleccionados para las mediciones de caudal deben tener las siguientes características:

- Velocidades paralelas en todos los puntos y que formen ángulo recto con la sección transversal de la corriente.

- Curvas regulares de distribución de velocidad en la sección, en los planos vertical y horizontal.
- Velocidades superiores a $0,150 \text{ m s}^{-1}$.
- Lecho del río uniforme y estable.
- Profundidad superior a $0,300 \text{ m}$.
- Ausencia de plantas acuáticas.
- Existencia mínima de nieve enlodada o cristales de hielo.

b) Medición de la sección transversal

La exactitud de las mediciones del caudal depende en gran parte del número de verticales en que se hagan observaciones de la profundidad y la velocidad. Las verticales de observación deben localizarse de modo que se pueda definir debidamente la variación en elevación del lecho de la corriente y la variación horizontal en velocidad. En general, el espacio entre dos verticales sucesivas no debe superar $1/20$ del ancho total, y el caudal entre esas dos verticales no deberá ser superior al 10 por ciento del caudal total.

El ancho del cauce y la distancia entre las verticales deben ser obtenidos por mediciones hechas a partir de un punto fijo de referencia (generalmente un punto inicial en la margen), que deberá hallarse en el mismo plano de la sección transversal. (OMM,1994).

Normalmente, la distancia entre las verticales se determina con la ayuda de una cinta graduada o de una cadena que se tiende provisionalmente a través del cauce, o de marcas semipermanentes pintadas en el pasamanos de un puente o en un cable de suspensión. En ríos grandes puede usarse el sistema telemétrico o de prácticas de triangulación para medir el ancho.

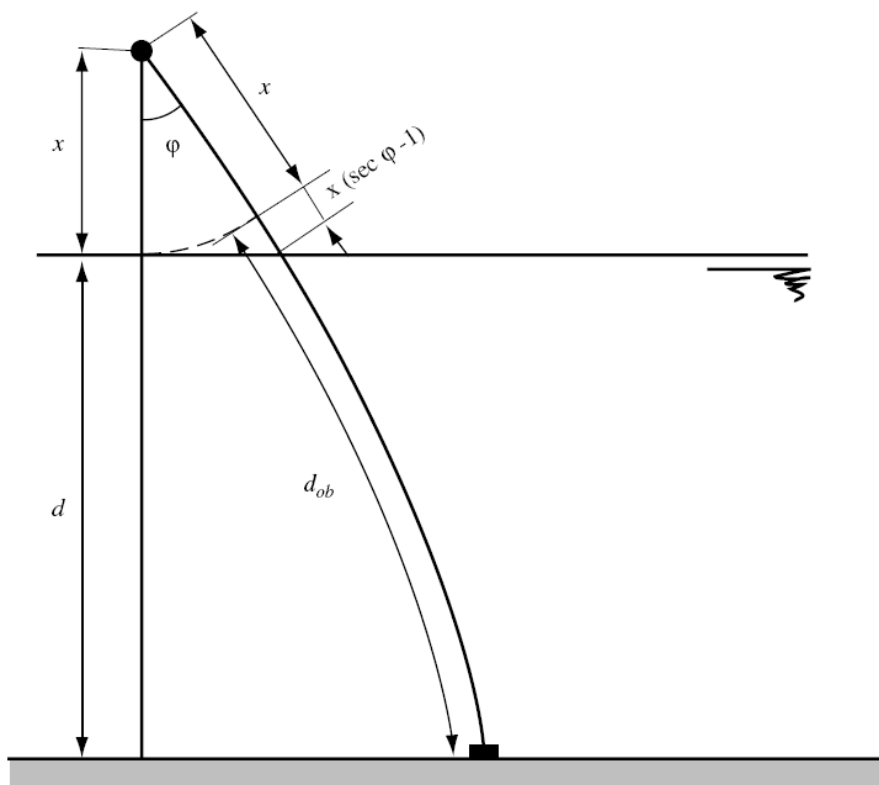
Si la medición se realiza mediante vadeo, la profundidad puede ser medida directamente con una varilla graduada colocada en el lecho de la corriente. Si se utiliza el sistema de sonda con alambre de plomo y tambor para la medición, el metro y la plomada se hacen descender hasta que la parte inferior de la plomada roce apenas la superficie del agua y la aguja indicadora de profundidad se colocará en cero; seguidamente, se sumergirá la plomada hasta que descansa en el lecho del río y se anotará la profundidad registrada por la aguja.

Si la plomada unida a la sonda no pesa lo suficiente para mantenerse perpendicular a la superficie del agua, el ángulo que forma la sonda con la vertical se medirá con un

transportador redondeando al grado más cercano. La relación entre la profundidad exacta, d , y la profundidad observada, d_{ob} , basada en el ángulo medido, φ , y en la distancia entre la superficie del agua y el punto de suspensión de la línea de sondeo, x , se observa en el Gráfico No. 01 y se determina con la siguiente fórmula:

$$[d_{ob} - x(\sec\varphi - 1)][1 - k] \quad (4)$$

GRÁFICO No. 01. Relación entre la profundidad exacta, d y la profundidad observada, d_{ob}



Fuente: OMM, 1994

Los valores de k , que se dan en el Cuadro No. 03, se establecen según la hipótesis de que la presión de arrastre ejercida sobre la plomada en la capa de agua, relativamente tranquila cerca al fondo, puede despreciarse y de que la sonda y la plomada están diseñadas para ofrecer poca resistencia a la corriente. Las incertidumbres de esta estimación son tales que si el ángulo que la sonda forma con la vertical es superior a los 30° pueden producirse errores importantes.

CUADRO No. 03. Factor de corrección k para valores dados de φ .

φ	k	φ	k	φ	k
4°	0.0006	14°	0.0098	24°	0.0296
6°	0.0016	16°	0.0128	26°	0.0350
8°	0.0032	18°	0.0164	28°	0.0408
10°	0.0050	20°	0.0204	30°	0.0472

Fuente: OMM, 1994.

c) Medición de la velocidad

La velocidad se determina en uno o más puntos en cada vertical contando las revoluciones del rotor en un lapso de 60 segundos como mínimo y durante un período máximo de tres minutos si la velocidad del agua es pulsadora. (OMM, 1994).

En canales poco profundos, el molinete debe sostenerse en la posición deseada por medio de una varilla de vadeo. En canales demasiado profundos o muy rápidos para medirlo por vadeo, el molinete se debe suspender de un alambre o varilla desde un puente, teleférico o embarcación. Cuando se utiliza una embarcación, el molinete debe sostenerse de manera que no lo afecten las perturbaciones causadas por la embarcación. Una vez que el molinete se haya colocado en el punto seleccionado de la vertical, se le alineará en la dirección de la corriente antes de comenzar las mediciones. Si no se puede evitar el flujo oblicuo, el ángulo de la dirección del flujo normal y la sección transversal deben ser medidos y la velocidad medida debe corregirse.

Si el ángulo medido con respecto a la normal es γ , entonces: (OMM, 1994).

$$V_{normal} = V_{medido} \cos \gamma \quad (5).$$

El correntómetro debería sacarse del agua de vez en cuando para examinarlo. Se pueden utilizar correntómetros especiales para medir velocidades muy bajas, si su buen funcionamiento y exactitud han sido probados en esta gama de velocidad.

El eje horizontal del molinete no debe estar situado a menos de una vez o una vez y media la altura del rotor con respecto a la superficie del agua, ni a menos de tres veces la altura del rotor desde el fondo del canal. (OMM, 1994).

d) Determinación de la velocidad media en la vertical

La velocidad media del agua en cada vertical se puede determinar con uno de los siguientes métodos:

- método de distribución de la velocidad;
- métodos de puntos reducidos;
- método de integración.

La selección del método apropiado depende del tiempo disponible, del ancho y de la profundidad del agua, de las condiciones del lecho, de las variaciones de nivel, de la existencia de capa de hielo y de la exactitud requerida. (OMM, 1994).

d.1 Método de distribución de velocidad

La medición de la velocidad media por este método se obtiene a partir de las observaciones de la velocidad efectuadas en un determinado número de puntos a lo largo de cada vertical, entre la superficie del agua y el lecho del canal. Las observaciones de la velocidad en cada posición deberán ser trazadas en un gráfico y la velocidad media se determinará al dividir el área formada por este trazo entre la profundidad. (OMM, 1994).

Para hacer el gráfico puede ser necesario estimar las velocidades del flujo cerca del lecho, suponiendo que la velocidad para cierta distancia por encima del lecho del canal es proporcional al logaritmo de la distancia x desde el mismo. Si la velocidad observada en los puntos próximos al lecho se lleva a un gráfico en función del logaritmo x , la línea que más ajuste los puntos puede extenderse hasta el lecho y las velocidades cercanas a él pueden leerse en el gráfico. (OMM, 1994).

El método de distribución de velocidad puede que no convenga para mediciones hechas durante variaciones importantes de nivel porque lo que aparentemente se gana en exactitud puede ser más que compensado por los errores resultantes durante el largo período de tiempo necesario para realizar la medición. (OMM, 1994).

d.2 Método de puntos reducidos

- **Método de un punto.**

La velocidad se debe medir en cada vertical colocando el molinete a 0,6 de profundidad a partir de la superficie (nivel de agua). El valor observado se considera como la velocidad media en la vertical. Este método se aplica con un factor de corrección de 0,92 para profundidades inferiores a 1 m, cuando las mediciones se

realizan bajo una capa de hielo. Bajo una capa de hielo, el molinete podrá colocarse a 0,5 de profundidad; se aplica entonces a este resultado un factor de corrección de 0,88. (OMM, 1994).

- **Método de dos puntos**

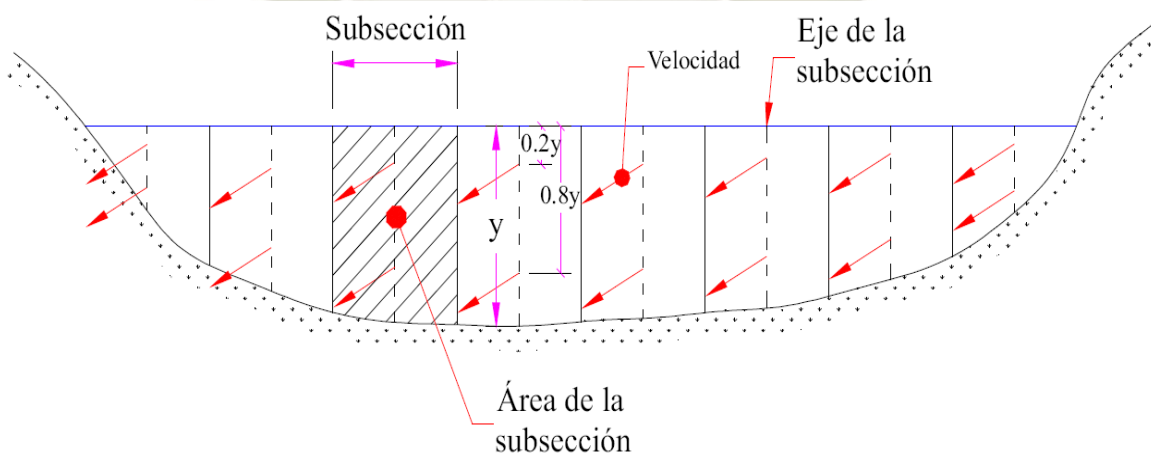
Las observaciones de velocidad se deben hacer en cada vertical, colocando el molinete a 0,2 y 0,8 de profundidad a partir de la superficie. El promedio de los dos valores puede considerarse como la velocidad media en la vertical. (OMM, 1994).

- **Método de tres puntos**

La velocidad se mide colocando el molinete en cada vertical a 0,2, 0,6 y 0,8 de profundidad a partir de la superficie. El promedio de los tres valores puede ser considerado como la velocidad media en la vertical. Se puede también ponderar la medición a 0,6 y la velocidad media se obtendrá con la ecuación. Figura No. 15: (OMM, 1994).

$$\bar{v} = 0.25(v_{0.2} + 2v_{0.6} + v_{0.8}) \quad (6).$$

FIGURA No. 15. Medición de la velocidad en la vertical por el método de los puntos reducidos.



- **Método de cinco puntos**

El método de cinco puntos puede utilizarse cuando el canal está libre de hielo y de vegetación acuática. Consiste en medir la velocidad en cada vertical a 0,2, 0,6 y 0,8 de profundidad a partir de la superficie y tan cerca como sea posible de la superficie y del

lecho. La velocidad media podrá determinarse del gráfico que represente el perfil de velocidades como en el método de distribución de velocidades o a partir de la ecuación: (OMM, 1994).

$$\bar{v} = 0.1(v_{superficie} + 3v_{0.2} + 3v_{0.6} + 2v_{0.8} + v_{lecho}) \quad (7)$$

- **Método de seis puntos.**

Este método se puede utilizar en condiciones difíciles, cuando por ejemplo hay vegetación acuática, o una capa de hielo. La velocidad se mide colocando el molinete en cada vertical a 0,2, 0,4, 0,6 y 0,8 de profundidad a partir de la superficie y tan cerca como sea posible de la superficie y del lecho. Los valores de la velocidad se trazan en un gráfico y la velocidad media se determina como en el método de distribución de velocidad o mediante la ecuación: (OMM, 1994).

$$\bar{v} = 0.1(v_{superficie} + 2v_{0.2} + 2v_{0.4} + 2v_{0.6} + 2v_{0.8} + v_{lecho}) \quad (8)$$

El método de dos puntos se emplea cuando la distribución de velocidades es regular y la profundidad es superior a unos 60 cm; el método de un punto se usa en aguas poco profundas. El método de tres puntos debe utilizarse para mediciones bajo hielo o en canales cubiertos por vegetación acuática. El método de cinco puntos se utiliza cuando la distribución vertical de la velocidad es muy irregular. (OMM, 1994).

La exactitud de un método en particular debe determinarse al medir, si es posible, la velocidad en unos seis a 10 puntos en cada vertical para las primeras mediciones de caudal efectuadas en un nuevo sitio. (OMM, 1994).

d.3 Método de integración

En este método, se baja y se sube el molinete a lo largo de toda la profundidad en cada vertical a una velocidad uniforme. La velocidad de descenso o de ascenso del correntómetro no debe ser superior a cinco por ciento de la velocidad media del flujo en la sección transversal y en todo caso debe estar comprendida entre 0,04 y 0,10 m s⁻¹. (OMM, 1994).

Se determina el número promedio de revoluciones por segundo. En cada vertical se realizan dos ciclos completos y, si los resultados difieren en más de 10 por ciento, se

repite la medición. Este método se utiliza rara vez en aguas con una profundidad superior a tres metros y velocidades inferiores a 1 m s^{-1} . (OMM, 1994).

e) Cálculo del caudal

e.1 Métodos aritméticos

- **Método de la sección media**

Se considera que la sección transversal está compuesta de un número de segmentos, cada uno de ellos limitados por dos verticales adyacentes. Si \bar{v}_1 es la velocidad media en la primera vertical y \bar{v}_2 la velocidad media de la vertical adyacente, y si d_1 y d_2 representan las profundidades totales respectivas en las verticales 1 y 2, y b es la distancia horizontal entre las verticales, entonces el caudal q del segmento será: (OMM, 1994).

$$Q = \left(\frac{\bar{v}_1 + \bar{v}_2}{2} \right) \left(\frac{d_1 + d_2}{2} \right) b \quad (9)$$

El caudal total se obtiene sumando el resultado de los caudales parciales;

- **Método de semi-sección.**

El caudal en cada segmento se calcula multiplicando vd en cada vertical por el ancho, que es la suma de la mitad de la distancia entre verticales adyacentes. Puede evaluarse el valor de d en los dos medios anchos próximos a las márgenes. Con referencia a la Figura 2.8, el caudal total Q se calculará de la siguiente manera: (OMM, 1994).

$$Q = \bar{v}_1 d_1 \left(\frac{b_2 + b_1}{2} \right) + \bar{v}_2 d_2 \left(\frac{b_3 + b_1}{2} \right) + \dots + \bar{v}_n d_n \left(\frac{b_n + b_{(n-1)}}{2} \right) \quad (10)$$

e.2 Métodos gráficos

- **Método de integración de la curva profundidad–velocidad**

El primer paso consiste en dibujar, para cada vertical, la curva profundidad–velocidad, cuya área representa el producto de la velocidad media por la profundidad total. El valor de este producto en cada vertical se lleva a un gráfico en función de la distancia

lateral y se traza una curva a través de los puntos obtenidos. El área definida por esta curva representa el caudal en la sección transversal. (OMM, 1994).

- **Método de curvas de velocidad o método de las isotacas**

Se basa en las curvas de distribución de velocidad en las verticales; se prepara un diagrama de distribución de velocidades en la sección transversal y se trazan las curvas de igual velocidad. Las áreas delimitadas por las curvas de igual velocidad y la superficie del agua se deben medir y el valor obtenido se debe trazar en otro diagrama en el que las ordenadas indicarán la velocidad y las abscisas el área correspondiente. La superficie delimitada por la curva área-velocidad representa el caudal en la sección transversal. (OMM, 1994).

2.3.2.1.2. Medición del caudal por el método de secciones de control (Manning)

Se presenta el método área pendiente para el cálculo aproximado de caudales en canales. El cálculo del caudal se realiza empleando la ecuación de Manning, pero para ello se requiere conocer:

- a) La pendiente del fondo del canal o de la línea de energía.
- b) El área de las secciones transversales del canal, así como su perímetro y radio hidráulico.
- c) El coeficiente de rugosidad de Manning.

La ecuación de Manning se escribe:

$$Q = 1/n \times A \times R^{2/3} \times S^{1/2} \quad (11)$$

Dónde:

Q = Caudal que circula por la sección, en m³/s.

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

A = Área hidráulica en m.

R = Radio hidráulico en m.

S = Pendiente de energía del canal en m/m.

Para emplear este método el canal debe poseer: flujo uniforme, pendientes moderadas (flujo subcrítico, Froude < 0.8), secciones geométricas muy bien definidas, fondo y

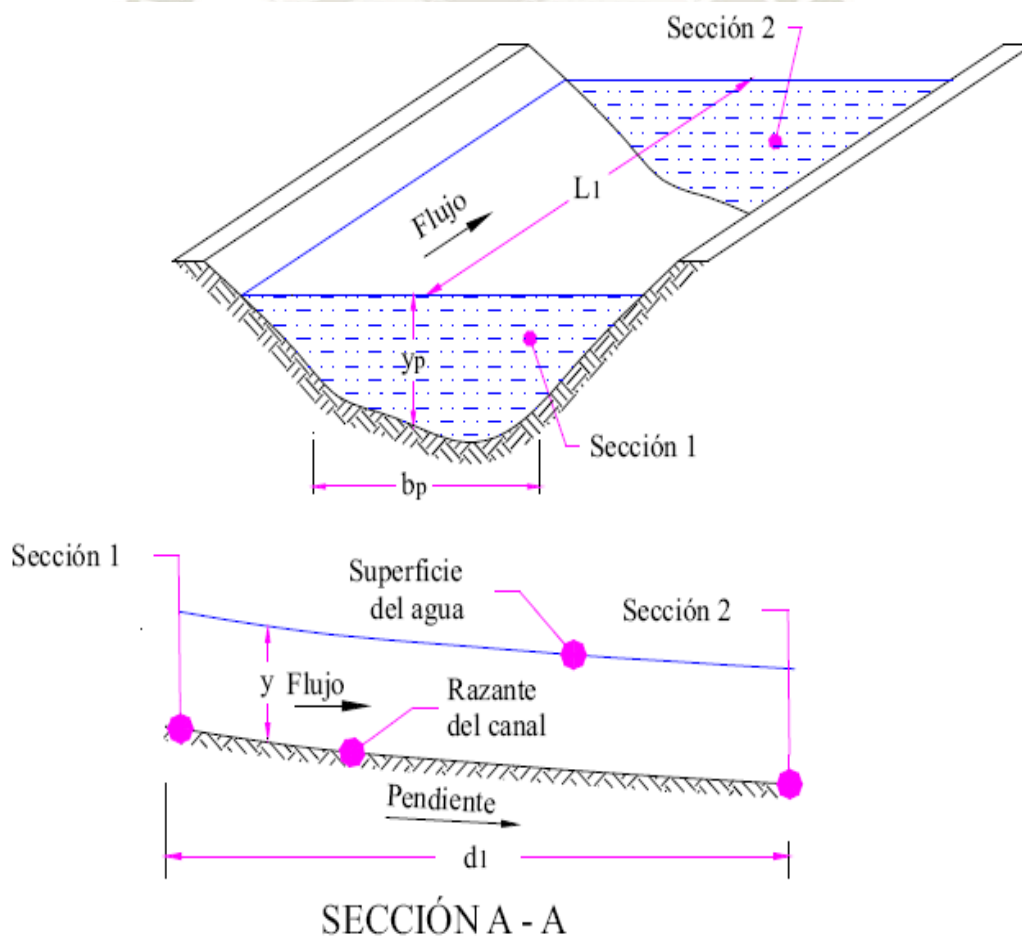
taludes del canal con un solo material (de preferencia revestido), que el canal se encuentre en un tramo recto y que las condiciones arriba descritas no cambien en el canal en una longitud que no puede ser menor a 60 m.

Si se tiene cuidado de conservar las recomendaciones hechas arriba, queda garantizado que la pendiente de fondo del canal sea aproximadamente igual a la pendiente de energía del canal (condición deseada para el empleo de la ecuación de Manning).

Descripción de la Estructura

Las mediciones por lo general se realizan sobre secciones trapezoidales o rectangulares, aunque no existen restricciones para el tipo de sección siempre y cuando respeten las especificaciones enunciadas al comienzo de este método. Ver Figura No. 16.

FIGURA No. 16. Sección y Perfil de Canal en Tierra



a) Sección rectangular (canal revestido)

La geometría de esta sección es muy simple y sus características (Figura No. 17) geométricas se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$A = b \times y, \dots \dots P = b + 2 \times y, \dots \dots R = A/P \quad (12)$$

Dónde:

A = Área hidráulica de la sección en m².

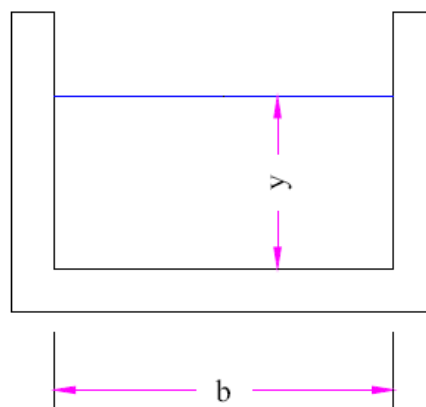
P = Perímetro mojado de la sección en m.

R = Radio hidráulico de la sección en m.

b = Ancho de la sección del canal en m.

y = Tirante hidráulico del canal en m.

FIGURA No. 17. Elementos Hidráulicos y Geométricos de Sección Rectangular de un Canal



b) Sección trapezoidal (canal revestido)

La sección trapezoidal es una de las secciones más usadas en la hidráulica de canales (Figura No. 18). La geometría de ésta sección se calcula según las ecuaciones:

$$A = y \times (b + zy), \dots \dots P = b + 2y\sqrt{1 + Z^2}, \dots \dots R = A/P \quad (13)$$

Dónde:

A = Área hidráulica de la sección en m^2 .

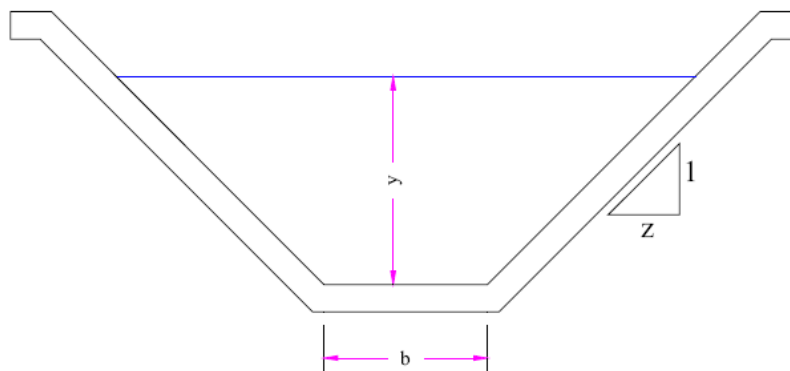
P = Perímetro mojado de la sección en m.

R = Radio hidráulico de la sección en m.

y = Tirante hidráulico de la sección en m.

z = Talud del canal.

FIGURA No. 18. Elementos Hidráulicos y Geométricos de un Canal con Sección Trapezoidal.



Note que los valores del área (A), perímetro (P) y el radio hidráulico (R), son función del tirante (y), que es un dato medido directamente en la sección del canal y para cada valor del tirante (y) se tiene un caudal dado. Las recomendaciones para medir el tirante sobre la sección del canal son las mismas que se especifican para la lectura en los limnímetros.

A diferencia del limnómetro que es calibrado empleando un correntómetro, en nuestro caso la calibración de la curva caudal - elevaciones se hace analíticamente empleando la ecuación de Manning.

Calibración

Para realizar la calibración se procede como sigue:

- Determinar la pendiente del canal, el cual se obtiene al dividir la diferencia de los niveles del agua (en un tramo) entre la longitud del tramo.
- Ubicar un punto dentro del tramo donde se midió la pendiente, para colocar una regla graduada, de no ser posible dibujar la regla sobre el talud del canal.

- c) Con la regla debidamente ubicada en una sección constante del canal, donde no existe variaciones de la geometría y la profundidad del agua es uniforme a lo largo del tramo seleccionado, se procede a tomar la lectura del nivel del agua.
- d) Conociendo la lectura del nivel del agua, se obtiene el área (A), perímetro (P) y radio hidráulico (R). El caudal se obtiene al reemplazar los valores de A , P y R en la ecuación de Manning. Este procedimiento se realiza repetidas veces obteniendo para cada nivel de agua su caudal correspondiente. Finalmente se grafica una curva de elevaciones - caudales tal como se ve en la Figura No. 19.
- e) Los valores recomendados de coeficiente de Manning según tipo de material se obtienen del Cuadro No. 04.
- f) Hay que tener cuidado cuando el nivel del agua cambia periódicamente, es necesario que las mediciones se hagan cuando el nivel del agua sea estable.
- g) Hay que tener cuidado cuando el nivel del agua cambia periódicamente, es necesario que las mediciones se hagan cuando el nivel del agua sea estable.

CUADRO No. 04. Valores del coeficiente (n) Manning.

Material	Coeficiente (n) Manning
Superficie de cemento pulido	0.012
Canales de concreto centrifugado - vibrado	0.013
Canales revestidos con concreto	0.014
Superficie de mampostería con cemento	0.020
Acueductos semicirculares, metálicos, lisos	0.012
Acueductos semicirculares, metálicos, corrugados	0.025
Canales en tierra, alineados y uniformes	0.025
Canales en roca, lisos y uniformes	0.033
Corrientes naturales, limpias, bordos rectos, sin hendiduras ni charcos profundos.	0.030
Corrientes naturales, igual al anterior pero con algo de hierba y piedra.	0.035
Corrientes naturales, igual al anterior, pero menos profundas, con secciones pedregosas.	0.055
Ríos con tramos lentos, cauce con hierba o con charcos profundos	0.070

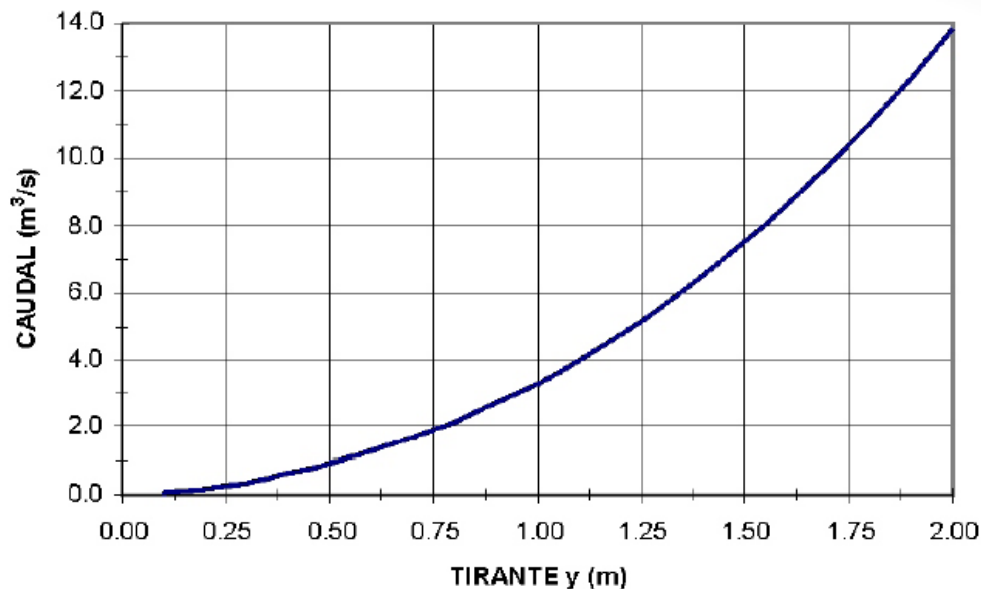
Fuente: PSI, 2004.

Medición

La medición de caudales en canales empleando el método de área pendiente es como sigue:

- En la regla graduada que se encuentra sobre el canal o pintado sobre una de sus paredes, se lee la altura del nivel del agua (tirante y).
- Conociendo el valor del tirante se acude a una curva de elevaciones - caudales (ver Gráfico No. 02) que previamente ha sido calibrada y allí para la altura medida se obtiene su caudal.

GRÁFICO No. 02. Curva elevaciones caudales en Canal Trapezoidal obtenida a partir de Manning.



Este método para medición de caudales es sencillo, pero se tiene que considerar que el caudal obtenido es un valor aproximado, y depende de que se mantengan las condiciones que se tuvieron al momento de calibrar. Es posible que con el tiempo cambie la rugosidad o la geometría del canal, variables importantes para el cálculo del caudal, es por eso que se recomienda realizar el monitoreo periódico del estado de la sección de control y en caso de variación, volver a calibrar la sección.

2.3.2.1.3. Medición del caudal por el método del Flotador

El aforo con flotador es un recurso muy empleado para medir caudales en canales y cauces, cuando no se puede emplear otro dispositivo de medición. Este método

consiste en calcular la velocidad de la corriente empleando un flotador y luego conociendo el área de la sección hidráulica se obtiene el caudal. Es importante saber que la exactitud de este método es la menos precisa comparada con otros métodos.

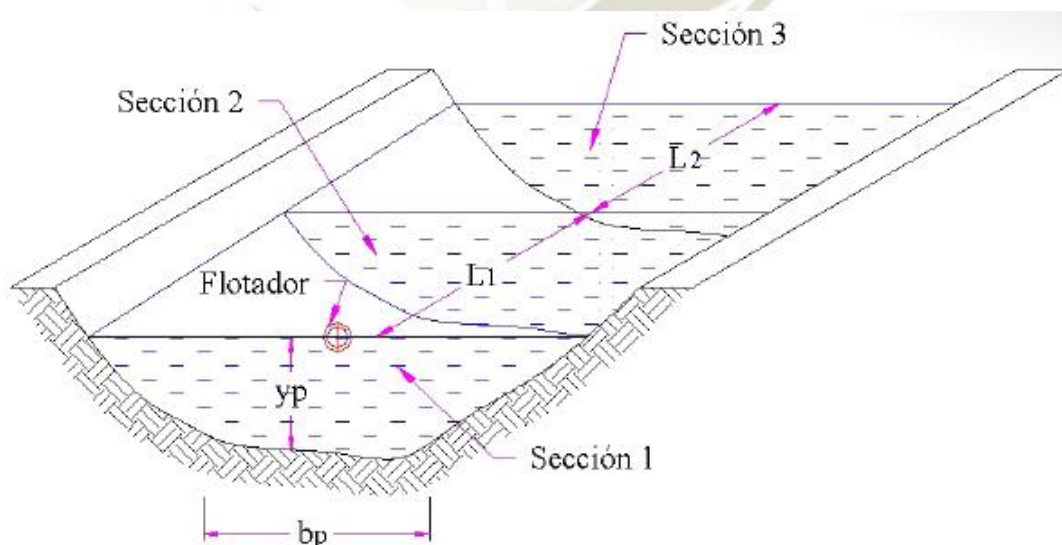
La aproximación de las mediciones de caudales, empleando el método del flotador está limitada por muchos factores, tales como: corrientes no uniformes, el valor de la velocidad media es aproximada, fuerzas del viento que mueven al flotador y los errores de toma de datos en el campo (medición del tiempo).

Como flotador se pueden emplear objetos, que no sean muy ligeros y el viento los mueva, pero tampoco que sean muy pesados y alteren la medición de la velocidad. El material del flotador puede ser madera, corcho, plástico, etc.

Descripción del Método

El método consiste en determinar la velocidad media de la corriente, siempre que el tramo del canal escogido para el aforo, sea recto y su sección transversal sea homogénea a lo largo de todo el tramo, ver Figura No. 19. También se debe procurar que en el canal no se presenten ondas ni remolinos, es preferible que las mediciones se realicen en días en que no existan mucho viento, para evitar que el flotador cambie de dirección por dicho efecto.

FIGURA No. 19 Tramo de canal en tierra con flotador



El cálculo del caudal empleando flotador se fundamenta en la ecuación de continuidad, que se escribe:

$$Q = V \times A \quad (14)$$

Dónde:

Q = Caudal que pasa por la sección, (m³/s).

V = Velocidad media en el canal, (m/s).

A = Área hidráulica de la sección del canal, (m²).

La velocidad se obtiene de la siguiente ecuación:

$$v = e/t \quad (15)$$

Dónde:

e = Distancia que recorre el flotador en un tiempo t, (m).

t = Tiempo que emplea el flotador en moverse un distancia e, (s).

La velocidad obtenida con el flotador, corresponde a la velocidad en la superficie de la corriente, pero para aplicar la ecuación (15). La velocidad corregida del flujo, en cada sección es igual a la velocidad del flotador multiplicada por un coeficiente basado en la forma del perfil de las velocidades y en la profundidad relativa de inmersión del flotador. El coeficiente que debe aplicarse a la velocidad medida se debe determinar en lo posible, para cada sitio, por medio de un análisis de las mediciones del caudal efectuadas por el método del molinete. Cuando no se disponga de estas mediciones, se puede utilizar un factor **F** de ajuste según el Cuadro No. 05 para una estimación aproximada.

El método del flotador se emplea en los siguientes casos:

- Cuando no se cuenta con un correntómetro u otro instrumento de aforo.
- La excesiva velocidad del agua no permite el uso del correntómetro, ni ningún otro dispositivo medidor.
- La corriente en el canal presenta demasiados cuerpos extraños, que no hace posible el uso del correntómetro u otro medidor.
- Se pone en riesgo la vida del que efectúa el aforo.

- e) Se corre el riesgo de perder o dañar el correntómetro u instrumento de medición.

CUADRO No. 05 Coeficientes para corregir velocidad superficial de flotadores a velocidades medias en canales.

Relación entre la inmersión del flotador y la profundidad media de la sección (R).	Coeficiente de corrección de velocidad (F)
0.10 o menos	0.86
0.25	0.88
0.50	0.90
0.75	0.94
0.95	0.98

Fuente: OMM, 1994.

Medición

Para medir empleando el método del flotador se siguen los siguientes pasos:

- Se debe definir un tramo recto de canal, con sección homogénea y flujo uniforme, luego tomar medias de la longitud y de la geometría de la sección.
- Dividir el tramo seleccionado en tres sub-tramos como mínimo, siendo mejor que sean 5 sub-tramos, cada sub-tramo debe ser de igual longitud.
- Soltar el flotador aguas arriba de la primera sección, es decir arriba del inicio del primer tramo, cuando el flotador pase sobre la primera sección encender el cronometro y empezar a medir el tiempo conforme pase por las secciones de control.
- Conociendo el tiempo que se demora en recorrer cada sub-tramo y las distancias de cada sub-tramo, se procede a calcular la velocidad.
- Las velocidades obtenidas en el paso anterior son velocidades sobre la superficie de la corriente, para obtener la velocidad media se multiplica dicha velocidad por un factor de corrección.
- Obtenida la velocidad media en el paso e), y conociendo la geometría hidráulica del canal (área hidráulica), se determina el caudal empleando la ecuación.

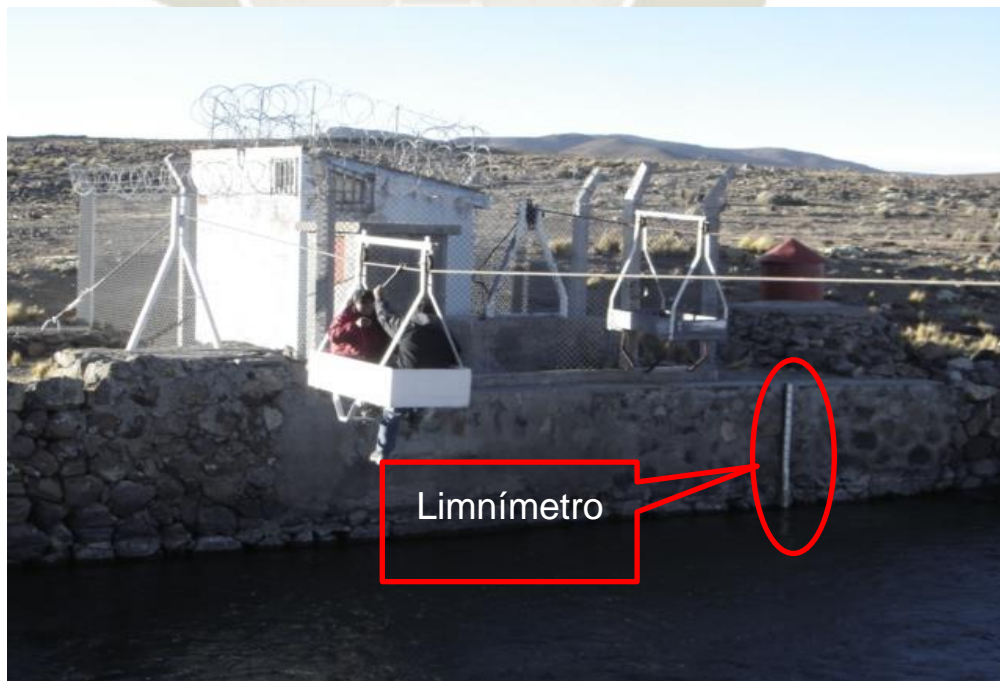
2.3.2.1.4. Estaciones Limnimétricas

Una forma de aforar caudales o gastos, es empleando reglas graduadas a las que se les llama limnímetros. Estos pueden ser ubicados en estaciones fuera de la sección del canal o en secciones de canales debidamente acondicionadas, siempre y cuando cumplan con las condiciones requeridas para el uso de este tipo de aforador.

La instalación de este instrumento debe ser en tramos rectos, con secciones de canal uniformes, con taludes suaves y el fondo del canal debe de ser fijo. También se debe procurar que la ubicación de estos instrumentos esté alejada de construcciones o equipos que puedan generar perturbaciones a las mediciones. El rango de velocidades recomendados es de 0.10 a 2.0 m/s.

Descripción de la Estructura

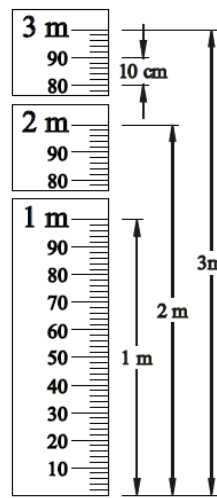
El limnómetro puede estar ubicado sobre el canal o en una estructura llamada estación que está fuera de la sección de medición. En el primer caso el limnómetro se ubica sobre un puente debidamente acondicionado, lo suficientemente ancho para maniobrar y dar operación de mantenimiento a la regla. Cuando el limnómetro se ubica fuera de la sección del canal, éste se ubica sobre una caseta o al aire libre y está conectado mediante tubos al canal; en la Fotografía No. 08 se presenta una vista de un canal para toma de medidas con limnómetro y otros.



FOTOGRAFIA No. 08. Estación Limnimétrica y de aforo en el Canal Zamácola – Imata

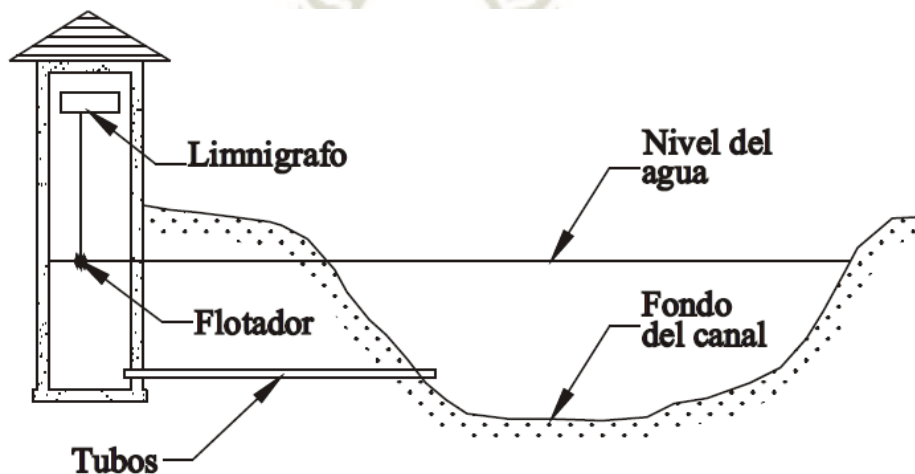
El material del que está hecho el limnómetro es por lo general acero, aunque en la actualidad la fibra de vidrio es lo más recomendado; en el caso en que la estructura no se ubique sobre un puente o en una estación, el limnómetro puede ser ubicado sobre la pared del canal, donde puede ser empotrado, grabado o dibujado. En la Figura No. 20 se presenta el esquema de un limnómetro; las letras deben de ser negras o rojas y el fondo blanco.

FIGURA No. 20 Esquema típico de un Limnómetro.



En la actualidad se cuenta con instrumentos que registran niveles de agua en forma mecánica llamados Limnógrafos, mediante un flotador unido a una varilla, la cual al subir o bajar hace funcionar un dispositivo que grafica sobre un papel los cambios producidos en el nivel y de forma automática (Sensor de nivel). En la Figura No. 21, se presenta esquema de los limnógrafos.

FIGURA No. 21 Esquema del funcionamiento de los limnógrafos.

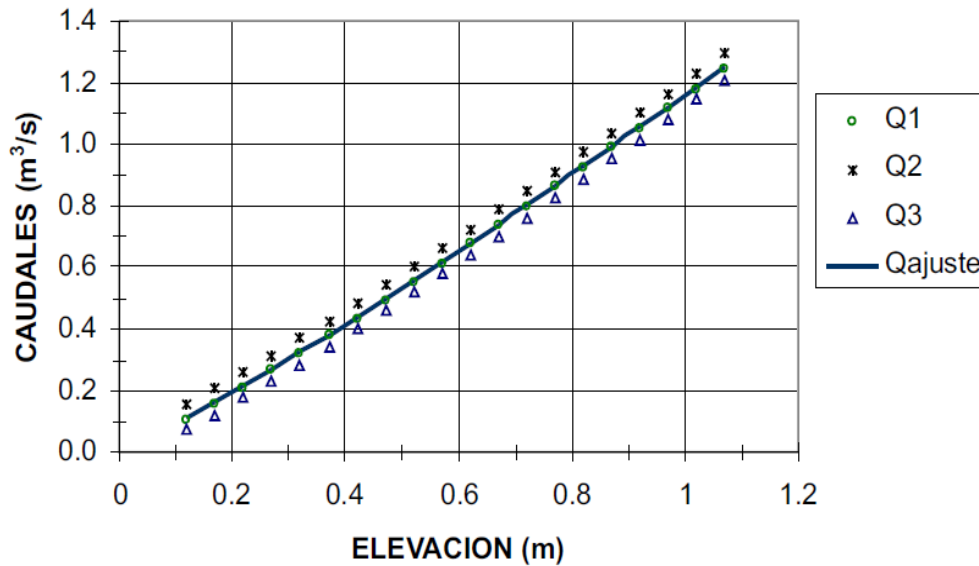


Calibración

La calibración de limnímetros se realiza empleando un correntómetro u otro instrumento de aforo que nos permita conocer el gasto que pasa por la sección de la estación de aforo; los pasos a seguir son:

- a) Tomar las precauciones del caso, para que el trabajo de calibración se lleve sin contra tiempos, y cerciorarse de que no existan riesgos ni a la vida ni a la salud de los operadores.
- b) Asegurarse que el limnómetro este bien instalado y que el correntómetro o instrumento de aforo a usar este funcionando perfectamente.
- c) Ubicar una sección en el canal, próxima a donde se encuentra el limnómetro, que será el lugar de aforo de caudales, ayudados por un correntómetro u de otro dispositivo portátil de aforo; hay que tener cuidado de estar lo suficientemente alejado del limnómetro para no generar perturbaciones en sus lecturas, así como de asegurarnos que el correntómetro se encuentre ubicado en una sección adecuada para la medición.
- d) Para generar diferentes caudales sobre el canal, se requiere contar con una estructura de regulación aguas arriba, caso contrario la calibración será conforme ocurran diferentes caudales por el canal.
- e) Una vez determinada la zona de aforo con el correntómetro, empezar a tomar mediciones simultáneas en el nivel del limnómetro y con el correntómetro y empezar a registrar las mediciones en una tabla, donde a cada nivel de agua en el limnómetro le corresponde un caudal. Luego construir una curva de caudal - elevaciones.
- f) El paso anterior se debe realizar por lo menos tres veces, para luego construir una curva de ajuste que sea el promedio de las mediciones hechas en campo.
- g) La curva de ajuste se construye de la siguiente manera (Gráfico No. 03). Sobre un papel que puede ser milimetrado se dibujan las curvas de elevaciones - caudales hechas con las mediciones de campo, sobre esas curvas (medidas en campo), se dibuja una curva que represente el promedio de las curvas graficadas.
- h) Finalmente la curva de ajuste puede servir para elaborar una tabla de elevaciones caudales (Cuadro No.06).

GRÁFICO No. 03. Curva de ajuste (Calibración) obtenidas del promedio de curvas aforadas con correntómetro.



CUADRO No. 06. Caudales en función de las elevaciones, halladas de la curva de ajuste.

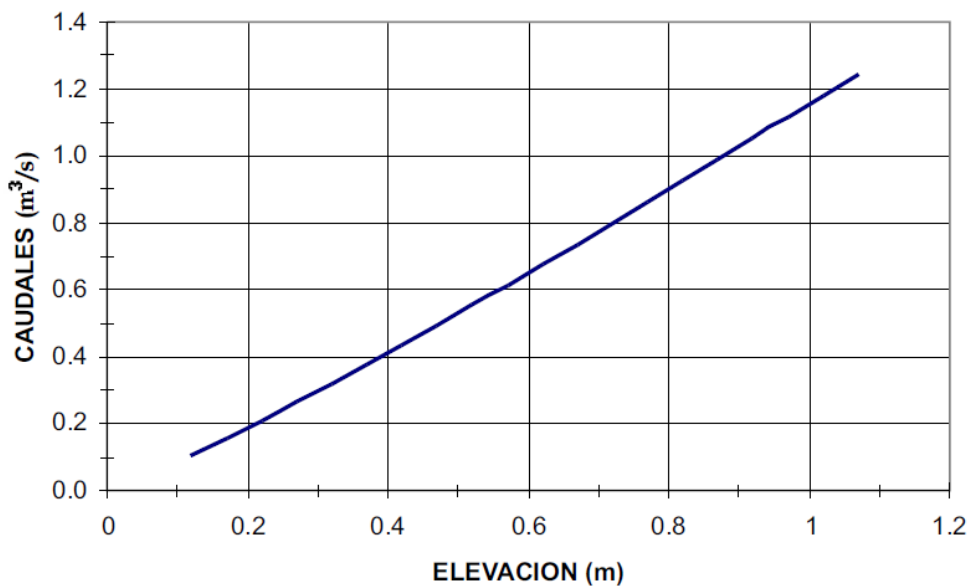
Elevación (m)	Caudal m ³ /s	Elevación (m)	Caudal m ³ /s
0.12	0.112	0.62	6.80
0.17	0.163	0.67	0.741
0.22	0.216	0.72	0.803
0.27	0.270	0.77	0.805
0.32	0.326	0.82	0.928
0.37	0.383	0.87	0.992
0.42	0.441	0.92	1.056
0.47	0.500	0.97	1.120
0.52	0.559	1.02	1.185
0.57	0.619	1.07	1.250

Medición

La medición de gastos en el limnómetro se realiza de la siguiente manera:

- El operador toma la lectura de la profundidad del agua (en metros).
- Con la lectura del nivel del agua, se recurre a un gráfico de elevación -caudal (Gráfico No. 04), donde se convierte el nivel del agua a su equivalente de caudal.

GRÁFICO No. 04 Curva de caudales y elevaciones en un limnómetro



Ejemplo

Un limnómetro ubicado dentro de la sección de un canal, marca una elevación del agua igual a 0.57 m, se pide determinar el caudal que pasa por la sección.

Desarrollo

Con el nivel del agua igual a 0.57 m, se recurre a la curva elevaciones caudales en el Gráfico No. 04, se lee $Q = 0.619 \text{ m}^3 / \text{s}$.

2.3.2.2. Determinación de la carga velocidad.

2.3.2.2.1. Tubo Pitot

Son medidores utilizados en conducciones forzadas (tuberías). El más representativo de este tipo de instrumentos es el llamado tubo Pitot, que permite medir la velocidad de la corriente al ser introducido dentro del flujo. La instalación de este equipo es

sencilla, pero se requiere contar con un dispositivo que fije el instrumento sobre la sección del canal.

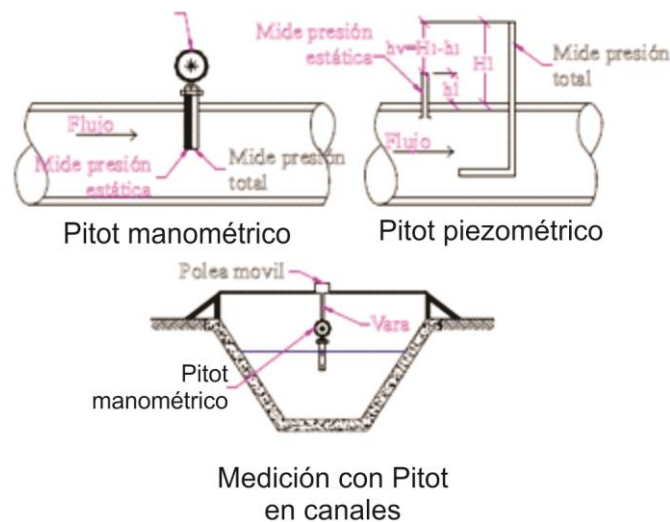
El tubo Pitot funciona como un piezómetro, porque permite medir la carga hidráulica que pasa por una sección; dicha carga se convierte a velocidad mediante el empleo de una ecuación. Este dispositivo presenta problemas de precisión cuando el flujo es muy lento, tornándose difícil la toma de lecturas, así por ejemplo para producir 3 cm de carga se requiere una velocidad de 0.85 m/s.

Descripción de la Estructura

El tubo Pitot es un instrumento sencillo compuesto por dos tubos unidos por un codo en ángulo recto. El tubo, que es introducido al flujo, posee un orificio que permite el ingreso del agua, con el fin de generar una carga piezométrica, se debe cuidar que el tubo introducido se encuentre dispuesto de forma paralela al sentido del flujo en el canal.

El tubo Pitot funciona de la siguiente manera: El agua que ingresa por el tubo, corre a través de él elevándose dentro del tubo vertical, hasta encontrarse en equilibrio, una vez en equilibrio podemos leer la altura piezométrica y mediante una ecuación de descarga convertir esa altura en su equivalente en velocidad. En la Figura No. 22 se observa un esquema del tubo Pitot.

FIGURA No. 22. Esquema típico de un Tubo Pitot



En la Figura No. 22, H_1 es la carga total, h_1 es la carga de presión, y h_v es la diferencia de carga, obtenido de sustraer la carga de presión de la carga total. La ecuación de la velocidad en el tubo Pitot se puede escribir como:

$$V = C\sqrt{2gh_v} \quad (16)$$

Dónde:

V = Velocidad de la corriente, (m/s).

g = Gravedad terrestre, (m/s²).

h = Medición de la carga de velocidad en el tubo Pitot, (m).

C = Coeficiente de descarga que se produce en el tubo Pitot.

El Coeficiente C de la ecuación, en la mayoría de los casos es igual a la unidad, esto cuando la longitud del tubo sumergido sea lo suficientemente largo; cuando los tubos son cortos, inclinados, el valor de C necesariamente tendrá que ser calibrado. Algunos coeficientes C , son diferentes de la unidad y son proporcionados por el fabricante del instrumento.

Calibración

La calibración de los tubos Pitot es básicamente sobre el coeficiente C de la ecuación el cual solo puede ser hecho en laboratorio, o caso contrario sobre una conducción en la cual se conozca la magnitud de la velocidad por otro medio de medición exacto.

Medición

Para medir el caudal que pasa por una sección de una tubería a presión, empleando un medidor Pitot, se siguen los siguientes pasos:

- Fijar el tubo Pitot sobre la sección que se desea medir el caudal.
- Sumergir el tubo Pitot bajo la corriente, considerando que el tubo sumergido se encuentre dispuesto de forma horizontal y paralela a la conducción.
- Una vez sumergido el tubo Pitot, esperar que el flujo se eleve sobre el tubo vertical, hasta un punto en que se encuentre estable.
- Cuando la carga sobre el tubo Pitot se encuentra estable, se mide con un vernier o una wincha la altura de la carga, y luego reemplazándola en la ecuación (16), se obtiene la velocidad.

- e) La velocidad obtenida en el paso d), representa la velocidad media; con esta velocidad y conociendo el área de la sección del canal o tubo, se determina el caudal que pasa por la sección.

Con el tubo Pitot se pueden medir velocidades que van de 1.5 a 6.0 m/s. Una desventaja de usar este instrumento de medición es que cuando existe turbulencia, la frágil estructura vibra mucho impidiendo tomar lecturas apropiadas de las cargas de agua.

Ejemplo Canal

Si se tiene un canal de sección rectangular con un ancho $b = 0.30$ m. y un tirante de agua $Y = 0.18$ m, y una lectura $h_v = 0.08$ m obtenidos de un medidor Pitot con $C = 1$, se pide determinar el caudal que pasa por la sección:

Desarrollo

- Se calcula el área hidráulica de la sección, $A = 0.30 \times 0.18 = 0.054$ m².
- La velocidad que pasa por la sección se halla con $V = (2 \times 9.81 \times 0.18)^{0.5} = 1.88$ m/s (de la Ecuación No. 16)
- El caudal es entonces: $Q = 1.88 \times 0.054 = 0.10$ m³/s

2.3.2.3. Medidores ultrasónicos

Son instrumentos que están compuestos de sensores que envían y reciben señales de sonido de alta frecuencia, sobre el flujo en tuberías, con el fin de medir su velocidad.

Fundamentalmente existen dos tipos de medidores ultrasónicos; los que funcionan midiendo el tiempo de travesía de la señal de onda y los que se fundamentan en el efecto DOPPLER. Generalmente son equipos de gran costo, pero tienen buena exactitud y gran flexibilidad de instalación.

Descripción del Equipo

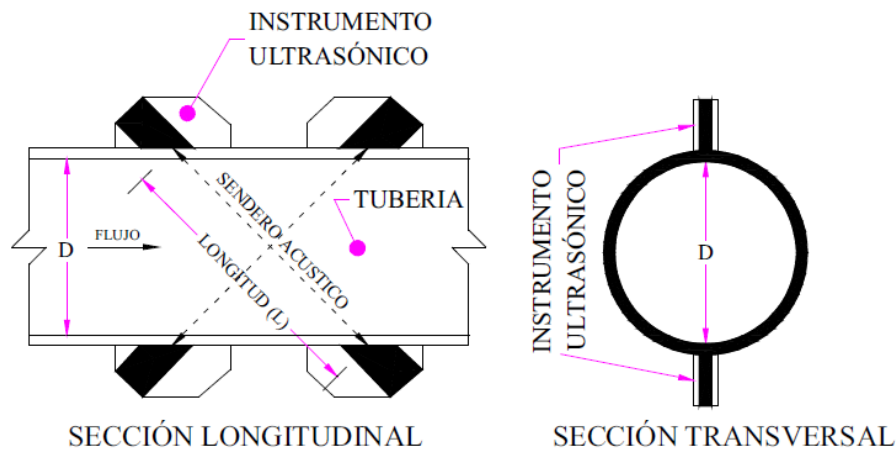
Existen dos tipos de equipos que miden la velocidad del flujo empleando ultrasonidos, los que cuentan el tiempo de la travesía y los que se fundamentan en el efecto DOPPLER.

2.3.2.3.1. Ultrasónico tiempo en tránsito

Este instrumento se fundamenta en el principio de transmitir una señal acústica sobre un sendero conocido, el cual cuando atraviesa un flujo, la velocidad de transmisión se

ve afectada. En la Figura No. 23, se aprecia el esquema del funcionamiento de estos instrumentos.

FIGURA No. 23. Esquema del funcionamiento de un Equipo Ultrasónico



Este tipo de instrumento permite medir velocidades en tuberías y no se requiere introducir el instrumento dentro de la corriente. El sistema funciona de la siguiente manera. El instrumento emite una señal acústica de alta frecuencia, y luego se espera el rebote (tiempo de tránsito) para contabilizar el tiempo de frecuencia; como también se conoce la longitud, es posible hallar la velocidad.

El empleo de este equipo posee las siguientes **ventajas**:

- Una alta exactitud, que puede ser logrado independientemente de la forma del perfil de velocidades.
- Se puede medir el flujo en dos direcciones.
- Como el equipo no requiere ser colocado dentro de la corriente no genera pérdidas de carga.
- No requiere calibración en campo.
- El costo del instrumento es independiente de la dimensión de las secciones o tubos que se desea medir.

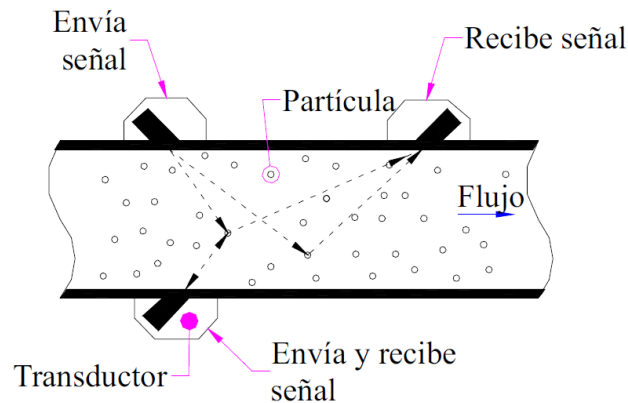
Las **desventajas** que posee este instrumento son:

- El costo inicial es muy alto.
- Requiere un servicio técnico especializado.
- Debe ser programado según el tipo de material que contiene la corriente.
- Es un aparato delicado, y requiere de mucho cuidado en su operación.

2.3.2.3.2. Ultrasónico de efecto DOPPLER

Las mediciones empleando dispositivos DOPPLER, consisten en medir la velocidad de partículas que son transportadas por la corriente (Figura No. 24); en este método de medición hay que cuidar que las partículas en movimiento dentro del fluido, necesariamente tienen que poseer el mismo peso específico que el agua.

FIGURA No. 24. Medidores de flujo acústico tipo DOPPLER.



Este dispositivo de medición es muy sofisticado, y es mejor utilizado en laboratorios que en campo, el dispositivo funciona de la siguiente manera. Se envía una señal acústica de frecuencia conocida, estas reflejan sobre las partículas y son grabadas sobre un receptor, las señales recibidas son analizadas resultado que la velocidad de las partículas es la misma que las del fluido.

Uno de los inconvenientes de los dispositivos que funcionan con efecto DOPPLER es que son altamente sensibles a las propiedades físicas de los fluidos, tales, como conductividad, la densidad de las partículas y el perfil del flujo.

Calibración en Laboratorio

La calibración de estos instrumentos se debe hacer necesariamente en laboratorio, debido a lo complejo de su sistema de medición así como lo delicado de sus componentes.

Medición

Para medir el caudal empleando este instrumento se procede de la siguiente manera:

- Instalar el equipo en una zona adecuada, teniendo en cuenta que emite señales acústicas, se debe cuidar que no existan elementos que puedan perturbarlo.

- b) La velocidad se halla automáticamente en el equipo; con la velocidad obtenida, se procede a calcular el área hidráulica del canal. El producto de la velocidad por el área proporciona el caudal que pasa por la sección.

2.3.2.4. Medidores electromagnéticos

Son instrumentos de medición que sirven para medir el flujo de agua en tuberías, cuentan con dos bobinas colocadas una a cada lado del cuerpo del aparato, que son excitadas por una corriente alterna produciendo así un campo electromagnético uniforme a través de la parte interna del tubo, conforme pasa el agua por el campo electromagnético se genera una inducción de voltaje que es percibida por dos electrodos diametralmente opuestos. La medición de la velocidad en este tipo de instrumentos está asociada a la relación que existe entre el cambio de voltaje y la velocidad.

El medidor es de acero inoxidable o de aluminio, recubierto de neopreno, plástico o cerámico; prácticamente no provoca pérdida de carga piezométrica, tiene mucha exactitud pero su costo es muy elevado.

Descripción del Instrumento

Este tipo de medidores de corrientes, funcionan bajo el principio de producir voltajes que son proporcionales a la velocidad; en la Figura No.25, se presenta un esquema de este tipo de instrumento.

FIGURA No. 25. Medidores de Flujo electromagnético.



El sistema funciona de la siguiente manera. Se induce un voltaje mediante un conductor eléctrico, con esto se logra alterar el campo magnético, para un campo magnético fuerte, la magnitud del voltaje inducido es proporcional a la velocidad.

El equipo se instala sobre un tubo, luego se colocan dos bovinas magnéticas, uno a cada lado del tubo; luego se le coloca dos electrodos a cada lado, estos son los que inducen el voltaje. Los electrodos colocados deben de estar horizontales. El Instrumento tiene un circuito eléctrico que le permite transformar el voltaje inducido a una relación de velocidad del flujo.

Calibración en Laboratorio

Este instrumento solo puede ser calibrado en laboratorio, bajo las especificaciones del fabricante, sus dispositivos son muy sensibles por lo que se requiere revisarlo periódicamente.

Medición

Para medir el caudal empleando el medidor electromagnético, se procede como sigue:

- a) Se fija el equipo sobre el tubo que desea medir.
- b) Se toman las características geométricas del tubo para determinar el área interna.
- c) Se activan los impulsos electromagnéticos y luego se determina la velocidad.
- d) Multiplicando el área por la velocidad se determina el caudal que pasa por la sección.

2.3.3. Método carga piezométrica.

2.3.3.1 Vertederos

Un vertedero es un dique o pared que intercepta una corriente de un líquido con superficie libre, causando una elevación del nivel del fluido aguas arriba de la misma. (Argüelles, 2005).

Los vertederos se emplean, bien para controlar ese nivel, es decir, mantener una altura del fluido aguas arriba que no exceda un valor límite, o bien para medir el caudal circundante por un canal. Como vertedero de medida, el caudal depende de la altura de la superficie libre del canal aguas arriba, además de depender de la geometría; por ello, un vertedero resulta un medidor sencillo pero efectivo de caudal en canales abiertos. (Argüelles, 2005).

Los vertederos, son los dispositivos más utilizados para medir en canales abiertos, que ofrecen las siguientes ventajas y desventajas: (Vega, 2004).

Ventajas

- Medición precisa para un amplio rango de caudales.
- Fácil construcción e instalación en canales de tierra.
- Económico.

Desventajas

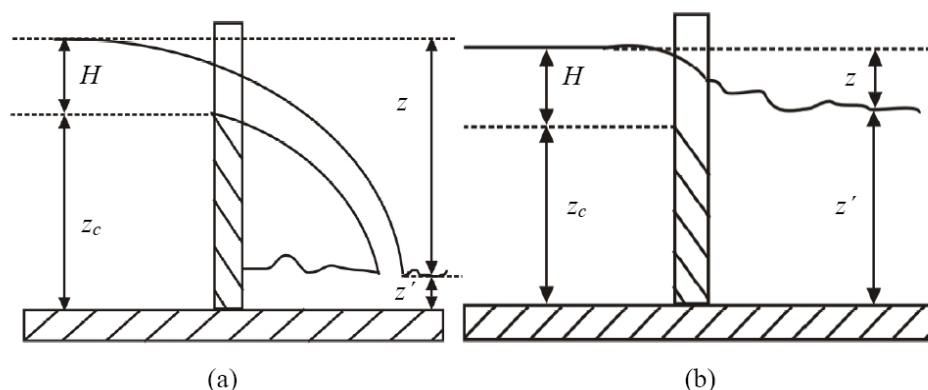
- Ocasiona una fuerte pérdida de carga.
- Muy mala capacidad para el paso de sedimentos y material flotante.
- Inapropiados para canales revestidos (estructuras portátiles).

Los vertederos pueden clasificarse de la siguiente manera: (Argüelles, 2005).

a) Según la altura de la lámina de fluido aguas abajo:

- **Vertederos de lámina libre.** Cuando la altura del fluido aguas abajo es menor a la altura de la cresta del vertedero ($z' < z_c$), (Figura No. 26a).
- **Vertederos sumergidos.** Cuando la altura del fluido aguas abajo es mayor a la cresta del vertedero ($z' > z_c$), (Figura No. 26b).

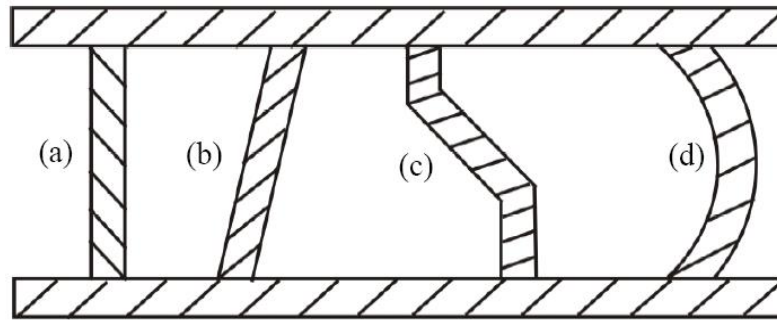
FIGURA No. 26. a) Vertedero de lámina libre: b) Vertedero sumergido.



b) Según la disposición en planta del vertedero con relación a la corriente:

- **Vertederos normales.** Cuando la pared del vertedero está dispuesta en forma perpendicular al flujo, Figura No. 27a.
- **Vertederos inclinados.** Cuando la pared de vertedero tiene un grado de inclinación respecto a las líneas de flujo, Figura No. 27b.
- **Vertederos quebrados.** Cuando la pared del vertedero presenta quiebres en su longitud, Figura No. 27c.
- **Vertederos curvilíneos.** Cuando la pared del vertedero presenta una curva frente a las líneas de flujo, Figura No. 27d.

FIGURA No. 27. a) V. normal; b) V. inclinado; c) V. quebrado; d) V. curvilíneo.

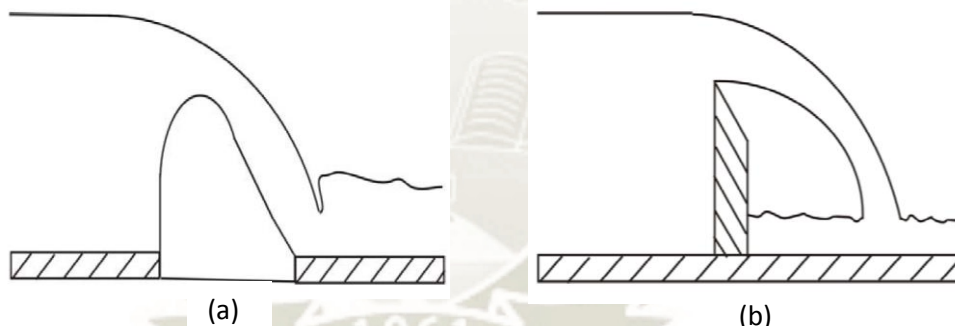


c) Según el espesor de la cresta o pared:

Se pueden clasificar en Vertederos de cresta ancha RBC y Vertederos de cresta afilada:

- **Vertederos de cresta ancha RBC.** Estas estructuras se emplean como parte de una presa o de otra estructura hidráulica para el control de nivel, Figura No 28a.

FIGURA No. 28. a) Vertedero de cresta afilada; b) Vertedero de cresta ancha.



También se le conoce a los vertederos de cresta ancha como estructuras de aforo llamados RBC por las iniciales de sus autores (Replogle, Bos y Clemens). Esta estructura tiene la ventaja que puede ser usada en secciones revestidas y no revestidas. La estructura no permite regular el flujo, pero sí es capaz de medir un amplio rango de descargas. (PSI, 2004)

Para medir el gasto que pasa por el aforador RBC, sólo se requiere conocer la medida de la profundidad del agua, aguas arriba del aforador, ya que existe una relación muy estrecha entre la profundidad del agua y el gasto que pasa por el aforador. (PSI, 2004).

Los costos de construcción de esta estructura son bajos y pueden construirse de concreto o metal, este último cuando el aforador es portátil. (PSI, 2004).

Descripción de la Estructura

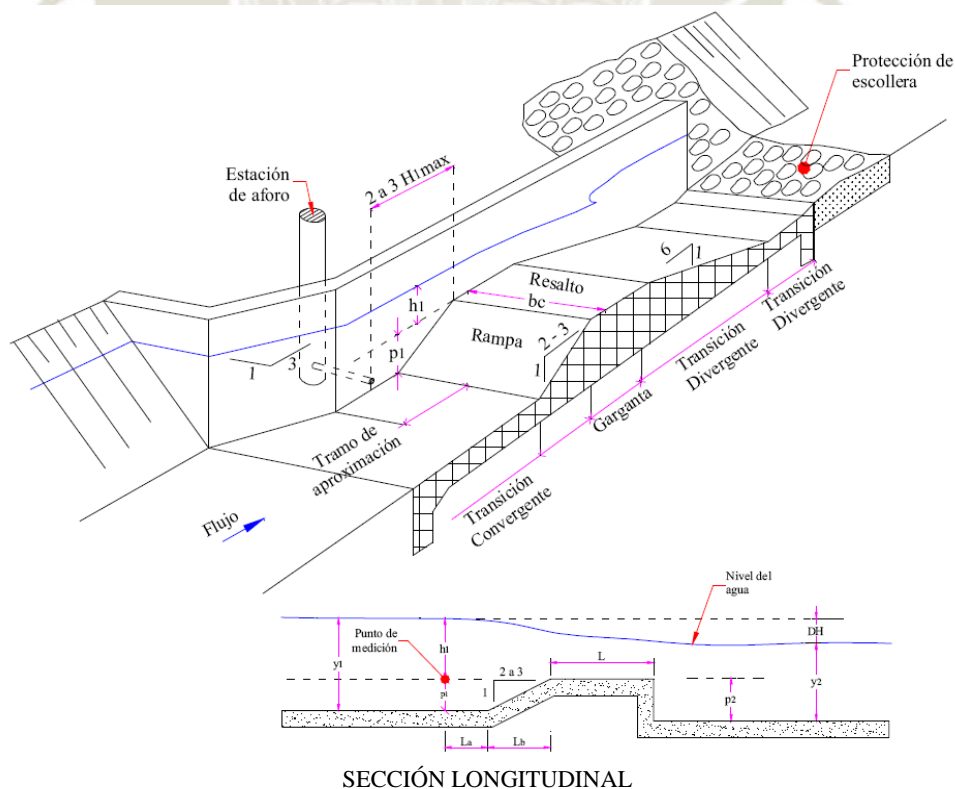
Cuando el aforador se encuentra en canales de tierra está compuesta de las siguientes partes: entrada al canal de aproximación, canal de aproximación, tramo convergente, garganta, tramo divergente, poza amortiguadora y protección de escollera, tal como se ve en la Figura No. 29 (PSI, 2004).

A continuación se describen, cada una de los componentes del aforador RBC: (PSI, 2004)

Canal de aproximación, tiene como finalidad, proporcionar una sección transversal y una velocidad de aproximación conocida. En la mayoría de los casos esta sección es rectangular al igual que la sección de la garganta, pero cuando la sección es trapezoidal, el gasto Q , debe de corregirse por efectos de la velocidad de llegada siendo para el caso rectangular despreciable.

Transición convergente, En esta zona se encuentra una rampa en proporción de 1:2-3, dicha rampa permite la sobre elevación del flujo para generar la descarga en forma de vertedero.

FIGURA No. 29 Sección Típica y Perfil de un Aforador de Cresta Ancha (RBC) y sus Dimensiones



Garganta, es la zona que funciona como vertedero de cresta ancha; esto permite que las líneas de corriente permanezcan rectas y paralelas.

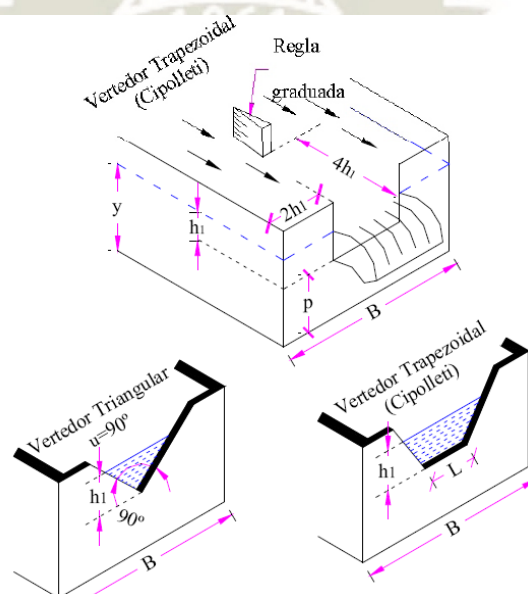
Transición divergente, es la zona de salida del vertedero de cresta ancha, posee una forma de rampa con el fin de que el flujo salga con menos energía que si fuera una caída. En muchos casos se opta por prescindir de la zona de transición divergente y del canal de cola.

Canal de cola, es la parte de la estructura que sirve de transición entre el aforador y el canal aguas abajo.

- **Vertederos de cresta afilada.** Son estructuras que represan el flujo para provocar su descarga por encima de las mismas, dando lugar a una lámina vertiente sobre el cuerpo del vertedero con líneas de flujo fuertemente curvadas, sirven para medir caudales con gran precisión, estas estructuras se denominan de cresta o pared delgada porque la misma tiene un espesor menor o igual a 2 mm., en muchos casos este espesor se consigue biselando (afilando) los lados de la ventana del vertedero. Figura No. 29b y 30. (Vega, 2004).

Los vertederos pueden ser ubicados en canales de tierra o revestidos, que cumplan con las condiciones de: (a) que el tramo del canal donde se encuentra el vertedero sea recto, y (b) que la sección transversal del canal tenga un bordo libre lo suficientemente grande para evitar derrames por el efecto de remanso que produce el vertedero. Figura No. 30. (PSI, 2004).

FIGURA No. 30. Esquema de los Vertederos



Constan de las siguientes partes:

Canal de llegada, puede tener la misma geometría del canal alimentador o una sección más amplia con el fin de disminuir la velocidad de llegada del flujo.

Sección vertedera, puede ser rectangular, trapezoidal o triangular; se ubica a cierta altura del fondo del canal y su ancho puede ocupar toda la sección del canal o puede ser reducida a una sección menor.

Canal de salida, puede tener una zona de transición si el ancho del canal fue modificado a la entrada del vertedero o en caso contrario continuar con la misma geometría del canal.

En general, estas estructuras son empleadas cuando se requiere alta precisión en la medición de caudales.

Principio de funcionamiento

En estos vertederos, el concepto de flujo crítico no es aplicable. La derivación de la relación entre el caudal y la altura de carga se basa en el principio de Torricelli ($v = \sqrt{2gH}$), la cual puede ser expresada de manera general como sigue: (Vega, 2004).

$$Q = Kh_1^u \quad (17)$$

Dónde:

Q = caudal (m³/s)

K = coeficiente

h₁ = altura de carga (m)

El valor de “u” puede variar de 1.0 a 2.5 de acuerdo a la forma geométrica del vertedero, (Cuadro No. 07).

CUADRO No. 07. Valor del coeficiente “u” para vertederos de cresta afilada.

Vertedero	<i>u</i>
Rectangular	1.5
Triangular	2.5

Fuente: Vega, 2004

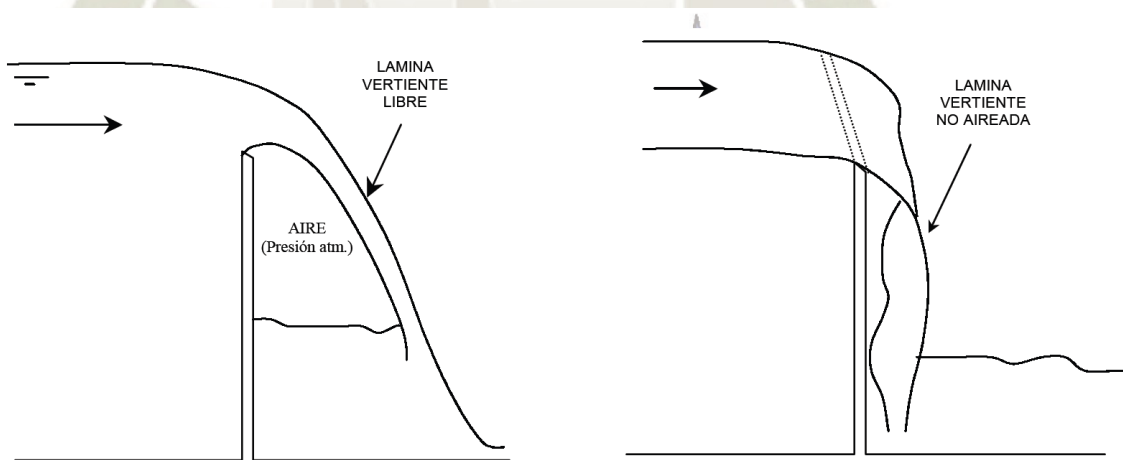
La precisión de los vertederos de cresta delgada es alta, en condiciones apropiadas puede tener errores de menos del 1%. Por lo general, en condiciones de campo se tienen errores de alrededor del 5%. Al respecto, tanto el vertedero rectangular como el vertedero triangular de pared delgada presentan una alta precisión. (Vega, 2004).

Condiciones para su utilización

El uso de los vertederos de pared delgada portátiles está condicionado a los siguientes aspectos principales: (Vega, 2004).

Descarga libre, para obtener esta elevada precisión es necesario que la lámina vertiente descargue completamente libre, asegurando que la presión sobre la misma sea la atmosférica. Una altura de carga suficiente (3 a 5 cm) y un nivel aguas abajo lo suficientemente bajo generan condiciones apropiadas para no interferir con la ventilación adecuada de la lámina vertiente (descarga libre), ver Figura No. 31.

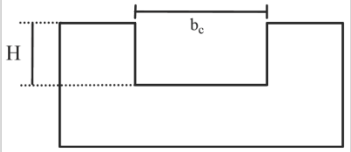
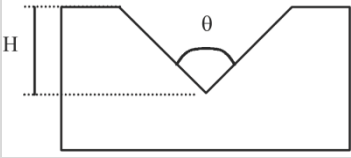
FIGURA No. 31. Condiciones de descarga de la lámina vertiente



En consecuencia, se requiere una pérdida de carga considerable (diferencia de nivel aguas arriba y aguas abajo) para el apropiado funcionamiento del vertedor. Este aspecto es considerado como una de las mayores desventajas de este tipo de estructuras de aforo. Sin embargo, en la zona montañosa de nuestro país, por lo general no existen limitaciones al respecto, al contrario, se dispone de carga hidráulica.

Caudales a ser medidos, los vertederos de pared delgada permiten medir un amplio rango de caudales: menores a 1 l/s hasta mayores a 100 l/s, en caso de vertederos fijos pueden medirse caudales de hasta 800 l/s. En el Cuadro No.08, se resumen los valores de caudales que pueden ser medidos con vertederos portátiles de dimensiones usuales.

CUADRO No. 08. Rango de caudales - Vertederos rectangular y triangular portátiles.

Tipo de vertedero	Ancho (b_c) cm	Altura (H) cm	Caudal mínimo (l/s)	Caudal máximo (l/s)
Rectangular 	30 cm	20	3.0	30.0
	45 cm	25	4.5	70.0
	60 cm	30	6.0	130.0
Triangular 	θ 90	35	Contracción completa 0.8	Contracción completa 18
			Contracción parcial 0.8	Contracción parcial 70.0

Los valores de caudal indicados han sido calculados tomando en cuenta algunas dimensiones usuales y parámetros recomendados para el adecuado funcionamiento de estas estructuras.

Características del canal o cauce natural, el uso de estos vertederos (portátiles) está condicionado a canales que no presenten alta permeabilidad (se considera canal a cauces naturales y acequias).

El canal debe presentar suficiente bordo libre para evitar el desbordamiento del flujo aguas arriba debido al remanso ocasionado por el vertedero.

La pendiente del canal tiene que ser suave a moderada y uniforme. En canales con pendiente pronunciada, el vertedero ocasionará resalto hidráulico (fuerte turbulencia). En canales con cortes profundos se dificulta la medición.

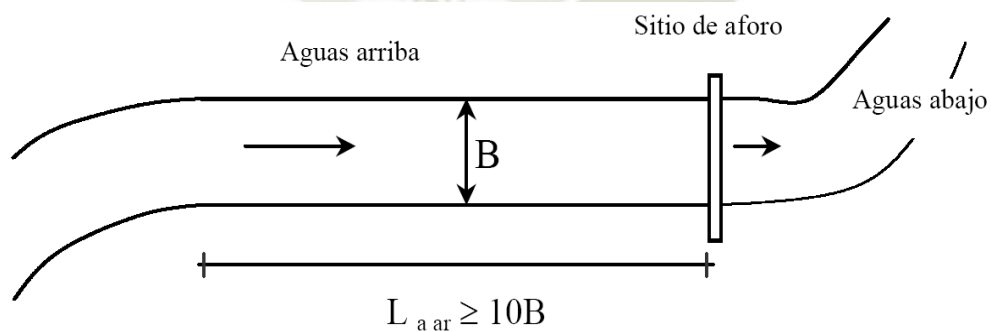
Características del flujo, este tipo de estructuras de aforo no es recomendable usarlas en casos de que el flujo arrastre mucho material flotante pues tienden a obstruirse. Tampoco es recomendable usarlas cuando el flujo arrastra material de fondo y/o en suspensión, pues constituye una barrera al flujo que ocasiona la acumulación de material al pie de la estructura, modificando progresivamente el valor de p_1 (altura a la cresta del vertedor, ver página 67).

Lugar de aforo e instalación del vertedero

Elección del lugar de aforo, en la mayoría de los casos, esta elección puede ser realizada por inspección visual, para este fin se recomienda tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- El lugar debe ser fácilmente accesible e identificable (referenciado).
- El flujo en el sitio debe ser preferentemente normal (permanente y uniforme) y tener régimen sub crítico, para mayores detalles ver Anexo No.1.
- El canal debe tener un tramo lo más largo y recto posible, con una sección regular. Se recomienda que, para asegurar mediciones precisas, la longitud aguas arriba sea diez veces o más el ancho promedio de la sección ($L_{a\ ar} \geq 10B$), ver Figura No. 32.

FIGURA No. 32. Lugar recomendado para el aforo.



- Las condiciones del canal aguas abajo no tienen importancia siempre que la lámina vertiente sobre la cresta del vertedor sea libre.
- La velocidad del flujo de aproximación a la estructura (aguas arriba) debe ser inferior a 0.15 m/s, este límite se recomienda para evitar turbulencia y lograr

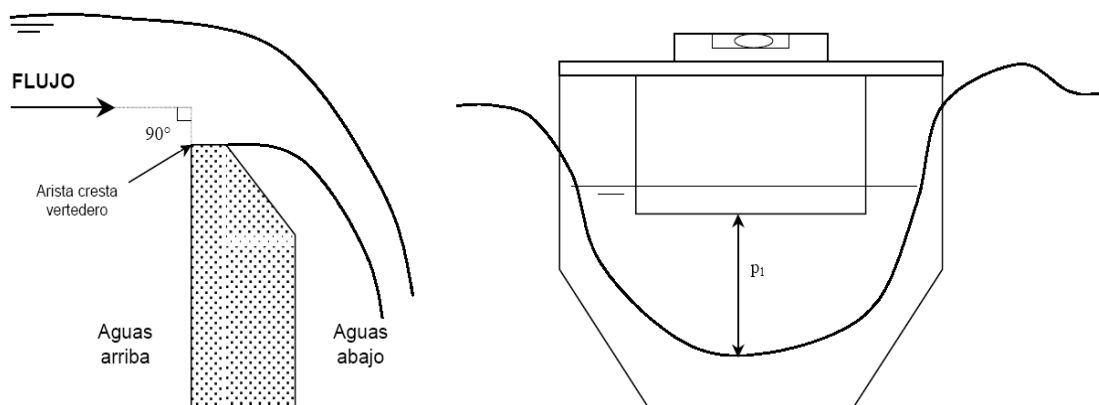
una superficie de agua lo suficientemente tranquila para la medición exacta de la altura de carga.

- El canal debe estar libre de perturbaciones: remolinos, remansos o retorno de flujos, observar cambios súbitos de sección, juntas, obstrucciones, entradas o salidas de flujo.
- Evitar otras estructuras aguas abajo que pudiesen influenciar el nivel de agua.

La adecuada elección del sitio contribuye a lograr una mayor precisión en las mediciones. Al respecto, es importante tener en cuenta que si no existen condiciones ideales para el aforo, por lo general, es posible crearlas.

Instalación del vertedero, el plano del vertedero debe ser perpendicular a la dirección del flujo y la arista de la cresta ubicada aguas arriba, ver Figura No. 33.

FIGURA No. 33 Posición del vertedero respecto a la dirección del flujo.



La cresta debe ser recta y estar nivelada de manera que quede horizontal. Conviene comprobar periódicamente la horizontalidad de la cresta.

Impermeabilizar cuidadosamente los laterales entre la estructura y las paredes del canal para evitar filtraciones. Por lo general no es necesario impermeabilizar el fondo, sin embargo, cuando el material del canal es sensiblemente permeable será necesario hacerlo.

Instalado el vertedero, como se muestra en la Fotografía No. 09, se procederá a la toma de datos.



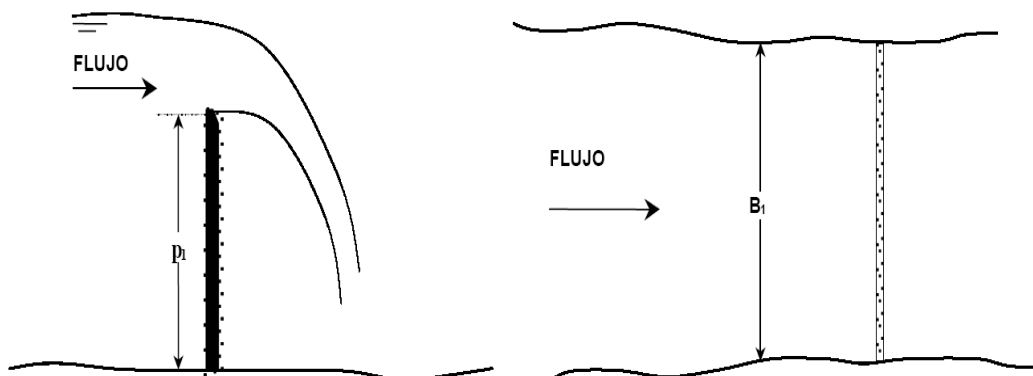
FOTOGRAFIA No. 09. Instalación vertedero de pared delgada.

Mediciones hidráulicas necesarias y procedimiento de toma de datos

Una vez instalado el vertedero, se debe esperar un tiempo para que el flujo se estabilice, generalmente 15 a 20 minutos, entonces se podrán realizar las mediciones necesarias para el cálculo del caudal. (Vega, 2004).

Altura a la cresta y ancho de espejo de agua, la altura a la cresta del vertedero (p_1) y el ancho de espejo de agua (B_1) son variables de importancia para la determinación del caudal en los vertederos de pared delgada, ambas se obtienen por medición directa. (Figura No. 34)

FIGURA No. 34 Altura a la cresta y ancho de espejo de agua.



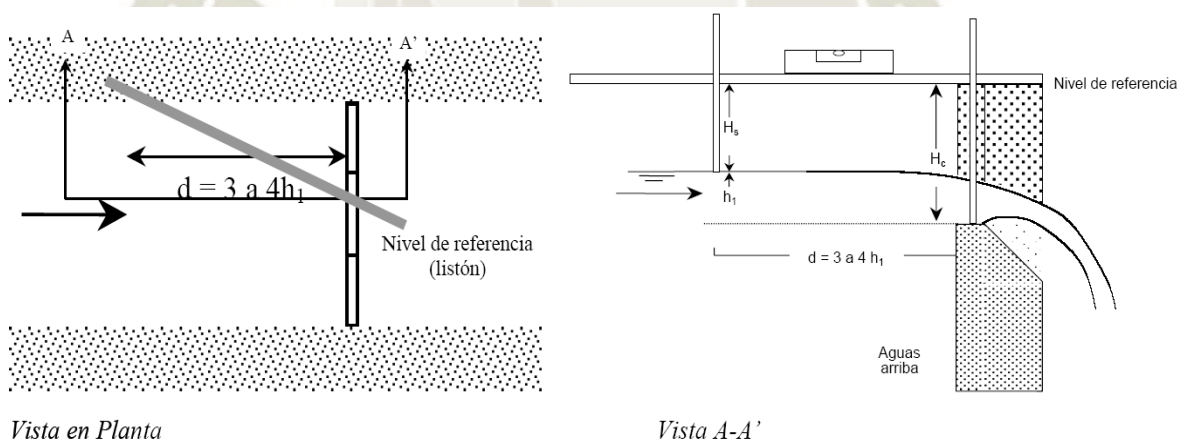
Primero se toma la medida de la altura a la cresta del vertedero (p_1), esta medida se toma desde el fondo del canal, aguas arriba de la estructura.

Posteriormente, se mide el ancho promedio del espejo de agua (B_1) correspondiente a h_1 , en el tramo de aproximación aguas arriba del vertedor. En canales con sección poco uniforme se recomienda tomar varias medidas del ancho de espejo de agua a lo largo del tramo de aproximación (aguas arriba) para tomar un valor promedio. Sin embargo, es recomendable elegir tramos uniformes o de lo contrario acondicionar el mismo.

Niveles de agua, la medición de niveles de agua, con el propósito de determinar la altura de carga (h_1) sobre el vertedero, constituye la tarea principal en este tipo de estructuras y merece el mayor de los cuidados.

La altura de carga debe ser medida aguas arriba del vertedero a una distancia entre 3 a 4 veces la carga máxima esperada ($d = 3 \text{ a } 4h_{1\text{max}}$), con relación a la cresta del vertedero. (Figura No. 35).

FIGURA No. 35. Altura de carga – vertederos de pared delgada



La altura de carga sobre la cresta del vertedero puede ser medida directamente o indirectamente. Sin embargo, es recomendable hacerlo de forma indirecta para lograr mayor precisión, para ello se recomienda el uso de un limnómetro, instrumento adecuado para realizar esta medición. Sin embargo, en condiciones de campo normalmente no se dispone de un limnómetro, por ello se suele emplear un perfil metálico o listón recto sin deformaciones, el cual constituirá el nivel de referencia para la medición.

El perfil metálico o listón de madera tiene que ser lo suficientemente largo para atravesar desde el vertedero hasta la berma del canal, ver Figura No. 36 (vista en planta). Una vez nivelado el listón, se toma la altura desde el mismo hasta la cresta del vertedero (H_c), valor constante.

Posteriormente, se mide la altura desde el listón (nivel de referencia) hasta la superficie del agua (H_s). Recordar que esta medición debe ser realizada a una distancia aguas arriba del vertedero 3 a 4 veces la altura de carga máxima esperada (h_1 max.) sobre la cresta del vertedero. Finalmente, la altura de carga sobre el vertedero (h_1) se calcula por diferencia:

$$h_1 = H_c - H_s \quad (18)$$

La forma usual para la medición en campo de la altura de carga se ilustra en la Fotografía No. 10.



FOTOGRAFÍA No. 10 Medición de la altura de carga.

Con estos datos será posible calcular por diferencia el valor de la altura de carga sobre la cresta del vertedero (h_1).

En algunos casos es posible emplear una manguera para determinar el nivel de agua aguas arriba del vertedero, el cual comparado con el nivel de la cresta nos permite determinar la altura de carga. Esta forma presenta limitaciones cuando la manguera es susceptible a taponamientos a causa de materiales arrastrados por el agua.

La adecuada y cuidadosa medición de niveles de agua contribuye a lograr una mayor precisión en la medición del caudal.

Durante el tiempo en que se realizan las mediciones, es recomendable comprobar periódicamente la correcta instalación del vertedero de modo que no existan fugas en la estructura y que la estructura se mantiene nivelada y vertical. En caso contrario se debe corregir la posición y verificar nuevamente el nivel, la verticalidad y la distancia del fondo del canal a la cresta (p_1), además se tendrá que esperar un tiempo hasta que el flujo se estabilice nuevamente y continuar con las mediciones.

Además, se recomienda controlar la existencia de piedras, sedimentos, hierbas y material de arrastre que pueden afectar el adecuado funcionamiento del vertedero.

Elección del tipo de vertedero

La elección del tipo de vertedero depende de los siguientes aspectos principales:

- **Pérdida de carga requerida**, estructuras con alta capacidad de descarga se caracterizan por altos coeficientes de descarga (C_d) y por ende requieren de menor pérdida de carga. El vertedero rectangular presenta coeficientes de descarga ligeramente superiores al vertedero triangular, en consecuencia, para un mismo caudal provocará un menor remanso aguas arriba de la estructura.
- **Rango de medición de caudales**, el rango de medición de caudales está definido como: $Y = Q_{max}/Q_{min}$. Los vertederos triangulares alcanzan mayores rangos de medición que los rectangulares.

En el Cuadro No. 09 se muestra un ejemplo comparativo de rango de medición para un vertedor rectangular y un vertedor triangular:

CUADRO No. 09. Rango de medición - Vertederos rectangular y triangular.

Vertedero rectangular	h_{min} (cm)	h_{max} (cm)	Q_{min} (l/s)	Q_{max} (l/s)	$Y = Q_{max}/Q_{min}$
Ancho cresta (b_c): 45 cm	5.0	15	9	46	5.1
Vertedero Triangular	h_{min} (cm)	h_{max} (cm)	Q_{min} (l/s)	Q_{max} (l/s)	$Y = Q_{max}/Q_{min}$
Ángulo 90°	5.0	24	0.8	39	48.8

En el ejemplo, los valores de h_{\min} y h_{\max} responden a las condiciones para un funcionamiento adecuado de estas estructuras.

Se observa que el rango de medición del vertedor triangular es mucho mayor al del vertedor rectangular, alrededor de 10 veces más. Por esta razón, los vertederos triangulares se acomodan mejor a situaciones en las que el flujo presenta altas variaciones en cortos periodo de tiempo, por ejemplo descarga de pequeños estanques.

- **Capacidad para transportar material sólido**, en general, los vertederos de pared delgada presentan una pobre capacidad de transporte de material sólido: sedimentos y material flotante. No obstante, tratándose de estructuras de medición portátiles es posible controlar, durante la medición, posibles obstrucciones por material flotante (ramas, hojas, etc).

La sedimentación al pie de la estructura podría ser despreciable debido a los periodos relativamente cortos de medición, siempre que el flujo no arrastre excesivo material, de otro modo, la altura desde la solera a la cresta del vertedor podría variar rápidamente, ocasionando imprecisiones en la medición del caudal.

- **Sensibilidad**, la precisión con la cual puede ser determinado el caudal, no sólo depende del error en el coeficiente de descarga, también depende de la sensibilidad (S) de la estructura de aforo. La sensibilidad se expresa como la variación de la descarga a causa de los cambios relativos en el nivel de agua aguas arriba o errores en la medición de la altura de carga. En consecuencia, una mayor sensibilidad de la estructura de aforo implica un mayor error probable en la medición de la descarga.

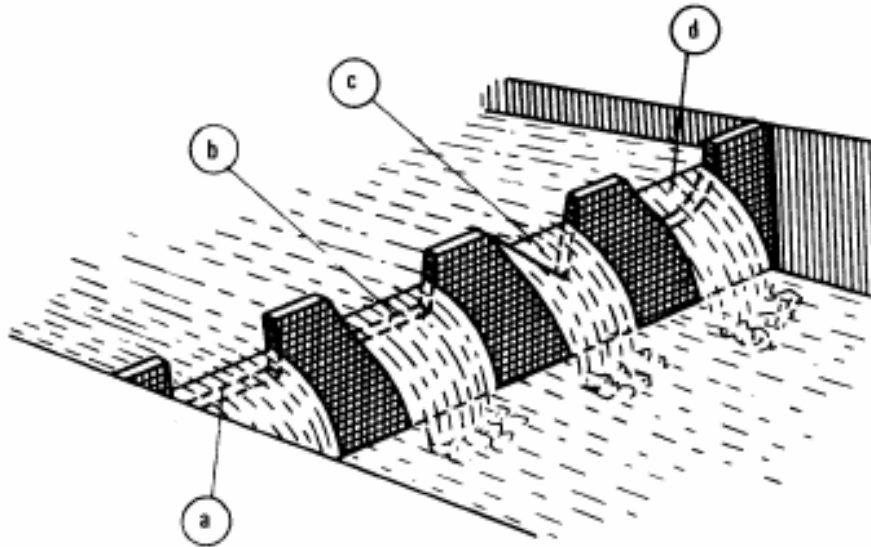
$$S = u \frac{\Delta h}{h_1}, u = \text{potencia en la ec. } Q = Kh_1^u \quad (19)$$

Los orificios son estructuras menos sensibles ($u=0.5$) y los vertederos triangulares de pared delgada, entre otros, los más sensibles ($u=2.5$). La sensibilidad se incrementa para valores mayores de u y para valores pequeños de h_1 , razón por la cual, en caso de vertederos triangulares y alturas de carga pequeñas se deben extremar esfuerzos para realizar con exactitud la medición de h_1 .

Clasificación de los vertederos de cresta afilada

Dichos vertederos se clasifican según la forma de abertura en: rectangulares (Figura No. 36a), trapezoidales - Cipolleti (Figura No. 36b), triangulares (Figura No. 36c) y parabólicos (Figura No. 36d). (Argüelles, 2005)

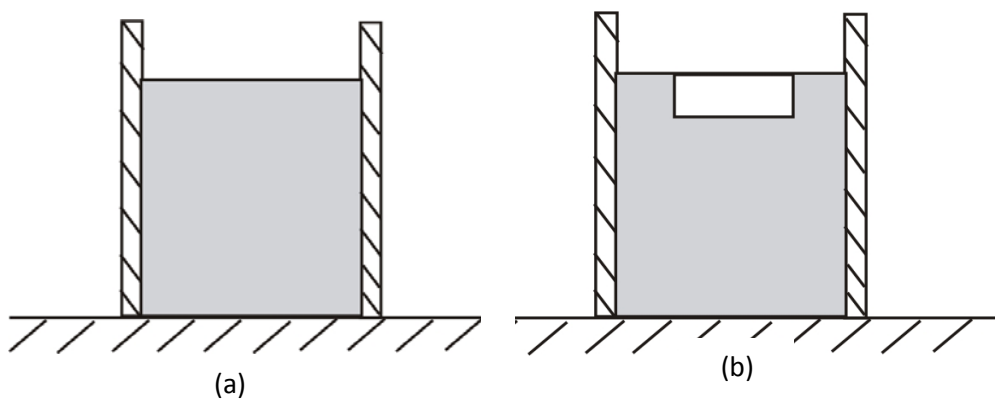
FIGURA No. 36. Vertedero (a) rectangular; (b) trapezoidal; (c) triangular; (d) parabólico.



En cualquier tipo de vertedero, la sección de vertido lo constituye el área que se encuentra delimitada por el perímetro mojado de la sección.

A su vez, los vertederos rectangulares se clasifican en vertederos sin contracción lateral, si el ancho del vertedero es igual al ancho del canal (Figura No. 37a) y vertederos con contracción lateral en caso contrario (Figura No. 37b).

FIGURA No. 37. Vertedero a) sin contracción lateral; b) con contracción lateral.



Para la medida de caudal con vertederos, como ya se mencionó anteriormente depende de la precisión de la medida, solamente se puede garantizar si el vertedero está bien ventilado en la zona de descarga, por el lado de aguas abajo.

La ventilación o aireación tiene por objeto introducir aire bajo la lámina de agua vertida, de modo que se encontrará a presión atmosférica tanto por arriba como por abajo y así su situación será equivalente a la del chorro de una manguera, por ejemplo: la presión estática de todos los puntos de la lámina de agua a partir de la vertical del vertedero será igual a la presión atmosférica (es decir, cero en términos de presión relativa). Si, en cambio, el vertedero no está ventilado, como las líneas de corriente se van curvando en torno a la cresta del vertedero, se produce una depresión sobre la zona posterior de la pared del vertedero, con lo que el agua tiende a pegarse a la pared.

El efecto final de esta succión es que en conjunto la lámina de líquido sobre el vertedero baja de nivel y, en definitiva, la relación entre el caudal y la altura de la superficie libre aguas arriba, H , se modifica. Para evitar este efecto no deseado basta con disponer un tubo de suficiente diámetro entre la zona posterior de la pared del vertedero y la atmósfera exterior, pues la succión interior será suficiente para generar una entrada de aire continua.

2.3.3.1.1 Vertederos rectangulares parcial y totalmente contraídos

Un esquema del vertedero con contracciones se observa en la Figura No. 37b. En este tipo de vertederos el coeficiente de descarga C_e es función de la carga h_1 , la longitud del vertedero L y la sección del canal de aproximación B . La ecuación de descarga para este tipo de vertedero se escribe: (PSI, 2004)

$$Q = C_e L h_1^{3/2} \quad (20)$$

Dónde:

Q = Caudal que pasa por el vertedero, (m^3/s).

C_e = Coeficiente efectivo de descarga, ($m^{1/2} s$).

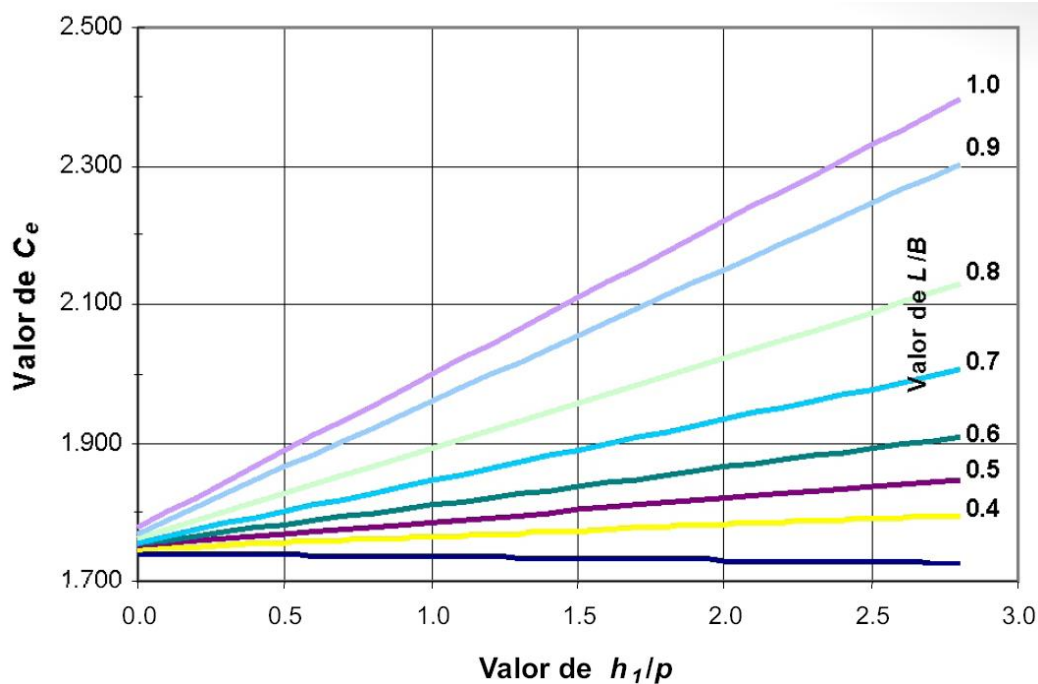
L = Longitud total de la cresta vertedera, (m).

h_1 = Medición de la carga sobre la cresta vertedera, (m).

B = Ancho medio del canal de aproximación, (m).

El coeficiente de descarga C_e incluye efectos de la profundidad p y del ancho del canal de aproximación B , donde se encontró que C_e es función de h_1/p y L/B ; los valores de C_e se obtienen de la Grafico No. 05.

GRAFICO No. 05: Coeficiente de Descarga C_e , como Función de L/B y h_1/p ,
Proporcionado por el Georgia Institute of Technology



Fuente: PSI, 2004

La ecuación para las rectas del Grafico No. 05 se obtienen de:

$$C_e = C_1 \left(\frac{h_1}{p} \right) + C_2 \quad (21)$$

Dónde:

C_e = Coeficiente de descarga efectiva.

C_1 = Coeficiente en función de L/B .

h_1 = Carga sobre el vertedero, (m).

p = Altura del fondo del canal de aproximación a la cresta, (m).

C_2 = Coeficiente en función de L/B , ver Cuadro No. 10

CUADRO No. 10 Coeficientes C_1 y C_2 , según Kindsvater-Cater

L/B	C_1	C_2
0.2	-0.0087	3.152
0.4	0.0317	3.164
0.5	0.0612	3.173
0.6	0.0995	3.178
0.7	0.1602	3.182
0.8	0.2376	3.189
0.9	0.3447	3.205
1.0	0.4	3.22

a) Límites de uso

- La longitud de la cresta L, no debe de ser menor a 0.15 m.
- La altura de la cresta p, no debe de ser menor a 0.10 m.
- La carga h_1 no debe ser menor a 0.06 m.
- El valor de h_1/p deben ser menor a 2.4.
- Aguas abajo del vertedero, el nivel del agua debe ser no menos de 0.05 m, por debajo del nivel de la cresta.

b) Calibración analítica

Cualquier vertedero rectangular puede ser calibrado analíticamente empleando las ecuaciones anteriores, siempre y cuando las dimensiones del vertedero no exceda el rango de valores L/B presentadas en el Cuadro No. 10; Así también se tiene que cuidar lo especificado en el acápite anterior.

La calibración analítica se realiza de la siguiente manera:

- Se establecen las dimensiones del vertedero (L, B), teniendo en cuenta los límites de usos del vertedero, vistos en el acápite anterior.
- Se construye una tabla, asumiendo diferentes valores de h_1 , para cada h_1 asumido se calcula el valor de h_1/p .
- Conociendo el valor de h_1/p así como el valor de L/B, se obtiene el valor del coeficiente de descarga C_e .
- El valor de C_e se reemplaza en la ecuación de descarga para este tipo de vertedero y se halla el caudal que pasa sobre el vertedero.

Una forma práctica de calibrar vertederos contraídos, es empleando la ecuación de descarga propuesta por Francis¹ en 1883, donde el coeficiente de descarga C_e es constante para todo valor de h , dicha ecuación se escribe (PSI, 2004).

$$Q = 1.84(L - 0.1nh_1)h_1^{3/2} \quad (22)$$

Dónde:

Q = Caudal que pasa por el vertedero, (m^3/s).

L = Longitud del vertedero, (m).

h_1 = Carga sobre el vertedero, (m).

n = Numero de contracciones.

En la ecuación anterior el coeficiente de descarga C_e es constante (1.84) y su exactitud queda garantizada para vertederos con longitudes de cresta mayores a 3.0 m y que a la vez operen cargas h_1 en el rango de 0.12 a 0.5 m. Para vertederos con dimensiones de cresta menores a 3.0 m la ecuación anterior da buenos resultados, siempre que se cumpla con las siguientes recomendaciones:

- La carga máxima a medir no exceda a $L/3$.
- La altura p , no debe de ser menor a 2 veces la carga máxima h_1 .
- Las contracciones laterales deben de estar ubicadas a la distancia de 2 veces la carga máxima h_1 de la cara del canal de aproximación.
- La medición de las cargas se debe de hacer aguas arriba del vertedero, a una distancia no menor de 4 veces la carga máxima h_1 .

2.3.3.1.2 Vertedero rectangular sin contracción lateral

Estos vertederos como se mencionó anteriormente, ocupan todo el ancho del canal de aproximación. La ecuación de descarga para este tipo de vertederos, según Francis se escribe: (PSI, 2004).

$$Q = 1.84L(h_1)^{3/2} \quad (23)$$

Dónde:

Q = Caudal que pasa por el vertedero, (m^3/s).

L = Longitud del vertedero, (m).

h = Carga sobre el vertedero, (m).

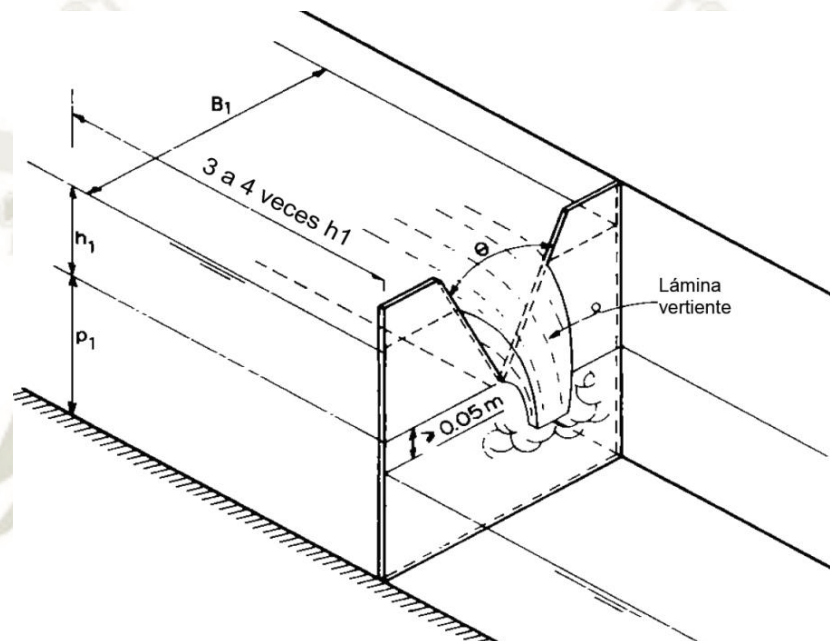
¹ Científico que en el año de 1852, en los Estados Unidos determino experimentalmente los valores de los coeficientes para las fórmulas de los vertederos rectangulares

2.3.3.1.3 Vertedero de pared delgada triangular

Los vertederos triangulares de pared delgada se caracterizan porque la forma de la ventana creada para el vertido del flujo es triangular. (Vega, 2004).

El vertedero triangular de pared delgada es uno de las estructuras más precisas para la medición de un amplio rango de caudales, este tipo de vertedero también es conocido como vertedero Thomson (Figura No. 38).

FIGURA No. 38 Vertedero triangular de pared delgada



Los vertederos triangulares, por las características de su descarga, comprenden dos tipos:

- **Vertedero con contracción parcial**, se presenta cuando no existe una contracción completa a lo largo de los lados de la ventana del vertedero debido a su proximidad con las paredes o fondo del canal de aproximación.
- **Vertedero con contracción completa**, se presenta cuando las paredes y fondo del canal de aproximación se hallan lo suficientemente alejadas de la ventana del vertedero, de forma tal que se produce una contracción completa del flujo al atravesar la misma.

a) Límites de uso

En este tipo de vertederos se recomienda cumplir con lo siguiente:

- Aguas abajo del vertedero, el nivel del agua no debe de estar a menos de 0.06 m es por debajo del vértice del vertedero. Cuando por debajo del chorro no existe aire, la lectura de la carga debe ser descartada.
- La carga h_1 debe ser mayor o igual a 0.06 m, por debajo de este valor existen errores que no se pueden despreciar.
- En vertederos triangulares que son totalmente contraídos, el máximo valor de la carga h_1 debe de ser 0.38 m. Cuando el vertedero es parcialmente contraído el máximo valor de h_1 debe ser 0.61 m.
- En vertederos triangulares totalmente contraídos, la relación h_1 / B debe de ser igual o menor que 0.2. Si el vertedero está parcialmente contraído y $u=90^\circ$, la relación h_1 / B debe ser igual o menor a 0.4.
- El ancho medio del canal de aproximación B, debe ser mayor que 0.90 m cuando el vertedero está totalmente contraído. Cuando el vertedero está parcialmente contraído, el ancho B debe ser mayor a 0.61 m.
- La altura del vértice de un vertedero triangular totalmente contraído, medido desde el fondo del canal, no debe ser menor a 0.45 m. Si el vertedero está parcialmente contraído y $u=90^\circ$, la altura del vértice del vertedero no debe ser menor a 0.10 m.

Para cada uno de los casos indicados existen límites característicos y rangos recomendables de aplicación, ver Cuadro No. 11. (Vega, 2004)

CUADRO No. 11 Límites recomendables de aplicación - vertederos triangulares

Vertedero con Contracción parcial	Vertedero con Contracción Completa
$h_1/p_1 \leq 1.2$	$h_1/p_1 \leq 0.4$
$h_1/B_1 \leq 0.4$	$h_1/B_1 \leq 0.2$
$p_1 \geq 10 \text{ cm}$	$p_1 \geq 45 \text{ cm}$
$B_1 \geq 60 \text{ cm}$	$B_1 \geq 90 \text{ cm}$
$5 \text{ cm} < h_1 \leq 60 \text{ cm}$	$5 \text{ cm} < h_1 \leq 38 \text{ cm}$
$\Theta = 90^\circ$	$25^\circ < \Theta \leq 100^\circ$

Fuente: ISO 1971, Francia en Bos, 1999

Del Cuadro anterior puede intuirse, desde un punto de vista hidráulico, que para alturas de carga pequeñas, el vertedero funciona con contracción completa y a medida que se incrementa la altura de carga tiende a funcionar como parcialmente contraído.

Los vertederos que se espera funcionen con contracción parcial deben ser instalados solamente en canales de aproximación rectangulares. Además, debido a la falta de información experimental sobre coeficientes de descarga para amplios rangos de h_1/p_1 , h_1/B_1 , sólo se recomienda usar vertederos con un ángulo de escotadura de $\theta = 90^\circ$.

En el caso de vertederos triangulares con contracción completa es posible instalarlos en canales de aproximación no rectangulares, siempre que la sección transversal de dicho canal no sea menor que la de un canal rectangular.

b) Evaluación de la descarga

La ecuación de descarga para vertederos triangulares de pared delgada, tanto con contracción completa como con contracción parcial, es la siguiente:

$$Q = C_e \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) h_1^{2.5} \quad (24)$$

ó

$$Q = C_e 2.363 \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) h_1^{2.5} \quad (25)$$

Dónde:

Q = Caudal o descarga sobre el vertedero, (m^3/s).

C_e = Coeficiente de descarga efectivo. (Ver gráfico No. 06)

θ =: Angulo del vertedero triangular, ($^\circ$).

h_1 =: Carga sobre el vertedero, (m).

2.3.3.1.4 Vertedero triangular con contracción completa de $\theta = 90^\circ$

En caso de vertederos con contracción completa, cuando se cumple $h_1/p_1 \leq 0.4$ y $h_1/B_1 \leq 0.2$, el valor de C_e depende únicamente del valor del ángulo de la escotadura (θ) como se muestra en la Gráfico No. 08. (Vega, 2004).

Este tipo de vertederos es muy útil cuando se pretende medir caudales pequeños, la ecuación se resumiría de la siguiente forma: (Vega, 2004)

Considerando : $\theta = 90^\circ$, $C_e = 0.567$ y 2.48 como exponente de h_1 altura de carga (Según Kindsvater y Carter, 1957).

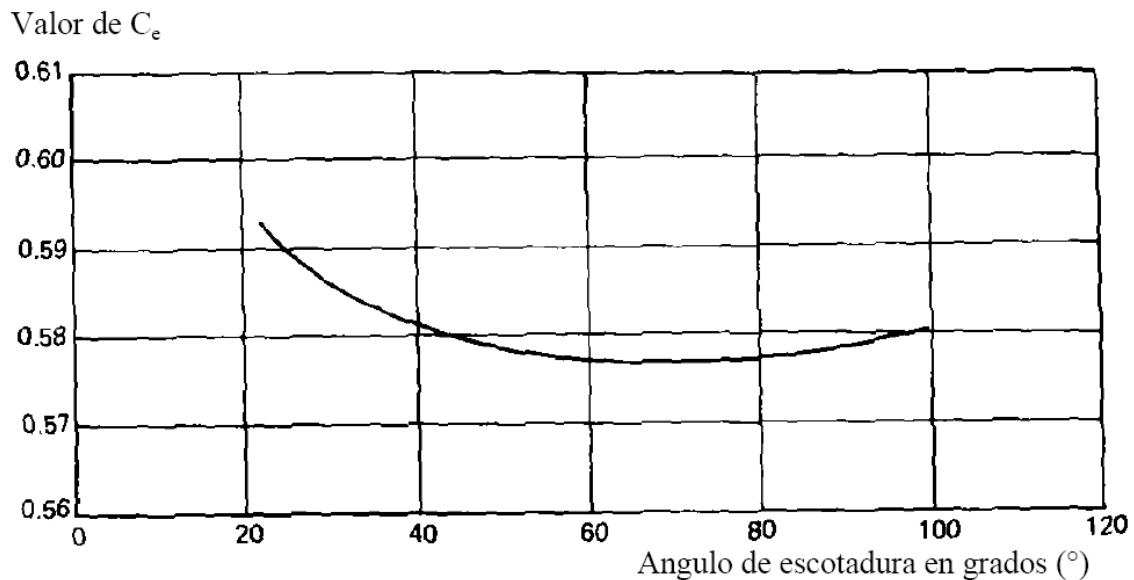
$$Q = 1.34h_1^{2.47} \quad (26)$$

Dónde:

Q = Caudal que pasa sobre el vertedero, (m^3 /s).

h_1 = Carga sobre el vertedero, (m).

GRÁFICO No. 06. Coeficiente C_e , para Vertederos Triangulares Contraídos y con cualquier Angulo.



Fuente: Vega, 2004.

a) Límites de los vertederos triangulares con $\theta = 90^\circ$

Los límites de uso de este vertedero son:

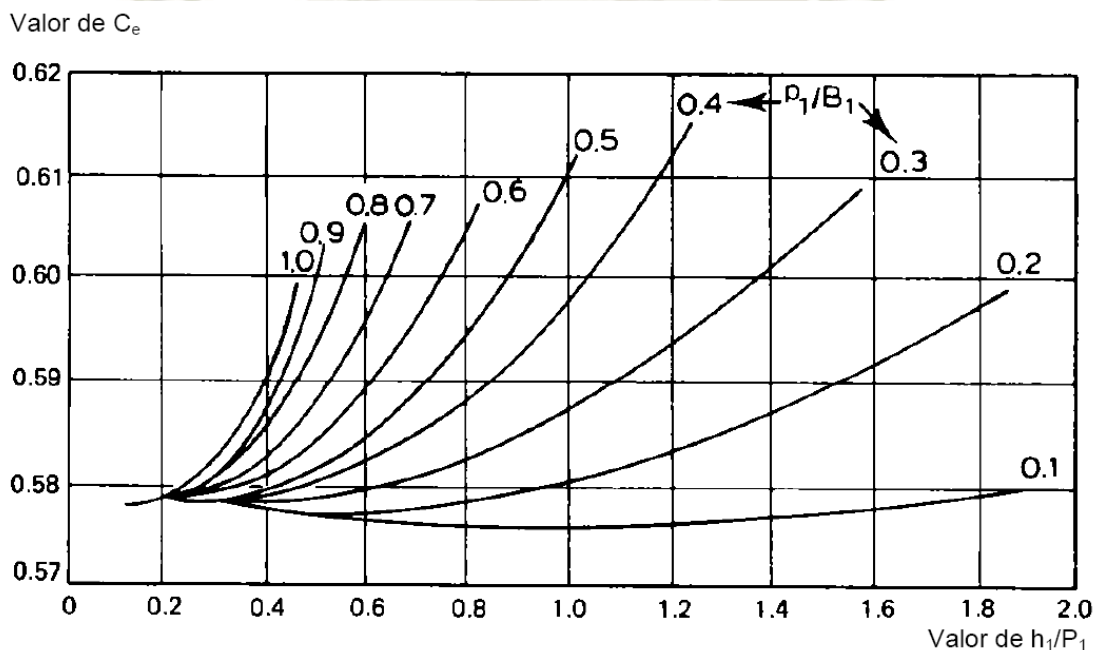
- La altura p , del fondo del canal alimentador al vértice del vertedero no debe ser menor a 2 veces la carga máxima (h_1).
- El filo del vertedero debe estar biselado con un ángulo de 45° .
- Si la carga h_1 a medir estaría siempre cerca al límite de 0.06 m, entonces el biselado debe ser de 60° .

- Para que el vertedero este totalmente contraído, la sección vertedera debe de estar ubicada a no menos de 2 veces la carga máxima h_1 , del borde del canal de aproximación a la sección del vertedero.
- La medición de la carga se debe de hacer aguas arriba del vertedero, a una distancia no menor de 4 veces la carga máxima h_1 .
- El rango apropiado de uso de estos vertederos, es para caudales de $0.0014 \text{ m}^3/\text{s}$ (1.42 lps) a $0.12 \text{ m}^3/\text{s}$ (120.3 lps), se recomienda no usarlo cerca de los límites establecidos.

2.3.3.1.5 Vertedero triangular con contracción parcial

En caso de vertederos triangulares con contracción parcial, el valor de C_e , además de ser función del ángulo de la escotadura (θ), también depende de las relaciones h_1/p_1 , h_1/B_1 . La estimación del valor de C_e para un ángulo de escotadura $\theta = 90^\circ$ se determina con ayuda del Grafico No. 07

GRÁFICO No. 07 Valores de C_e – Vertedero triangular de 90° con contracción parcial.



Fuente: Vega, 2004

Vale recordar que para estos casos (contracción parcial) se recomienda sólo el uso de vertederos con un ángulo de escotadura $\theta = 90^\circ$, de lo contrario será necesario que el vertedero sea específicamente calibrado en laboratorio o campo.

En situaciones en las cuales se presentan variaciones importantes de carga (h_1), se recomienda que el ángulo de la escotadura del vertedero sea de 90° .

La precisión en la determinación del coeficiente efectivo de descarga del vertedero triangular (C_e) puede esperarse que sea del 1% para el caso de vertederos con contracción completa y entre 1% y 2% para vertederos con contracción parcial, siempre que la estructura sea construida siguiendo las recomendaciones indicadas para su adecuado funcionamiento.

a) Calibración analítica

La calibración analítica de este vertedero, se da de una manera similar al realizado en el caso del vertedero rectangular, para ello se siguen los siguientes pasos: (PSI, 2004).

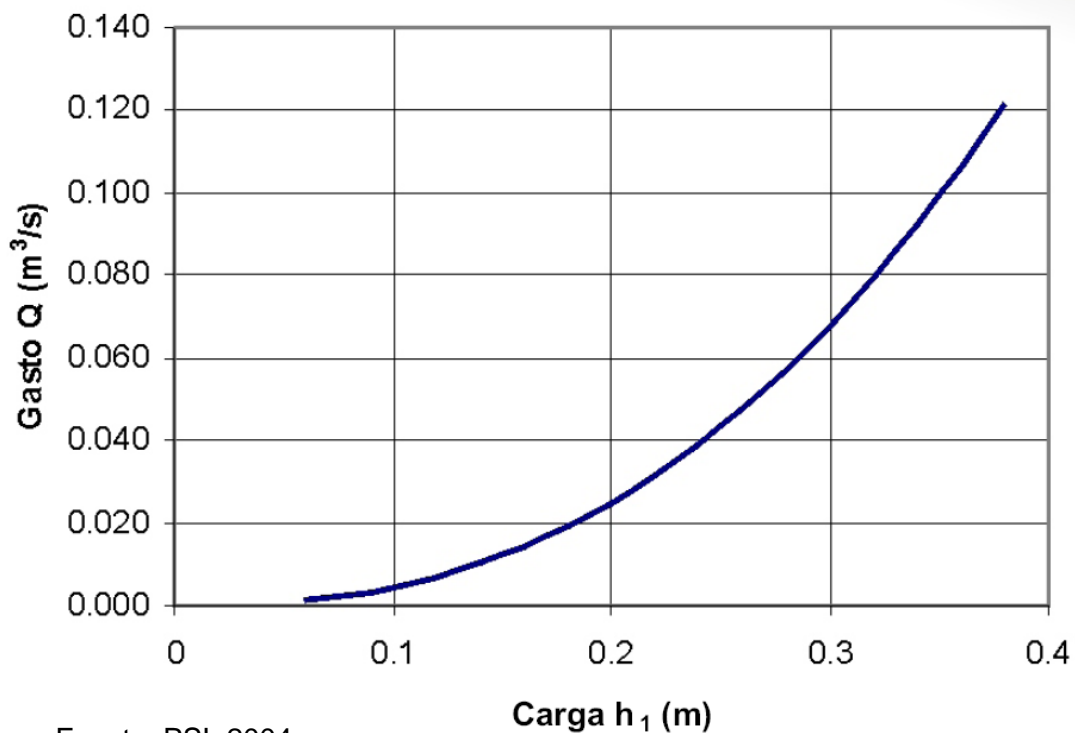
- Se construye un Cuadro (No. 12), que contiene una columna de cargas h_1 y una columna de caudales Q, luego en la columna de cargas h_1 se asumen diferentes valores.
- Cada valor de h_1 es reemplazado en la ecuación anterior, así se obtiene un valor de caudal Q correspondiente a cada valor de h_1 .

CUADRO No. 12. Relación, Carga h_1 vs Caudal Q, empleando la Ecuación

h_1 (m)	Q (m^3/s)
0.06	0.001
0.10	0.004
0.14	0.010
0.18	0.019
0.22	0.031
0.26	0.047
0.28	0.057
0.30	0.068
0.32	0.079
0.34	0.092
0.36	0.106
0.38	0.122

Fuente: PSI, 2004.

- El Cuadro No. 12, puede ser expresada gráficamente, obteniendo una curva de descarga h_1 vs caudal Q, tal como se ve en el Gráfico No. 08.

GRÁFICO No. 08. Curva Caudal Q vs Carga h_1 , para Vertedero Triangular.

Fuente: PSI, 2004

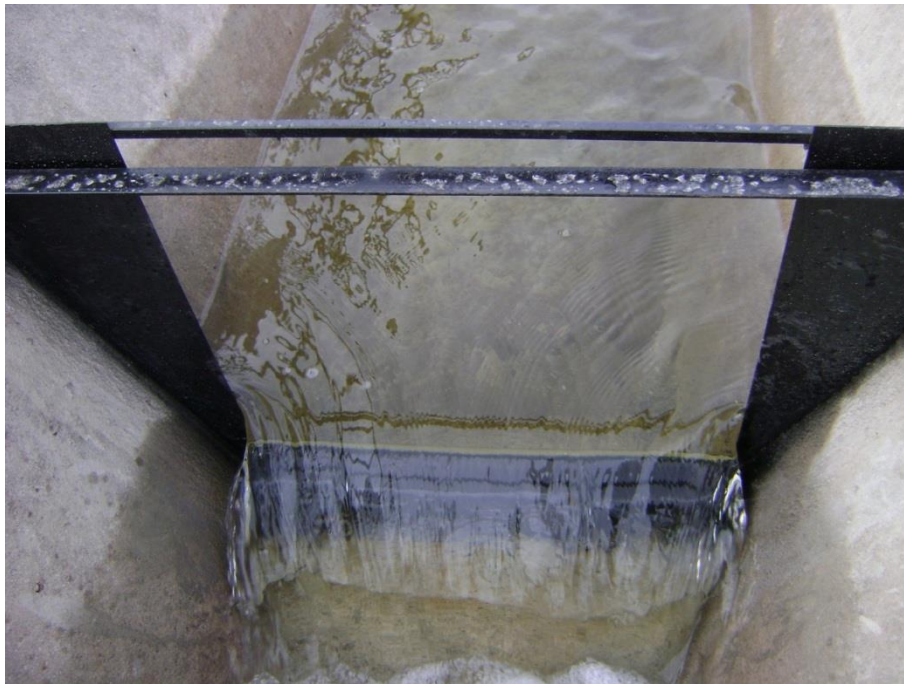
b) Medición

Para medir los caudales que pasan sobre el vertedero triangular se siguen los pasos: (PSI, 2004).

- Sobre la regla graduada que se encuentra aguas arriba del vertedero, se toma la lectura de la carga h_1 .
- Con el valor de h_1 se recurre a la tabla calibrada de caudales vs cargas, en esa tabla se obtiene el caudal que le corresponde a la carga h_1 .
- El caudal también se puede obtener de la curva caudales vs cargas, para ello se ingresa al eje X con el valor de la carga h_1 , e interceptando la curva se lee en Y el gasto Q .

2.3.3.1.6 Vertedero Cipolletti

Este vertedero tiene la forma trapezoidal y su sección vertedera es ubicada bastante lejos del fondo y paredes del canal de aproximación, con el fin de producir una contracción total. La inclinación de los lados del vertedero tiene la proporción 1:4. Tal como se aprecia en la Fotografía No. 11, observándose una vista del vertedero Cipolletti en el campo. (PSI, 2004)



FOTOGRAFÍA No. 11. Vista de un Vertedero Cipolletti.

La ecuación que rige la descarga en los vertederos Cipolletti se escribe: (PSI, 2004).

$$Q = 1.859L h_1^{3/2} \quad (27)$$

Dónde:

Q = Caudal (m³/s)

L = Longitud de la cresta vertedera, (m).

h₁ =: Carga sobre la cresta vertedera, (m).

a) Límite de uso de los vertederos Cipolletti

- La exactitud de las mediciones hechas con vertederos Cipolletti, es considerablemente menor a las mediciones hechas con vertederos rectangulares o vertederos triangulares (PSI, 2004).
- La altura del vertedero desde el fondo del canal p, debe de ser no menos del doble del valor de la carga máxima h₁.
- La distancia de la arista del vertedero a la pared del canal de aproximación, no debe ser menor a 2 veces la carga máxima h₁.

- La carga mínima que puede ser medida por el vertedero Cipolletti es de 0.06 m, y la carga máxima no debe exceder el valor de $L/3$.
- La lectura de la carga h_1 debe realizarse a una distancia no menor de 4 veces la carga máxima h_1 , aguas arriba del vertedero.

b) Calibración

Para calibrar analíticamente un vertedero Cipolletti, se siguen los pasos:

- Se establece la longitud L del vertedero; al mismo tiempo se verifica que no se violen las restricciones para este tipo de vertederos.
- Se construye una tabla (cuadro No. 13), que contiene una columna de cargas h_1 y una columna de caudales Q ; en la columna de cargas h_1 se asumen diferentes valores de h_1 .
- Para cada valor de h_1 asumido, se le halla el caudal Q reemplazando h_1 y L_1 en la ecuación en la ecuación.
- En el Cuadro No. 13, se completa el valor del gasto Q , para cada valor de h_1 asumido.

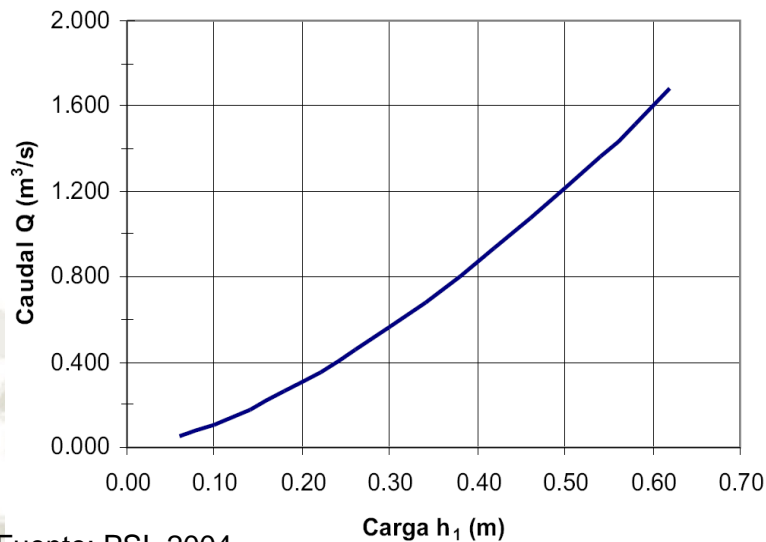
CUADRO No. 13. Relación, Carga h vs Caudal Q .

h_1 (m)	Q (m^3/s)
0.06	0.051
0.10	0.109
0.14	0.180
0.18	0.263
0.22	0.355
0.26	0.456
0.30	0.565
0.34	0.682
0.38	0.806
0.42	0.936
0.46	1.073
0.50	1.216
0.54	1.365
0.58	1.519
0.62	1.679

Fuente: PSI, 2004

- El Cuadro No. 13, se puede expresar gráficamente, mediante una curva de caudales Q vs carga h_1 , tal como se ve en el Grafico No. 09

GRAFICO No. 09. Curva Caudal Q vs Carga h_1 , para Vertedero Cipolletti



Fuente: PSI, 2004

c) Medición

Los caudales que pasan sobre el vertedero Cipolletti se miden siguiendo los siguientes pasos:

- En la regla graduada que se encuentra aguas arriba del vertedero, se toma la lectura de la carga h_1 .
- El valor de h_1 se lleva a una tabla calibrada de caudales vs cargas, allí se obtiene el gasto que le corresponde a dicha carga.
- El caudal también puede ser obtenido de una curva caudales vs cargas, para ello se ingresa el valor de h_1 en el eje X e interceptando la curva se lee en Y el caudal.

Ejemplo de lectura de caudales

Para este ejemplo tomaremos las curvas y la tabla obtenida en el desarrollo de la calibración del vertedero Cipolletti.

Si tenemos una lectura de carga h_1 igual a 0.62 m, el caudal se obtiene al recurrir al Cuadro No 13 y se lee $Q = 1.679 m^3/s$, así mismo el caudal puede ser obtenido si se recurre al Gráfico No. 09.

d) Calibración en campo

Para calibrar un vertedero en campo, se debe de tener un dispositivo que permita medir los caudales, como puede ser un molinete. Para la calibración en campo empleando molinetes se toman en cuenta los siguientes pasos: (PSI, 2004).

- Limpiar la estructura a calibrar, en especial la regla y la zona donde se encuentra el vertedero.
- Con la ayuda de un molinete, ubicado aguas abajo del vertedero, se determina el caudal, simultáneamente se mide el nivel del agua sobre la regla graduada que se encuentra aguas arriba del vertedero, con esto se logra una relación de la carga h_1 con el gasto Q .
- Repitiendo el paso anterior, tantas veces como cambia el nivel del agua h_1 y midiendo a la vez el caudal que pasa por el vertedero, se construye una curva de elevaciones de carga h_1 vs caudales Q .
- El paso anterior se debe realizar al menos tres veces; luego se deben dibujar las curvas de calibración del vertedero sobre una misma escala gráfica, y allí dibujar una curva de ajuste que represente el promedio de las curvas de calibración. Lo anterior permite minimizar los errores de lectura en campo. En el desarrollo de la calibración de la estaciones limnimétricas se detalla el procedimiento para la obtención de la curva de ajuste.
- Los vertederos son estructuras de medición con muy buen grado de precisión, por lo que no se recomienda calibrarlo con métodos aproximados como: el método de sección de control o el método del flotador.

2.3.3.1.7 Vertedero circular

Este vertedero tiene la forma circular y es poco usado en nuestro medio, su sección vertedera es ubicada a no menos de 15 cm el fondo del canal y tiene una precisión bastante aceptable, produciendo una contracción de las venas del fluido en forma total. Tal como se aprecia en el esquema de la Figura No. 39 y su instalación en el campo, Fotografía No. 12.

La ecuación que rige la descarga en los vertederos Circulares, planteada por (Azevedo, N. y Acosta, A., 1976) es:

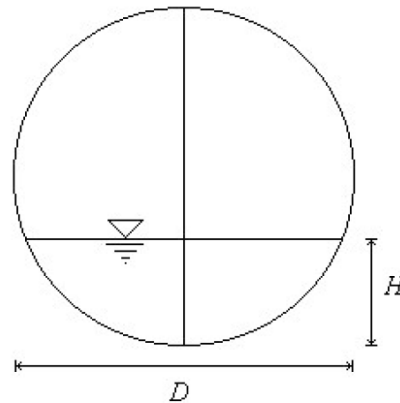
$$Q = 1.518D^{0.693}H^{1.807} \quad (28)$$

Dónde:

D = Diámetro del vertedero, (m).

h_1 =: Carga sobre la cresta vertedera, (m).

FIGURA No. 39. Vertedero circular (esquema)



FOTOGRAFÍA No. 12 Vista de un Vertedero Circular (Instalación en Campo).

a) Límite de los vertederos circulares

- La exactitud de las mediciones hechas con vertederos Circulares, es muy parecida a los vertederos triangulares
- La carga mínima que puede ser medida por el vertedero Circular es de 0.06 m.
- La lectura de la carga h_1 debe realizarse a una distancia no menor de 4 veces la carga máxima h_1 aguas arriba del vertedero.

b) Calibración

- Se establece el diámetro del vertedero; al mismo tiempo se verifica que no se violen las restricciones para este tipo de vertederos.
- Se construye el Cuadro No. 14, que contiene una columna de cargas h_1 y una columna de caudales Q ; en la columna de cargas h_1 se asumen diferentes valores de h_1 .

- Para cada valor de h_1 asumido, se le halla el caudal Q reemplazando h_1 y L_1 en la ecuación en la ecuación (28).
- En el Cuadro No. 14, se completa el valor del gasto Q , para cada valor de h_1 asumido, empleando la ecuación anterior y siguiendo el paso anterior.

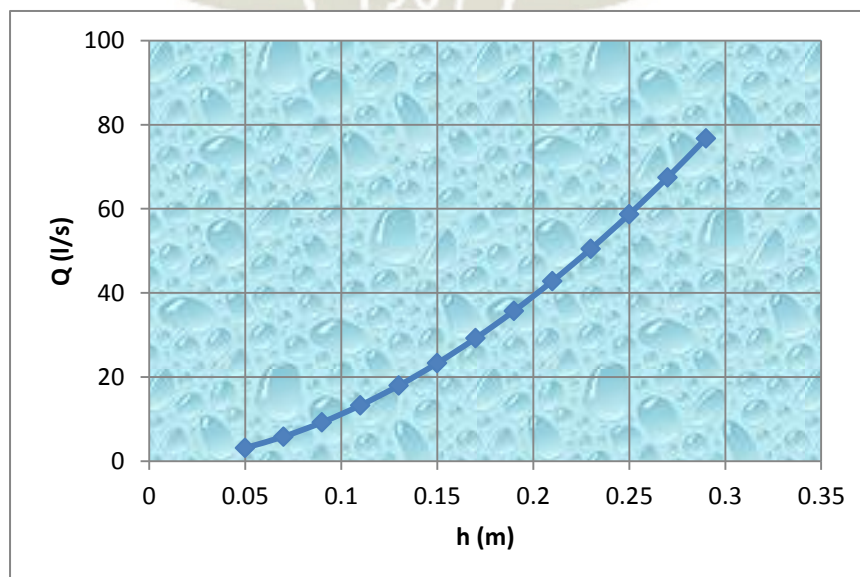
CUADRO No. 14. Relación, Carga h_1 vs Caudal Q , empleando la Ecuación (28).

h_1 (m)	Q (l/s)
0.05	3.204
0.07	5.884
0.09	9.266
0.11	13.316
0.13	18.009
0.15	23.323
0.17	29.242
0.19	35.752
0.21	42.839
0.23	50.493
0.25	58.704
0.27	67.462
0.29	76.761

Fuente: PSI, 2004

- El Cuadro No.14, se puede expresar gráficamente, mediante una curva de caudales Q vs carga h_1 , tal como se ve en el Grafico No. 10.

GRAFICO No. 10. Curva Caudal Q vs Carga h_1 , para Vertedero Circular



c) Medición

Los caudales que pasan sobre el vertedero circular se miden siguiendo los pasos:

- En la regla graduada que se encuentra aguas arriba del vertedero, se toma la lectura de la carga h_1 .
- El valor de h_1 se lleva a una tabla calibrada de caudales vs cargas, allí se obtiene el gasto que le corresponde a dicha carga.
- El caudal también puede ser obtenido de una curva caudales vs cargas, para ello se ingresa el valor de h_1 en el eje X y interceptando la curva se lee en Y el caudal.

d) Calibración en campo

Para calibrar un vertedero en campo, se debe de tener un dispositivo que permita medir los caudales, como puede ser un molinete. Para la calibración en campo empleando molinetes se toman en cuenta los siguientes pasos:

- Limpiar la estructura a calibrar, en especial la regla y la zona donde se encuentra el vertedero.
- Con la ayuda de un molinete, ubicado aguas abajo del vertedero, se determina el caudal, simultáneamente se mide el nivel del agua sobre la regla graduada que se encuentra aguas arriba del vertedero, con esto se logra una relación de la carga h_1 con el gasto Q.
- Repitiendo el paso anterior, tantas veces como cambia el nivel del agua h_1 y midiendo a la vez el caudal que pasa por el vertedero, se construye una curva de elevaciones de carga h_1 vs caudales Q.
- El paso anterior se debe realizar al menos tres veces; luego se deben dibujar las curvas de calibración del vertedero sobre una misma escala gráfica, y allí dibujar una curva de ajuste que represente el promedio de las curvas de calibración. Lo anterior permite minimizar los errores de lectura en campo. En el desarrollo de la calibración de la estaciones limnimétricas se detalla el procedimiento para la obtención de la curva de ajuste.
- Los vertederos son estructuras de medición con muy buen grado de precisión, por lo que no se recomienda calibrarlo con métodos aproximados como: el método de sección de control o el método del flotador.

2.3.3.2 Medidores de presión diferencial

2.3.3.2.1 Tubo Venturi

Los más representativos de este tipo de instrumento son los llamados tubo Venturi (Figura No. 40), sirven para medir caudales en tuberías. Estos aparatos consisten de un elemento que estrangula al flujo y crea un cambio en la carga piezométrica, que casi siempre se traduce en una pérdida de energía.

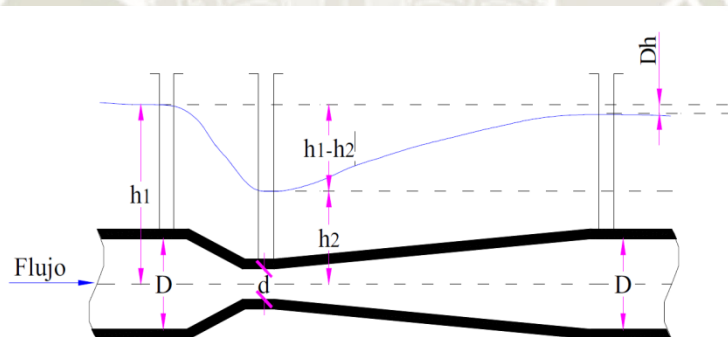
El costo de instalación de estos dispositivos es alto comparados con los tubo Pitot, sin embargo su exactitud es mejor, además de ser instrumentos más duraderos.

a) Descripción de la estructura.

El venturímetro es uno de los instrumentos de mayor precisión para la medición de velocidades, este contiene partes fijas que requieren muy poco mantenimiento y su diseño causa muy pocas pérdidas de carga. Es posible también preparar curvas de caudales vs cargas. El principal uso de los Venturi es para calibrar otras estructuras.

En la Figura No. 40 se presenta un esquema de un medidor Venturi.

FIGURA No. 40 Esquema Típico de un Medidor Venturi



El coeficiente de descarga efectiva de los medidores Venturi va de 0.9 a 1.0, cuando se produce el flujo turbulento. Existen tubos Venturi desde 2 pulgadas, que son hechos de metal, también existen tubos Venturi de mayores dimensiones, pero como su uso no ha sido muy difundido no ha sido estandarizado y sus coeficientes no son muy conocidos. Una de las condiciones de uso del medidor Venturi es que el agua tiene que estar limpia para no atorar los conductos que posee.

En la actualidad existen muchas variaciones de los medidores Venturi y cada cual posee sus especificaciones de instalación y operación.

b) Calibración en laboratorio

Es preciso que este tipo de instrumentos de medición sea calibrada en laboratorios especializados; a pesar de que su mecanismo no es tan complicado como los otros medidores, siempre es necesario cerciorarse de su buen funcionamiento.

c) Medición

- Para medir caudales empleando el medidor Venturi hay que considerar que el flujo sea relativamente limpio y que no sea capaz de obstruir el ducto del medidor.
- Instalar el Venturi sobre la sección que se desea medir, luego obtener el valor de la velocidad.
- Conociendo la velocidad y el área de la sección hidráulica del tubo, se determina el caudal, según la ecuación del Venturi.

2.3.3.3 Aforador Parshall

El aforador Parshall fue desarrollado en 1926 por Ralph Parshall en la Universidad del Estado de Colorado en Fort Collins en Estados Unidos de Norte América. Es un instrumento muy empleado para medir caudales en canales. La producción del flujo crítico se logra actuando sobre la reducción del ancho del canal y sobre la variación de la pendiente del fondo. (H. Pizarro, 1992)

El medidor Parshall es una de las estructuras más antiguas usadas para la medición de caudales en canales abiertos; puede ser construido de madera, metal y de concreto, según la magnitud de los canales y caudales a medir.

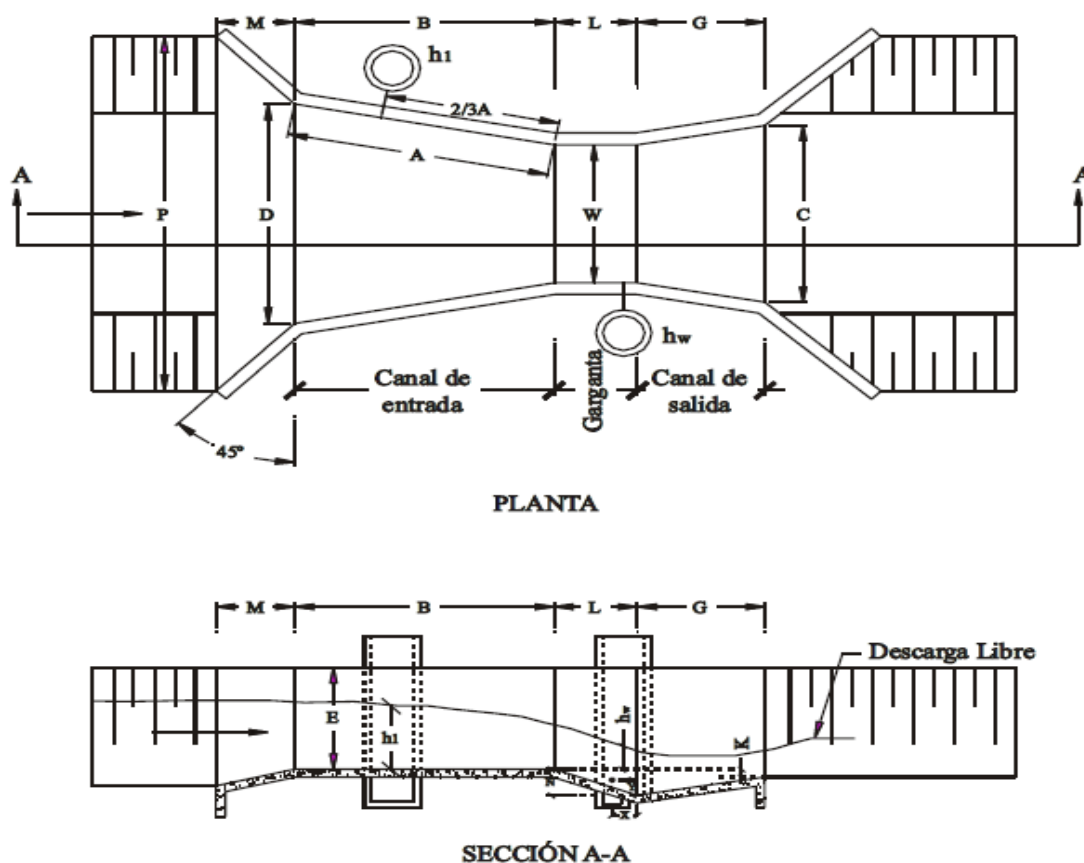
Posee una precisión muy buena, puede funcionar a flujo sumergido o a flujo libre y su operación es relativamente sencilla. Estos medidores abarcan un rango de medición que va desde 1 l/s hasta 85 m³/s. (PSI, 2004).

a) Descripción de la estructura

El medidor básicamente consta de tres partes, un canal de entrada, una garganta y un canal de salida, tal como se puede ver en la Figura No. 41.

- **Canal de entrada**, es un canal con paredes verticales y simétricas; este canal converge a la garganta del aforador en una proporción de 5:1 y su plantilla de fondo es horizontal.
- **Garganta**, es un canal con paredes verticales y paralelas, su plantilla de fondo posee una pendiente en la proporción de 2.67:1; al final de la garganta inicia el canal de salida.
- **Canal de salida**, es un canal con paredes verticales y divergentes, el fondo de este canal posee una inclinación hacia arriba (contra pendiente). A la arista que se forma en la confluencia del fondo de la garganta con el fondo del canal de salida se le llama cresta y se denota por la letra **W**.

FIGURA No. 41 Geometría de un canal Aforador Parshall.



La operación de este aforador es sencilla, de inspeccionar, de verificar si está sufriendo degradación o si está siendo operado incorrectamente.

El medidor Parshall se ubica sobre la sección del canal que se desea aforar, para su instalación se procede de la siguiente manera: (PSI, 2004).

- La dirección del flujo en el canal, debe estar alineada al eje de la estructura.
- El flujo debe llegar de forma suave, libre de turbulencia y debe estar uniformemente distribuido a través de la sección del canal.
- El aforador se instala para operar en condiciones de flujo libre, y esto ocurre cuando la elevación de la superficie del agua a la salida de la garganta no es lo suficientemente alta como para generar remanso.
- En la mayoría de los casos el aforador está fijado al piso, elevado respecto al nivel del fondo del canal, para prevenir sumergencia excesiva, dicho desnivel es igual al 70% de la sumergencia y a su vez representa la pérdida de carga sobre la estructura.
- El aforador está fijado tal que la elevación del agua en h_1 es mayor al nivel normal de la superficie del agua a la salida del aforador, en una cantidad igual a la pérdida de carga. La pérdida de carga es igual a la diferencia entre h_1 y $0.7h_1$ ó también es igual a $0.3h_1$.

En el Cuadro No. 15 se presenta las capacidades de descarga de los aforadores Parshall según su geometría y en el Cuadro No. 16 se muestran sus características geométricas (ver también la Figura No. 41).

CUADRO No.15. Capacidades de Descarga para Aforadores Parshall (PSI, 2004).

Ancho de la garganta W (mm)	Intervalo de descarga		Ecuación del gasto $Q(m^3/s),$ $h_1(m)$	Intervalo de carga hidráulica		Grado de sumergencia $S=h_w/h_1$
	$Q_{min.}$ (l/s)	$Q_{max.}$ (l/s)		h_1, min (m)	$h_1 max$ (m)	
76.2	0.77	1.50	$0.177h_1^{1.550}$	0.030	0.33	0.5
152.4	2.50	3.32	$0.381h_1^{1.580}$	0.030	0.45	0.6
228.8	4.80	12.10	$0.535h_1^{1.530}$	0.030	0.61	0.6
304.8	17.60	35.80	$0.691h_1^{1.520}$	0.030	0.76	0.7
457.2	44.10	74.10	$1.056h_1^{1.538}$	0.030	0.76	0.7
609.6	85.80	97.20	$1.428h_1^{1.550}$	0.046	0.76	0.7
914.4	32.1	111.1	$2.184h_1^{1.566}$	0.046	0.76	0.7
1219.2	251.0	457.0	$2.953h_1^{1.578}$	0.060	0.76	0.7
1524.0	695.0	937.0	$3.732h_1^{1.587}$	0.076	0.76	0.7
1828.8	1427.0	1923.0	$4.519h_1^{1.595}$	0.076	0.76	0.7
2133.6	2424.0	2929.0	$5.312h_1^{1.601}$	0.076	0.76	0.7
2438.4	3438.0	3949.0	$6.112h_1^{1.607}$	0.076	0.76	0.7

CUADRO No. 16. Geometría de Aforadores Parshall en mm, (PSI, 2004)

W	A	B	C	D	E	L	G	K	M	N	P	X	Y
76.2	467	457	178	259	457	152	305	25	-	57	-	25	38
152.4	621	610	394	397	610	305	610	76	305	114	902	51	76
228.6	879	864	381	575	762	305	457	76	305	114	1080	51	76
304.8	1372	1343	610	845	914	610	914	76	381	229	1492	51	76
457.2	1448	1419	762	1026	914	610	914	76	381	229	1676	51	76
609.6	1524	1495	914	1206	914	610	914	76	381	229	1854	51	76
914.4	1676	1645	1219	1572	914	610	914	76	381	229	2222	51	76
1219.2	1829	1794	1524	1937	914	610	914	76	457	229	2711	51	76
1524.0	1981	1943	1829	2302	914	610	914	76	457	229	3080	51	76
1828.8	2134	2092	2134	2667	914	610	914	76	457	229	3442	51	76
2133.6	2286	2242	2438	3032	914	610	914	76	457	229	3810	51	76
2438.4	2438	2391	2743	3397	914	610	914	76	457	229	4172	51	76

Las ventajas del uso de aforadores Parshall, radica en lo siguiente:

- Su forma no permite acumular sólidos en ninguna parte del aforador.
- El diseño hidráulico del aforador Parshall permite que el caudal sea una función lineal de la altura del tirante h_1 a la entrada del dispositivo.
- El error de medición, cuando funciona como flujo libre es del 3%, y cuando funciona a flujo sumergido, el error de la medición es del 5%.

b) Calibración analítica.

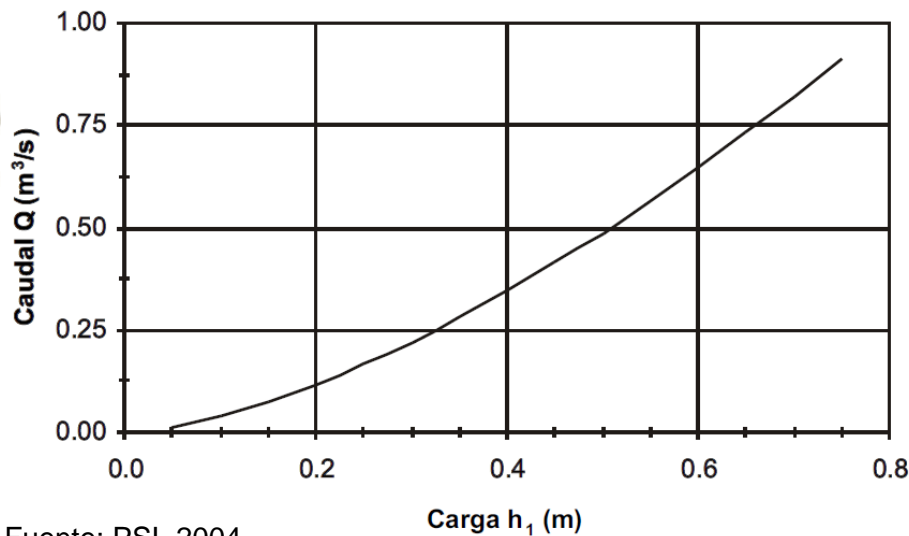
- **Funcionamiento como flujo libre.** Cuando el aforador funciona a flujo libre, solo se requiere conocer el valor de h_1 para obtener el caudal, siendo éste el caso, la calibración analítica para este tipo de aforadores se realiza según los siguientes pasos: (PSI, 2004).
 - Conociendo la dimensión de la garganta (W), se recurre al Cuadro No. 15 para obtener la ecuación de descarga que gobierna al aforador; si la dimensión de la garganta (W) no se encuentra en la tabla, se debe obtener la ecuación de descarga mediante interpolación.
 - Obtenida la ecuación de descarga, se construye una tabla (ver Cuadro No. 17), donde se halla el gasto en función de la carga h_1 ; aquí hay que tener cuidado de no salir del rango de cargas y gastos especificados.

CUADRO No. 17. Relación de Carga h_1 vs Caudales Q , para un Aforador Parshall con $W = 0.6096$ m, con Ecuación de Descarga $Q = 1.428 h_1^{1.55}$.

h_1	$Q(m^3/s)$
0.05	0.01
0.10	0.04
0.20	0.12
0.30	0.22
0.40	0.35
0.50	0.49
0.60	0.65
0.65	0.73
0.70	0.82
0.75	0.91

- Los resultados del Cuadro No. 17, pueden ser expresados en un gráfico que representa una curva de carga h_1 vs caudal Q (ver Gráfico No. 11).

GRAFICO No. 11. Curva de Caudales Q vs Cargas h_1 , para Aforador Parshall 1.55 con $W = 0.6096$ y Ecuación de Descarga $Q = 1.428 h_1^{1.55}$



Fuente: PSI, 2004

- En el Cuadro No. 17 se tomó ($0.046 \text{ m} < h_1 < 0.76 \text{ m}$), porque es el límite para las dimensiones del vertedor con $W = 0.6096$ m (ver Cuadro No. 15).
- **Funcionando como flujo sumergido.** Cuando el aforador funciona sumergido, es decir cuando el grado de sumersión S de cada aforador es sobrepasado, es necesario hacer una corrección al gasto, para ello se emplea la siguiente ecuación: (PSI, 2004)

$$Q = m \times h_1 - C \quad (29)$$

Dónde:

C = Corrección en función de **W, h₁ y h_w**

m = Coeficiente de descarga (ver Cuadro Np. 18).

n = Exponente de descarga (ver Cuadro No. 18).

CUADRO No. 18. Valores de **m** y **n**, para la Ecuación (29), en Unidades Métricas.

W(m)	m	n	W(m)	m	n
0.15	0.3812	1.580	4.50	10.7900	1.600
0.30	0.6800	1.522	5.00	11.9370	1.600
0.50	1.1610	1.542	6.00	14.2290	1.600
0.75	1.7740	1.558	7.00	16.5220	1.600
1.00	2.4000	1.570	8.00	18.8150	1.600
1.25	3.0330	1.579	9.00	21.1070	1.600
1.50	3.6730	1.588	10.00	23.4000	1.600
1.75	4.3160	1.593	11.00	25.6920	1.600
2.00	4.9680	1.599	12.00	27.9850	1.600
2.50	6.2770	1.608	13.00	30.2780	1.600
3.00	7.3520	1.600	14.00	32.5700	1.600
3.50	8.4980	1.600	15.00	34.8630	1.600
4.00	9.6440	1.600			

Fuente: (PSI, 2004)

Los valores de C son obtenidos según las siguientes ecuaciones

Función	Rango W(m)	Ecu. Nº
$C = \frac{0.0285h_1^{2.22}}{([h_1 + 3.05]/3.05 - S)^{1.44}} - \frac{h_1 - 0.056}{87.94}$	0.15	(30)
$C = 0.0746 \left\{ \left(\frac{3.28h_1}{[(1.8/S)^{1.8} - 2.45]} \right)^{4.57 - 3.14S} + 0.093S \right\} W^{0.815}$	0.3 - 2.5	(31)
$C = 69.671(S - 0.71)3.333h_1W$	2.5 - 15	(32)

La calibración bajo la condición de flujo sumergido, requiere realizar más cálculos que cuando el flujo es libre; a continuación se presentan los pasos a seguir para calibrar el aforador Parshall funcionando sumergido:

- El siguiente procedimiento es válido cuando el flujo es sumergido, es decir el grado de sumergencia S está por encima del valor máximo especificado en el Cuadro No. 15.
- Conociendo la dimensión de la garganta (W), se recurre al Cuadro No. 17, allí se obtienen los valores de m y n , que reemplazados en la ecuación (29) nos proporciona la ecuación de descarga del aforador.
- El valor de C , que se encuentra en la ecuación (29), se calcula empleando la ecuación (30, 31 ó 32), según el ancho W . Para hallar los caudales se construye una tabla (ver Cuadro No. 19), donde el caudal Q es función de h_1 , S y C .

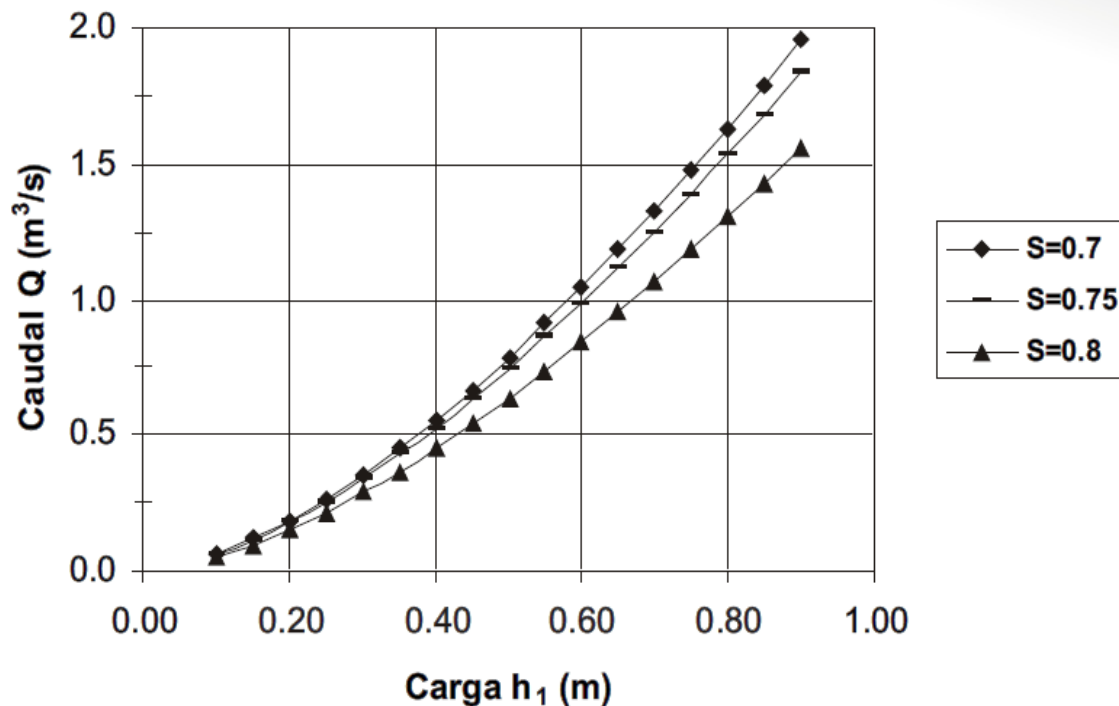
CUADRO No. 19: Relación de la Carga h_1 vs el Caudal Q , para Aforadores Parshall que Funcionan Sumergidos con $W = 1.0$ m, S variable, $m = 2.4$, $n = 1.57$ y Ecuación de Descarga $Q = 2.41 h_1^{1.57} C$

Carga h_1 (m)	Sumersión					
	0.7		0.8		0.9	
	C (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	C (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	C (m ³ /s)	Q (m ³ /s)
0.10	0.0052	0.05936	0.0077	0.0569	0.0163	0.0483
0.20	0.0068	0.18495	0.0143	0.1775	0.0401	0.1517
0.30	0.0101	0.35243	0.0258	0.3367	0.0749	0.2876
0.40	0.0151	0.55429	0.0421	0.5273	0.1196	0.4498
0.50	0.0223	0.78601	0.0635	0.7449	0.1735	0.6348
0.60	0.0318	1.04446	0.0898	0.9864	0.2361	0.8401
0.70	0.0437	1.32726	0.1213	1.2496	0.3070	1.0639
0.80	0.0581	1.63255	0.1579	1.5328	0.3859	1.3048
0.85	0.0664	1.79314	0.1782	1.6813	0.4283	1.4313
0.90	0.0052	1.95879	0.1997	1.8344	0.4725	1.5616

Fuente: PSI, 2004

- En el Cuadro No. 19 se encuentran tabulados los valores del caudal Q en función de h_1 y cuando el flujo en el aforador es sumergido. En esta tabla se puede leer el caudal que pasa por el aforador cuando funciona sumergido, para $W = 1.0$ m y con $S = 0.7, 0.8$ ó 0.9 .
- Los valores que se observan en el Cuadro No. 19, pueden ser representados en forma gráfica (ver Gráfico No. 12).

GRAFICO No. 12: Nomograma para Determinar el Caudal que pasa por un Aforador Parshall que Funciona Sumergido, $W = 1.0$ m, $S = 0.7, 0.8$ y 0.9 .



Fuente. PSI, 2004

- Lo más recomendable para la lectura de caudales, cuando el aforador funciona sumergido es empleando un monograma; en el Grafico No. 12 se presenta el nomograma solo para tres valores de sumergencia S , en realidad la calibración se debe de hacer para muchos valores de S con tal de cubrir un rango más amplio de lecturas bajo condición sumergida.

c) Calibración en el campo

La calibración en campo se realiza de la siguiente manera: (PSI, 2004).

- Se realiza el mantenimiento y la limpieza de la estructura, en especial sobre las reglas del aforador.
- Con la ayuda de un correntómetro se mide el caudal que pasa por el aforador, simultáneamente se toma la lectura sobre la regla graduada que se encuentra aguas arriba del aforador, con esto se logra una relación de la carga h_1 con el caudal Q .
- Se realiza el paso anterior, tantas veces como varíe el caudal que pasa por el aforador, al final se construye una curva de elevaciones de carga h_1 vs caudales Q .

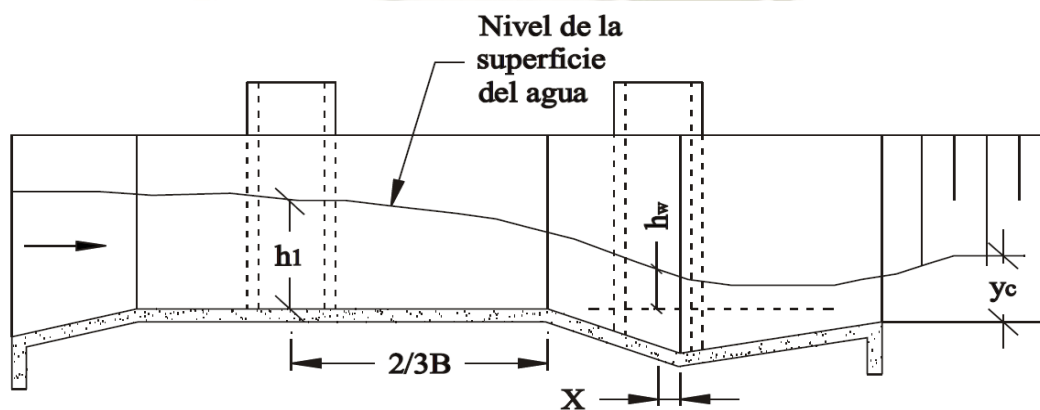
- El paso anterior se debe repetir un mínimo de tres veces; luego se deben dibujar las curvas de calibración sobre una misma escala gráfica, y allí se debe dibujar una curva de ajuste que represente el promedio de las curvas de calibración. Lo anterior nos permite minimizar los errores de lectura en campo. En el desarrollo de la calibración de los limnómetros se detalla el procedimiento para la obtención de la curva de ajuste.
- La calibración del aforador Parshall que funciona sumergido es difícil, por lo que se recomienda que la calibración necesariamente debe de ser analítica.

d) Medición

La medición en los aforadores Parshall se da bajo dos condiciones: (a) cuando el flujo es libre y (b) cuando el flujo es sumergido; se recomienda que el aforador siempre funcione a flujo libre, sin embargo en caso trabaje sumergido la medición del caudal tiene buena aproximación, siempre y cuando el grado de sumergencia sea menor a 0.95; para valores mayores la medición del caudal se torna incierta. (PSI, 2004)

En la Figura No 42 se presenta el esquema del perfil hidráulico de los aforadores Parshall; donde h_1 es el nivel del agua a la entrada del aforador y h_w es el nivel del agua a la salida de la cresta del aforador.

FIGURA No. 42: Perfil hidráulico del Aforador Parshall-



Fuente: PSI, 2004

- **Medición en condición de flujo libre.** Para la medición en este caso se procede como sigue: (PSI, 2004)

Analíticamente

- Se toma la lectura de la carga h_1 , conociendo la dimensión W se recurre al Cuadro No. 15 y se obtiene la ecuación de descarga para el aforador.
- Se reemplaza el valor de h_1 sobre la ecuación obtenida en el paso anterior y se calcula el caudal Q .
- Ejemplo si se tiene un aforador $W = 304.8$ mm y se mide una carga $h_1 = 0.25$ m; del Cuadro No. 15 se tiene que la ecuación de descarga es: $Q = 0.6909 h_1^{1.52}$, reemplazando h_1 nos da $Q = 0.084$ m³/s.

Gráficamente

- Para ello se tiene que contar con una curva de elevaciones - caudales, que previamente ha sido calibrado en función de la carga h_1 (ver el acápite de calibración).
- Se toma la lectura de la carga h_1 ; llevando la carga h_1 al eje X de la curva elevaciones caudal, se intercepta la curva y se obtiene en Y el caudal que pasa por el aforador.
- Ejemplo: Para un aforador Parshall con $W = 0.6096$ m, se lee una carga $h_1 = 0.30$ m; para hallar el caudal se recurre al Gráfico No. 12, entrando con $h_1 = 0.30$ en el eje X, se intercepta la curva y proyectando en el eje Y se halla el caudal $Q = 0.22$ m³/s.

2.3.3.4 Aforador sin cuello

Este tipo de aforadores son una forma simplificada de los aforadores Parshall, con la diferencia de que no poseen garganta y el fondo del aforador es horizontal, lo anterior permite que su construcción sea más fácil comparada con los aforadores Parshall. Hay que considerar que las lecturas en los aforadores sin cuello no son muy sencillas, por lo que requiere de mucho cuidado en su operación y mantenimiento con el fin de asegurarse mediciones exactas.

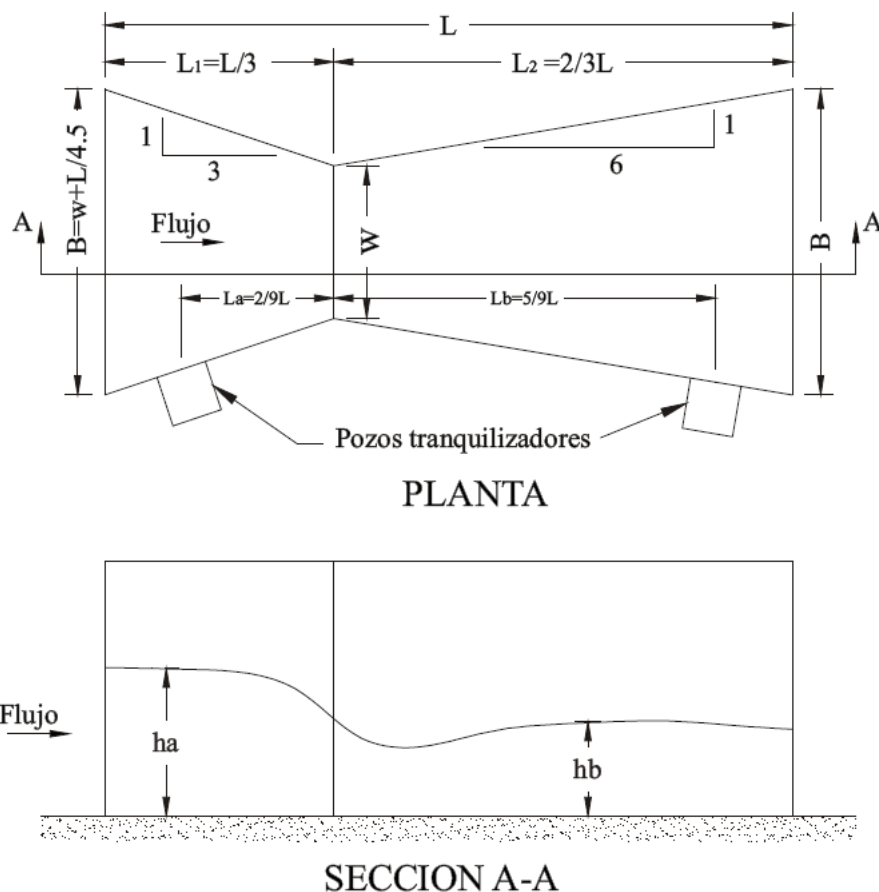
Los aforadores sin cuello pueden ser construidos de madera, metal o concreto, siendo su geometría relativamente sencilla es posible contar con aforadores portátiles, es decir transportables al campo para medir caudales en canales o para usarlos como instrumentos de calibración. (PSI, 2004)

a) Descripción de la estructura

El aforador "Sin Cuello" (Cutthroat Flume), está compuesto por tres elementos (ver Figura No. 43). (PSI, 2004).

- **Canal de entrada.** Está constituida por un canal con paredes verticales, que converge horizontalmente en una proporción de 3:1 hacia una sección estrecha llamada garganta, que a su vez es el inicio del canal de salida.
- **Garganta.** Es la sección contraída del aforador que se encuentra ubicada entre el canal de entrada y el canal de salida, se le denota por la variable w .
- **Canal de salida.** Inicia en la sección de control (garganta) y se conecta con el canal aguas abajo mediante un canal divergente con paredes verticales a una proporción de 6:1.

FIGURA No. 43- Muestra un diagrama esquemático del aforador sin cuello en donde se indican sus dimensiones básicas.



Fuente: PSI, 2004.

- **Fondo del aforador.** El nivel del fondo del aforador siempre es horizontal y permite definir si este funciona a descarga libre o a descarga sumergida.

Una característica de este aforador es que la sección de entrada coincide con la sección de salida y a ambas se le denota por la variable B. Normalmente el tamaño del aforador es especificado por las dimensiones de su garganta (w) y su longitud (L).

Conociendo el valor de w y L, podemos obtener B, empleando la siguiente ecuación:

$$B = w + \frac{L}{4.5} \quad (33)$$

La misma ecuación puede ser expresada en términos de las longitudes de los canales de entrada y salida según la ecuación:

$$B = w + \frac{2}{3}L_1 = w + \frac{1}{3}L_2 \quad (34)$$

Conociendo que:

$$L_1 = \frac{L}{3} \text{ y } L_2 = \frac{2}{3}L \quad (35)$$

Este aforador cuenta con dos reglas graduadas ubicadas dentro de sus respectivos pozos quietadores de flujo, a una distancia L_a aguas arriba y a una distancia L_b aguas abajo, tal como se ve en la Figura No. 43. Los pozos permiten mitigar el efecto de las ondas y de la turbulencia que se genera dentro del canal, que impide que la lectura sea correcta. Cuando la precisión no es indispensable, se puede omitir tener los pozos y en su lugar colocar las reglas graduadas sobre las paredes laterales.

Las ecuaciones para determinar L_a y L_b se escriben:

$$L_a = \frac{2}{9}L \quad (36)$$

$$L_b = \frac{5}{9}L \quad (37)$$

En estos pozos tranquilizadores se pueden colocar flotadores y limnógrafos cuando se requieran mediciones precisas y continuas.

En situaciones que no requieren mayor precisión, en vez de los pozos tranquilizadores se pueden utilizar escalas propiamente graduadas las cuales se pueden colocar directamente sobre las paredes de la estructura.

b) Desarrollo del aforador

Uno de los aforadores más conocidos para medir el flujo de agua en canales es el medidor Parshall elaborado en los laboratorios de la Universidad del Estado de Colorado en los EEUU. Este aforador está constituido de tres secciones: la sección de entrada de paredes verticales convergentes y de fondo horizontal; la sección de garganta de paredes verticales paralelas y con fondo inclinado hacia abajo; y finalmente, la sección de salida de paredes verticales divergentes con fondo ligeramente inclinado hacia arriba. (Alfaro, 1980).

Posteriormente se realizaron estudios en los laboratorios de Utah State University, con el objeto de investigar las características hidráulicas de una modificación del medidor Parshall, utilizando aforadores de fondo plano horizontal. Estos aforadores de fondo plano horizontal, tienen las ventajas sobre el medidor Parshall de una mayor facilidad y economía en la construcción, así como también una más fácil instalación ya sea permanente o transitoria en canales. Estos estudios indicaron que estos aforadores de fondo plano horizontal pueden operar satisfactoriamente ya sea bajo condiciones de flujo libre o sumergido. (Alfaro, 1980).

Por otro lado, estudios sobre el grado de convergencia y de divergencia de las paredes de la sección de entrada y de salida, indicaron que la convergencia de las paredes de la sección de entrada debería ser de una magnitud máxima de 3:1, y la divergencia máxima recomendable en la sección de salida de 6:1, con el propósito de evitar la separación del flujo y su adherencia a las paredes del medidor. (Alfaro, 1980).

Para determinar un caudal bajo condiciones de flujo sumergido por medio del aforador Parshall, se requiere que además de la profundidad de flujo aguas arriba se mida la profundidad de las aguas en la sección del cuello. Skogerboe y colaboradores, demostraron por medio de estudios experimentales utilizando aforadores de fondo plano, que la precisión de las curvas de calibración para el caso de flujo sumergido aumentaba notablemente cuando las medidas de las profundidades de aguas abajo se realizaban en la sección de salida en vez de la sección del cuello del aforador. Esto se

debe a que los perfiles de flujo varían rápidamente en la sección de garganta de un aforador de fondo plano horizontal; en cambio las superficies de las aguas resultan casi horizontales en la sección de salida del aforador. (Alfaro, 1980).

Combinando los resultados de las experiencias antes mencionadas, se diseñó el aforador "Sin Cuello" llamado así por sus autores, debido a la ausencia de la sección del cuello. Este aforador se sometió a posteriores estudios, de los que resultaron las normas de diseño, instalación, y operación que aquí se presentan. (Alfaro, 1980).

c) Principios de operación

Basado en el principio del flujo crítico como el que puede ocurrir en una sección de control, la relación que existe entre la profundidad de agua y la descarga es definitiva e independiente de otros factores no controlables tales como la rugosidad del canal. (Alfaro, 1980).

En los aforadores de flujo crítico, La profundidad crítica se forma; al contraerse la sección del flujo por las paredes divergentes del medidor. El aforador puede operar en condiciones de flujo no sumergido o flujo libre, o bajo condiciones de flujo sumergido. (Alfaro, 1980).

- **Flujo Libre.** Bajo condiciones de flujo libre la profundidad crítica ocurre en la cercanía de la constricción o garganta del aforador "Sin Cuello". En este caso el caudal no es afectado por las variaciones que puedan ocurrir aguas abajo de la garganta, de manera que la descarga se puede determinar simplemente conociendo la profundidad aguas arriba, h_a , en el aforador. (Alfaro, 1980).
- **Flujo Sumergido.** Se dice que el aforador "Sin Cuello" opera sumergido cuando las condiciones de flujo aguas abajo son afectadas de tal manera que la resistencia es suficiente para disminuir la velocidad y aumentar la profundidad del flujo, resultando en un aumento de la profundidad de flujo aguas arriba del aforador. Bajo estas condiciones la profundidad de las aguas en cualquier punto a lo largo del medidor sería mayor que la profundidad crítica. (Alfaro, 1980).

Para obtener la descarga con el aforador operando bajo condiciones de flujo sumergido se requiere que tanto la profundidad aguas arriba h_a , como la profundidad aguas abajo, h_b , sean medidas.

Para determinar si el aforador "Sin Cuello" funciona como flujo libre o flujo sumergido es necesario comparar el grado de sumersión S con el grado de sumersión transitoria

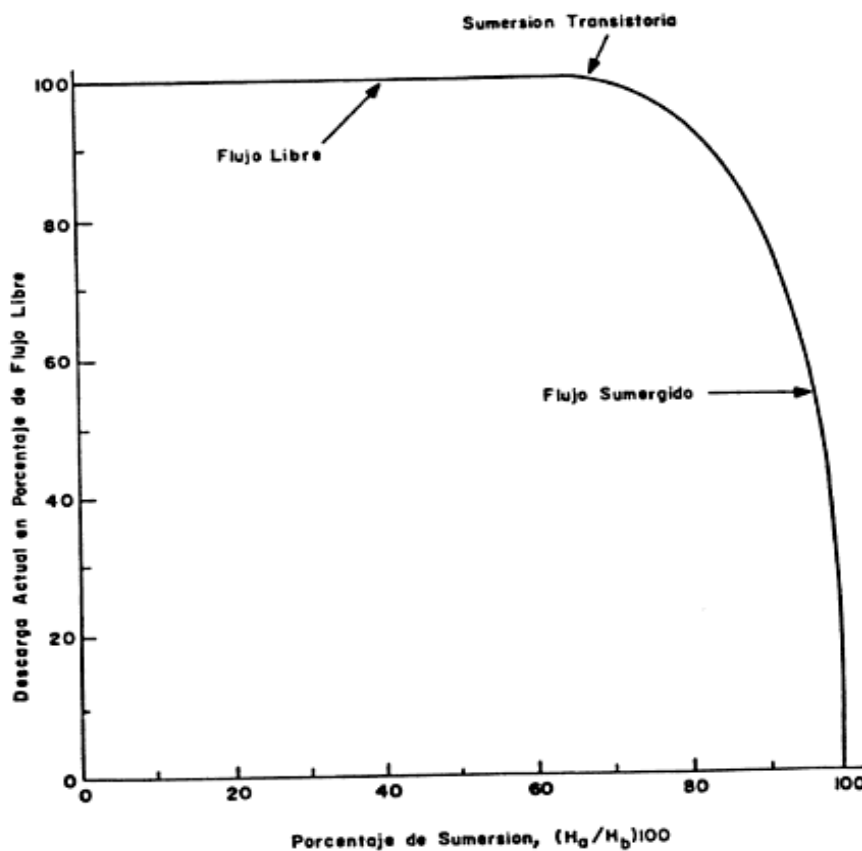
St. Cuando $S < St$, se dice que el flujo es libre, caso contrario el flujo es sumergido. (PSI, 2004)

El grado de sumersión, S, en un aforador “Sin Cuello” es comúnmente definido por el valor de la razón, expresada en porcentaje, de las profundidades de flujo aguas abajo y aguas arriba de acuerdo a la siguiente relación: (Alfaro,1980)

$$S = \left(\frac{h_a}{h_b} \right) 100 \quad (38)$$

En general, tal como se puede observar en el Gráfico No. 13, el efecto de la sumersión es el de disminuir la descarga en el aforador. Esta disminución comienza, sin embargo, en un valor determinado de sumersión denominado "Sumersión Transitoria", S_t . (Alfaro, 1980).

GRÁFICO No. 13. Efecto de la sumersión del Aforador “Sin Cuello” de 30 X 90 cm.



Fuente: Alfaro, 1980

Para el cálculo de la sumersión transitoria S_t , se obtiene del Grafico No. 14 o al despejar S_t de la siguiente ecuación: (PSI, 2004).

$$(\text{colog } S_t)^{n_s} = \frac{C_s}{C} (1 - S_t)^n \quad (39)$$

Dónde:

S_t =: Grado de sumergencia transitoria.

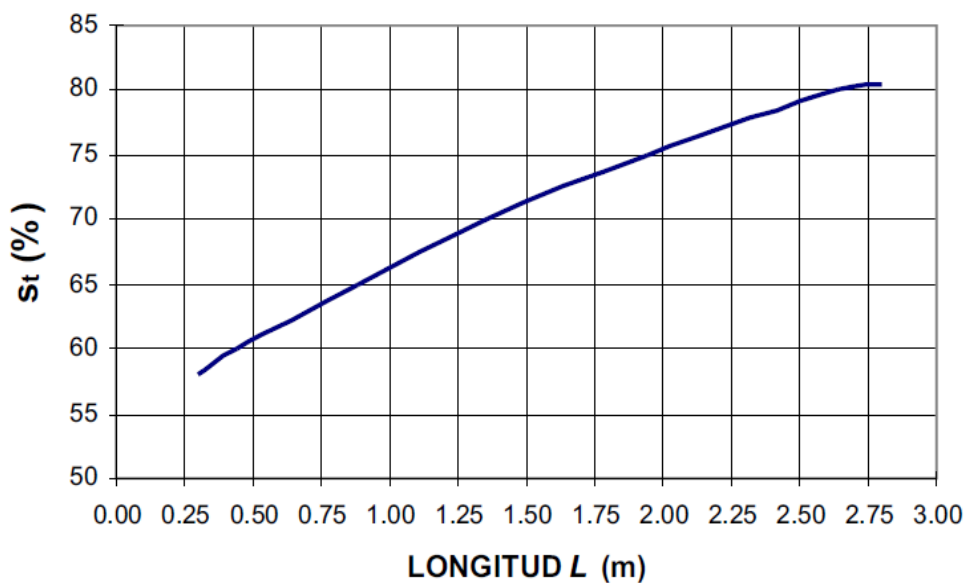
n = Exponente para descargas a flujo libre.

n_s : Exponente para descargas a flujo sumergido.

C : Coeficiente de descarga para flujo libre.

C_s : Coeficiente de descarga para flujo sumergido

GRAFICO No. 14. Relación entre el Grado de Sumergencia Transitoria (S_t) y la longitud (L) del Aforador sin Cuello



Fuente. PSI, 2004

En el aforador "Sin Cuello" el valor de la sumersión transitoria varía de acuerdo con la longitud del aforador tal como se puede observar en el Cuadro No. 20.

CUADRO No. 20. Relación entre la longitud del aforador (L), la Sumersión Transitoria (St) y los Coeficientes y exponentes para el Cálculo de la Descarga en Condiciones de Flujo Libre y Sumergido

L Metros	St %	Flujo Libre		Flujo Sumergido	
		n	K	n _s	K _s
0.5	60.7	2.08	6.15	1.675	3.5
0.6	62.0	1.989	5.17	1.60	2.9
0.7	63.0	1.932	4.63	1.55	2.6
0.8	64.2	1.88	4.18	1.513	2.35
0.9	65.3	1.843	3.89	1.483	2.15 (2.18)*
1.0	66.4	1.81	3.60	1.456	2.0
1.2	68.5	1.756	3.22	1.427	1.75
1.4	70.5	1.712	2.93	1.407	1.56
1.6	72.0	1.675	2.72	1.393	1.45
1.8	73.8	1.646	2.53 (2.48)*	1.386	1.32
2.0	75.5	1.620	2.40	1.381	1.24
2.2	77.0	1.60	2.30	1.378	1.18
2.4	78.4	1.579	2.22	1.381	1.12
2.6	79.5	1.568	2.15	1.386	1.08
2.7	80.5	1.562	2.13	1.39	1.06

* : valores usados en el ejemplo de la página 114

De esta manera, los aforadores "Sin Cuello" de longitud, L, de 90, 180 y 270 cm operan bajo condiciones de flujo libre si la sumersión no excede los valores de sumersión transitoria St , de 65, 74 y 80 por ciento, respectivamente. (Alfaro, 1980).

d) Ecuación de descarga

- **Flujo Libre.** Como se mencionó anteriormente la descarga en el aforador "Sin Cuello" operando bajo condiciones de flujo libre está controlada únicamente por la profundidad de flujo aguas arriba, h_a, de acuerdo a la siguiente ecuación. (Alfaro, 1980).

$$Q = C(h_a)^n \quad (40)$$

Dónde:

Q = Descarga en metros cúbicos por segundo,

h_a = Profundidad de flujo aguas arriba en metros

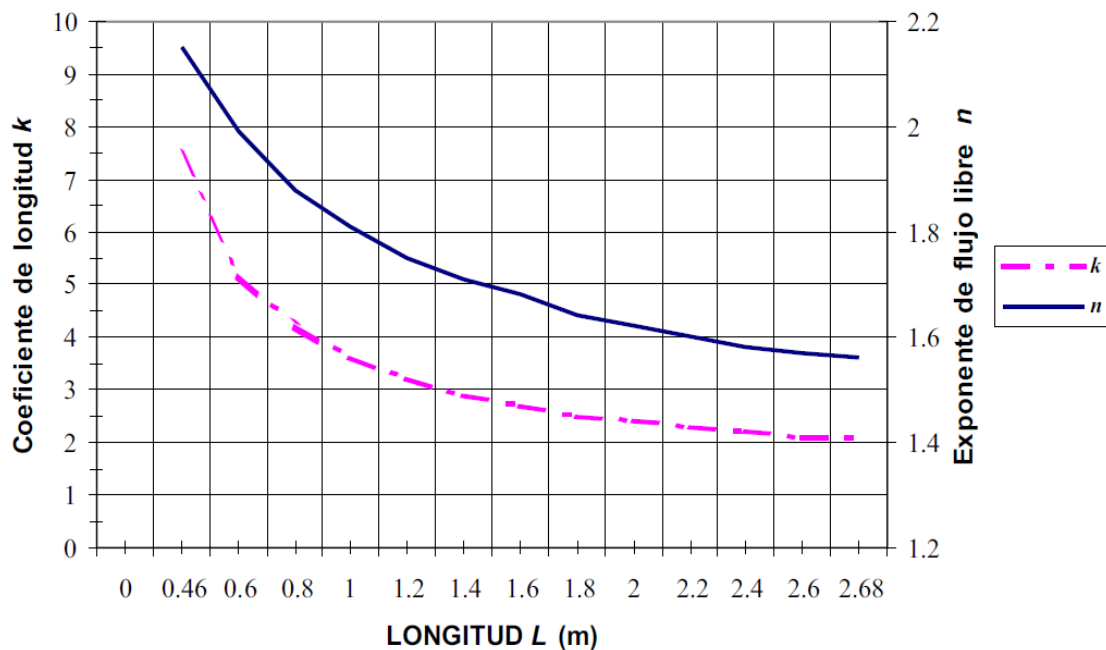
n = Exponente de flujo libre, y

C = Coeficiente de flujo libre.

El valor del exponente n depende únicamente de la longitud L, del aforador siendo de esta manera constante para todos los medidores "Sin Cuello" de una misma longitud, sea cual fuese la amplitud de la garganta W. (Alfaro, 1980).

El Valor n también se obtiene del Grafico No. 15 (PSI, 2004).

GRAFICO No. 15. Relación entre el Coeficiente de Longitud para flujo Libre (k) y el exponente de flujo libre (n), con respecto a la Longitud (L), del Aforador sin Cuello.



Fuente. PSI, 2004

Por lo contrario, el valor del coeficiente de flujo libre, C, depende tanto de la longitud, L, del aforador como de la amplitud de su garganta, W. Empíricamente esta función se indica de acuerdo a la siguiente relación: (Alfaro, 1980).

$$C = KW^{1.025} \quad (41)$$

En donde el parámetro K anteriormente no definido es el coeficiente de longitud del aforador para flujo libre. El Cuadro No. 20 muestra, la relación que existe entre los valores de K y n con respecto a la longitud, L, del aforador sin cuello. (Alfaro, 1980).

El Valor k también se obtiene del Gráfico No. 15 (PSI, 2004).

- **Flujo Sumergido.** Para determinar la descarga cuando el aforador "Sin Cuello" funciona bajo condiciones de flujo sumergido, es necesario medir tanto la profundidad de flujo aguas arriba, h_a , como la profundidad de flujo aguas abajo, h_b . El caudal bajo estas condiciones de flujo se puede determinar utilizando la siguiente relación: (Alfaro, 1980).

$$Q = C_s \frac{(h_a - h_b)^n}{(Colog S)^{n_s}} \quad (42)$$

Donde

Q = Descarga en metros cúbicos por segundo,

h_a = Profundidad de flujo aguas arriba en metros,

h_b = Profundidad de flujo aguas abajo en metros,

n = Exponente de flujo libre

n_s = Exponente de flujo sumergido,

S = Sumersión, h_a/h_b expresada en cociente, y

c_s = Coeficiente de flujo sumergido.

Como en el caso del exponente de flujo libre, n, el valor de n_s , también depende únicamente de la longitud del medidor "Sin Cuello", siendo por lo tanto constante para un determinado valor de L sea cual fuese la amplitud de la garganta, W. (Alfaro, 1980).

El coeficiente de flujo sumergido, C_s , varía en función de la longitud del aforador, L, y de la amplitud de la garganta, W, de acuerdo a la siguiente expresión: (Alfaro, 1980).

$$C_s = K_s W^{1.025} \quad (43)$$

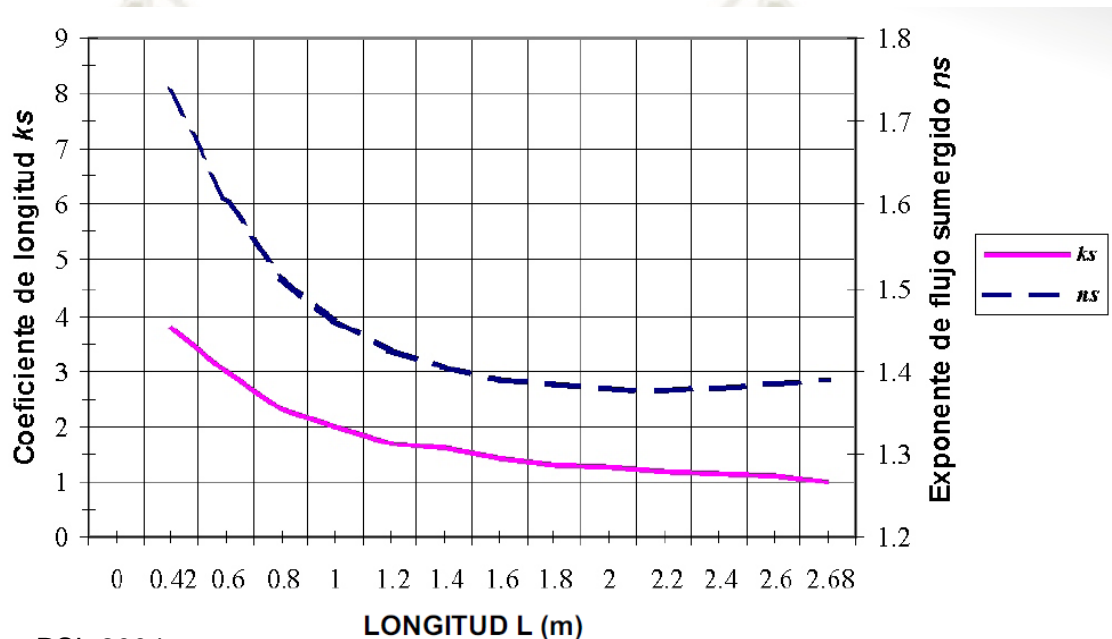
Dónde:

K_s = es el coeficiente de longitud del aforador para flujo sumergido.

Los valores de K_s y n_s pueden obtenerse directamente del Anexo No. 02, para cualquier longitud de aforador deseada, entre 0.5 y 2.7 m.

El Valor K_s y n_s , también se obtiene del Grafico No. 16. (PSI, 2004).

GRAFICO No. 16. Relación entre el Coeficiente de Longitud para Flujo Sumergido (k_s), y el exponente de Flujo Sumergido (n_s), respecto a la Longitud (L), del Aforador sin Cuello.



Fuente: PSI, 2004.

Como se explicó anteriormente, en la sección de Principios de Operación, la Sumersión Transitoria, S_t , es el límite de sumersión entre el flujo libre y el flujo sumergido. Según esta condición la descarga puede ser determinada usando ya sea la ecuación para descarga libre o la expresión para flujo sumergido. (Alfaro, 1980).

Usando el criterio anterior, la Sumersión Transitoria, S_t , puede determinarse igualando las Ecuaciones 40 y 42:

$$C(h_a)^n = C_s \frac{(h_a - h_b)^n}{(Colog S)^{n_s}} \quad (44)$$

Al reemplazar h_b por su equivalente ($S \cdot h_a$) y dividir ambos lados de la Ecuación 44 por (h_a) , n se obtiene la siguiente expresión considerando que el valor de Sumersión corresponde a la Sumersión Transitoria, S_t (Alfaro, 1980).

$$(\text{Colog } S_t)^{n_s} = \left(\frac{C_s}{C}\right) (1 - S_t)^n \quad (45)$$

Para obtener los valores de S_t , la Ecuación 45 puede resolverse al tanteo ver relación L vs S_t en el Cuadro No. 20.

e) Selección e instalación

- **Selección del Lugar.** La sección de entrada de paredes convergentes del aforador, tiene el propósito de acelerar el flujo y encausarlo para así disminuir las posibles diferencias de velocidad que pueden existir, de manera que cuando el flujo cruce la sección de la garganta se encuentre lo más uniforme posible. Teóricamente se espera que por cada centímetro lineal de garganta pase esencialmente un mismo volumen de agua. Debido a la relativamente corta longitud de la sección de entrada, la redistribución de flujo en esta sección es muy limitada. (Alfaro, 1980)

Es recomendable que se mantengan adecuadas condiciones de aproximación toda vez que se desee precisión en el aforo. Para esto se recomienda que el aforador se instale en un tramo recto del canal de manera que el agua entre uniformemente distribuida a la sección convergente, con las líneas de flujo esencialmente paralelas. Por conveniencia el aforador puede instalarse en un punto cercano a la toma de agua o compuerta de regulación, sobre todo en los casos donde las condiciones de operación requieren fluctuaciones continuas de descarga. Sin embargo, debe tenerse cuidado en no instalar el aforador en un punto muy cercano a la compuerta ya que la operación de la misma podría causar condiciones inestables de flujo las que afectarían su medida. Al mismo tiempo el aforador no deberá instalarse inmediatamente aguas abajo de una alcantarilla o cualquier otro tipo de estructura que cause turbulencia o constricción del flujo.

Con el objeto de facilitar un mantenimiento adecuado al aforador deberá instalarse en un lugar de fácil acceso. (Alfaro, 1980)

Después de haber seleccionado el lugar de instalación se deberá obtener información sobre los flujos máximos y mínimos, así como también las correspondientes profundidades de agua y las dimensiones del canal en el lugar de instalación. Estas dimensiones deberán incluir el ancho y profundidad del canal, los taludes y el bordo libre. (Alfaro, 1980)

La profundidad del flujo aguas abajo permanecerá esencialmente la misma después de la instalación del aforador, pero la profundidad de flujo aguas arriba aumentará en una magnitud igual a la pérdida de carga en el aforador.

Para el propósito de diseño, las pérdidas de carga se consideran igual a la diferencia de elevación entre las superficies de aguas a la entrada y salida del aforador. El aumento máximo permisible de la profundidad aguas arriba está limitado por la altura del bordo libre del canal aguas arriba del aforador. Si la pérdida de carga es tal que existe el peligro de producirse un desborde de agua, será necesario instalar un aforador de mayor tamaño u operar el aforador bajo condiciones de flujo sumergido. También se debe considerar la posibilidad de aumentar el bordo libre del canal. (Alfaro, 1980)

- **Caso de Flujo Libre.** Es preferible, toda vez que las circunstancias lo permitan, instalar el aforador "Sin Cuello" de manera que opere bajo condiciones de flujo libre; es decir, que el valor de Sumersión S , no exceda el valor de Sumersión Transitoria, S_t (Alfaro, 1980)

Una vez seleccionado el lugar apropiado los pasos a seguir son los siguientes:

- Determinar las dimensiones del canal y estimar el caudal del máximo y el mínimo esperado.
- Localizar en el lugar de instalación el tirante hidráulico correspondiente al máximo caudal y determinar su profundidad.
- Calcular el valor h_a máximo en el aforador por usar, correspondiente a la máxima descarga en el canal.
- Calcular el valor h_b para una sumersión máxima igual a la Sumersión Transitoria, S_t .

El fondo del aforador deberá colocarse por debajo del nivel del tirante hidráulico, determinado en el segundo paso, a una profundidad máxima igual al valor h_b , correspondiente a la sumersión transitoria y al caudal máximo. (Alfaro, 1980)

En general el fondo del aforador deberá colocarse lo más alto posible de acuerdo a las condiciones del canal que permitan un flujo libre. (Alfaro, 1980)

Supongamos que se desea instalar un aforador "Sin Cuello" operando bajo condiciones de flujo libre en un canal en el cual se ha determinado lo siguiente:

$$Q \text{ max.} = 400 \text{ Lts/seg}$$

$$Q \text{ min.} = 30 \text{ Lts/seg.}$$

Taludes:=1:1

Tirante Máximo= 41.5 cm

Pondo o plantilla= 1.25 m

Bordo Libre = 12 cm

Al examinar el Anexo No. 2 sobre calibraciones de Flujo Libre para aforadores sin Cuello seleccionados expresados en función del ancho de la garganta (W) x la longitud del aforador (L), vemos que los aforadores de longitud, L , de 180 y 270 centímetros pueden ser utilizados para la descarga máxima de 400 l/seg. Para estos aforadores los valores de h_a encontrados en la Tabla y correspondientes al caudal máximo son: (Alfaro, 1980).

Tamaño del aforador ($W \times L$) en cm.	h_a cm.
40 X 180	58.5
60 X 180	45.5
30 X 270	75.0
60 X 270	48.0
100 X 270	34.0

Los valores de sumersión transitoria de $S_t = 73.7\%$ para el aforador de $L = 180$ cm y el de $S_t = 80.5\%$ para el aforador de 270 cm de longitud se obtiene directamente del Cuadro No. 20, Las pérdidas de carga en el aforador pueden calcularse multiplicando el valor de h_a ($1-S_t/100$). De esta manera, las pérdidas de carga para los aforadores considerados son:

Aforador	$h_a (1 - S_t/100)$
40 x 180	58.5 (0.262) = 15.3 cm
60 x 180	45.5 (0.262) = 11.9 cm
20 X 270	75.0 (0.203) = 15.2 cm
60 X 270	48.5 (0.203) = 9.7 cm
100 X 270	34.0 (0.203) = 6.9 cm

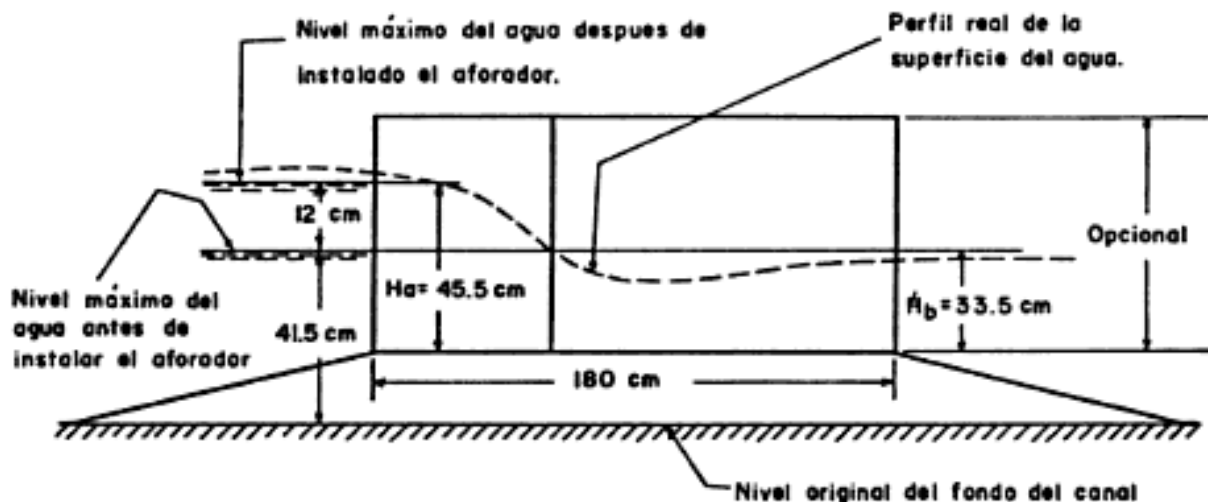
Considerando que el bordo libre del canal es de 11.9 cm el aforador de 60 x 180 cm podría seleccionarse siempre y cuando los bancos del canal puedan ser levantados para evitar el desborde del agua. Si esto no fuese posible, la siguiente selección económica sería el aforador de 60 x 270 cm.

Si al inspeccionar el lugar de instalación se concluye que el aforador de 60 x 180 cm puede ser instalado sin peligro de desborde, se procede a la instalación colocando el piso del aforador a una profundidad por debajo del nivel normal del flujo igual a h_b . Para nuestro caso,

$$h_b = h_a \times S_t = 45.5 \times 0.738 = 33.6 \text{ cm}$$

En la Figura No 44, se muestra gráficamente la instalación del aforador de 60 x 180 cm para un caudal máximo de 400 litros/segundo bajo condiciones de flujo libre. Un aforador más pequeño resultaría en una pérdida de carga excesiva y desborde de agua, al menos que se pueda instalar sumergido como veremos a continuación.

FIGURA No. 44. Instalación de un aforador sin cuello de 60 X 180 cm Para un gasto máximo de 400 L/s y operación en flujo libre.



Fuente: Alfaro, 1980

Selección de las dimensiones usando formulas

Mediante las ecuaciones (40) y (41) se pueden aproximar las dimensiones adecuadas para el aforador que se desea instalar para que funcione en flujo libre.

Integrando las ecuaciones y despejando términos se tiene, (Alfaro, 1980).

$$h_a = \left[\frac{Q}{K(W)^{1.025}} \right]^{\frac{1}{n}} \quad (46)$$

Utilizando el ejemplo anterior, seguimos el siguiente procedimiento.

- Hallamos el valor S_t tentativo, dividiendo el tirante de flujo máximo en el canal, entre esta cantidad más el bordo libre máximo (asumiendo que esta relación será similar a aquella entre h_b/h_a del aforador).

$$\text{Así, } S_t \text{ (tentativo)} = 41.5 / (41.5 + 12) = 0.776$$

- Del Cuadro No. 20, vemos que el aforador de L 2.2 a 2.4 m tendría una sumersión transitoria similar. Elegimos el de L = 2.2 m (por economía).

Notar que en el ejemplo anterior no se podían elegir estas dimensiones debido a que sólo hay Tablas para L = 180 y 270 cm.

- La sumersión transitoria S_t , K y n del Cuadro No. 20, para L = 2.2 m son:

$$S_t = 0.77$$

$$n = 1.60$$

$$K = 2.30$$

- Utilizando la ecuación para $Q = 0.4 \text{ m}^3/\text{seg}$, hallamos h_a , probando diversos valores para la dimensión de la garganta W, hasta que nos dé h_a , inferior a la suma del tirante de flujo máximo más la dimensión del bordo libre ($41.5 + 12 = 53.5$).
- Así:

W	h_a	$h_b = h_a \times S_t$
0.30	0.72	0.56
0.50	0.52	0.40
0.60	0.46	0.36

Se podría elegir el aforador 60 x 220 para tener una mayor seguridad de evitar el desborde.

El piso del aforador se pondría a 36 cm por debajo del nivel máximo del tirante hidráulico del canal.

- **Caso del flujo Sumergido.** En el caso del flujo libre, se vio que es conveniente reducir la profundidad aguas arriba lo más posible con el propósito de evitar posibles desbordes de agua. Ciertas condiciones tales como poca pendiente en el canal o aumento tirante hidráulico como resultado del crecimiento de malezas u otras obstrucciones, hacen imposibles o impráctico la instalación de un aforador "Sin Cuello" para que opere bajo condiciones de flujo libre. En estas circunstancias se deberá instalar el aforador para que funcione sumergido. (Alfaro, 1980).

La ventaja principal de instalar un aforador para que funcione sumergido es la de requerir una pérdida de carga en el medidor menor que bajo condiciones de flujo libre. Esta menor pérdida de carga puede significar el que no exista la necesidad de elevar los bancos del canal aguas arriba del aforador para evitar el posible desborde de agua que puede ocurrir con la descarga máxima. (Alfaro, 1980).

Para que el aforador funcione sumergido es necesario que el piso del medidor sea colocado a nivel y lo más cerca posible al fondo del canal. De esta manera se permitirá un rápido desagüe de la sección del canal aguas arriba del aforador reduciéndose las pérdidas por percolación, particularmente cuando la descarga es menor que la máxima. (Alfaro, 1980).

El instalar el aforador "Sin Cuello" para que funcione sumergido requiere los siguientes pasos: (Alfaro, 1980).

- Establecer la descarga máxima a medirse, así como también las características del canal.
- Localizar en las paredes del canal el nivel del tirante hidráulico correspondiente a la descarga máxima.
- Determinar la máxima pérdida de carga permisible de acuerdo al borde libre del canal aguas arriba del aforador.
- Calcular el valor de Sumersión, S .
- Seleccionar la longitud del aforador deseada.
- Calcular el valor del coeficiente del flujo sumergido, C_s .
- Calcular la amplitud mínima de la garganta, W .

Consideremos el mismo canal y condiciones citadas en el caso de flujo libre con la diferencia de que solamente podemos permitir un aumento del tirante hidráulico aguas arriba del aforador de 10 cm. Bajo estas condiciones el aforador deberá instalarse para que opere sumergido y, así evitar el desborde de agua.

Los datos tomados entonces son los siguientes:

$$Q \text{ máx.} = 400 \text{ Lts/seg}$$

$$\text{Tirante Máximo} = 41.5 \text{ cm}$$

$$\text{Máxima pérdida de carga} = 10 \text{ cm}$$

Desde que el aforador deberá colocarse en el fondo del canal, el valor h_b para el máximo caudal de 400 Lts/seg será igual al tirante hidráulico para esa descarga. Entonces $h_b = 41.5 \text{ cm}$.

La máxima pérdida de carga permisible en el aforador, h_m , para evitar el desborde de agua es de 10 cm. De esta manera el valor de h_a será:

$$h_a = h_b + h_m = 41.5 + 10.0 = 51.5 \text{ cm}$$

Como se indicara anteriormente, la relación h_a/L en descarga máxima no debe ser mayor de 0.4, por lo que,

$$0.4 = \frac{h_a}{L}$$

$$L = 51.5/0.4 = 128.7 \text{ cm.}$$

Para evitar interpolar elegimos del Cuadro No. L = 140 cm (que nos daría aún una relación h_a/L menor que 0.4)

En el Cuadro No. 20, encontramos para esta longitud los siguientes datos:

$$S_t = 70.5$$

$$n = 1.712$$

$$n_s = 1.407$$

$$K_s = 1.56$$

Nuestro valor $S = (41.5/51.5) \times 100 = 80.61$ nos indica al comparar con S_t , que el aforador funcionaría sumergido.

Buscamos el valor del ancho de la garganta W , para una descarga máxima de $Q = 0.4 \text{ m}^3/\text{seg}$, con ayuda de las ecuaciones (42) y (43),

$$Q = C_s \frac{(h_a - h_b)^n}{(\text{Colog } S)^{n_s}}$$

$$C_s = K_s W^{1.025}$$

Despejando términos,

$$W = \left[Q \times \frac{(Colog S)^{n_s}}{K_s (h_a - h_b)^n} \right]^{1/1.025}$$

En este caso:

$$W = \left[0.4 \times \frac{(\log 1/0.8058)^{1.407}}{1.56(0.515 - 0.415)^{1.712}} \right]^{0.9756}$$

$$W = \left[0.4 \times \frac{(0.09377)^{1.407}}{1.56(0.1)^{1.712}} \right]^{0.9756}$$

$$W = \left[0.4 \times \frac{0.035784}{1.56 \times 0.019409} \right]^{0.9756}$$

$$W = 0.4815 \text{ m. } \text{ ó } 0.50 \text{ m.}$$

En consecuencia, adaptaríamos un aforador de 50 x 140 (W x L).

Teniendo en consideración que si adaptamos W = 0.50, el valor de ha para flujo máximo sería un poco menor que 51.5 debido a que el ancho de la garganta es un poco mayor que el calculado.

f) Calibración analítica

- **Para flujo libre.** Consiste en construir una tabla que nos permita obtener los gastos para diferentes mediciones de h_a en función de la geometría del aforador. Para construir la tabla se toman en cuenta los siguientes Pasos: (PSI, 2004)
 - Una vez estabilizado el flujo se procede a determinar los valores de h_a y h_b leídos directamente de las reglas ubicadas en el aforador.
 - Empleando la ecuación (38), se calcula el grado de sumergencia S.

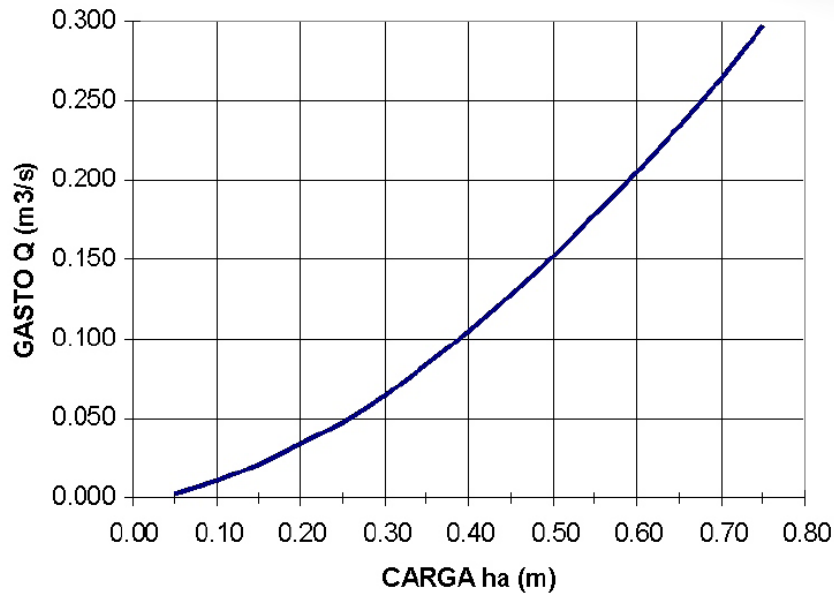
- Del Grafico No. 14 o despejando S_t de la ecuación (45), se obtiene el valor del grado de sumergencia transitoria S_t ; luego se verifica que se cumpla la relación $S < S_t$ para asegurar que el flujo es libre.
- Del Grafico No. 15 se obtienen los valores de k y n , que están en función de la longitud L , y como ésta longitud no cambia, los valores de k y n , serán los mismos para todo valor de h_a , siempre y cuando se cumpla que $S < S_t$
- Como k y n son constantes, el valor de C también lo será. El coeficiente C para flujo libre se calcula empleando la ecuación (41).
- Conociendo el valor de C , se obtiene el caudal Q , resultado de aplicar la ecuación (40).
- Conociendo los valores de C y n , se asume una serie de valores h_a y se construye una tabla de caudales Q vs elevaciones h_a (ver Cuadro No. 21) del mismo modo se puede construir un gráfico de caudales Q vs elevaciones h_a (ver Gráfico No. 17).

CUADRO No. 21: Calibración de caudales para el Aforador sin cuello de dimensiones $W = 20$ cm y $L = 180$ cm, que funciona a Flujo Libre.

h_a (m)	Caudales (m^3/s)	Caudales (lt/s)
0.05	0.003	3.00
0.10	0.011	11.00
0.15	0.021	21.00
0.20	0.034	34.00
0.25	0.048	48.00
0.30	0.065	65.00
0.35	0.084	84.00
0.40	0.105	105.00
0.45	0.128	128.00
0.50	0.152	152.00
0.55	0.178	178.00
0.60	0.205	205.00
0.65	0.234	234.00
0.70	0.265	265.00
0.75	0.297	297.00

Fuente: PSI, 2004

GRAFICO No. 17. Calibración de Curvas de Descarga para Aforador sin Cuello, $W = 20$ cm y $L = 180$ cm.



Fuente: PSI, 2004

En el Cuadro No. 21 y Grafico No. 17, se presenta la calibración del aforador sin cuello, para la condición de flujo libre y las dimensiones del aforador que allí se indican. Siguiendo los pasos descritos arriba se pueden calibrar aforadores con diferentes geometrías. Los valores de h_a asumidos para esta calibración que se ven en la pudieron haber estado más (o menos) espaciados, dependiendo de la necesidad que se tenga en el campo. (PSI, 2004)

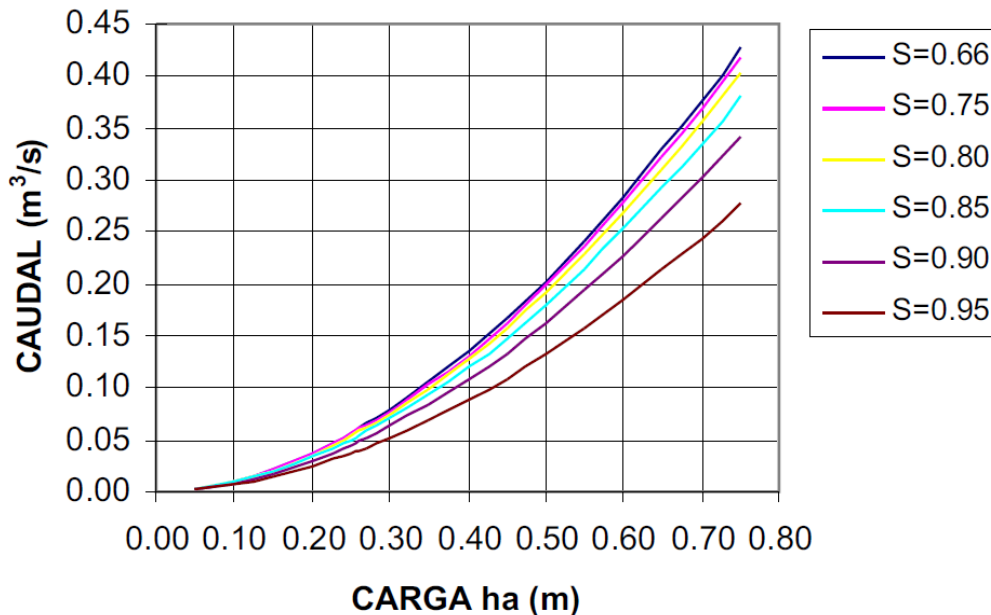
- **Para flujo sumergido.** Se detallan los pasos a seguir para calibrar un aforador sin cuello que funciona como flujo sumergido. (PSI, 2004)
 - Una vez estabilizado el flujo se procede a determinar los valores de h_a y h_b leídos directamente de las reglas ubicadas en el aforador.
 - Empleando la ecuación (38) se calcula el grado de sumergencia S .
 - Del Grafico No. 14 o despejando S de la ecuación (39), se obtiene el grado de sumergencia transitoria S_t ; se debe verificar que se cumpla $S > S_t$, con lo anterior se asegura que el flujo que pasa por el aforador es sumergido.
 - Del Grafico N. 16 hallar k_s y n_s , y del Grafico No. 15 hallar el valor de n .
 - Con los valores obtenidos en el paso anterior se calcular C_s , para ello se emplea la ecuación (43).

- Conociendo los valores de C_s , h_a , h_b y n , se reemplaza en la ecuación (42) y se determina el caudal.
- Asumiendo un valor de sumergencia S y conociendo los valores de C_s , n_s y n , se construye una tabla de caudales Q vs la carga h_a , tal como se puede ver en el Cuadro No. 22, y se pueden expresar en forma gráfica, mediante una curva de caudales Q vs carga h_a , tal como se ve en el Grafico No. 18.
- En el Grafico No. 18, se obtiene una familia de curvas que relacionan al caudal Q con la carga h_a , donde cada curva está dada para un determinado valor de la sumergencia S .
- En el Cuadro 22 y en el Grafico No. 18 se presenta la calibración del aforador sin cuello para las dimensiones indicadas; siguiendo los pasos descritos arriba, se pueden calibrar aforadores con diferentes geometrías. Los valores de h_a asumidos para la calibración (ver Cuadro No. 22) pueden ser espaciados en intervalos menores o mayores, eso depende de las necesidades que se den en el campo.

CUADRO No. 22. Calibración del aforador Sin Cuello, con dimensiones $W = 0.20$ m y $L = 0.90$ m con grado de Sumergencia $S = 0.66, 0.75, 0.80, 0.85, 0.90$ y 0.95 .

Carga h_a (m)	Sumergencia S					
	0.66 Q (m^3/s)	0.75 Q (m^3/s)	0.8 Q (m^3/s)	0.85 Q (m^3/s)	0.9 Q (m^3/s)	0.95 Q (m^3/s)
0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
0.15	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.01
0.20	0.04	0.04	0.03	0.03	0.03	0.02
0.25	0.06	0.06	0.05	0.05	0.05	0.04
0.30	0.08	0.08	0.07	0.07	0.06	0.05
0.35	0.11	0.10	0.09	0.09	0.08	0.07
0.40	0.13	0.13	0.12	0.12	0.11	0.09
0.45	0.17	0.16	0.15	0.15	0.13	0.11
0.50	0.20	0.20	0.18	0.18	0.16	0.13
0.55	0.24	0.24	0.21	0.21	0.19	0.16
0.60	0.28	0.28	0.25	0.25	0.23	0.18
0.65	0.33	0.32	0.29	0.29	0.26	0.21
0.70	0.38	0.37	0.33	0.33	0.30	0.24
0.75	0.43	0.42	0.38	0.38	0.34	0.28

GRAFICO No. 18. Calibración de curvas del Aforador sin Cuello, con Dimensiones $w = 0.20$ m y $L = 0.90$ m, con Grado de Sumergencia $S = 0.66, 0.75, 0.80, 0.85, 0.90$ y 0.95 .



g) Calibración en campo

La calibración en campo se realiza de la siguiente manera: (PSI, 2004)

- Se realiza el mantenimiento y la limpieza de la estructura, en especial sobre las reglas del aforador.
- Con la ayuda de un correntómetro se halla el caudal que pasan por el aforador; simultáneamente se toma la lectura sobre la regla graduada que se encuentra aguas arriba del aforador, con esto se logra una relación de la carga h_a con el caudal Q .
- Se realiza el paso anterior, tantas veces como varíe el caudal que pasa por el aforador, al final se construye una curva de elevaciones de carga h_a vs caudales Q .
- Los pasos anteriores se deben de realizar para condiciones; de flujo libre y flujo sumergido; no hay que olvidar que las tablas y curvas de elevaciones - caudal son diferentes para cada condición.
- El contraste con el correntómetro se debe realizar al menos tres veces; luego se deben dibujar las curvas de calibración sobre una misma escala gráfica, y allí se debe dibujar una curva de ajuste que represente el promedio de las curvas de

calibración. Lo anterior nos permite minimizar los errores de lectura en campo. En el desarrollo de la calibración de los limnómetros se detalla el procedimiento para la obtención de la curva de ajuste.

- La calibración del aforador sin cuello que funciona sumergido es tediosa y complicada, por lo que se recomienda, que la calibración bajo esa condición necesariamente debe ser analítica.

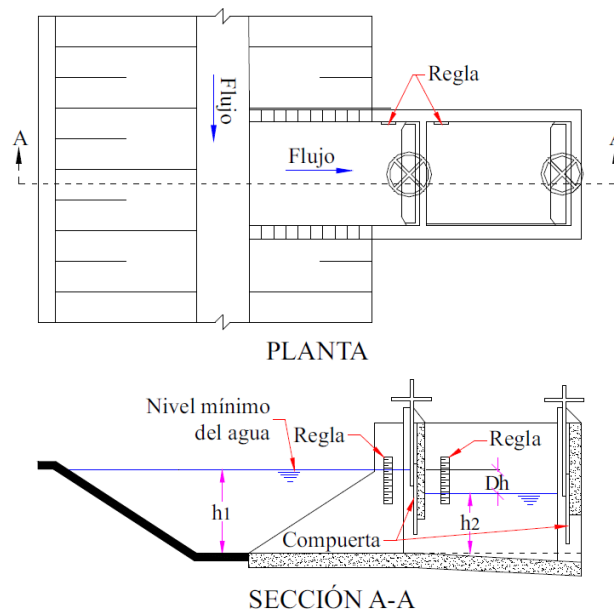
2.3.3.5 Tomas con orificio de carga constante

Una estructura de medición frecuentemente usada en la derivación o distribución de agua es el uso de tomas, que regulan el flujo y a la vez sirven para medir caudales, siendo una alternativa muy práctica que proporciona información confiable sobre todo cuando se dispone de pocos recursos económicos como para construir un aforador por separado. Estas estructuras de toma tienen la ventaja de combinar un sistema de control (compuerta de regulación) con un sistema de medición (compuerta de medición), (PSI, 2004).

a) Descripción de la Estructura

Estas estructuras, son usualmente ubicadas formando un ángulo recto con el eje del canal principal, en la Figura No. 45, se presenta el esquema típico de estas estructuras.

FIGURA No. 45. Esquema Típico de una Toma que funciona como un Orificio de Carga Constante



Las estructuras se componen de los siguientes elementos:

- **Canal de entrada.** Es un canal corto que dirige el flujo del canal principal hacia la entrada de la estructura que se encuentra regulada por una compuerta.
- **Poza de aquietamiento.** Es una estructura en forma de poza, que cumple la función de aquietar el flujo para medir las cargas.
- **Estructura de conducción.** Es un conducto que conecta la poza de aquietamiento con el canal de derivación o canal parcelario; esta estructura posee una compuerta a la entrada, que sirve para regular los caudales.

El sistema de medición en este tipo de estructuras es mediante el uso de dos compuertas; la primera permite el ingreso del flujo a una poza de aquietamiento, allí se realiza la medición de la carga; esta compuerta cumple con la función de generar el efecto de orificio sumergido; la segunda compuerta se ubica aguas abajo de la primera y sirve para regular el caudal que ingresa por la toma. Según el Bureau of Reclamation, la precisión para medición de caudales, empleando este tipo de estructuras es del 3%, siempre y cuando se mantenga una diferencia de carga $h = 0.06$ m.

b) Calibración Analítica

La calibración analítica de este tipo de estructuras, se lleva a cabo empleando la ecuación de orificio sumergido:

$$Q = C_d A \sqrt{2g\Delta h} \quad (47)$$

Dónde:

Q = Caudal, (m^3/s).

C = Coeficiente de descarga. d

A = Área del orificio (m^2).

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2).

h = Diferencia de cargas, (m) $h = h_1 - h_2$

h_1 = Carga aguas arriba, (m)

h_2 = Carga aguas abajo, (m).

Los coeficientes de descarga C_d , varían de 0.68 a 0.72, siendo un valor recomendado de 0.70.

Según Aisenbrey et al en 1978, propuso que para calibrar estructuras de toma que no excedan caudales de 0.85 m/s, se debe considerar lo siguiente:

- Para descargas máximas de 0.28 m/s, el valor de la longitud del pozo aquietador debe ser: 2.5 veces la máxima abertura de la compuerta ó 1.75 veces el alto del orificio sobre la pared, pero nunca debe ser menos de 1.07 m.
- Para descargas entre 0.28 m/s y 0.85 m/s, la longitud del pozo aquietador debe ser 2.5 veces la máxima abertura de la compuerta. El nivel del fondo debe de ser horizontal.
- La abertura de la compuerta debe de ser menor o igual que 0.8 veces el alto del orificio sobre la pared.
- La distancia del fondo de la compuerta a la cima de la compuerta (sección de captación) debe ser menor o igual a la altura de las paredes que soporta a las compuertas.
- La sumergencia del flujo sobre la cima de la abertura en la primera compuerta, debe ser 1.78 veces la carga de velocidad del canal principal más 0.08 m.
- La diferencia de carga h debe ser mayor a 0.06 m, cuidando que el chorro siempre este sumergido.

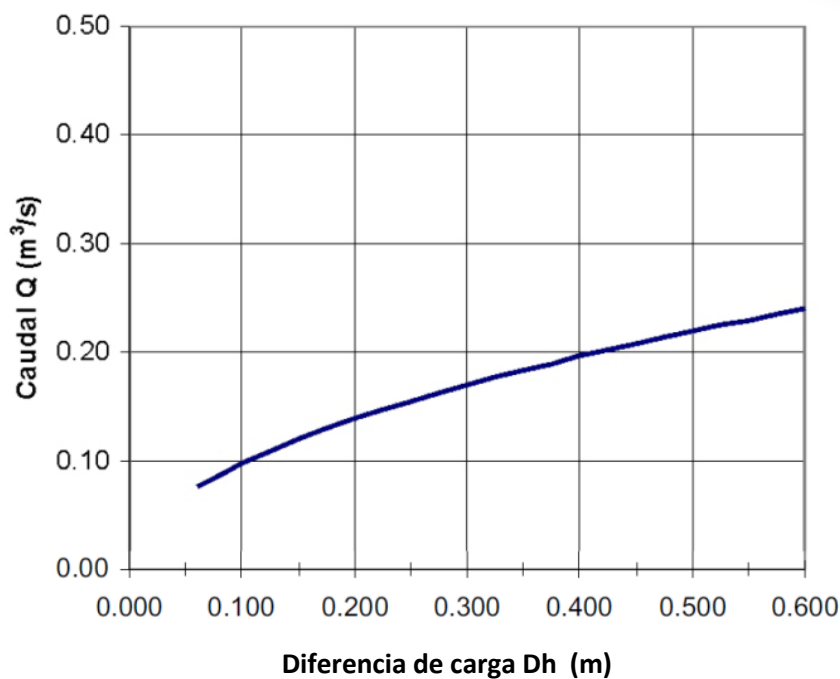
Para la calibración analítica de la toma con orificio de carga constante, se procede de la siguiente forma:

- Para una abertura dada en la primera compuerta, se calcula el área de su sección, que representa el área del orificio por donde sale el chorro.
- Conociendo el área de la sección de descarga de la primera compuerta, se asumen diferentes valores de h , los cuales se colocan en el Cuadro No. 23.
- Conociendo el área de la descarga A , así como el coeficiente C_d , se recurre a la Ecuación No. 47 y para cada valor de h asumido en el paso anterior, se halla el caudal Q .
- El Cuadro No. 23 puede ser representado en forma gráfica (Ver Gráfico No. 19), que permite la lectura directa del caudal cuando se conoce el valor de la diferencia de carga h .

CUADRO No. 23. Calculo del caudal en función de la carga h , para una compuerta con abertura de 1.0 m x 0.20 m, $C_d = 0.7$ y $Q = 0.14 \times (2gh)^{0.5}$.

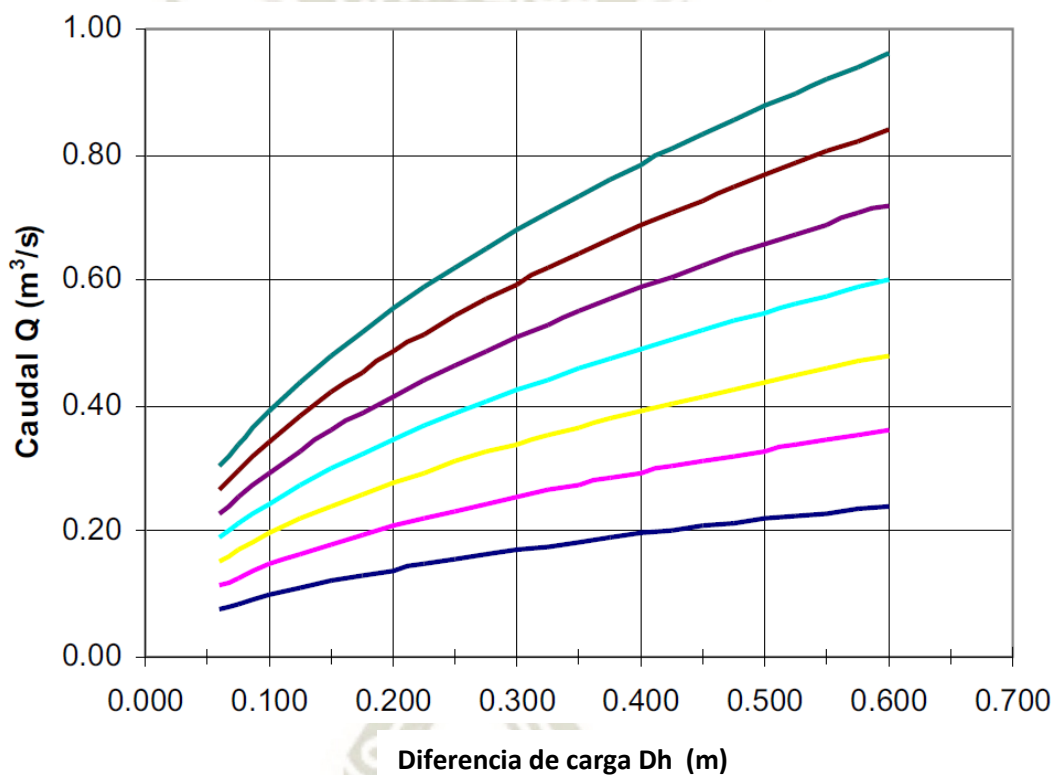
Δh (m)	Q (m ³ /s)
0.060	0.15
0.100	0.20
0.150	0.24
0.200	0.28
0.250	0.31
0.300	0.34
0.350	0.37
0.400	0.39
0.450	0.42
0.500	0.44
0.550	0.46
0.600	0.48

GRÁFICO No. 19. Curva caudal Q vs. Diferencia de carga h , para compuerta con abertura de 1.0 m x 0.20 m., $C_d = 0.7$ y $Q = 0.14 \times (2gh)^{0.5}$.



En los pasos anteriores se describe la forma de obtener una curva calibrada de caudales Q vs diferencia de carga Dh , el cual se logró asumiendo una abertura de compuerta $hc=0.2$ m, así como diferentes valores de Dh . Pero para poder medir caudales se requiere contar con más de una curva y así cubrir un rango amplio de operaciones de compuerta. En el Gráfico No. 20, se tiene una familia de curvas, que representa diferentes aberturas de compuertas h_c .

GRÁFICO No. 20. Curvas de caudal vs. diferencia de carga, para compuerta de ancho $b=1.0$ m., con coeficiente $C_d=0.7$ y $Q = 0.7 a (2gh)^{0.5}$, donde h_c es la abertura de la compuerta, necesaria para calcular A .



c) Calibración en Campo

La calibración en campo se realiza de la siguiente manera:

- Se realiza el mantenimiento y la limpieza de la estructura, en especial sobre las compuertas y sus reglas.
- Con la ayuda de un correntómetro, ubicado aguas abajo de la toma de captación, se mide el caudal que pasa por la toma y al mismo tiempo con las

lecturas sobre las reglas de la toma se calcula la diferencia de carga Dh ; este procedimiento permite obtener una relación del caudal Q en función de la diferencia de carga Dh y la abertura de la compuerta h_c .

- Manteniendo la abertura de la compuerta del paso anterior, se ajusta la compuerta aguas abajo, con el fin de cambiar el nivel h_2 , con este nuevo nivel se halla el nuevo Δh (h_1-h_2); simultáneamente a esta operación de compuertas se mide con el correntómetro el caudal que pasa por la toma, obteniendo así un nuevo caudal para un Dh dado.
- Al realizar el paso anterior repetidas veces, se construye una tabla de caudales Q vs diferencia de carga Δh , y luego se dibuja su curva de descarga.
- El paso anterior se debe realizar al menos tres veces, los datos obtenidos se dibujan sobre un papel milimetrado y se obtiene una curva de ajuste que represente el promedio de las curvas dibujadas. Este procedimiento permite minimizar los errores de lectura en campo.
- En el desarrollo de la calibración de los limnómetros se detalla el procedimiento para la obtención de la curva de ajuste.

d) **Medición**

Operando la compuerta (abriendo o cerrando) se obtienen diferentes cargas, para cada una de las cuales se le conoce una cantidad fija de caudal. Para fijar un caudal se procede de la siguiente manera:

- Con la compuerta aguas arriba fijada en una abertura, la compuerta aguas abajo es ajustada. Se mide la diferencia de cargas en las reglas graduadas (ver Dh en la sección AA de la Figura No 45, y recurriendo al Cuadro No. 24 se encuentra el caudal.
- Si el caudal obtenido en el paso anterior no es el deseado, se procede a ajustar nuevamente la compuerta de aguas abajo, luego se mide la diferencia de carga Dh y recurriendo a la Tabla de caudales vs Cargas se determina el nuevo caudal; Este proceso se repite hasta hallar el caudal deseado.
- En los pasos anteriores el caudal es obtenido de tablas, pero también es posible encontrar el caudal recurriendo a curvas (ver Gráfico No. 20).

CUADRO No. 24. Caudal Q , en función de la diferencia de carga h y la abertura de la compuerta h_c , para compuerta de ancho $b = 1.0$ m, $C_d = 0.7$ y $Q = 0.7 A (2g h)^{0.5}$.

Δh (m)	Abertura h_c (m)						
	0.10 Q (m ³ /s)	0.15 Q (m ³ /s)	0.20 Q (m ³ /s)	0.25 Q (m ³ /s)	0.30 Q (m ³ /s)	0.35 Q (m ³ /s)	0.40 Q (m ³ /s)
0.060	0.08	0.11	0.15	0.19	0.23	0.27	0.30
0.075	0.08	0.13	0.17	0.21	0.25	0.30	0.34
0.100	0.10	0.15	0.20	0.25	0.29	0.34	0.39
0.125	0.11	0.16	0.22	0.27	0.33	0.38	0.44
0.150	0.12	0.18	0.24	0.30	0.36	0.42	0.48
0.175	0.13	0.19	0.26	0.32	0.39	0.45	0.52
0.200	0.14	0.21	0.28	0.35	0.42	0.49	0.55
0.225	0.15	0.22	0.29	0.37	0.44	0.51	0.59
0.250	0.16	0.23	0.31	0.39	0.47	0.54	0.62
0.275	0.16	0.24	0.33	0.41	0.49	0.57	0.65
0.300	0.17	0.25	0.34	0.42	0.51	0.59	0.68
0.325	0.18	0.27	0.35	0.44	0.53	0.62	0.72
0.350	0.18	0.28	0.37	0.46	0.55	0.64	0.73
0.375	0.19	0.28	0.38	0.47	0.57	0.66	0.76
0.400	0.20	0.29	0.39	0.49	0.59	0.69	0.78
0.425	0.20	0.30	0.40	0.51	0.61	0.71	0.81
0.450	0.21	0.31	0.42	0.52	0.62	0.73	0.83
0.475	0.21	0.32	0.43	0.53	0.64	0.75	0.85
0.500	0.22	0.33	0.44	0.55	0.66	0.77	0.88
0.525	0.22	0.34	0.45	0.56	0.67	0.79	0.90
0.550	0.23	0.34	0.46	0.57	0.69	0.80	0.92
0.575	0.24	0.35	0.47	0.59	0.71	0.82	0.94
0.600	0.24	0.36	0.48	0.60	0.72	0.84	0.96

Se desarrolla un ejemplo de medición de caudales en estructuras de toma con orificio de carga constante.

Ejemplo.

Se pide encontrar el caudal que pasa por una compuerta de ancho $b=1.0$ m, la cual tiene una abertura $h_c = 0.35$ m; en las reglas de la compuerta se ha medido $h_1 = 0.72$ y $h_2 = 0.52$ m.

Desarrollo

- Se encuentra la diferencia de carga Dh .

$$\Delta h = h_1 - h_2 = 0.72 - 0.52 = 0.20 \text{ m}$$

- Con $\Delta h=0.20$ m y $h_c=0.35$ m, se recurre al Cuadro No. 24 o al Gráfico No 20 y se obtiene el caudal: $Q = 0.49 \text{ m}^3/\text{s}$.

2.3.3.6 Compuertas

En caso de no contar con aforadores convencionales y a la necesidad de aforar los caudales, el uso de compuertas calibradas es una solución muy utilizada y de simple operación.

Las compuertas que pueden ser calibradas son las que se encuentran en las tomas de distribución. Estas compuertas cuentan con reglas graduadas para medir la diferencia de cargas, luego mediante una tabla de descarga o una gráfica de descargas elevaciones previamente calibradas, se obtiene el caudal derivado.

Se recomienda que el material empleado para la construcción de las reglas sea de acero, el cual debe estar debidamente pulido y protegido para evitar la corrosión. Otro material muy recomendado para la construcción de reglas es la fibra de vidrio, aunque también es posible emplear la madera para tal fin. Cualquiera sea el material empleado para la construcción de las reglas, se debe cuidar la calidad, con el fin de garantizar la durabilidad y el buen estado para la lectura de mediciones. Cuando no sea posible colocar una regla graduada se puede entonces gravar la regla sobre la pared de la toma o de ser el caso dibujarla con un tipo de pintura que sea resistente a la humedad y a la abrasión de las corrientes.

a) Descripción de la estructura

Las compuertas empleadas para medir caudales forman parte de una estructura de toma, que a su vez posee una sección de entrada, un conducto rectangular o circular (para atravesar las bermas de los canales) y una sección de salida, tal como se ve en la Figura No. 46.

Por otro lado también existen compuertas radiales que permiten medir caudales, en la Figura No. 47 se presenta un esquema de dicha compuerta, allí se aprecia las dos

condiciones de funcionamiento que tienen estas estructuras (flujo libre y flujo sumergido).

FIGURA No. 46. Esquema de una Toma con Compuerta Calibrada

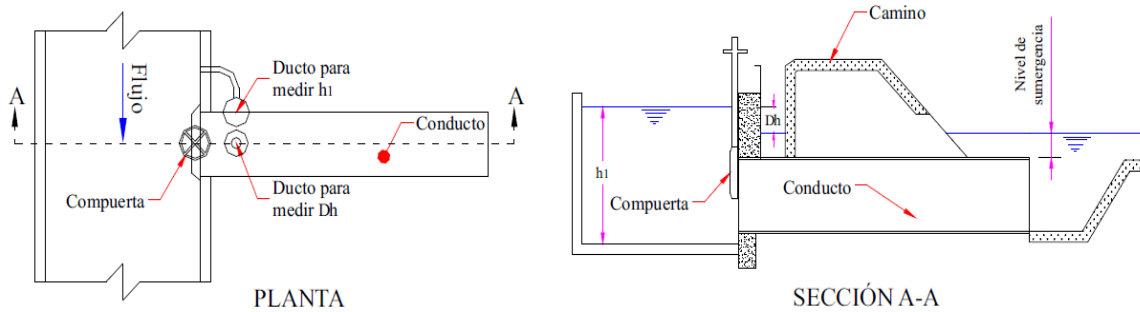
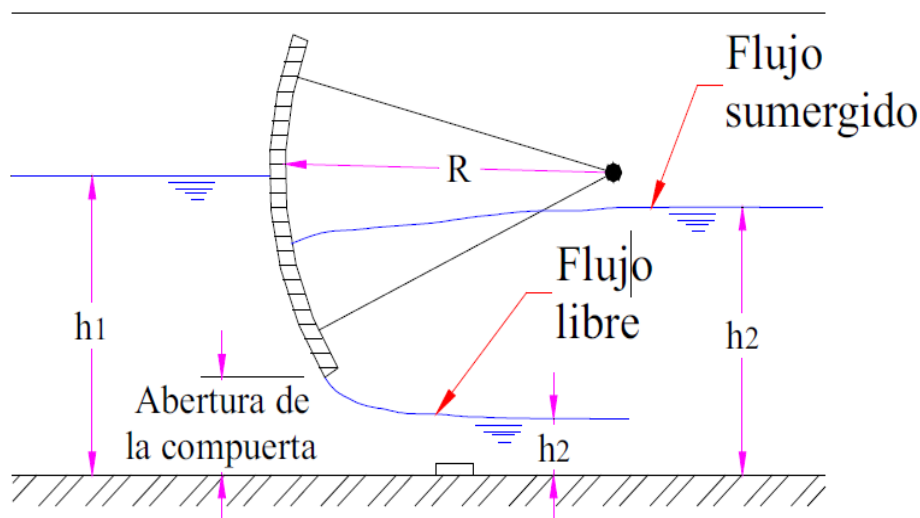


FIGURA No. 47. Esquema del Funcionamiento de una Compuerta Radial en Canales Grandes o Bocatomas



Tanto las compuertas de toma como las compuertas radiales funcionan bajo el principio de descarga en orificio, presentándose los siguientes dos casos: (a) descarga libre, cuando el flujo que atraviesa la compuerta está en contacto con el aire, y el chorro que sale de la compuerta forma un resalto hidráulico generando aguas debajo de la compuerta un tirante aproximadamente igual al tirante que circula por el canal; (b) descarga sumergida, cuando el flujo que sale por la compuerta lo hace por debajo del agua (ahogado), es decir el nivel del agua pasando la compuerta está por encima del orificio de la compuerta.

b) Consideraciones técnicas para calibrar compuertas

Previamente a la rutina de mantenimiento, la información sobre el estado de las estructuras de medición obtenida a través del inventario o inspección de la infraestructura, debe dar la pauta a fin de que las gerencias técnicas de las JU planifiquen la calibración de estructuras de medición entre las que se incluye las compuertas.

La calibración de compuertas debe ser una práctica periódica y debe realizarse al menos una vez al año. También se deben calibrar las compuertas, si se aprecia que la estructura o sus alrededores han sufrido variaciones por efectos de erosión o sedimentación, así como si se observa la presencia de elementos que generen perturbación en el flujo, dentro del canal de acercamiento o en las inmediaciones de la compuerta.

Para garantizar el buen funcionamiento y exactitud de las compuertas aforadoras, se deben calibrar cuando se presenten las siguientes circunstancias:

- Después de la reparación de la estructura, así como después de la limpieza y remoción de malezas, sedimentos y basuras que se encuentran ubicadas antes o después de las compuertas.
- Cuando la compuerta funciona sumergida y el nivel de sumergencia es bajo, se producen errores al medir las descargas; siendo recomendable calibrar la compuerta en campo, para así determinar cuáles son los niveles mínimos de sumergencia, que se requieren para obtener mediciones de caudales exactos. Para prevenir estos problemas se debe considerar una sumergencia equivalente a 0.30 m, y siempre que sea posible, la sumergencia no debe ser menor al diámetro del conducto. Bajo la condición aquí descrita, es necesario cuidar que el flujo sea sumergido, tanto a la entrada del conducto como a la salida.
- Si la lectura de las diferencias de carga h son pequeñas, es conveniente analizar el funcionamiento de la compuerta, debido a que mientras más pequeña sea la diferencia de carga h , mayor es la probabilidad de cometer errores al medir los niveles de la superficie del agua, trayendo como consecuencia una sobreestimación o subestimación del caudal. Lo anterior se puede evitar si la calibración de la compuerta se realiza en campo, con ayuda de un correntómetro, ya que sólo así se podrá saber cuál es el rango óptimo de operación de la compuerta. Si se hace imprescindible medir diferencias de

cargas pequeñas, se deben considerar reglas con un mayor número de marcas, por lo menos al inicio de la graduación.

c) Calibración analítica

- **Flujo sumergido.** En general la mayoría de las tomas de riego están diseñadas para trabajar a flujo sumergido y bajo esta condición el principio que gobierna la descarga es el de orificio sumergido, donde el gasto es función directa de la pérdida de carga Dh , tal como se expresa en la siguiente ecuación:

$$Q = C_d A (gh)^{0.5} \quad (48)$$

Dónde:

Q = Caudal que pasa por la compuerta, (m^3/s).

C_d = Coeficiente de descarga.

A = Área de la abertura de la compuerta, (m^2).

g = Aceleración de la gravedad, $9.81 m/s^2$.

h = Diferencia de carga, (m), $Dh = h_1 - h_2$

Para compuertas que operan a flujo sumergido el valor de C_d puede ser tomado igual a 0.62. Se describen los pasos a seguir para la calibrar analíticamente compuertas.

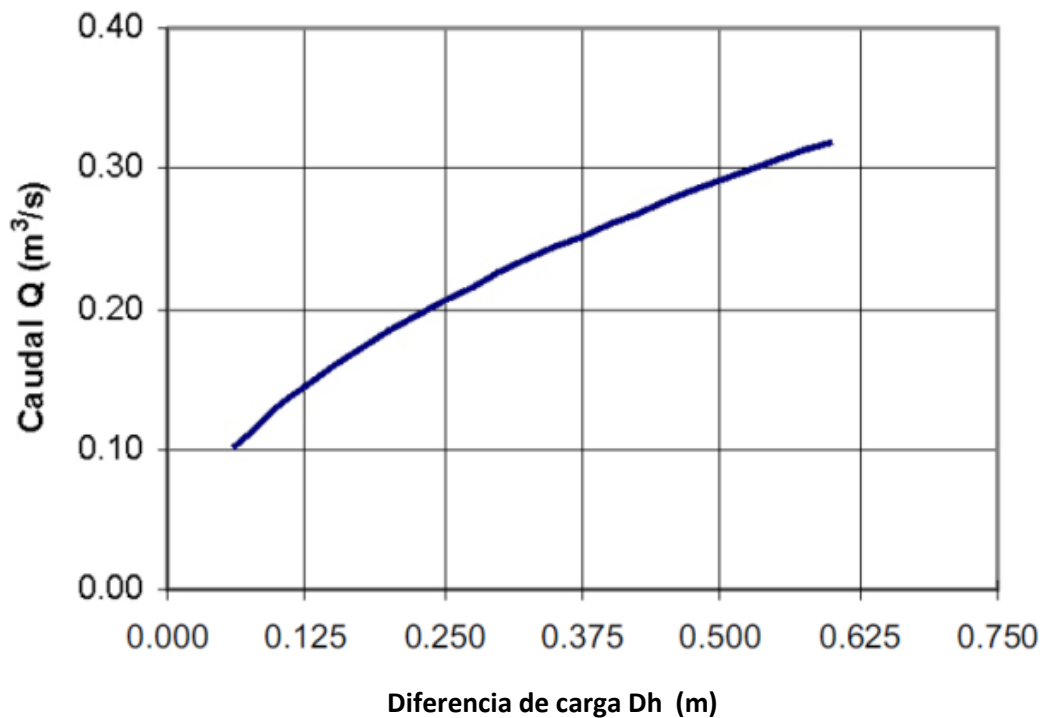
- Para una abertura de compuerta hc , se toma la medida de h_1 y h_2 , para luego obtener la diferencia de carga $Dh = h_1 - h_2$.
- Conociendo la abertura y el ancho de la compuerta, se calcula el área de la sección de descarga A .
- Reemplazando los valores de A y Dh en la ecuación (48) se obtiene el caudal que pasa por la compuerta. $Q = 0.62 A (2 \cdot 9.81h)^{0.5}$
- En el paso anterior se obtuvo el caudal para una abertura de compuerta y un Dh dado. Repitiendo el primer y segundo paso, se puede obtener el Cuadro No. 25 de caudales Q en función de la diferencia de carga Dh .
- El Cuadro No. 25. se expresa gráficamente en el Grafico No. 21, obteniendo así una curva calibrada para una abertura de compuerta hc .

CUADRO No. 25. Caudales en función de diferencias de carga h , para compuerta de $A=1.0 \times 0.15 \text{ m}^2$, con abertura $h_c = 0.15 \text{ m}$ y $Q=0.412 h^{0.5}$

Dh (m.)	Q (m ³ /s)
0.060	0.10
0.100	0.13
0.150	0.16
0.200	0.18
0.250	0.31
0.300	0.23
0.350	0.24
0.400	0.26
0.450	0.28
0.500	0.29
0.550	0.31
0.600	0.32

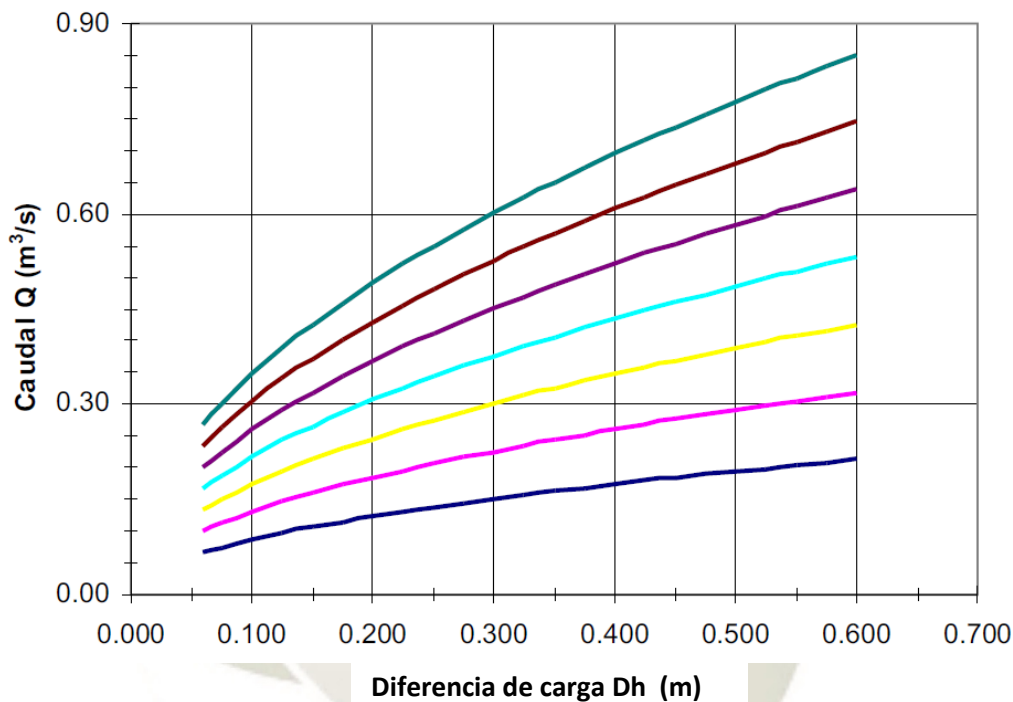
Fuente: PSI, 2004

GRAFICO No. 21. Caudal Q vs. Diferencia de carga h , para compuerta de $A = 1.0 \times 0.15 \text{ m}^2$, con abertura $h_c = .15 \text{ m}$ y $Q = 0.412h^{0.5}$



- Para poder medir un rango amplio de caudales en compuertas, se construye una familia de curvas, una para cada abertura de compuerta (Ver Gráfico No. 22).

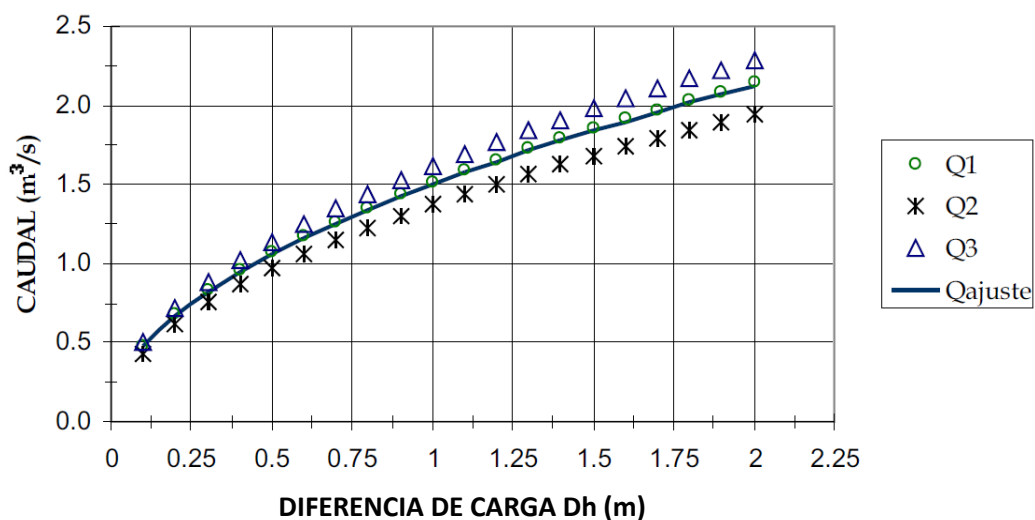
GRÁFICO No. 22. Curvas de caudal Q vs. Diferencia de carga h , para una compuerta de ancho $b= 1.0$ m., coeficiente de descarga $C_d = 0.62$ y diferentes valores de abertura de compuerta h_c .



- **Flujo libre.** La calibración analítica de compuerta a flujo libre es tediosa y poca práctica, por lo que se sugiere mejor una calibración en campo.
- d) **Calibración en campo.**
- **Flujo sumergido.** La calibración en campo de compuertas (rectangulares y radiales) que funcionan a flujo sumergido, se realiza considerando los siguientes pasos:
 - Asegurarse que la zona de trabajo se encuentre en condiciones para realizar la calibración, es decir que no exista riesgos para la vida o la salud de los operadores.
 - Tener preparado todas las herramientas necesarias para llevar a cabo la calibración, tal como: correntómetro, libreta de apuntes, formatos, winchas, herramientas para el desbroce de malezas, cuerdas, etc.

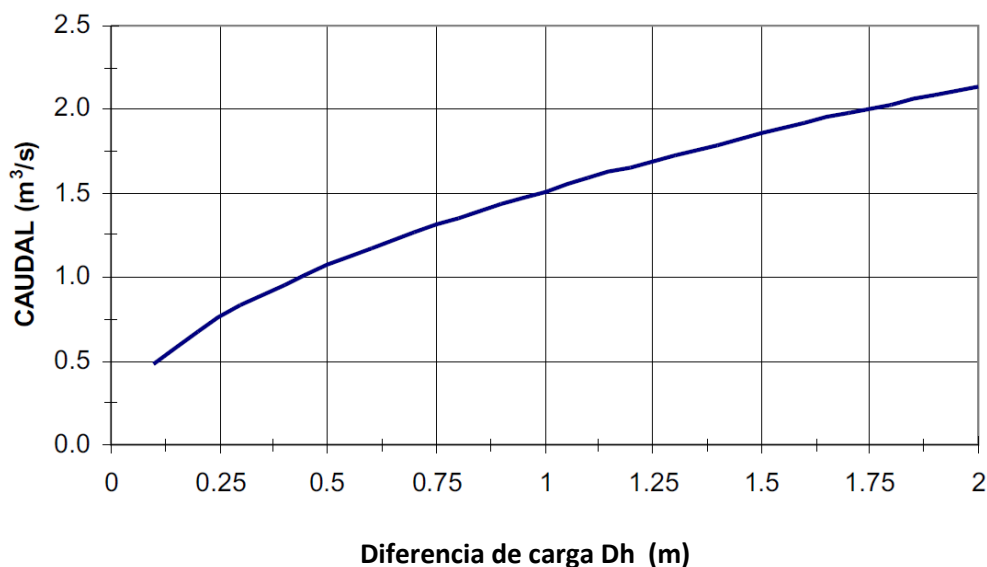
- Cerciorarse que el correntómetro esté operando correctamente, así como de conocer los límites de operación del aparato, esto con el fin de que las mediciones sean confiables.
- Verificar que las reglas graduadas estén debidamente instaladas, en un lugar firme y que las graduaciones sean legibles.
- Iniciar la calibración, abriendo la compuerta a una determinada altura, luego anotar las medidas tomadas de las reglas graduadas (aguas arriba y aguas abajo), la diferencia de las lecturas en las reglas es lo que se llama la diferencia de carga D_h . Simultáneamente a esta operación se debe de tomar la medida del caudal con el correntómetro, y de este modo obtenemos un valor del caudal para una diferencia de carga D_h .
- El paso anterior se realiza tantas veces como sea necesario, obteniendo así los suficientes datos como para construir una curva de elevaciones caudales (ver Gráfico No. 21).
- Es recomendable que los dos pasos anteriores, se repitan por lo menos tres veces y en épocas diferentes, con fin de construir nuevas curvas de calibración, para luego obtener una curva de ajuste (ver Gráfico No. 23) que nos represente el promedio de las curvas anteriores; el objetivo de esta práctica es reducir los errores que se pueden producir en la medición.

GRÁFICO No. 23. Curva de Elevaciones y Caudales ajustada, para Compuertas Calibradas.



- **Flujo libre.** La calibración en compuertas que funcionan bajo la condición de flujo libre, se realiza según los siguientes pasos:
 - Los de seis primeros pasos descritos en el acápite anterior, también son válidos para el desarrollo de ésta metodología de calibración.
 - A diferencia de la descarga sumergida, aquí sólo servirá tomar datos cuando la compuerta esté funcionando como flujo libre, es decir el chorro que sale por la compuerta está en contacto con el aire.
 - Con las precauciones descritas en el caso de flujo sumergido, la calibración se inicia abriendo la compuerta a una determinada altura, luego en la regla de aguas arriba se mide el nivel de la superficie del agua, después se toma la medida de la abertura de la compuerta; la resta de las mediciones anteriores viene hacer la diferencia de carga D_h .
 - Con el paso anterior se obtuvo el caudal en función de D_h ; realizando el mismo procedimiento repetidas veces, se obtiene una tabla de datos que relacionan a D_h con su gasto, lo que luego nos permitirá graficar una curva elevaciones - caudales (ver Gráfico No. 24).

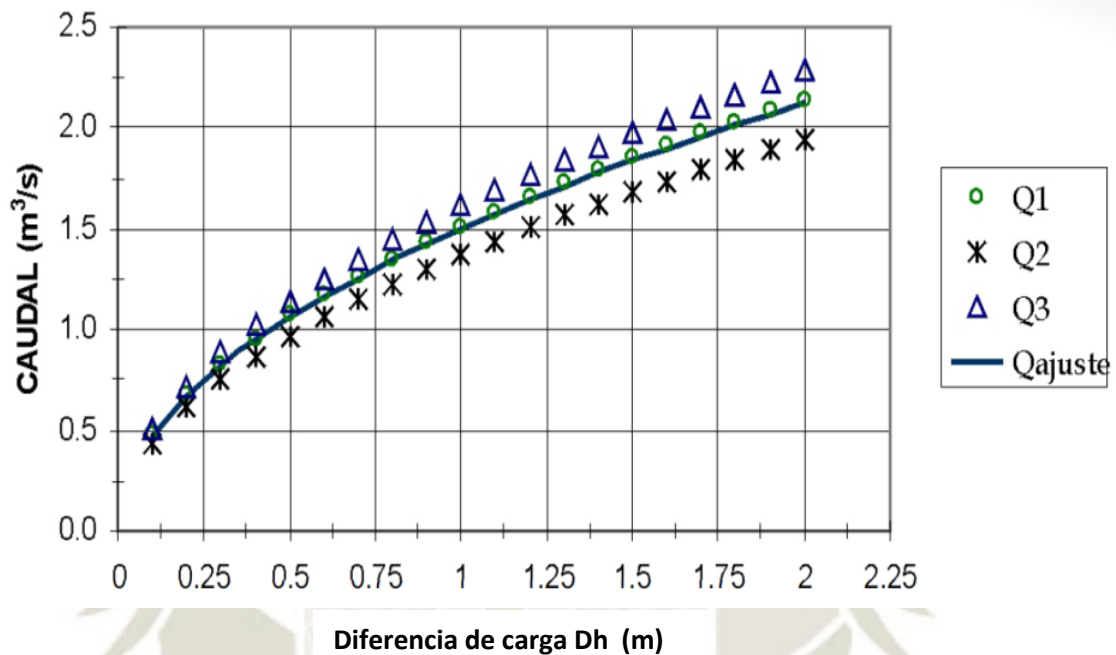
GRÁFICO No. 24. Curva elevaciones caudales para compuertas radiales funcionando a flujo libre.



- Para disminuir los errores de medición se recomienda repetir los dos pasos anteriores, al menos tres veces; sobre las curvas graficadas y escala se

dibuja una curva de ajuste, que represente el promedio de las mediciones de calibración (ver Gráfico No. 25).

GRÁFICO No. 25. Curva elevaciones caudales ajustadas, compuerta radial funcionando a flujo libre.

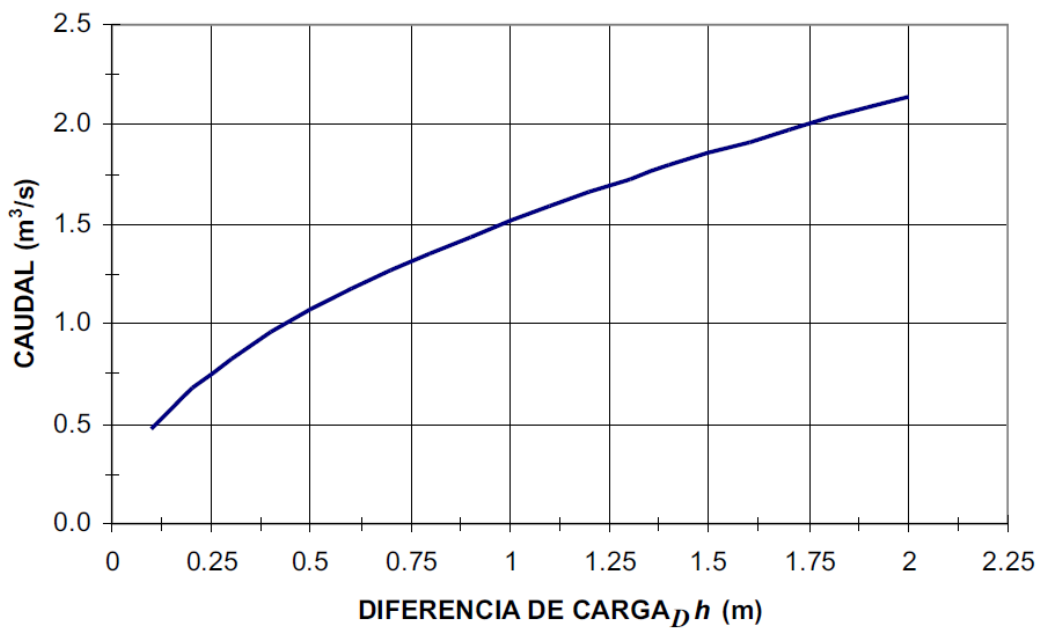


e) Medición

Para obtener los caudales que pasan a través de una compuerta calibrada se procede como sigue:

- Se toma la lectura de la superficie del agua en la regla que se encuentra aguas arriba de la compuerta (h_1), del mismo modo se toma la lectura en la regla que esta aguas abajo (h_2), con las lecturas obtenidas se encuentra la diferencia de carga ($Dh = h_1 - h_2$).
- Conociendo la diferencia de carga Dh , así como el funcionamiento de la compuerta (libre o sumergida), se recurre al Cuadro No. 25 o a la curva de elevaciones - caudales (Gráfico No. 26), para convertir la diferencia de carga Dh a su equivalente en caudal.
- Si el caudal obtenido no es el deseado, se procede a operar la compuerta (abrir o cerrar), y realizando los pasos anteriores se obtiene el nuevo caudal.

GRÁFICO No. 26. Curva elevaciones caudales para tomas con compuertas calibradas



Ejemplo

En las reglas de una compuerta calibrada se midió $h_1 = 1.35$ m, $h_2 = 0.85$ m, se pide determinar el caudal que pasa por la compuerta.

Desarrollo

- Con los valores de h_1 y h_2 , se halla $Dh = h_1 - h_2 = 0.5$ m.
- Recurriendo al eje X del Gráfico No. 24, con $Dh = 0.5$ m, se proyecta una línea e intercepta la curva, proyectando la intercepción de la curva al eje y obtenemos $Q=1.15$ m³/s.

III.

CAPITULO III
MATERIALES Y METODOS

3.1. LUGAR DE EJECUCIÓN

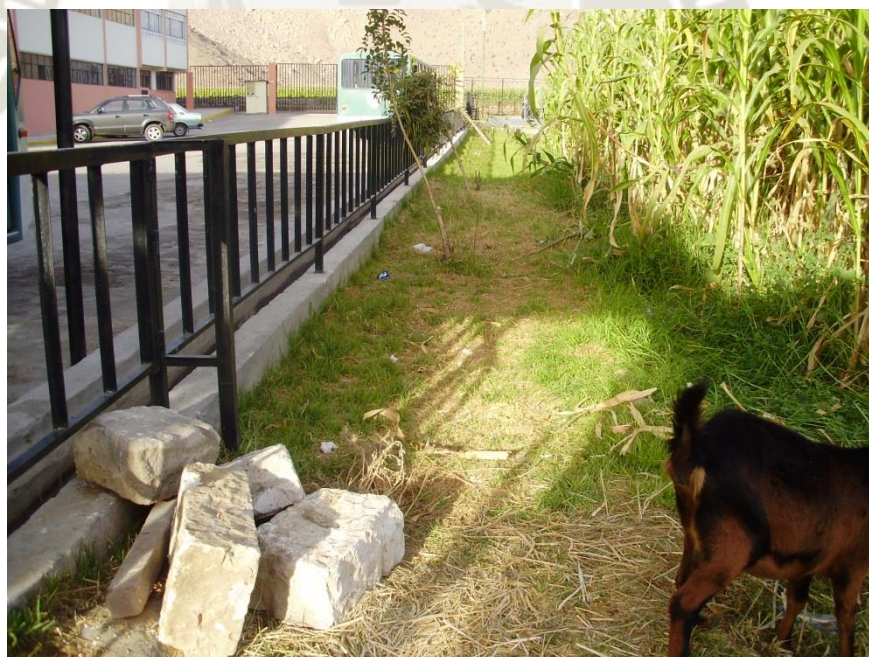
Se desarrolló en el Fundo “La Banda” – Huasacache, situado en el Distrito de Hunter, Provincia y Departamento de Arequipa, de propiedad de la Universidad Católica de Santa María, el mismo que se encuentra ubicado en las siguientes coordenadas, Cuadro No. 26 , Fotografías No. 13 y 14 y Plano No. 01.

CUADRO No. 26. Coordenadas del lugar de ejecución. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

Coordenadas Geográficas		Coordenadas UTM	
Latitud	16°27'30”	Norte	8178604.131
Longitud	71°33'58”	Este	225993.828
Altitud	2208 m.s.n.m.	Altitud	2208 m.s.n.m.



FOTOGRAFIA No 13. Ubicación del Experimento en “Huasacache”.



FOTOGRAFÍA No. 14. Fundo “La Banda” – UCSM.

3.2. FECHA DE INICIO Y TÉRMINO

Las obras civiles fueron iniciadas el 01 de octubre del 2009, y se concluyó el 06 de enero del 2011 con las pruebas de campo de los medidores de caudal.

3.3. CLIMATOLOGÍA

Los datos climáticos de la Estación CO Huasacache, se muestran en el Cuadro No. 27, donde se observa que para el año 2011, la temperatura máxima se registró en el mes de Febrero con 24.0 °C y la más baja en el mes de Junio con 5.1 °C.; la Humedad Relativa máxima se registró en los meses de Marzo con 94% y la mínima en Febrero con 13%. La precipitación se registra en los meses de Enero, Febrero y Abril con 0.6 mm., 6.4 mm. y 0.4 mm., respectivamente. La evaporación más alta registrada en Tanque Clase “A” fue de 6.9 mm./día en Noviembre y la mínima con un valor de 4.8 mm./día en los meses de Febrero y Mayo. Para el caso de las horas de sol se tomó los datos de la estación MAP La Pampilla ubicada en los interiores de la Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa (Área de Ingenierías), debido a que en la Estación CO Huasacache no se cuenta con el instrumento registrador de las Horas de Sol (Heliógrafo) registrando el mayor valor en el mes de Noviembre con 11.3.

CUADRO No. 27. Información meteorológica Estación CO Huasacache, periodo Ene – Dic 2010. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

Mes	T. Máx ° C	T. mín ° C	HR Máx.%	HR Mín%	Pp. Total mm	Evap. Tanque “A” mm	H. Sol Hrs. y Dec.(*)	Dir. y Vel. de viento m/s
Ene.	23.3	10.9	72	42	0.6	6.0	8.1	WNW-3.6
Feb.	24.0	12.8	91	13	6.4	4.8	7.1	WNW-3.8
Mar.	23.9	10.8	94	14	0.0	5.1	9.2	E-3.8
Abr.	23.4	10.2	81	49	0.4	5.1	9.0	WNW-3.6
May.	22.7	8.1	72	34	0.0	4.8	9.6	E-3.6
Jun.	22.5	7.1	49	29	0.0	5.6	9.9	E-4.1
Jul.	21.8	5.1	43	27	0.0	5.8	10.2	E-4.4
Ago.	22.8	7.0	55	28	0.0	6.3	10.3	E-4.1
Set.	22.3	6.8	53	30	0.0	6.2	10.3	E-3.6
Oct.	22.6	7.2	61	33	0.0	6.6	10.4	E-3.1
Nov.	21.1	6.6	54	29	0.0	6.9	11.3	E-3.1
Dic.	21.7	8.7	77	30	0.0	5.8	8.3	WNW-3.5

Fuente: SENAMHI

(*) = Los datos de Horas del sol, se tomaron de la Estación MAP La Pampilla, debido a que en la Estación CO Huasacache no cuenta con Heliógrafo.

3.4. RECURSO AGUA

El Fundo “La Banda” se abastece de agua del Río Socabaya con la Toma “El Medio”, que se encuentra ubicado a la altura de la Urb. Paisajista del Distrito Hunter, margen izquierda del río Socabaya.

3.5. RECURSO SUELO

Llos suelos de Huasacache; son de textura franco-arenoso, presentan bajo contenido de materia orgánica y por ende de Nitrógeno, no obstante tienen altos contenidos de Fósforo y Potasio.

3.6. MATERIALES EMPLEADOS.

3.6.1. Materiales para la construcción del canal.

- | | |
|----------------------|------------------------|
| • Cemento | • Encofrados metálicos |
| • Arena | • Cerchas de madera |
| • Grava | • Encofrados de madera |
| • Agua | • Nivel de carpintero |
| • Lampas | • Cintas métricas |
| • Carretillas | • Manguera |
| • Baldes de plástico | • Estación total. |

3.6.2. Materiales para la construcción de los medidores

- | | |
|-------------------------|-----------------------|
| • Plancha de fierro | • Abrazaderas de 1” |
| • Regla calibradas. | • Tuvo de PVC 2”, 1” |
| • Manguera transparente | • Llave de paso de 2” |
| • Cinta métrica | • Codos de PVC 1” |

3.6.3. Equipos y otros

- | | |
|------------------------|-----------------------|
| • Correntómetro. | • Flotadores |
| • Miras Limnimétricas. | • Compuertas |
| • Cronómetro. | • Computadora |
| • Cámara Fotográfica. | • Nivel de carpintero |
| • Nivel Láser. | • Cortadora |

3.7. METODOLOGÍA SEGUIDA

3.7.1. Obras civiles (construcción de canal y reservorio).

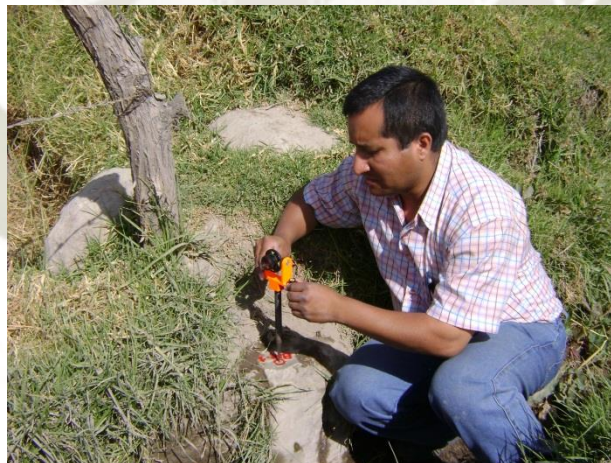
El resumen de la valorización de obra se describe en el Anexo No. 04

a) Limpieza del terreno

Comprende los trabajos que se ejecutaron para la eliminación de basura, elementos sueltos, livianos y pesados existentes en toda el área del terreno, así como de maleza y arbustos de fácil extracción.

b) Trazo y replanteo del canal

Se realizaron trabajos topográficos necesarios para el trazo y replanteo de la obra, (Fotografía No.15) tales como: ubicación y fijación de ejes y líneas de referencia por medio de puntos ubicados en elementos inamovibles (Plano No. 03). Los niveles y cotas de referencia indicados en los Planos se fijan de acuerdo a estos y después se verificaran las cotas del terreno, etc.



FOTOGRAFÍA No. 15. Replanteo de Canal.

c) Excavación de caja de canal

Esta excavación se realizó manualmente de acuerdo con las dimensiones formuladas en los planos correspondientes.

En forma general los cimientos se efectuaron sobre terreno firme (terreno natural).

d) Encofrado

Se construyó para materializarse las secciones y formas de la estructura de concreto en dimensiones exactas (Fotografía No. 16).

Los encofrados son herméticos a fin de evitar la pérdida de “lechada” y son adecuadamente unidos entre sí a fin de mantener su posición y forma. Los encofrados son debidamente alineados y nivelados de tal manera que se respete los elementos en la ubicación y de las dimensiones indicadas en los planos. Las superficies del encofrado que estén en contacto con el concreto estuvieron libres de materias extrañas, clavos u otros elementos salientes, hendiduras u otros defectos. Todo encofrado estuvo limpio y libre de agua, suciedad, virutas, astillas u otras materias extrañas.

Se dejó los encofrados en su lugar, hasta que el concreto haya alcanzado la resistencia mínima indicada, tal como ha sido determinado por las pruebas, cualquiera que haya resultado ser el tiempo más corto.



FOTOGRAFÍA No. 16. Encofrado de Canal.

e) Concreto

Es un solado conformado por cemento, arena y piedra en una proporción variable, con una resistencia de 210 Kg/cm² y un espesor de 0.10 m. El concreto tuvo la suficiente fluidez a fin de que no se produzcan segregaciones de sus elementos, cumpliendo en todo momento con las normas ASTM respectivas para concreto.

La superficie resultante fue una superficie lisa, ya que en su acabado se realizó el frotachado con el uso de la paleta metálica (Fotografía No. 17).



FOTOGRAFÍA No. 17. Concreto de Canal.

f) Curado.

El concreto se protegió durante las primeras 24 horas, contra causas perjudiciales como el sol, vientos, lluvia, agua o influencias químicas.

Se inició el curado 12 horas después de vaciado, cuando se endureció el concreto. La superficie se mantuvo húmeda por medio de aplicaciones de agua durante ocho días para mantener la humedad en el concreto (Fotografía No. 18).



FOTOGRAFÍA No. 18. Proceso de curado de Canal.

g) Juntas de dilatación.

Se colocó juntas de dilatación cada 2.40 m. para evitar agrietamientos, con un espesor mínimo de 2.5 cm, que fueron posteriormente selladas con concreto pobre para evitar rotura de sus bordes y en todos los casos se evitó la formación de pozos (Fotografía No. 19).



FOTOGRAFÍA No. 19. Ubicación de Juntas de Dilatación.

3.7.2. Obras hidráulicas.

Las obras hidráulicas consideradas fueron el canal, las compuertas, vertederos (rectangular, triangular, trapezoidal y orificio), aforadores de caudal (aforador Parshall y aforador sin cuello) y reservorio, estas estructuras fueron construidas considerando las siguientes condiciones:

a) Canal

El canal fue construido en concreto simple y con una resistencia a la compresión de 210 Kg/cm^2 . El concreto tuvo la suficiente fluidez a fin de que no se produzca segregaciones en sus elementos, (Plano No. 03).

Se encofró con formas metálicas prefabricadas; las caras interiores del encofrado se mantuvo con una inclinación de 0.4:1 y manteniendo una separación de 10 cm para el espesor de las paredes del canal, se colocaron cerchas pre fabricadas cada 2.4 m de distancia entre cada una de ellas (justo en la ubicación de la juntas de dilatación).

Una vez realizado el vaciado, se esperó el fraguado del concreto, se retiró el encofrado y las cerchas., En el espacio de la cerchas de colocó concreto simple 175 Kg/cm^2 , para que sirvan de juntas de dilatación.

Tanto las paredes del canal como el piso fueron enlucidos en concreto con la finalidad de eliminar la rugosidad del concreto en el canal (Fotografía No. 20).



FOTOGRAFÍA No. 20. Construcción de Canal.

b) Compuerta

La compuerta tienen una dimensión de 40 cm X 50 cm, fabricada en plancha metálica, un sistema de izaje (tornillo sin fin), reposando en un marco metálico que va empotrado en el canal de concreto. Fue hecha en carpintería metálica, pintada con una base de pintura anticorrosiva (Fotografía No. 21).



FOTOGRAFÍA No. 21. Compuerta.

c) Vertederos

Fueron instalados el triangular, rectangular, trapezoidal y orificio, las dimensiones figuran en el Plano No. 05.

Las reglas se instalaron a 1.5 metros aguas arriba de cada vertedero sobre la pared de la margen derecha del canal. Dado a que el canal presenta una sección trapezoidal, se realizaron los cálculos en la separación de cada centímetro en las reglas como y esta estuviera en forma vertical (Plano No. 07).

Estas estructuras hechas en carpintería metálica están pintadas con una base de pintura anticorrosiva. Cada vertedero fue ubicado a 4.8 m de separación entre cada uno de ellos (Fotografías No. 22, No. 23, No. 24, No. 25 y No. 26).



FOTOGRAFÍA No. 22. Vertedero Triangular.



FOTOGRAFÍA No. 23. Vertedero Rectangular con contracción.



FOTOGRAFÍA No. 24. Vertedero Cipoletti.



FOTOGRAFÍA No. 25. Vertedero de Orificio.



FOTOGRAFÍA No. 26. Distribución de Vertederos en Canal.

d) Aforadores de caudal

• **Correntómetro.**

Se construyó un puente metálico sobre el canal, ubicado a 4.8 metros aguas abajo del ultimo vertedero (orificio), sobre este puente se realizaron los aforos con el correntómetro marca A-OTT N° 15414 (Fotografía No. 27).



FOTOGRAFÍA No. 27. Correntómetro.

- **Flotadores.**

Para determinar el caudal bajo este método, se utilizó el mismo canal pero con los vertederos retirados, en un tramo de 10 metros y de acuerdo a la metodología seguida en el punto 3.7.4.7 (Fotografía No. 28).



FOTOGRAFÍA No. 28. Flotadores.

- **Método de secciones de control (Manning).**

Se utilizó el mismo canal que presenta la sección trapezoidal, que es la más utilizada en la hidráulica de canales (Fotografía No. 29).



FOTOGRAFÍA No. 29. Secciones de Control Manning.

- **Aforador Parshall**

Se encuentra ubicados 7.2 m después del último vertedero de caudal; las dimensiones del aforador se hallan en los planos de detalle en el Plano No 04 (Fotografía No. 30).

Las paredes del aforador fueron construidas en carpintería metálica respetando las dimensiones de los planos y el piso fue hecho en concreto frotachado, el pozo de reposo fue construido en concreto, en el cual se ubicó la regla Limnimétrica.

Estas estructuras hechas en carpintería metálica, están pintadas con una base de pintura anticorrosiva.



FOTOGRAFÍA No. 30. Aforador Parshall.

- **Aforador sin cuello**

Se encuentra ubicado a 4.8 m después del aforador Parshall, las dimensiones del aforador se detallan en el Plano No. 04, (Fotografía No. 31).

Las paredes fueron construidas en concreto, se realizó un encofrado en madera para facilitar el vaciado y construcción de dicho aforador, una vez desencofrado fue frotachado con cemento quedando liso; el piso fue construido en concreto y frotachado con cemento quedando liso; la regla Limnimétrica se ubicó en la sección convergente del medidor.



FOTOGRAFÍA No. 31. Aforador Sin Cuello.

e) Reservorio

El estanque para el método volumétrico, fue construido con concreto armado de 1.68m X 1.68 m X 2.20 m (medidas exteriores), con un espesor de 20 cm. Las medidas interiores son de 1.28 m. X 1.28 m X 1.63 m, obteniendo un volumen de 2.67 m³; el concreto utilizado es de una resistencia de 210 Kg/cm² y un enmallado de fierro de 3/8", con la finalidad de proporcionarle mejor consistencia y estabilidad a la estructura; en la parte inferior se colocó un tubo de 2" de diámetro con una llave de paso, para desaguar el contenido del pozo, también se instaló un tubo de 1" con un codo para la colocación de una manguera transparente, la cual servirá para ver la cantidad de agua almacenada en el estanque.

Para el ingreso del agua al pozo, se dispuso una compuerta instalada al costado del canal de riego.

Para la construcción del pozo, se realizó un encofrado con formas metálicas prefabricadas con fines constructivos, para la facilitar el vaciado del concreto, durante la construcción el vaciado del concreto se utilizó un vibrador con la finalidad de que no se formen "cangrejas" (burbujas de aire) ya que estas debilitarían la estructura y generaría filtraciones.

El tanque fue recubierto con dos capas de pintura impermeabilizante epóxica para evitar filtraciones, tanto por la parte interna como por la parte externa. Al costado de la mira se colocó la regla Limnimétrica (Plano No. 06), (Fotografía No. 32).



FOTOGRAFÍA No. 32. Reservorio para el método volumétrico.

3.7.3. Cálculos de ingeniería

Se han tomado en cuenta las siguientes consideraciones.

- Caudal máximo en el lugar de estudio.
- Topografía
- Diseño del canal.
- Cálculo del volumen del reservorio.
- Cálculo de la longitud del represamiento aguas arriba de cada medidor.

a) Caudal máximo en el lugar de estudio

De acuerdo a la información obtenida del canal de conducción existente, a un costado de la Playa del estacionamiento, que lleva las aguas a las parcela de la UCSM, indica un tirante aproximado de 15 cm. y se calculó la descarga según la Fórmula de Manning.

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S_f^{1/2}$$

$$Q = vA$$

Integrando las ecuaciones:

$$Q = \frac{1}{n} R^{2/3} S_f^{1/2} A$$

Dónde:

$$S_f = 1.5 \%$$

$$h = 0.13 \text{ m.}$$

$$b = 0.40 \text{ m.}$$

$$n = 0.013 \text{ (Cuadro No. 04 Coeficiente de Manning para canales de concreto)}$$

$$A = bh$$

$$R = A / \text{perímetro}$$

Sustituyendo:

$$Q = \frac{1}{0.013} (0.0545)^{2/3} (0.015)^{1/2} (0.06)$$

$$Q = 81.30 \text{ l/s}$$

Con los datos obtenidos se estima darle un margen de seguridad del 20 % para el diseño de las estructuras hidráulicas temiendo un caudal de 100 l/s (Fotografía No. 33).



FOTOGRAFÍA No. 33. Canal de conducción.

b) Topografía

Se realizó un levantamiento topográfico del lugar en estudio, considerando el canal existente, 10 metros a ambas márgenes y el lugar donde se construyó posteriormente el reservorio para la medición por el método volumétrico. (Plano No. 02 y Fotografía No. 34)

Los datos obtenidos fueron los siguientes:

- Pendiente: la pendiente promedio del terreno obtenida es de 1.6%
- Tramo disponible para la construcción del canal es de 45 m.
- La disposición del reservorio se ubicó en el andén inferior a la Playa del estacionamiento, a fin de aprovechar el desnivel existente.

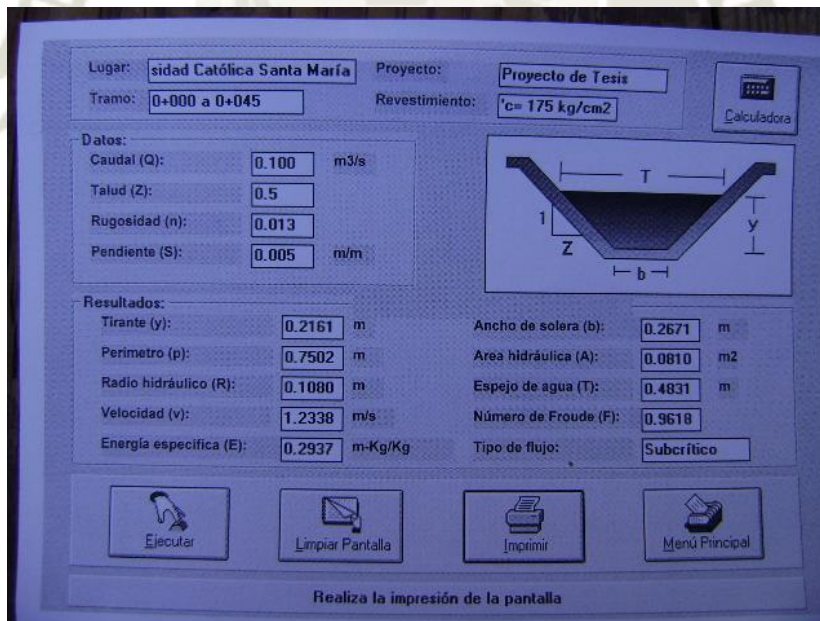


FOTOGRAFÍA No. 34. Topografía del área.

c) Diseño del canal

Se empleó el Programa computacional H Canales (mvillon@itcr.ac.cr).

FIGURA No. 48: H-Canales



d) Cálculo del volumen del reservorio

De acuerdo a los caudales estimados (100 l/s), se diseñó un reservorio con una capacidad de 2.6705 m³, para un tiempo de llenado de aproximadamente 20 segundos.

Las características de diseño, se indican en el Plano No. 06

e) **Calculo de la longitud del represamiento aguas arriba de cada medidor**

Se consideró la instalación de 4 vertederos (Triangular, rectangular, trapezoidal y circular), una estación de aforos por correntómetro y dos medidores (Parshall y sin cuello).

Además se analizó las mediciones de caudal por el método de flotadores y la relación sección - pendiente (Manning). Estos métodos de medición de caudal se contrastaron con el método volumétrico – gravimétrico (reservorio).

Para el cálculo y la instalación de cada vertedero y medidor, se realizó una simulación del represamiento de cada unidad de medición con apoyo del Autocad 2009, elaborando un perfil de las aguas cuando las unidades de medición se encuentran en funcionamiento (Fotografía No. 35).



FOTOGRAFÍA No. 35. Represamiento Aguas Arriba.

3.7.4. Conducción y evaluación de las mediciones

Después de realizar la construcción del canal para las pruebas de campo, el reservorio para la medida del caudal con el método volumétrico, los vertederos (Triangular, Rectangular, Cipolleti y Circular), Aforadores Parshall y Sin Cuello y un puente que cruza el canal para realizar los aforos por el método del correntómetro, se dispuso cada estructura de acuerdo al plano de ubicación respectivo y se realizaron varias pruebas de campo entre los días 06 de enero y el 27 de marzo del 2010, con tres repeticiones y tres niveles de descarga.

Las pruebas de campo realizadas son:

- Toma de lecturas en la mira Limnimétrica inclinada para cada vertedero y lectura en la mira Limnimétrica vertical en los medidores de caudal (Parshall y Sin Cuello).
- Medición de la velocidad del agua con el correntómetro en una sección o punto de aforo
- Medición de la velocidad por el método del flotador en un tramo de 10 m, con flujo uniforme.
- Determinación de la sección y de la pendiente del canal para el cálculo del caudal por el método de Manning.
- Determinación del tiempo de llenado del pozo o reservorio con ayuda de un medidor de nivel previamente calibrado.

Estas pruebas se realizaron con tres repeticiones y con tres caudales controlados por una compuerta de tornillo sin fin, al ingreso del canal construido para la experimentación y en forma simultánea, para que los datos obtenidos puedan ser comparados y analizados posteriormente (Fotografías No. 36, No. 37, No. 38, No. 39, No. 40, No. 41, No. 42 y No. 43).



FOTOGRAFÍA No. 36. Vertedero Rectangular, evaluación de medidor.



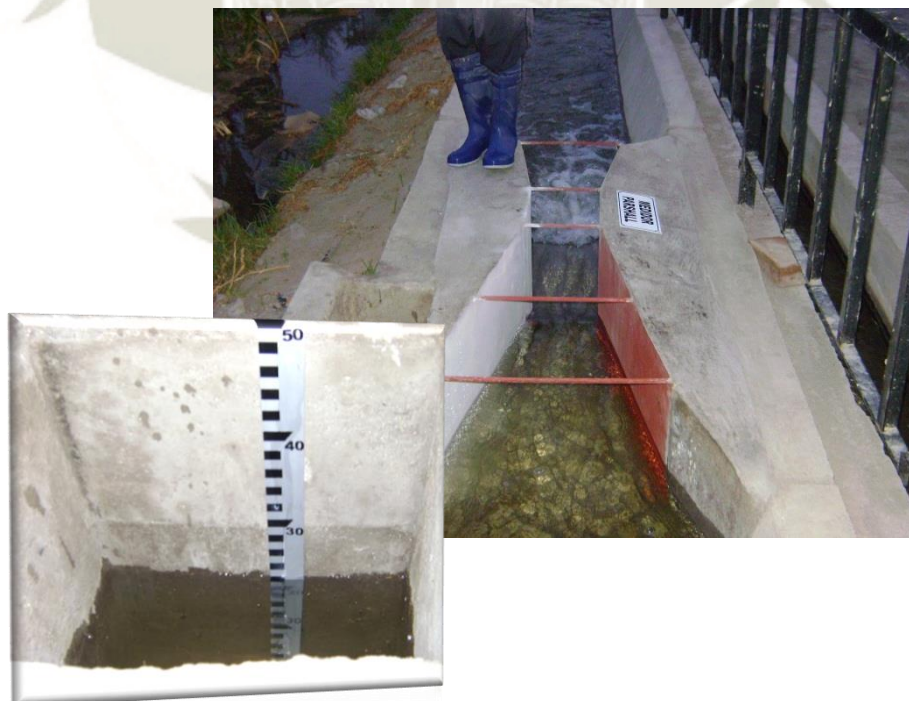
FOTOGRAFÍA No. 37. Vertedero Cipoletti, evaluación de medidor.



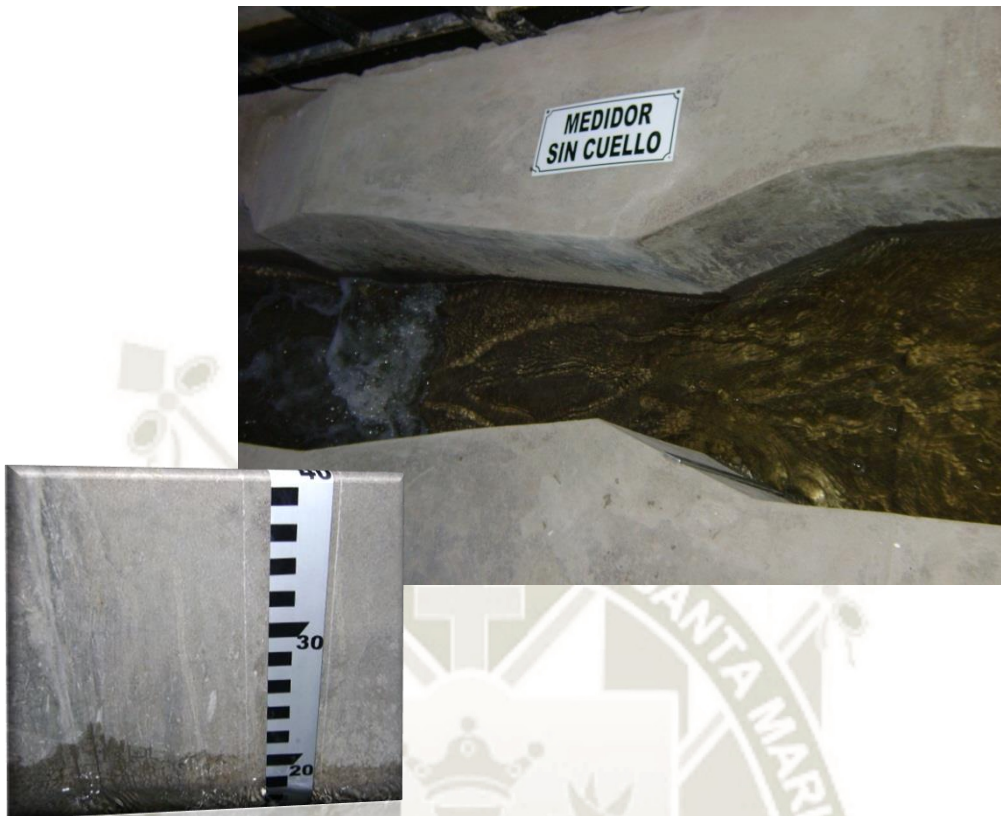
FOTOGRAFÍA No. 38. Vertedero Orificio, evaluación de medidor.



FOTOGRAFÍA No. 39. Correntómetro, evaluación de medidor.



FOTOGRAFÍA No. 40. Medidor Parshall, evaluación de medidor.



FOTOGRAFÍA No. 41. Medidor Sin Cuello, evaluación de medidor.



FOTOGRAFÍA No. 42. Reservorio, evaluación de medidor.



FOTOGRAFÍA No. 43. Flotadores, evaluación de medidor.

3.7.4.1. Determinación del caudal en el vertedero triangular.

Con las lecturas obtenidas en campo, se realizó el cálculo de la descarga utilizando la ecuación (26) propuesta por Kindsvater y Carter, 1957.

$$Q = 1.34h_1^{2.47}$$

3.7.4.2. Determinación del caudal en el vertedero rectangular.

Con las lecturas obtenidas se realizó el cálculo de la descarga utilizando la ecuación (22) propuesta por Francis en 1883.

$$Q = 1.84(L - 0.1nh_1)h_1^{3/2}$$

3.7.4.3. Determinación del caudal en el vertedero trapezoidal.

Con las lecturas obtenidas determinó la descarga utilizando la ecuación (27), descrita en el manual del PSI, 2004.

$$Q = 1.859L h_1^{3/2}$$

3.7.4.4. Determinación del caudal en el vertedero circular.

Con las lecturas obtenidas se estimó la descarga utilizando la ecuación (28), que rige la descarga en los vertederos circulares, planteada por Azevedo, N. y Acosta, A., 1976.

$$Q = 1.518D^{0.693}H^{1.807}$$

3.7.4.5. Determinación del caudal en el aforador Parshall.

Con las lecturas obtenidas en campo, se realizó el cálculo de la descarga utilizando la ecuación tomada del Cuadro No. 15, Capacidades de Descarga para Aforadores Parshall, para ancho de garganta W de 22 cm. (PSI, 2004):

$$Q = 0.535H_a^{1.530} \quad (49)$$

3.7.4.6. Determinación del caudal con el aforador sin cuello.

Se realizaron los cálculos necesarios para determinar con la fórmula del aforador Sin Cuello que funciona a flujo libre construido cuyas medidas son:

$$W = 0.30 \text{ m}$$

$$L = 0.90 \text{ m.}$$

Tomamos en cuenta la ecuación (40), para el cálculo de la descarga

$$Q = C(h_a)^n$$

Así mismo se consideró la ecuación (41), para determinar el coeficiente C

$$C = KW^{1.025}$$

Según el Cuadro No 20, se seleccionaron los coeficientes n y k para flujo libre y L= 0.9 m.

$$n= 1.843$$

$$k= 3.89$$

Con los datos obtenidos se integró las ecuaciones (40 y 41), para determinar la fórmula del aforador Sin Cuello construido, que es la siguiente:

$$Q = 3,89W^{1,025}H_a^{1,843} \quad (50)$$

3.7.4.7. Determinación del caudal por el método del flotador.

Para realizar esta prueba, se retiraron los vertederos a lo largo del canal y se tomó un tramo de 10 metros de longitud; en este tramo se soltaron los flotadores unos 2 metros aguas arriba del inicio de los 10 metros y se determinó el tiempo de recorrido del flotador, realizando tres repeticiones en tres caudales diferentes.

Con los tiempos obtenidos se calculó la velocidad del flotador de acuerdo a la ecuación (15) y el factor del Cuadro No. 05:

$$V = F \frac{e}{t}$$

Dónde:

F=Factor de corrección para el cálculo de la velocidad del flotador, que para este caso es de 0.86, obtenido del Cuadro correspondiente, considerando que la inmersión del flotador es menor a 0.01 m.

e =Espacio: 10 m.

t =Tiempo de recorrido

Para el cálculo del área y siendo la sección del canal trapezoidal, se realizaron las mediciones de la base menor, la base mayor y la altura o nivel de agua alcanzado para cada una de las condiciones.

Con los valores obtenidos en los Cuadros correspondientes, se determinó el caudal, haciendo uso de la ecuación (01), que señala.

$$Q = vA$$

3.7.4.8. Determinación del caudal empleando formula de Manning.

Al igual que el método del flotador, se retiraron los vertederos y se determinó la pendiente del canal, el área y perímetro de la sección transversal promedio del canal, bajo tres niveles de agua diferentes.

Según el Cuadro No. 04, Valores del coeficiente (n) Manning, se seleccionó el coeficiente de Canales de concreto centrifugado – Vibrado.

$$n = 0.013$$

Para el cálculo de la velocidad y el caudal bajo este método, hacemos uso de la ecuación (01 y 11):

$$Q = vA$$

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S_f^{1/2}$$

Integrando las ecuaciones anteriores obtenemos la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{1}{0.013} R^{2/3} S_f^{1/2} A \quad (51)$$

3.7.4.9. Determinación del caudal con el correntómetro.

El correntómetro utilizado para esta medición es marca A-OTT N° 15414 de propiedad del SENAMHI cuya ecuación de velocidad es:

$$V = 0.1238n + 0.009$$

Se realizaron los aforos siguiendo la metodología descrita anteriormente y se elaboró las planillas de control de descargas respectivas descritas en el Anexo No.03.

3.7.4.10. Determinación del caudal por el método volumétrico.

Este método de aforo es directo y es el más exacto, el mismo que servirá como testigo y poder comparar los otros métodos de aforo y determinar cuáles son los métodos que más se acercan al método volumétrico.

Para determinar el caudal bajo el método volumétrico se construyó, como se ha mencionado, un tanque de concreto con una capacidad de 2.67 m³, el mismo que se calibró previamente con una medida de 10 litros, para de esta manera señalar en una regla graduada la escala en litros.

Para realizar las pruebas, se hicieron con tres repeticiones y tres niveles de agua, es decir caudal bajo, medio y alto, registrando el tiempo de llenado con el nivel alcanzado.

Con los datos obtenidos se determinó el caudal haciendo uso de la ecuación.

$$Q = \frac{V}{t}$$

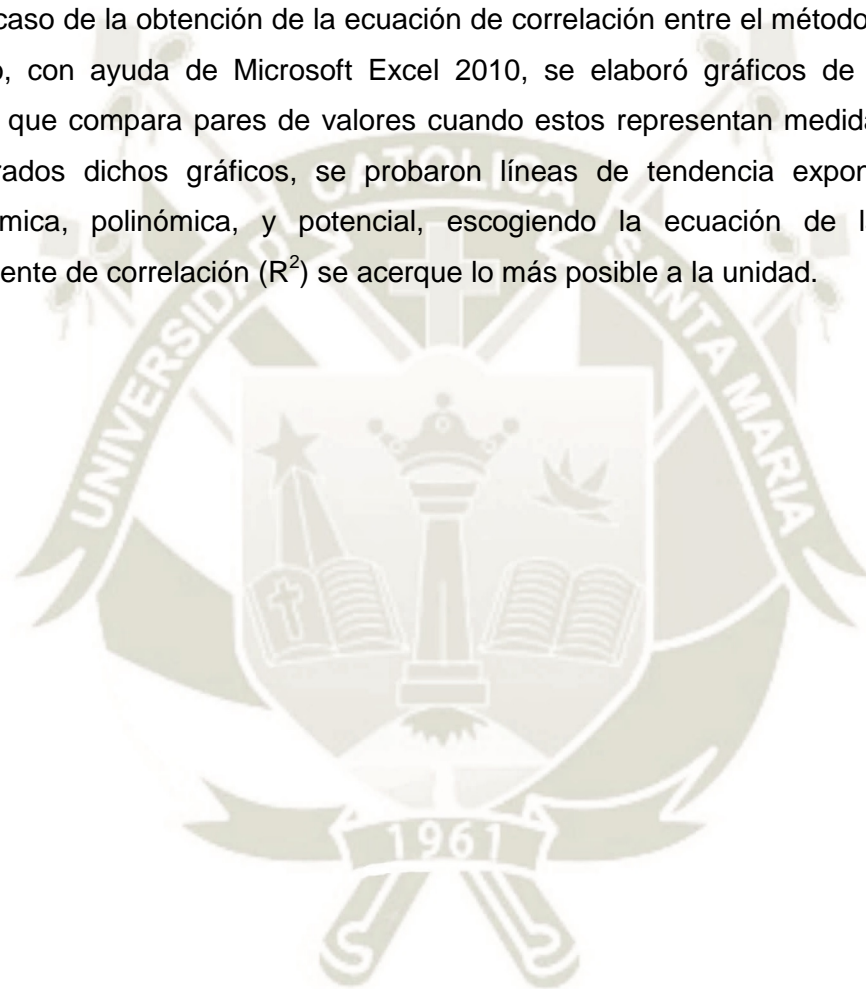
3.7.4.11. Determinación del caudal por el método de la compuerta

Por razones de orden técnico, no se ha considerado este método, a pesar de que se ha construido e instalado este dispositivo hidráulico de medición.

3.7.5. Determinación de los márgenes de error y obtención de la ecuación de correlación de cada método evaluado.

Para hallar los márgenes de error de cada método en comparación con el método Volumétrico, se hizo un análisis de anomalías para caudales bajos, medios y altos, expresados gráficamente; además se calculó un promedio de los caudales para en compararlos de manera integral.

En el caso de la obtención de la ecuación de correlación entre el método evaluado y el testigo, con ayuda de Microsoft Excel 2010, se elaboró gráficos de dispersión de datos, que compara pares de valores cuando estos representan medidas separadas. Elaborados dichos gráficos, se probaron líneas de tendencia exponencial, lineal, logarítmica, polinómica, y potencial, escogiendo la ecuación de la línea cuyo coeficiente de correlación (R^2) se acerque lo más posible a la unidad.



CAPITULO IV

IV. RESULTADOS

Tal como se mencionó anteriormente, estas pruebas se realizaron en tres repeticiones y con tres niveles diferentes de caudal controlado con una compuerta de rosca al ingreso del canal para la experimentación y en forma simultánea para que los datos obtenidos puedan ser comparados y analizados.

Para efectos de comparación con cada uno de los métodos de aforo, analizaremos primero los datos obtenidos con el método Volumétrico (testigo).

4.1 CAUDALES POR EL MÉTODO VOLUMÉTRICO (testigo).

Este método de aforo es directo y el más exacto, el mismo que servirá como testigo y poder comparar los otros métodos de aforo y poder determinar cuáles son los métodos que más se acercan al método volumétrico.

Para realizar las pruebas estas se hicieron en tres repeticiones y con tres niveles de agua, es decir en caudal bajo, medio y alto, registrando el tiempo de llenado con el nivel alcanzado de acuerdo al siguiente detalle.

En el Cuadro No. 28, se presenta los volúmenes con el tiempo de llenado, para las tres descargas. En el Cuadro No. 29, se muestra los caudales calculados con el Método volumétrico con valores promedio de $0.022 \text{ m}^3/\text{s}$, $0.025 \text{ m}^3/\text{s}$ y $0.0492 \text{ m}^3/\text{s}$ para caudales bajos, medios y altos, respectivamente.

CUADRO No. 28 Volumen llenado y el tiempo transcurrido con tres niveles de agua. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

Repetición	Nivel (Q) Bajo		Nivel (Q) Medio		Nivel (Q) Alto	
	Volumen m ³	Tiempo seg.	Volumen m ³	Tiempo seg.	Volumen m ³	Tiempo seg.
R ₁	1.770	81	1.790	70	1.760	35
R ₂	1.750	86	1.800	70	1.750	35
R ₃	1.860	88	1.870	80	1.850	39

CUADRO No. 29 Caudales promedios calculados en m³/s. con el Método Volumétrico. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

Repetición	Caudal en m ³ /s.		
	Q Bajo	Q Medio	Q Alto
R ₁	0.022	0.026	0.0503
R ₂	0.020	0.026	0.0500
R ₃	0.021	0.023	0.0474
Promedio	0.021	0.025	0.0492

4.2 VERTEDERO TRIANGULAR.

4.2.1 Determinación del caudal.

Las lecturas obtenidas en la mira, se detallan en el Cuadro No.30, donde se observa que con un caudal bajo varían de 0.170 a 0.175 m, con un promedio de 0.173 m.; para una descarga media los valores registrados van de 0.195 m a 0.200 m., con un promedio de 0.198 m; y para una descarga alta, van de 0.255 m. a 0.255 m., con un promedio de 0.253 m.

CUADRO No. 30. Lectura de Mira del Vertedero Triangular (m). Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

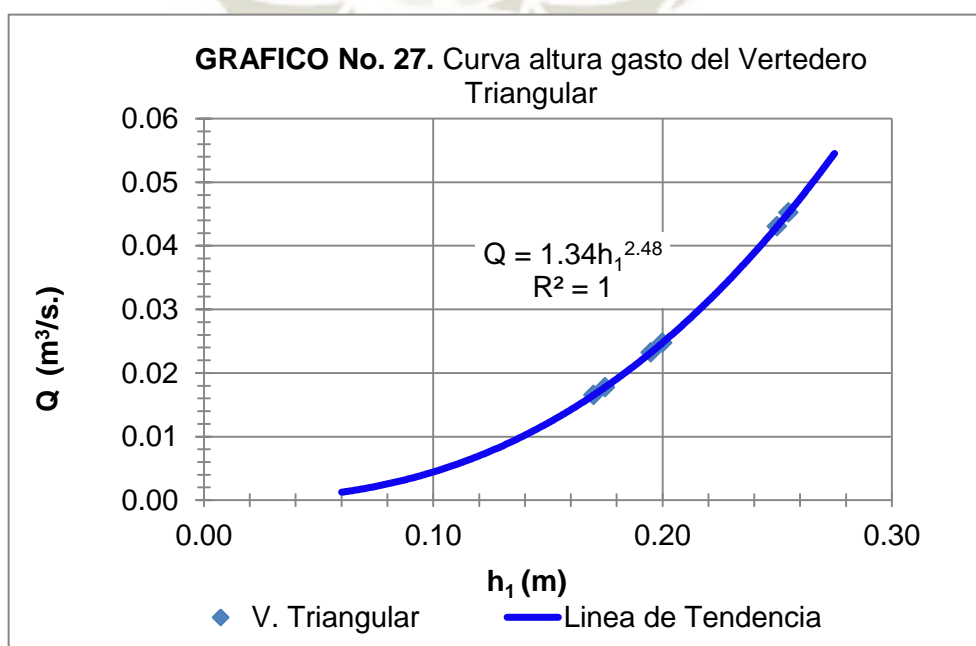
Repetición	Lectura mira(m) Q Bajo	Lectura mira(m) Q Medio	Lectura mira(m) Q Alto
R ₁	0.170	0.200	0.255
R ₂	0.175	0.195	0.250
R ₃	0.175	0.200	0.255
Promedio	0.173	0.198	0.253

En el Cuadro No. 31 se muestra los caudales promedio calculados en m³/s, para caudales bajos, medios y altos, con valores de 0.018, 0.025 y 0.045 m³/s, respectivamente, obtenidos aplicando la ecuación No. 26.

CUADRO No. 31. Caudales promedio calculados para el Vertedero Triangular (m³/s). Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

Caudal Bajo (m ³ /s)	Caudal Medio (m ³ /s)	Caudal Alto (m ³ /s)
0.018	0.025	0.045

En el Gráfico No 27, se muestra las tres descargas promedio en m³/s.



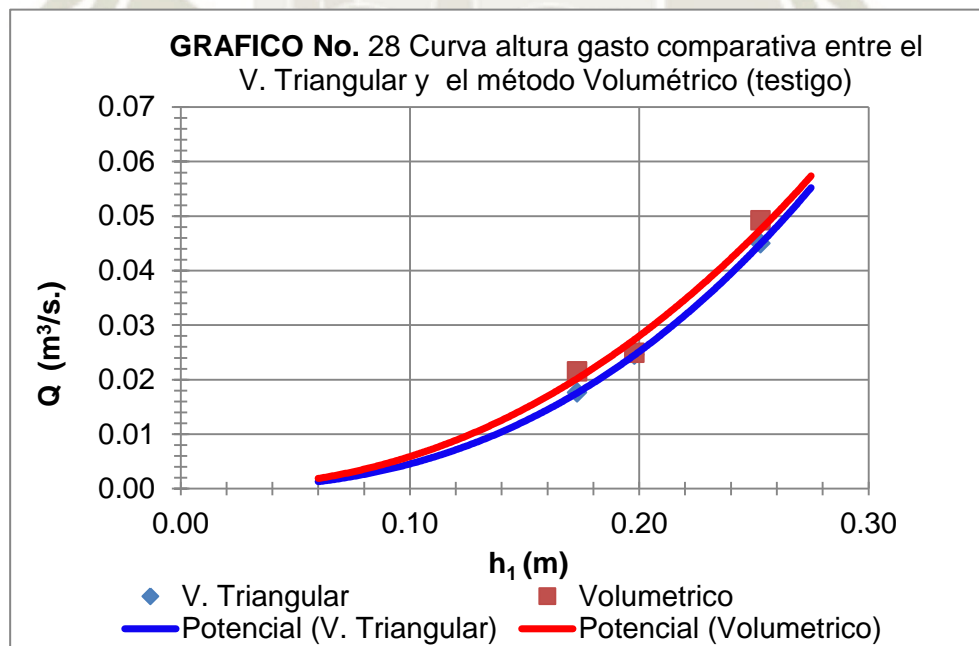
4.2.2 Comparación de descargas entre el Vertedero Triangular y el Método Volumétrico (testigo).

Las mediciones obtenidas se detallan en el Cuadro No. 32:

CUADRO No. 32 Comparación de caudales entre en Método volumétrico (testigo) y el Vertedero Triangular. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

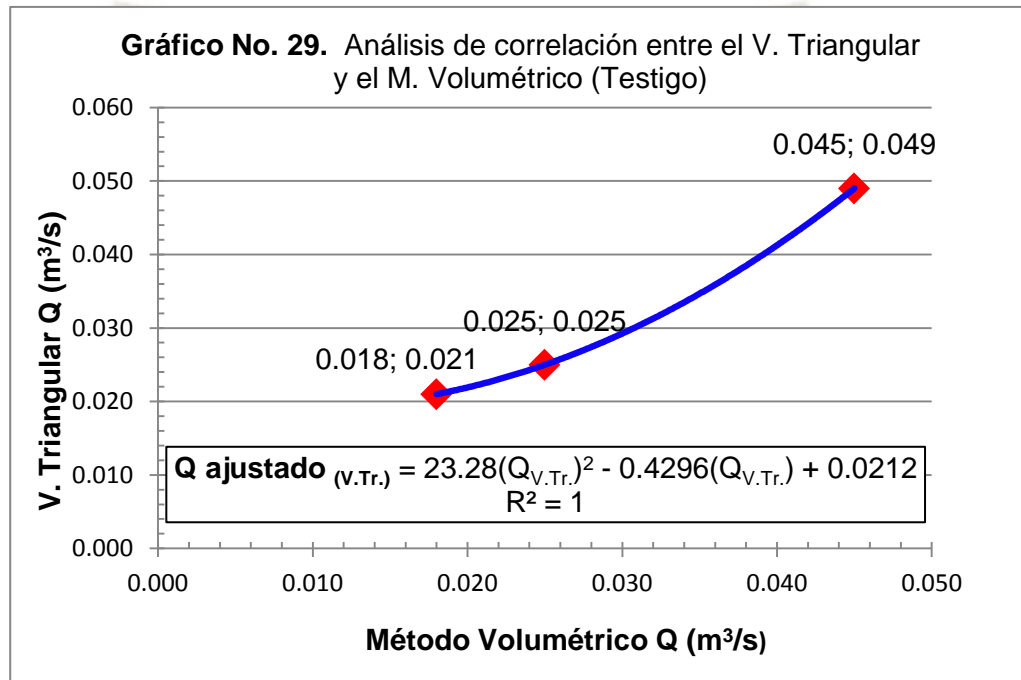
Caudal	M. Volumétrico Q (m ³ /s).	V. Triangular Q (m ³ /s).
Bajo	0.021	0.018
Medio	0.025	0.025
Alto	0.049	0.045

Gráficamente se muestra los caudales en función de h_1 de la siguiente manera:



4.2.3 Determinación de la ecuación de correlación ente el Vertedero Triangular y el Método Volumétrico (testigo).

Con ayuda del Cuadro No. 32, se elaboró el Gráfico No. 29, donde se expresa la dispersión de los datos comparando los pares de valores obtenidos del Vertedero Triangular y el Método Volumétrico, determinando la ecuación de la recta cuyo coeficiente de correlación (R^2) igual a uno, es la polinomial.



La Ecuación No.52, vendría a ser la $F(x)$, donde todo caudal determinado por el Vertedero Triangular, será modificado por esta ecuación para hallar el caudal que más se aproxima a lo obtenido por el Método Volumétrico (Testigo).

$$Q_{ajustado}(V.Tr.) = 23.28(Q_{V.Tr.})^2 - 0.4296(Q_{V.Tr.}) + 0.0212 \quad (52)$$

4.3 VERTEDERO RECTANGULAR.

4.3.1 Determinación del caudal.

Las alturas de mira mostradas en el Cuadro No. 33, con un caudal bajo varían de 0.075 a 0.080 m, con un promedio de 0.078 m.; para una descarga media los valores registrados van de 0.095 m a 0.100 m., con un promedio de 0.098 m; y para una descarga alta, van de 0.135 m. a 0.140 m., con un promedio de 0.138 m.

CUADRO No. 33. Lectura de Mira del Vertedero Rectangular (m). Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

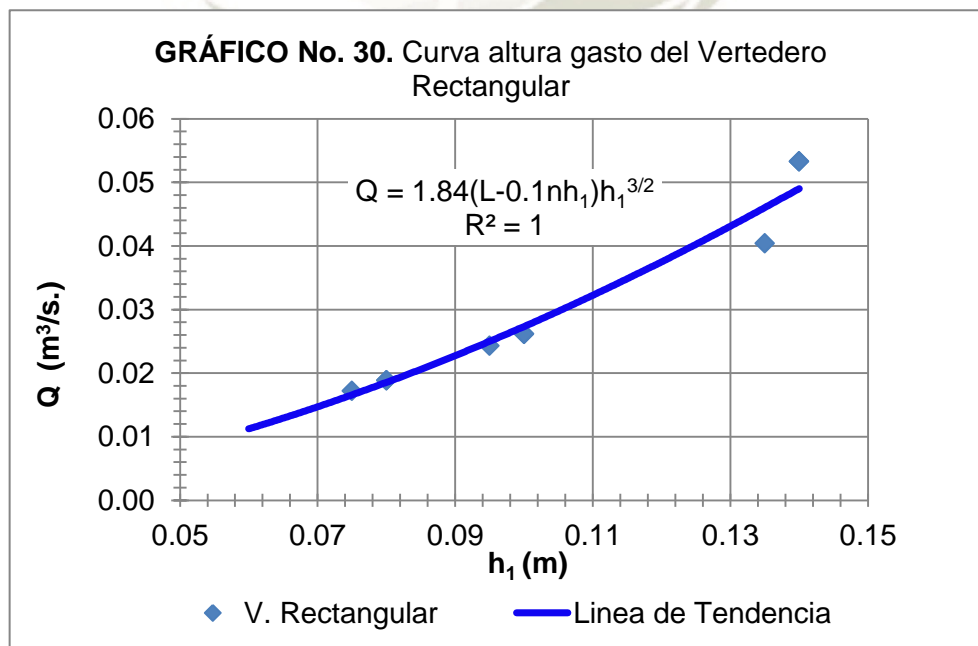
Repetición	Lectura mira(m) Q Bajo	Lectura mira(m) Q Medio	Lectura mira(m) Q Alto
R ₁	0.075	0.100	0.140
R ₂	0.080	0.100	0.140
R ₃	0.080	0.095	0.135
Promedio	0.078	0.098	0.138

En el Cuadro No. 34, se muestra los caudales promedio calculados en m³/s, para caudales bajos, medios y altos, con valores de 0.018, 0.025 y 0.042 m³/s, respectivamente, obtenidos aplicando la ecuación No. 22.

En el Gráfico No. 30, se muestran las tres descargas promedio en m³/s.

CUADRO No. 34. Caudales promedios calculados para el Vertedero Rectangular (m³/s). Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

Caudal Bajo (m ³ /s)	Caudal Medio (m ³ /s)	Caudal Alto (m ³ /s)
0.018	0.025	0.042



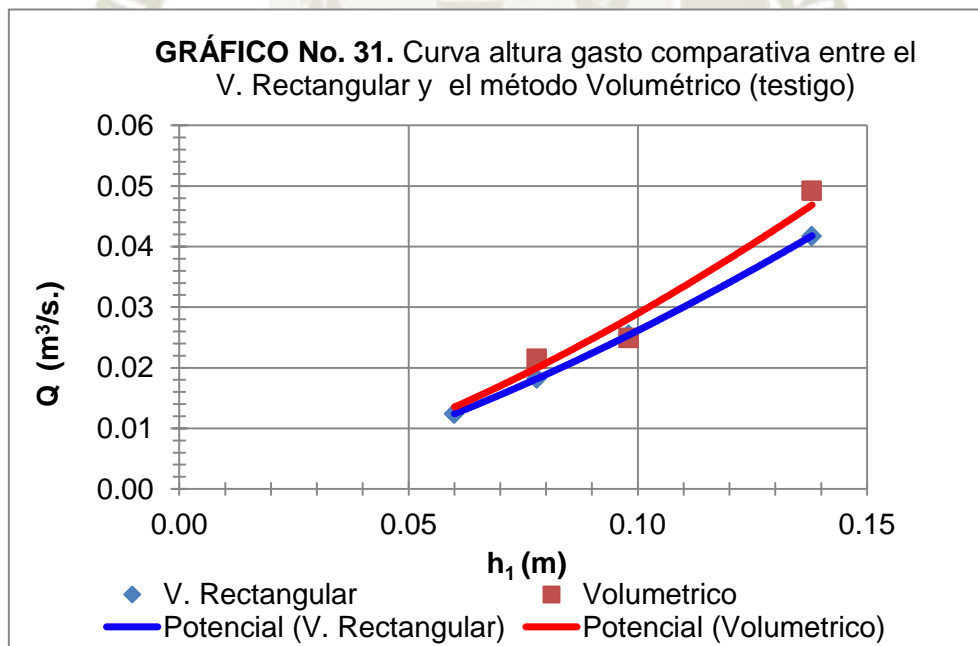
4.3.2 Comparación de descargas entre el Vertedero Rectangular y el Método Volumétrico (testigo).

Las mediciones obtenidas se detallan en el Cuadro No. 35:

CUADRO No. 35. Comparación de caudales entre en M. volumétrico (testigo) y el V. Rectangular. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

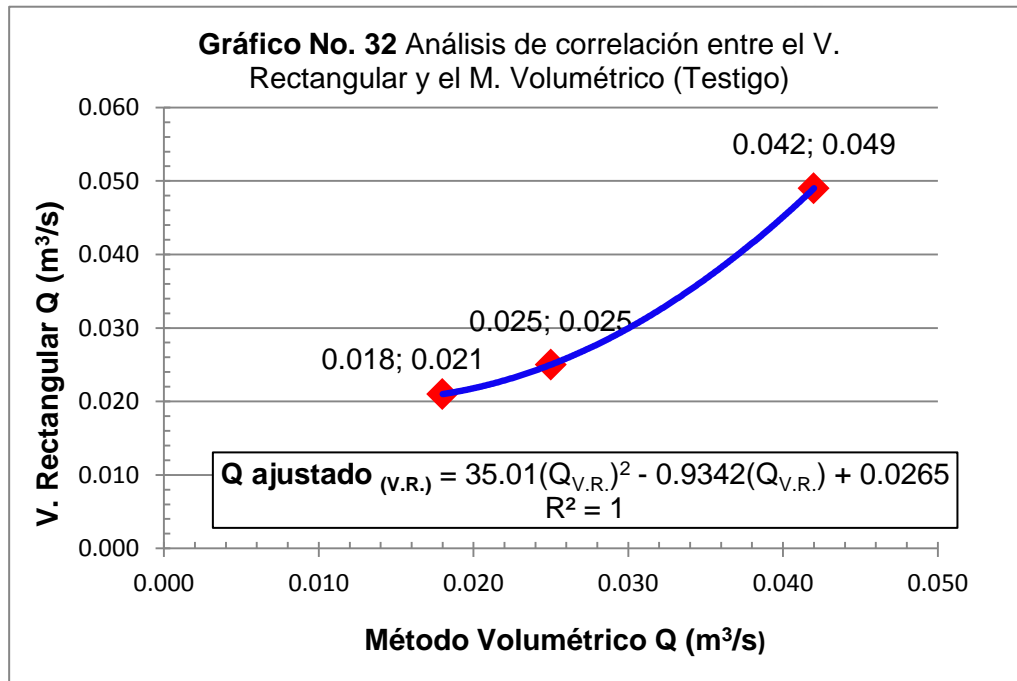
Caudal	M. Volumétrico Q (m ³ /s)	V. Rectangular Q (m ³ /s)
Bajo	0.021	0.018
Medio	0.025	0.025
Alto	0.049	0.042

Gráficamente se muestra los caudales en función de la altura de la siguiente manera:



4.3.3 Determinación de la ecuación de correlación ente el Vertedero Rectangular y el Método Volumétrico (testigo).

Con ayuda del Cuadro No. 35, se elaboró el Gráfico No. 32, donde se expresa la dispersión de los datos comparando los pares de valores obtenidos del Vertedero Rectangular y el método Volumétrico, determinando la ecuación de la recta cuyo coeficiente de correlación (R^2) igual a uno es la polinomial.



La Ecuación No.53, vendría a ser la $F(x)$, donde todo caudal determinado por el Vertedero Rectangular, será modificado por esta ecuación para hallar el caudal que más se aproxima a lo obtenido por el Método Volumétrico (Testigo).

$$Q_{ajustado(V.R.)} = 35.01(Q_{V.R.})^2 - 0.9342(Q_{V.R.}) + 0.0265 \quad (53)$$

4.4 VERTEDERO TRAPEZOIDAL (CIPOLLETI).

4.4.1 Determinación del caudal.

Las lecturas obtenidas en la mira se detallan en el Cuadro No.36, donde se observa que las alturas de mira con un caudal bajo varían de 0.085 a 0.095 m, con un promedio de 0.090 m.; para una descarga media los valores registrados van de 0.095 m a 0.100 m., con un promedio de 0.098 m; y para una descarga alta, van de 0.155 m. a 0.160 m., con un promedio de 0.158 m.

CUADRO No. 36. Lectura de Mira del Vertedero Trapezoidal (m). Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

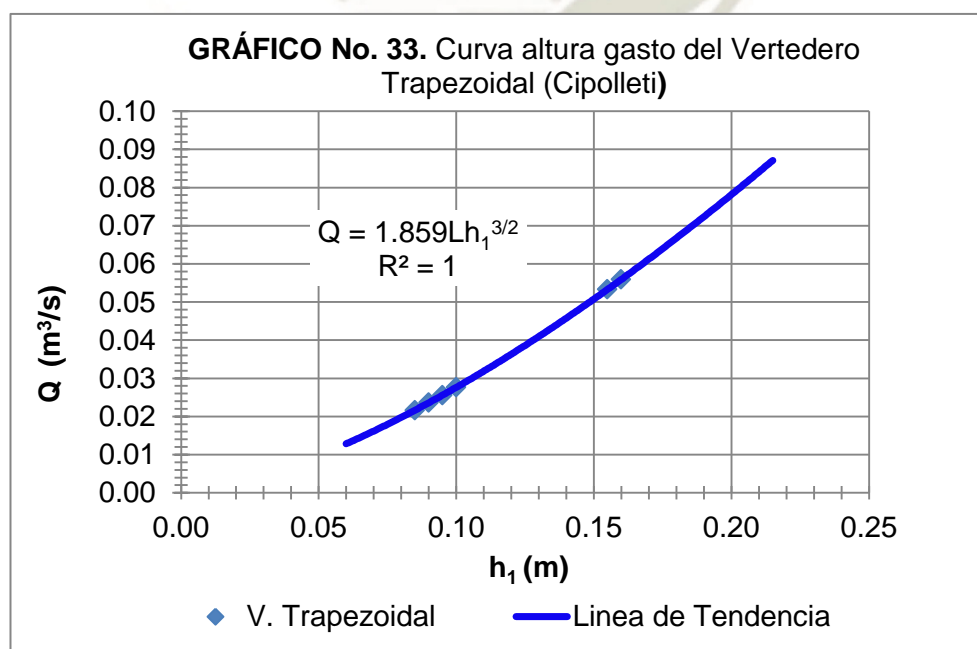
Repetición	Lectura mira(m) Q Bajo	Lectura mira(m) Q Medio	Lectura mira(m) Q Alto
R ₁	0.095	0.100	0.160
R ₂	0.090	0.095	0.155
R ₃	0.085	0.100	0.160
Promedio	0.090	0.098	0.158

En el Cuadro No. 37 se muestra los caudales calculados en m³/s, para caudales bajos, medios y altos, con valores de 0.024, 0.027 y 0.055 m³/s aplicando la ecuación No. 27.

CUADRO No. 37. Caudales calculados para el Vertedero Trapezoidal (m³/s) Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

Caudal Bajo (m ³ /s)	Caudal Medio (m ³ /s)	Caudal Alto (m ³ /s)
0.024	0.027	0.055

Gráficamente se expresa de la siguiente manera:



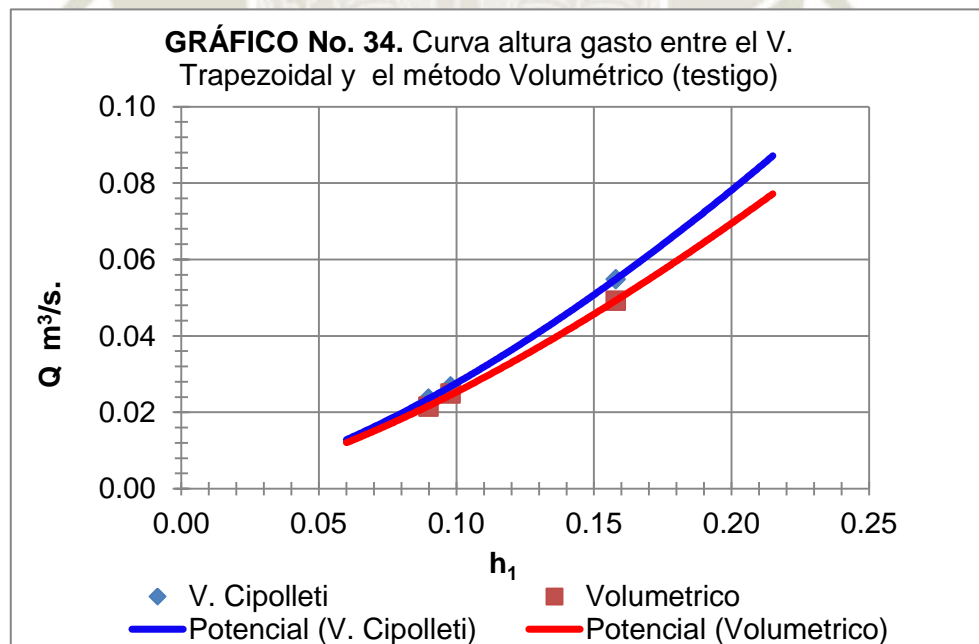
4.4.2 Comparación de descargas entre el Vertedero Trapezoidal y el Método Volumétrico (testigo).

Las mediciones obtenidas se detallan en el Cuadro No. 38.

CUADRO No. 38. Comparación de caudales entre en Método volumétrico (testigo) y el Vertedero Trapezoidal. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

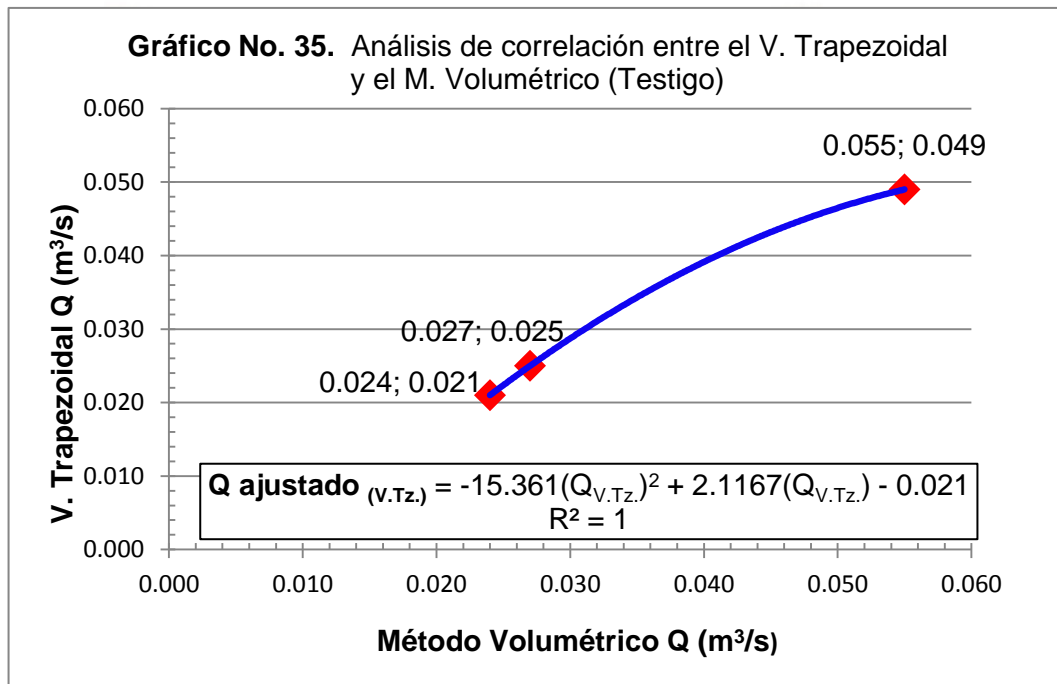
Caudal	M. Volumétrico Q (m ³ /s)	V. Trapezoidal Q (m ³ /s)
Bajo	0.021	0.024
Medio	0.025	0.027
Alto	0.049	0.055

Gráficamente se muestra los caudales en función de la altura de la siguiente manera:



4.4.3 Determinación de la ecuación de correlación ente el Vertedero Trapezoidal y el Método Volumétrico (testigo).

Con ayuda del Cuadro No. 38, se elaboró el Gráfico No. 35, donde se expresa la dispersión de los datos comparando los pares de valores obtenidos del Vertedero Trapezoidal y el método Volumétrico, determinando la ecuación de la recta cuyo coeficiente de correlación (R^2) igual a uno, es la polinomial.



La Ecuación No.54, vendría a ser la $F(x)$, donde todo caudal determinado por el Vertedero Trapezoidal, será modificado por esta ecuación para hallar el caudal que más se aproxima a lo obtenido por el Método Volumétrico (Testigo).

$$Q_{ajustado(V.Tz.)} = -15.361(Q_{V.Tz.})^2 + 2.1167(Q_{V.Tz.}) - 0.021 \quad (54)$$

4.5 VERTEDERO CIRCULAR.

4.5.1 Determinación del caudal.

Las lecturas obtenidas de la mira, se indican en el Cuadro No.39, donde se observa que las alturas de mira con un caudal bajo varían de 0.125 a 0.135 m, con un promedio de 0.130 m.; para una descarga media los valores registrados van de 0.150 m a 0.155 m., con un promedio de 0.153 m; y para una descarga alta, van de 0.210 m. a 0.220 m., con un promedio de 0.215 m.

CUADRO No. 39. Lectura de Mira del Vertedero Circular (m). Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

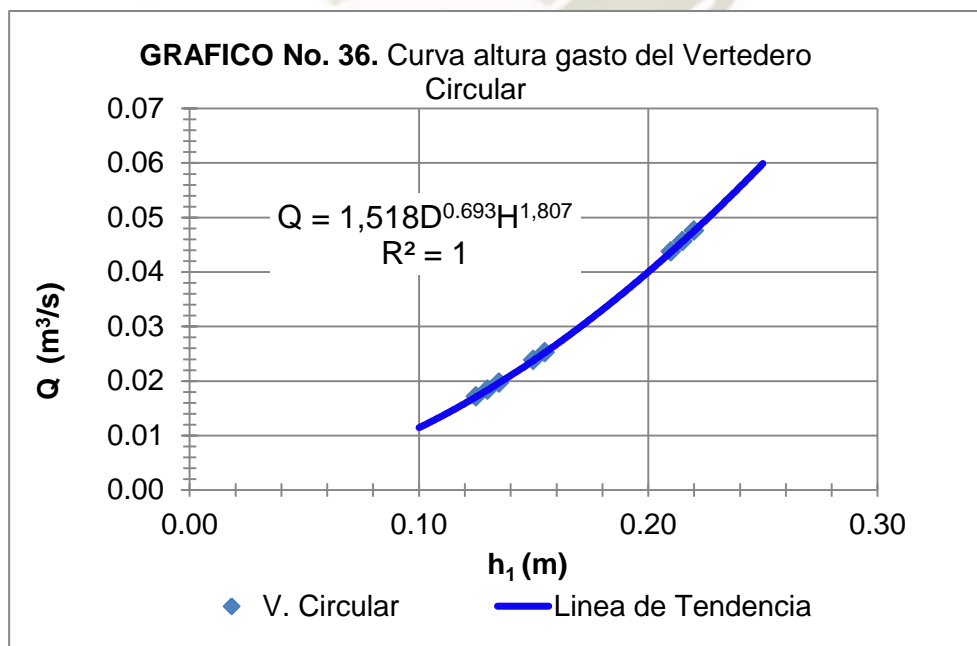
Repetición	Lectura mira(m) Q Bajo	Lectura mira(m) Q Medio	Lectura mira(m) Q Alto
R ₁	0.125	0.155	0.220
R ₂	0.130	0.150	0.210
R ₃	0.135	0.155	0.215
Promedio	0.130	0.153	0.215

En el Cuadro No. 40 se muestra las descargas calculadas en m³/s, para caudales bajos, medios y altos, con valores de 0.024, 0.02 y 0.046 m³/s. respectivamente que se han obtenido aplicando la ecuación No. 28

CUADRO No. 40. Caudales promedio calculados para el Vertedero Circular (m³/s). Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

Caudal Bajo (m ³ /s)	Caudal Medio (m ³ /s)	Caudal Alto (m ³ /s)
0.018	0.025	0.046

En el Gráfico No. 36, se muestra las tres descargas promedio en m³/s.



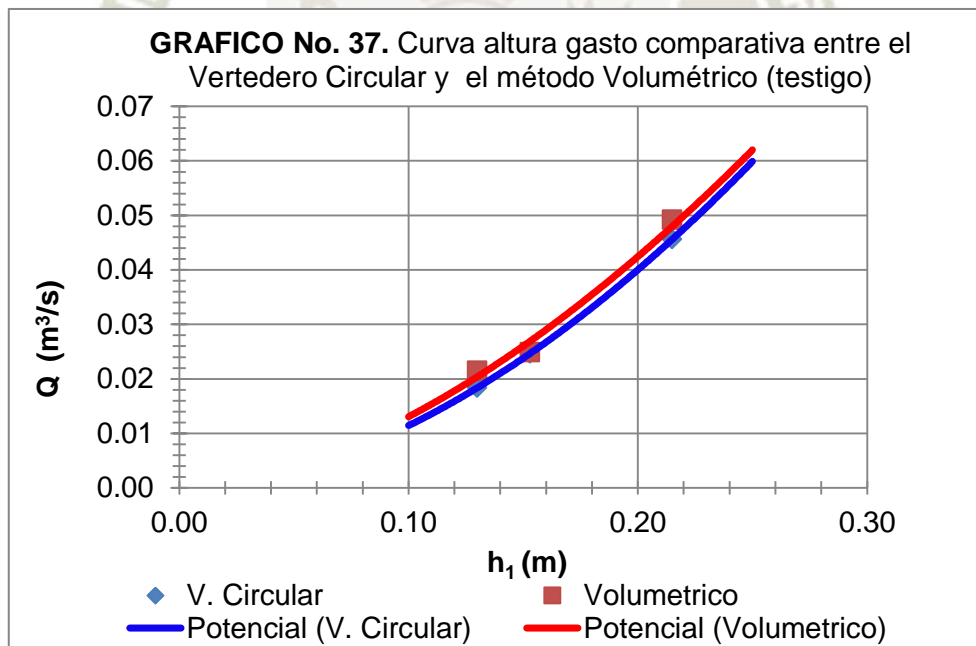
4.5.2 Comparación de descargas entre el Vertedero Circular y el Método Volumétrico (testigo).

Las mediciones obtenidas se detallan en el Cuadro No. 41.

CUADRO No. 41. Comparación de caudales entre en Método volumétrico (testigo) y el Vertedero Circular. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

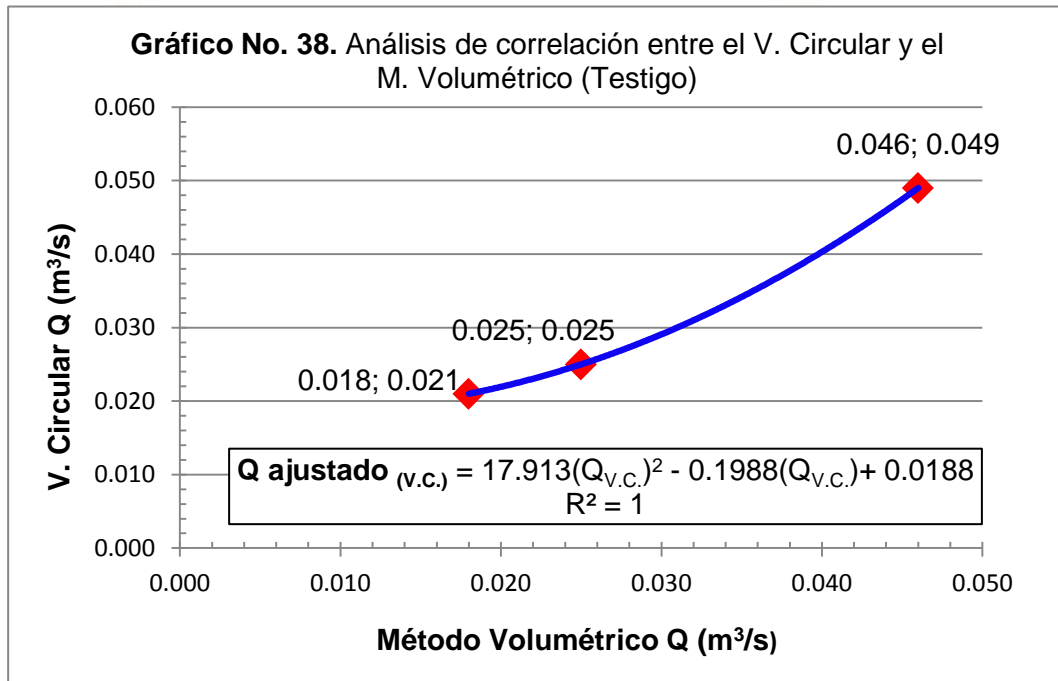
Caudal	M. Volumétrico	V. Circular.
	Q m ³ /s.	Q m ³ /s.
Bajo	0.021	0.018
Medio	0.025	0.025
Alto	0.049	0.046

En el Gráfico No. 37 se muestra los caudales en función de la altura de la siguiente manera:



4.5.3 Determinación de la ecuación de correlación ente el Vertedero Circular y el Método Volumétrico (testigo).

Con ayuda del Cuadro No. 41, se elaboró el Gráfico No. 38, donde se expresa la dispersión de los datos comparando los pares de valores obtenidos del Vertedero Circular y el método Volumétrico, determinando la ecuación de la recta cuyo coeficiente de correlación (R^2) igual a uno, es la polinomial.



La Ecuación No.55, vendría a ser la $F(x)$, donde todo caudal determinado por el Vertedero Circular, será modificado por esta ecuación para hallar el caudal que más se aproxima a lo obtenido por el Método Volumétrico (Testigo).

$$Q_{ajustado(v.c.)} = 17.913(Q_{v.c.})^2 - 0.1988(Q_{v.c.}) + 0.0188 \quad (55)$$

4.6 AFORADOR PARSHALL.

4.6.1 Determinación del caudal.

Las lecturas obtenidas en la mira, se señalan en el Cuadro No.42, donde se observa que las alturas de mira con un caudal bajo son de 0.120 m. para las tres repeticiones; para una descarga media los valores registrados son de 0.140 m. y para una descarga alta, son de 0.215 m. también para las tres repeticiones.

CUADRO No. 42. Lectura de Mira del Aforador Parshall. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

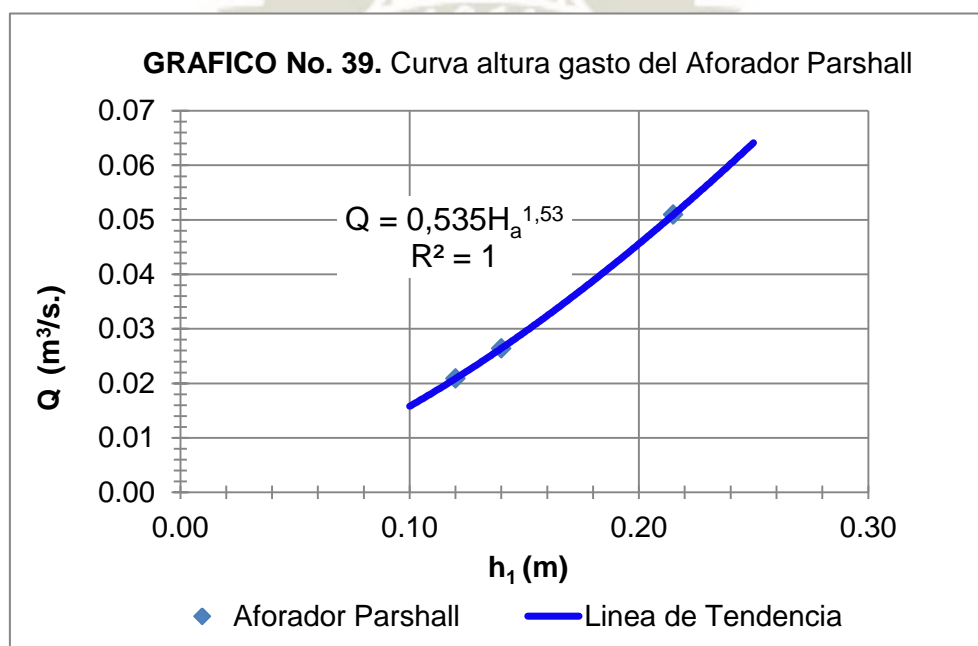
Repetición	Lectura mira(m) Q Bajo	Lectura mira(m) Q Medio	Lectura mira(m) Q Alto
R ₁	0.120	0.140	0.215
R ₂	0.120	0.140	0.215
R ₃	0.120	0.140	0.215
Promedio	0.130	0.153	0.215

En el Cuadro No. 43 se muestra las descargas calculadas en m³/s, para caudales bajos, medios y altos, con valores de 0.021, 0.026 y 0.051 m³/s. respectivamente, que se obtienen aplicando la ecuación No. 28.

En el Gráfico No.35, se muestra las tres descargas promedio en m³/s.

CUADRO No. 43. Caudales promedios calculados en base a la altura promedio de mira para el aforador Parshall. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

Caudal Bajo	Caudal Medio	Caudal Alto
0.021	0.026	0.051



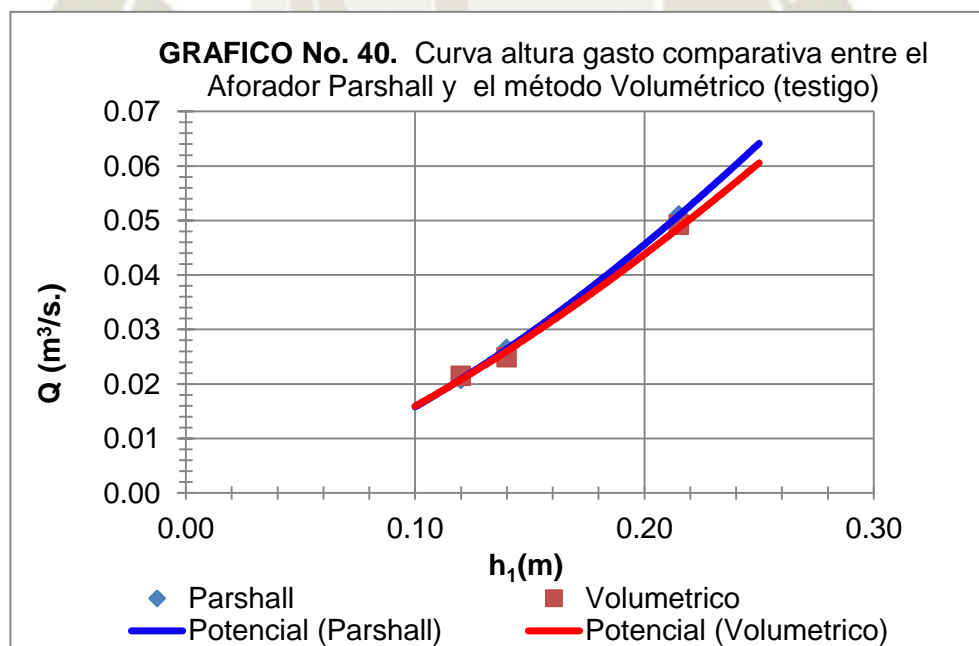
4.6.2 Comparación de descargas entre el Aforador Parshall y el Método Volumétrico (testigo).

Las mediciones obtenidas se detallan en el siguiente Cuadro No. 44:

CUADRO No. 44. Comparación de caudales entre el M. Volumétrico (testigo) y el A. Parshall. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

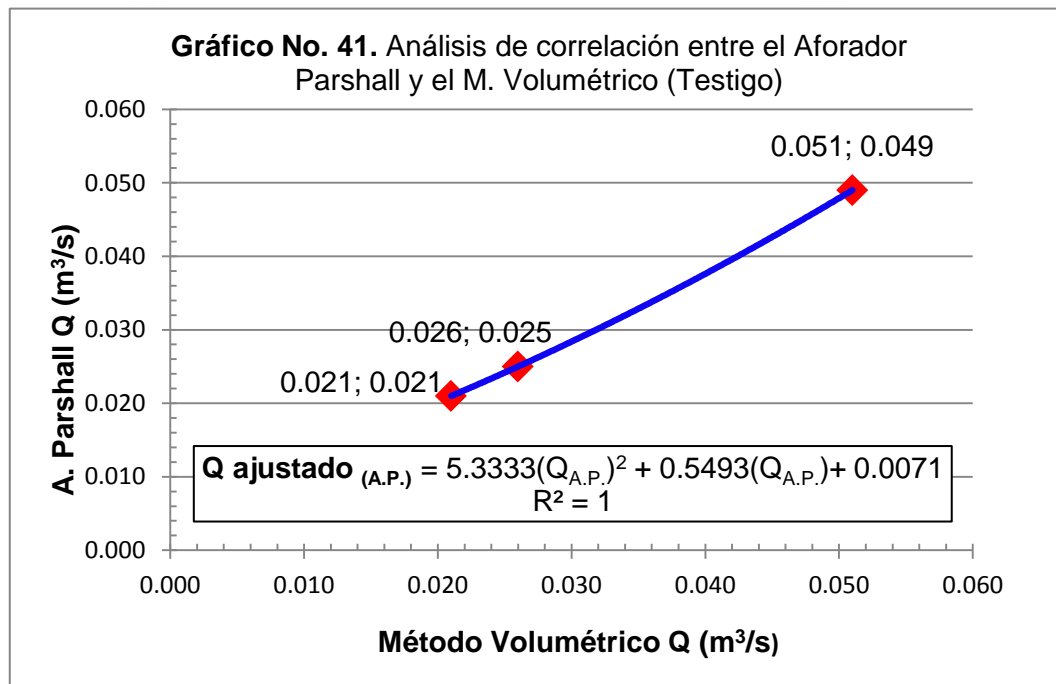
Caudal	M. Volumétrico	Parshall
	Q m ³ /s.	Q m ³ /s.
Bajo	0.021	0.021
Medio	0.025	0.026
Alto	0.049	0.051

En el Gráfico No. 40, se muestra los caudales en función de la altura.



4.6.3 Determinación de la ecuación de correlación ente el Aforador Parshall y el Método Volumétrico (testigo).

Con ayuda del Cuadro No. 44, se elaboró el Gráfico No. 41, donde se expresa la dispersión de los datos comparando los pares de valores obtenidos del Aforador Parshall y el método Volumétrico, determinando la ecuación de la recta cuyo coeficiente de correlación (R^2) igual a uno, es la polinomial.



La Ecuación No.56, vendría a ser la $F(x)$, donde todo caudal determinado por el Aforador Parshall, será modificado por esta ecuación para hallar el caudal que más se aproxima a lo obtenido por el Método Volumétrico (Testigo).

$$Q_{ajustado(A.P.)} = 5.3333(Q_{A.P.})^2 + 0.5493(Q_{A.P.}) + 0.0071 \quad (56)$$

4.7 AFORADOR SIN CUELLO.

4.7.1 Determinación del caudal.

Las lecturas obtenidas en la mira, se indican en el Cuadro No.45, donde se observa que las alturas de mira con un caudal bajo varían de 0.090 a 0.095 m, con un promedio de 0.093 m.; para una descarga media los valores registrados van de 0.110 m a 0.115 m., con un promedio de 0.112 m; y para una descarga alta, van de 0.170 m. a 0.175 m., con un promedio de 0.173 m.

CUADRO No. 45. Lectura de Mira del Aforador Sin Cuello (m). Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

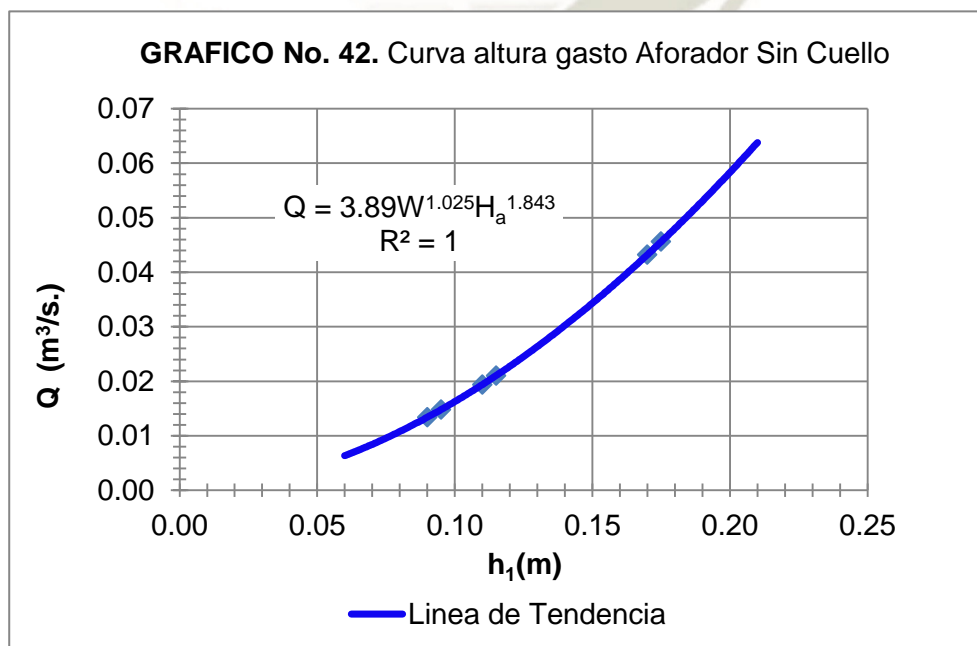
Repetición	Lectura mira(m) Q Bajo	Lectura mira(m) Q Medio	Lectura mira(m) Q Alto
R ₁	0.095	0.110	0.170
R ₂	0.095	0.115	0.175
R ₃	0.090	0.110	0.175
Promedio	0.093	0.112	0.173

En el Cuadro No. 46 se muestra las descargas calculadas en m³/s, para caudales bajos, medios y altos, con valores de 0.014, 0.020 y 0.045 m³/s, respectivamente allados aplicando la ecuacion No.33.

En el Gráfico No.37, se muestra las tres descargas promedio en m³/s.

CUADRO No. 46. Caudales promedios, calculados en base a la altura promedio de mira para el Aforador Sin Cuello (m³/s). Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

Caudal Bajo	Caudal Medio	Caudal Alto
0.014	0.020	0.045



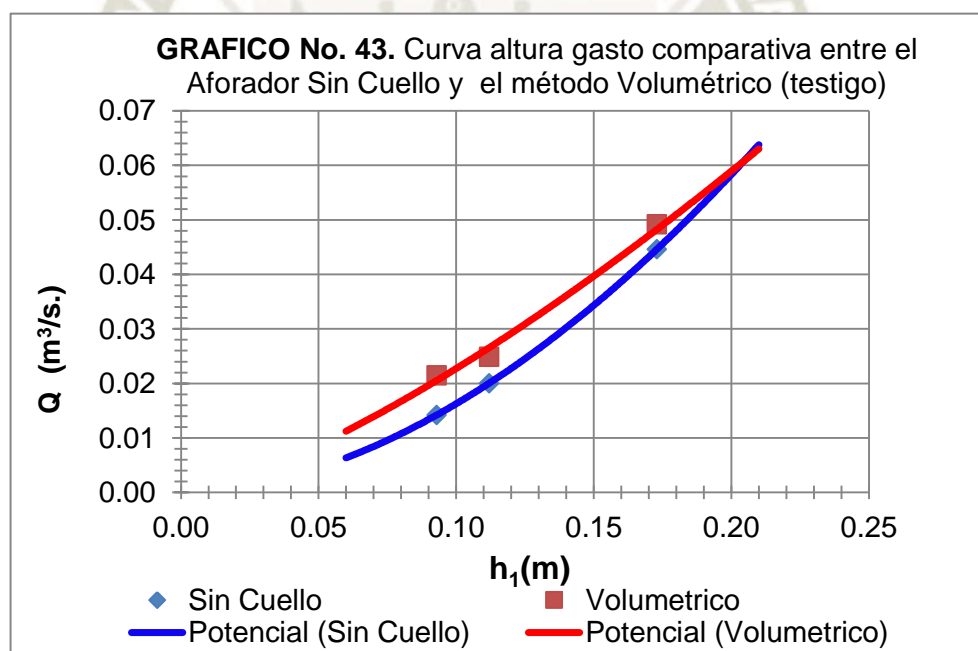
4.7.2 Comparación de descargas entre el Aforador Sin cuello y el Método Volumétrico (testigo).

Las mediciones obtenidas se detallan en el siguiente Cuadro No. 47:

CUADRO No. 47. Comparación de caudales entre en Método Volumétrico (testigo) y el Aforador Sin Cuello. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

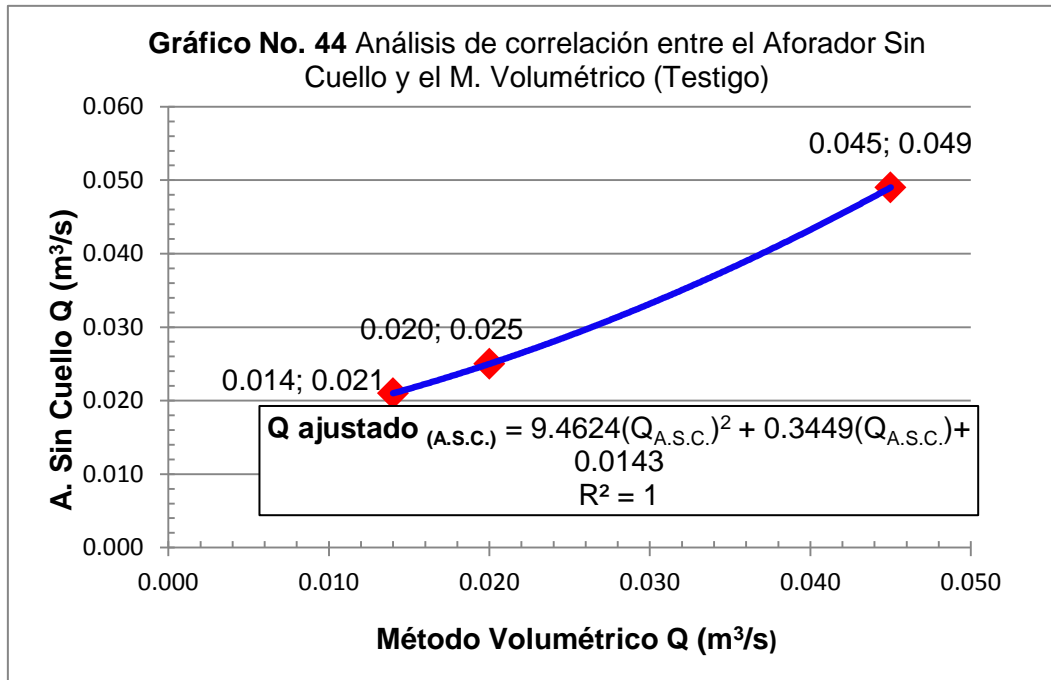
Caudal	M. Volumétrico	Sin Cuello
	Q m ³ /s.	Q m ³ /s.
Bajo	0.021	0.014
Medio	0.025	0.020
Alto	0.049	0.045

En el Gráfico No. 38, se muestra los caudales en función de la altura.



4.7.3 Determinación de la ecuación de correlación ente el Aforador Sin cuello y el Método Volumétrico (testigo).

Con ayuda del Cuadro No. 47, se elaboró el Gráfico No. 44, donde se expresa la dispersión de los datos comparando los pares de valores obtenidos del Aforador Sin cuello y el método Volumétrico, determinando la ecuación de la recta cuyo coeficiente de correlación (R^2) igual a uno, es la polinomial.



La Ecuación No.57, vendría a ser la F(x), donde todo caudal determinado por el Aforador sin cuello, será modificado por esta ecuación para hallar el caudal que más se aproxima a lo obtenido por el Método Volumétrico (Testigo).

$$Q_{ajustado}_{(A.S.C.)} = 9.4624(Q_{A.S.A.})^2 + 0.3449(Q_{A.S.C.}) + 0.0143 \quad (57)$$

4.8 MÉTODO DEL FLOTADOR.

4.8.1 Determinación del caudal.

Las lecturas obtenidas del tiempo de recorrido del flotador en un tramo de 10 m. se indican en el Cuadro No. 48, donde se observa que los tiempos de recorrido del flotador, con un caudal bajo, varía de 5.5 a 5.6 s, con un promedio de 5.57 seg.; para una descarga media los valores registrados van de 5.4 a 5.5 s., con un promedio de 5.43 s.; y para una descarga alta, de 5.1 a 5.2 s., con un promedio de 5.13 s.

En el Cuadro No. 49, se indica las velocidades obtenidas con la ecuación No. (15) y corregidas por un factor F (0.86) del Cuadro No. 05 y en un tramo de 10 metros, con velocidades promedio de 1.55, 1.58, y 1.68 m/s, para las descargas bajas, medias y altas.

CUADRO No. 48. Tiempo de recorrido del flotador en un tramo de 10 metros de canal (seg.). Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

Repetición	Tiempo recorrido (s) Q Bajo	Tiempo recorrido (s) Q Medio	Tiempo recorrido (s) Q Alto
R ₁	5.5	5.4	5.2
R ₂	5.6	5.4	5.1
R ₃	5.6	5.5	5.1
Promedio	5.57	5.43	5.13

CUADRO No. 49. Velocidades corregidas del flotador en m/s.. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

Repetición	Velocidad (m ³ /s) Q Bajo	Velocidad (m ³ /s) Q Medio	Velocidad (m ³ /s) Q Alto
R ₁	1.56	1.59	1.65
R ₂	1.54	1.59	1.69
R ₃	1.54	1.56	1.69
Promedio	1.55	1.58	1.68

En el Cuadro No. 50, se muestra los valores obtenidos para calcular el área de la sección transversal del canal, obteniendo los valores de 0.01664, 0.01881 y 0.03456 m², para caudales bajos, medios y altos, respectivamente.

En el Cuadro No. 51 se indican las descargas promedios para los caudales bajos, medios y altos, con valores de 0.020, 0.023 y 0.045 m³/s., respectivamente.

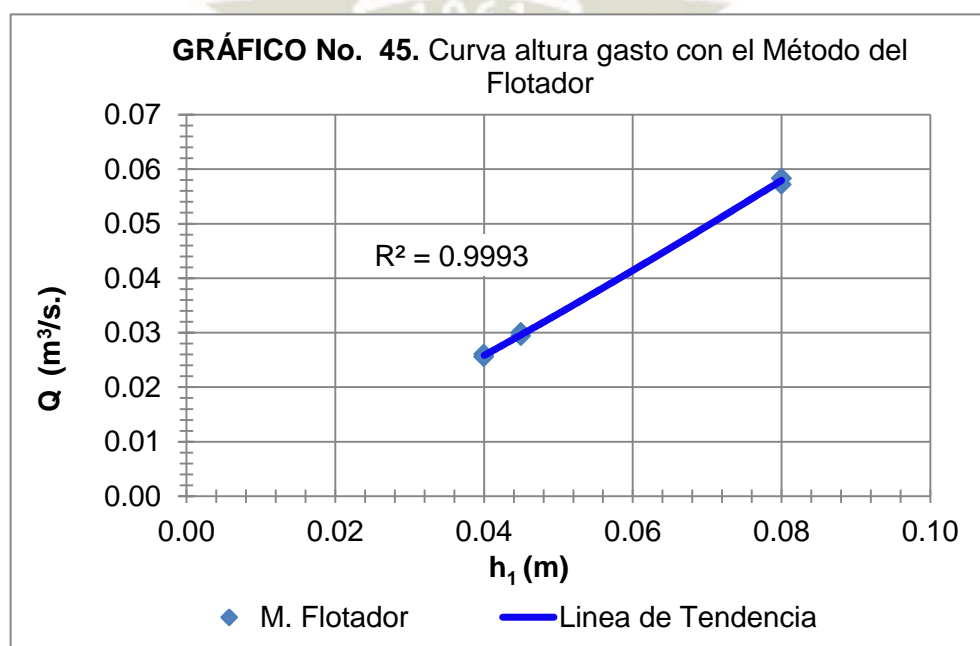
En el Gráfico No. 45, se muestra la representación gráfica de las descargas empleando este método.

CUADRO No. 50. Determinación del área de la sección transversal del canal para cada nivel de medición – método del flotador. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

Sección transversal	Área (m ²)		
	Q Bajo	Q Medio	Q Alto
Base menor (m)	0.40	0.40	0.40
Base mayor (m)	0.432	0.436	0.464
Altura (m)	0.04	0.045	0.080
Área de la sección (m ²)	0.01664	0.01881	0.03456

CUADRO No. 51. Caudales calculados para el método del Flotador (m³/s). Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

Repetición	Caudal Bajo m ³ /s	Caudal Medio m ³ /s	Caudal Alto m ³ /s
R ₁	0.026	0.030	0.057
R ₂	0.026	0.030	0.058
R ₃	0.026	0.029	0.058
Promedio	0.026	0.030	0.058



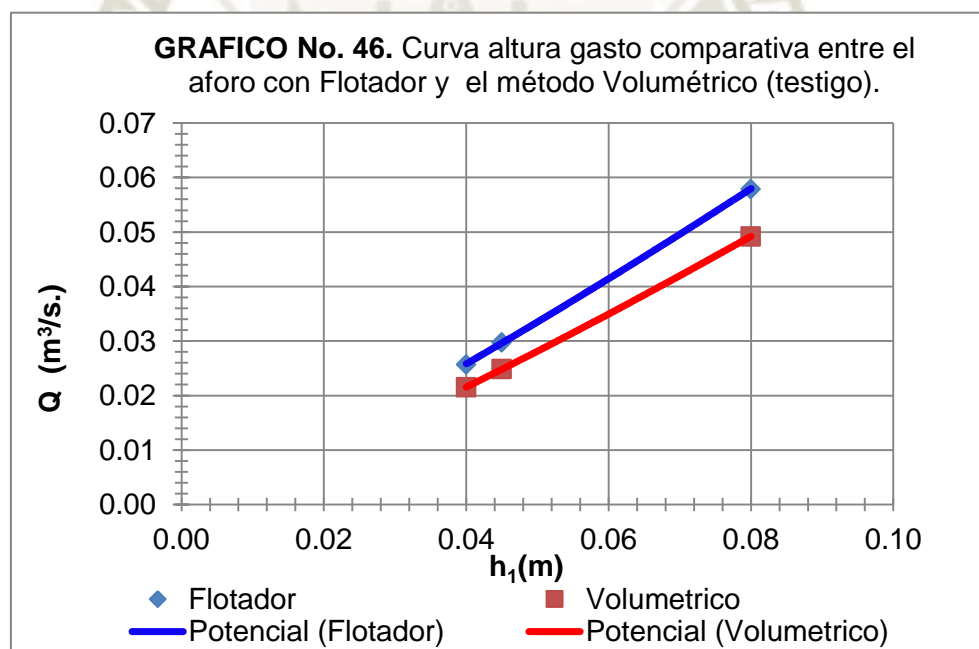
4.8.2 Comparación de desargas entre el metodo del flotador y el método volumétrico (testigo).

Las mediciones obtenidas se detallan en el siguiente Cuadro No. 52:

CUADRO No. 52. Comparación de caudales entre en Método Volumétrico (testigo) y el aforo con flotadores. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

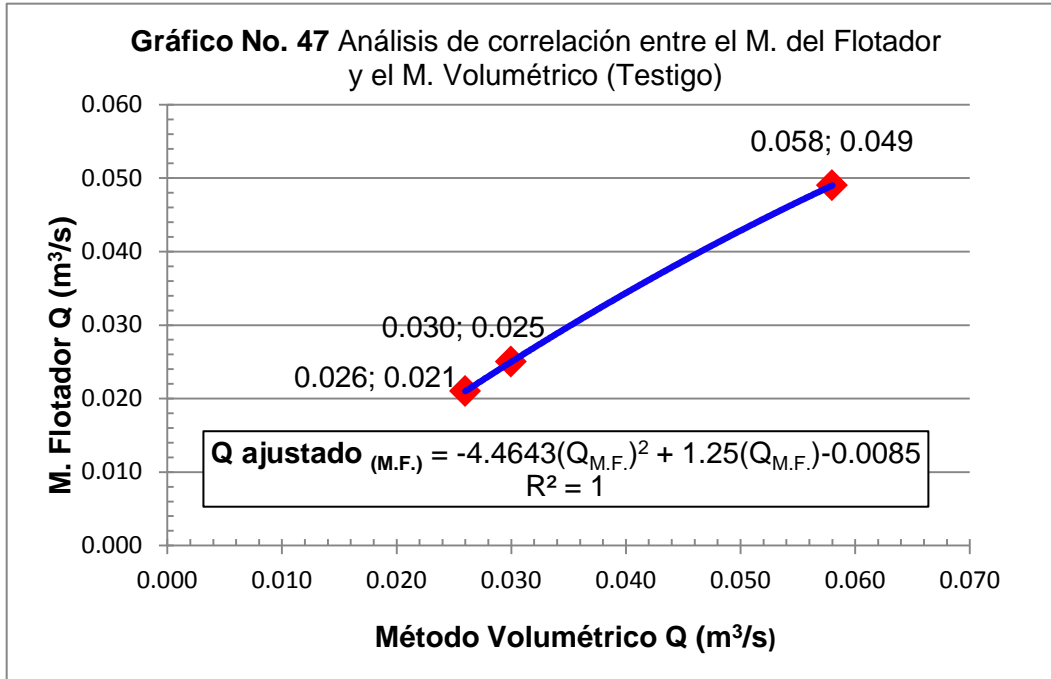
Caudal	M. Volumétrico	Flotadores
	Q m ³ /s.	Q m ³ /s.
Bajo	0.021	0.026
Medio	0.025	0.030
Alto	0.049	0.058

En el Gráfico No. 46, se muestra los caudales en función de la altura.



4.8.3 Determinación de la ecuación de correlación ente el Metodo del Flotador y el Método Volumétrico (testigo).

Con ayuda del Cuadro No. 52, se elaboró el Gráfico No. 47, donde se expresa la dispersión de los datos comparando los pares de valores obtenidos del método del Flotador y el método Volumétrico, determinando la ecuación de la recta cuyo coeficiente de correlación (R^2) igual a uno, es la polinomial.



La Ecuación No.58, vendría a ser la F(x), donde todo caudal determinado por el Método del Flotador, será modificado por esta ecuación para hallar el caudal que más se aproxima a lo obtenido por el Método Volumétrico (Testigo).

$$Q_{ajustado(M.F.)} = -4.4643(Q_{M.F.})^2 + 1.25(Q_{M.F.}) - 0.0085 \quad (58)$$

4.9 MÉTODO DE MANNING.

4.9.1 Determinación del caudal.

Las lecturas obtenidas del tirante de agua se indican en el Cuadro No.53, donde se observa que las alturas de mira son de 0.040 m, 0.045 m y 0.080 m, para Q bajo, Q medio y Q alto, respectivamente. La pendiente adopta un valor constante de 0.015.

El área de la sección transversal, empleando fórmulas geométricas, tienen valores de 0.01664 m², 0.01881 m² y 0.03456 m², para las tres descargas respectivas (Cuadro No.53)

Los valores del perímetro mojado son de 0.466, 0.497 y 0.572 m., del radio hidráulico son de 0.036, 0.038 y 0.060 para las tres descargas y un valor único de rugosidad equivalente de 0.013 (Cuadro No. 53)

En el Cuadro No. 54, se muestran los caudales obtenidos, para los tres caudales estudiados, empleando la expresión matemática de Manning.

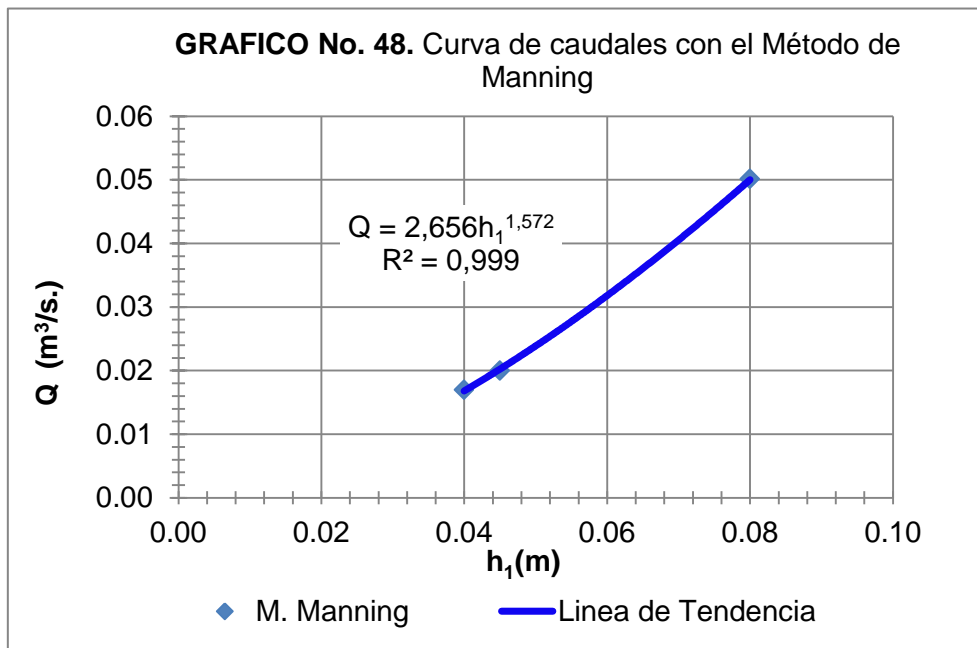
En el Gráfico No. 48, se indica su representación gráfica.

CUADRO No. 53. Características hidráulicas del canal para el cálculo del caudal empleando la Fórmula de Manning. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

Características del canal	Caudal Bajo (m ³ /s)	Caudal Medio (m ³ /s)	Caudal Alto (m ³ /s)
Tirante de agua	0.040	0.045	0.080
Pendiente (s)	0.015	0.015	0.015
Área (m ²)	0.01664	0.01881	0.03456
Perímetro (m)	0.466	0.497	0.572
Radio hidráulico (Área/Perímetro)	0.036	0.038	0.060
Coefficiente de rugosidad (n)	0.013	0.013	0.013

CUADRO No. 54. Caudales obtenidos por el método de Manning en m³/s.. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

Q Bajo (m ³ /s)	Q Medio (m ³ /s)	Q Alto (m ³ /s)
0.017	0.020	0.050



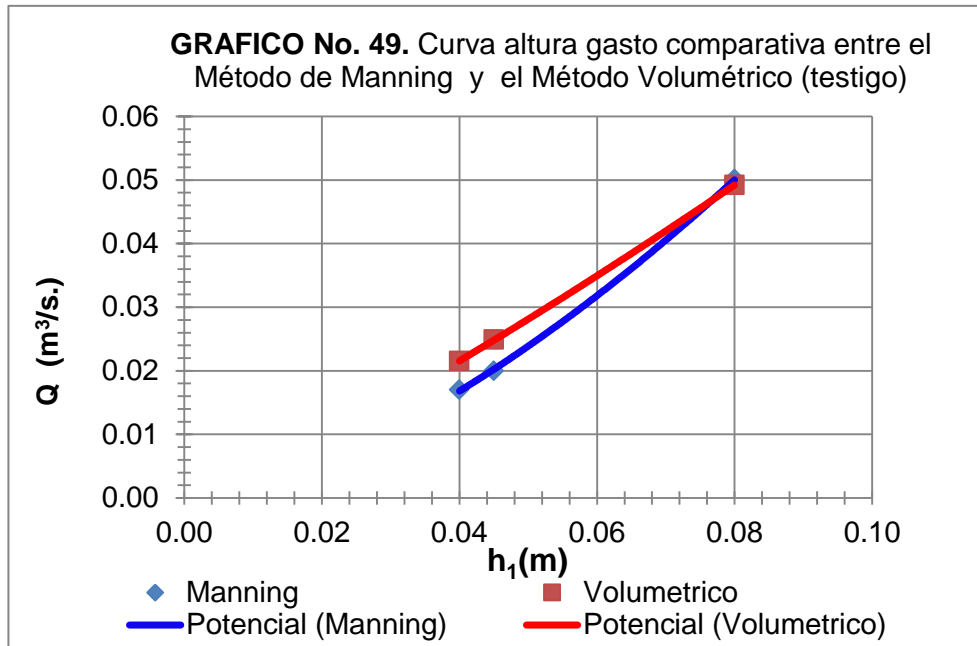
4.9.2 Comparación de la descarga entre el Método Manning y el método volumétrico (testigo).

Las mediciones obtenidas se detallan en el siguiente Cuadro No. 55.

CUADRO No. 55. Comparación de caudales entre en Método Volumétrico (testigo) y el Método de Manning. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

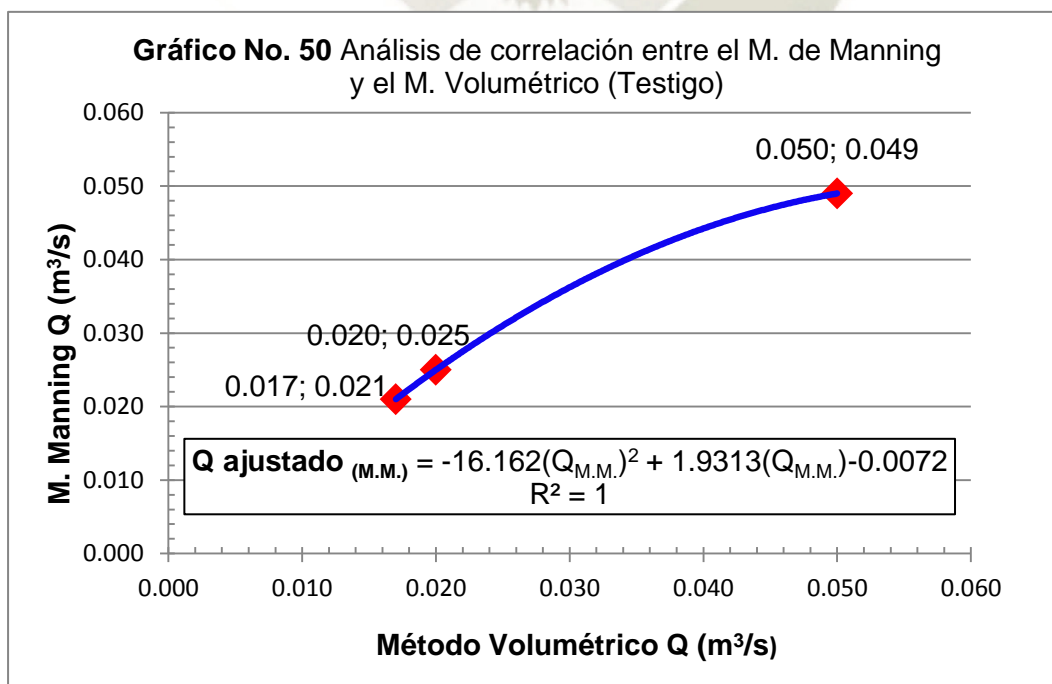
Caudal	M. Volumétrico Q m ³ /s.	Manning Q m ³ /s.
Bajo	0.021	0.017
Medio	0.025	0.020
Alto	0.049	0.050

En el Gráfico No. 49, se muestra los caudales en función de la altura (tirante de agua).



4.9.3 Determinación de la ecuación de correlación ente el Metodo de Manning y el Método Volumétrico (testigo).

Con ayuda del Cuadro No. 55, se elaboró el Gráfico No. 50, donde se expresa la dispersión de los datos comparando los pares de valores obtenidos del método del Manning y el método Volumétrico, determinando la ecuación de la recta cuyo coeficiente de correlación (R^2) igual a uno, es la polinomial.



La Ecuación No.59, vendría a ser la $F(x)$, donde todo caudal determinado por el Método de Manning, será modificado por esta ecuación para hallar el caudal que más se aproxima a lo obtenido por el Método Volumétrico (Testigo).

$$Q_{ajustado(M.M.)} = -16.162(Q_{M.M.})^2 + 1.9313(Q_{M.M.}) - 0.0072 \quad (59)$$

4.10 EL MÉTODO DEL CORRENTÓMETRO.

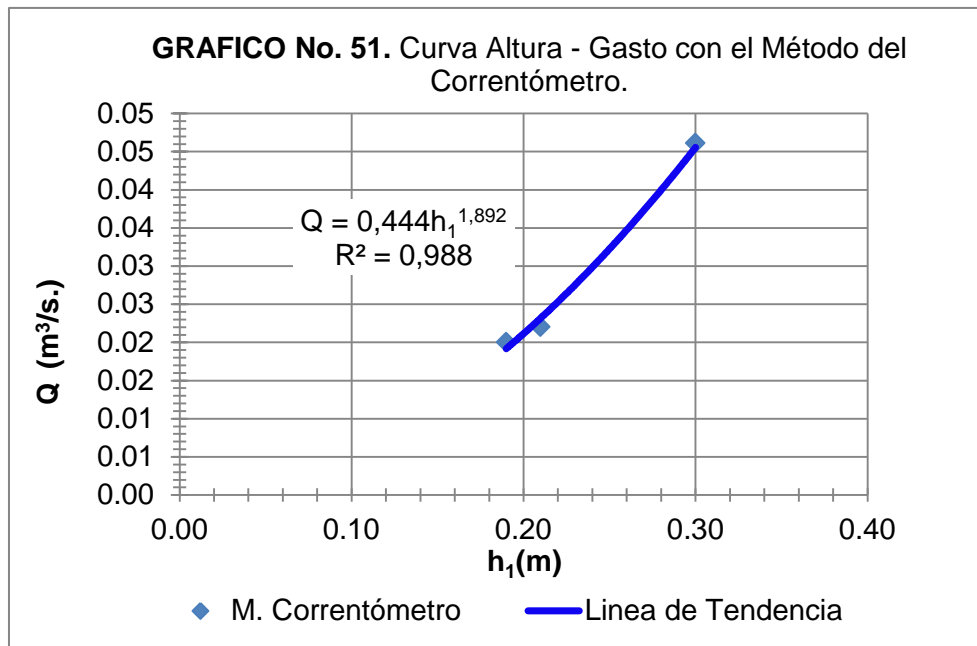
4.10.1 Determinación del caudal.

Los caudales promedios obtenidos empleando el correntómetro se muestran en el Cuadro No. 56, donde se observa que para un Q bajo la descarga registrada es de $0.020 \text{ m}^3/\text{s}$, para un Q medio es $0.022 \text{ m}^3/\text{s}$ y para un Q alto de $0.046 \text{ m}^3/\text{s}$.

En el Gráfico No. 51, se puede expresar los caudales en función de la altura. (tirante de agua)

CUADRO No. 56. Caudales obtenidos por el método del Correntómetro en m^3/s .
Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

Q Bajo (m^3/s)	Q Medio (m^3/s)	Q Alto (m^3/s)
0.020	0.022	0.046

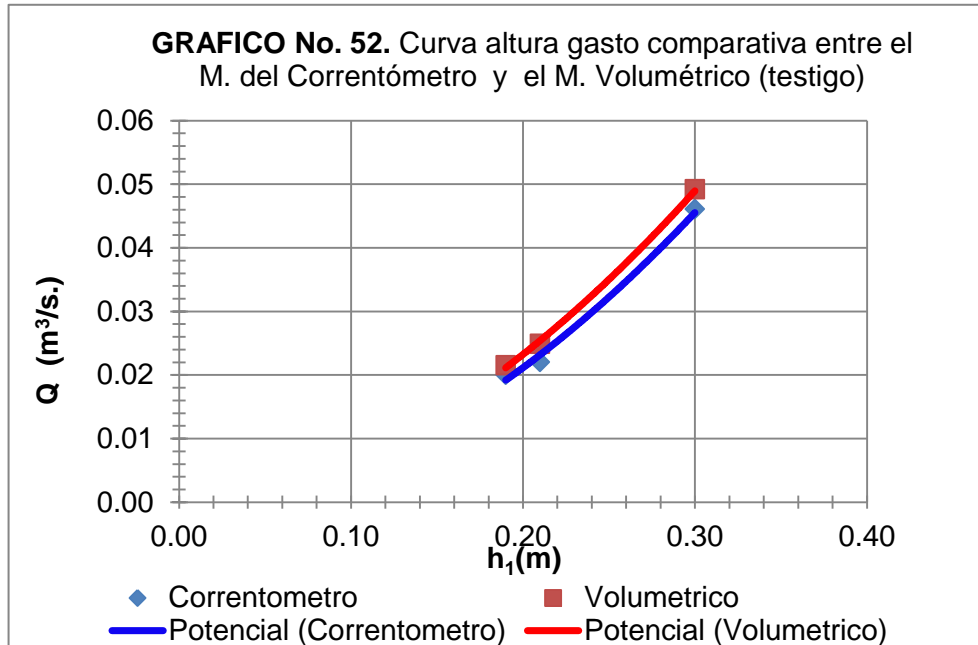


4.10.2 Comparación de descargas entre el Método del Correntómetro con el método volumétrico (testigo).

En el Cuadro No. 57, se presenta, una comparación de las descargas del Método del Correntómetro con el Método Volumétrico, tomado como Método patrón y en el Gráfico No. 44, se muestra las curvas de descargas del Método Correntómetro con la Curva del Método Volumétrico.

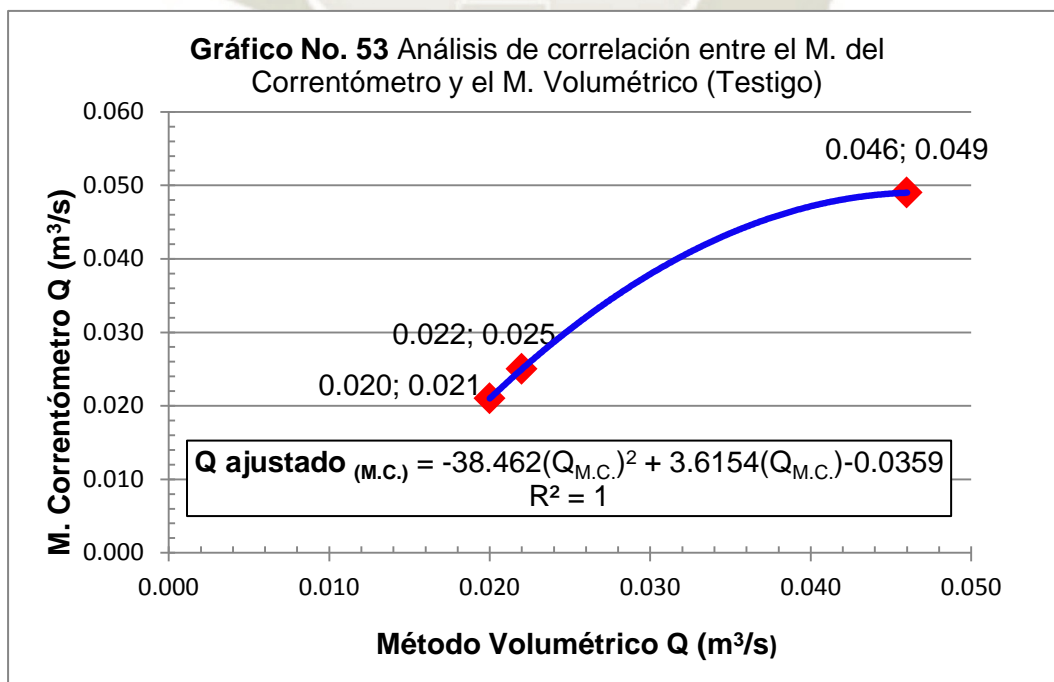
CUADRO No. 57. Comparación de caudales entre en Método Volumétrico (testigo) y el Correntómetro. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

Caudal	M. Volumétrico	Correntómetro
	Q m ³ /s.	Q m ³ /s.
Bajo	0.021	0.020
Medio	0.025	0.022
Alto	0.049	0.046



4.10.3 Determinación de la ecuación de correlación ente el Metodo del Correntometro y el Método Volumétrico (testigo).

Con ayuda del Cuadro No. 57, se elaboró el Gráfico No. 53, donde se expresa la dispersión de los datos comparando los pares de valores obtenidos del método del Correntómetro y el método Volumétrico, determinando la ecuación de la recta cuyo coeficiente de correlación (R^2) igual a uno, es la polinomial.



La Ecuación No.60, vendría a ser la $F(x)$, donde todo caudal determinado por el Método del Correntometro, será modificado por esta ecuación para hallar el caudal que más se aproxima a lo obtenido por el Método Volumétrico (Testigo).

$$Q_{ajustado(M.C.)} = -38.462(Q_{M.C.})^2 + 3.6154(Q_{M.C.}) - 0.0359 \quad (60)$$

4.11 ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.

Para determinar el método que más se aproxima al volumétrico (testigo), se compararon los resultados obtenidos en los caudales con niveles bajos, medios y altos. Posteriormente se promediaron los caudales anteriores, a fin de poder establecer una forma de comparación entre cada uno de ellos y el testigo. (Cuadro No. 58).

CUADRO No. 58. Resumen de los caudales promedios obtenidos con diferentes metodos de medicion. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

Item	Método	Caudales promedio en m ³ /s.			Caudal m ³ /s. Promedio
		Bajo	Medio	Alto	
1	Vertedero Triangular	0.018	0.025	0.045	0.029
2	Vertedero Rectangular	0.018	0.025	0.042	0.028
3	Vertedero Trapezoidal	0.024	0.027	0.055	0.035
4	Vertedero Circular	0.018	0.025	0.046	0.030
5	Aforador Parshall	0.021	0.026	0.051	0.033
6	Aforador Sin Cuello	0.014	0.020	0.045	0.026
7	Flotador	0.026	0.030	0.058	0.038
8	Manning	0.017	0.020	0.050	0.029
9	Correntometro	0.020	0.022	0.046	0.029
10	Volumétrico (Testigo)	0.022	0.025	0.0492	0.032

Fuente: Elaboración propia.

También se realizó el cálculo de anomalía en forma porcentual, estableciendo aquel método que más se aproxima al testigo tanto para los diferentes niveles de descarga y en forma porcentual.

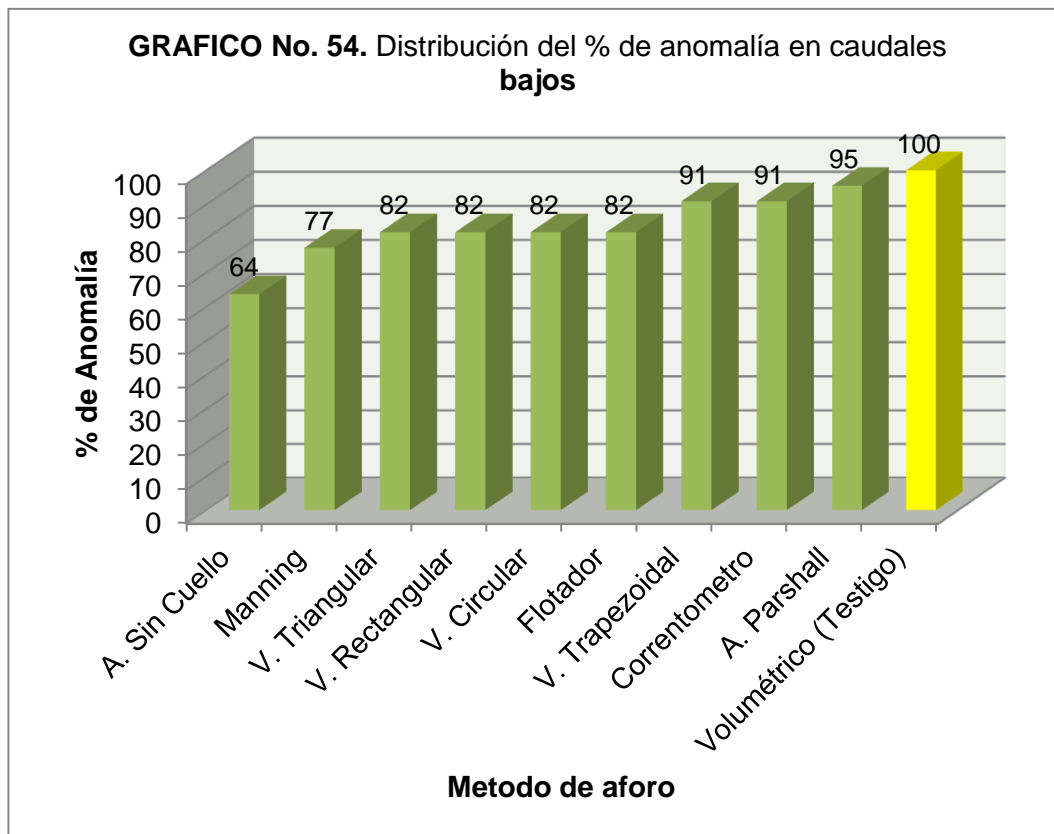
En los Cuadros No. 59, 60, 61 y 62, ordenamos los caudales obtenidos de mayor a menor, en función a la anomalía absoluta y porcentaje de aproximación, tanto para caudales bajo, medio, alto y caudal promedio respectivamente.

En los Gráficos No. 54, 55, 56 y 57, podemos apreciar la comparación de cada medidor de caudal frente el Método Volumétrico (testigo), para caudales bajos, medios y altos respectivamente.

CUADRO No. 59. Cálculo de la anomalía y % de acierto para caudal **bajo**. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

Método	Caudal Bajo m ³ /s.	Anomalía Absoluta	% de Acierto
Aforador sin cuello	0.014	0.020	64
Manning	0.017	0.017	77
Vertedero triangular	0.018	0.018	82
Vertedero rectangular	0.018	0.018	82
Vertedero circular	0.018	0.018	82
Flotador	0.026	0.004	82
Vertedero trapezoidal	0.024	0.002	91
Correntómetro	0.020	0.002	91
Aforador Parshall	0.021	0.001	95
Volumétrico (testigo)	0.022	0.000	100

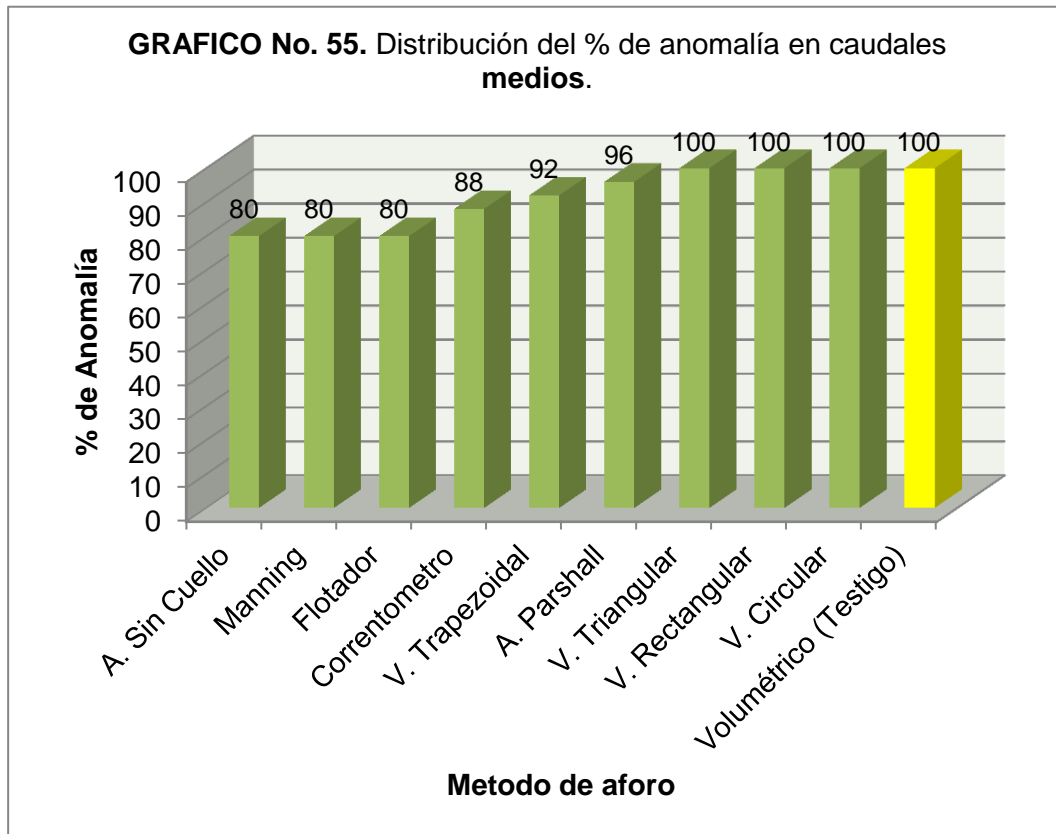
Fuente: Elaboración propia.



CUADRO No. 60. Cálculo de la anomalía y % de acierto para caudal medio. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

Método	Caudal Medio m ³ /s.	Anomalía Absoluta	% de Acierto
Aforador Sin Cuello	0.020	0.005	80
Manning	0.020	0.005	80
Flotador	0.030	0.005	80
Correntómetro	0.022	0.003	88
Vertedero Trapezoidal	0.027	0.002	92
Aforador Parshall	0.026	0.001	96
Vertedero Triangular	0.025	0.000	100
Vertedero Rectangular	0.025	0.000	100
Vertedero Circular	0.025	0.000	100
Volumétrico (Testigo)	0.025	0.000	100

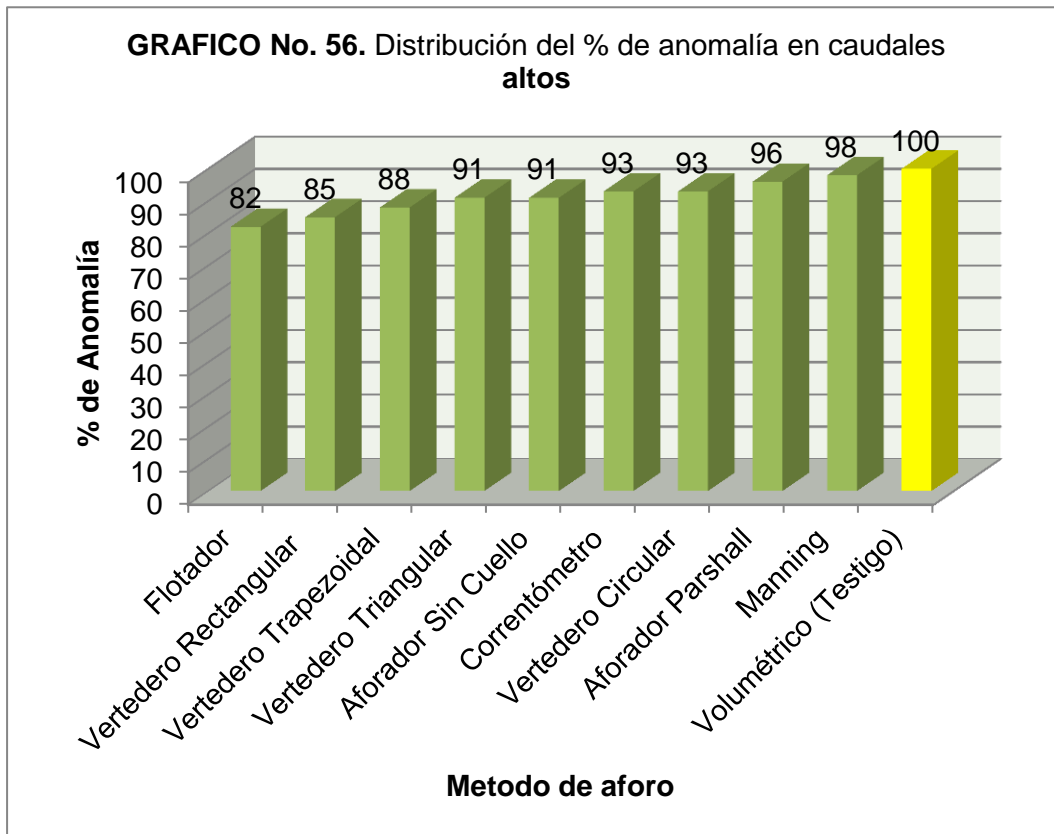
Fuente: Elaboración propia.



CUADRO No. 61. Cálculo de la anomalía y % de acierto para caudal alto. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

Método	Caudal Alto m ³ /s.	Anomalía Absoluta	% de Acierto
Flotador	0.058	0.009	82
Vertedero Rectangular	0.042	0.007	85
Vertedero Trapezoidal	0.055	0.006	88
Vertedero Triangular	0.045	0.004	91
Aforador Sin Cuello	0.045	0.004	91
Correntómetro	0.046	0.003	93
Vertedero Circular	0.046	0.003	93
Aforador Parshall	0.051	0.002	96
Manning	0.049	0.001	98
Volumétrico (Testigo)	0.025	0.000	100

Fuente: Elaboración propia.

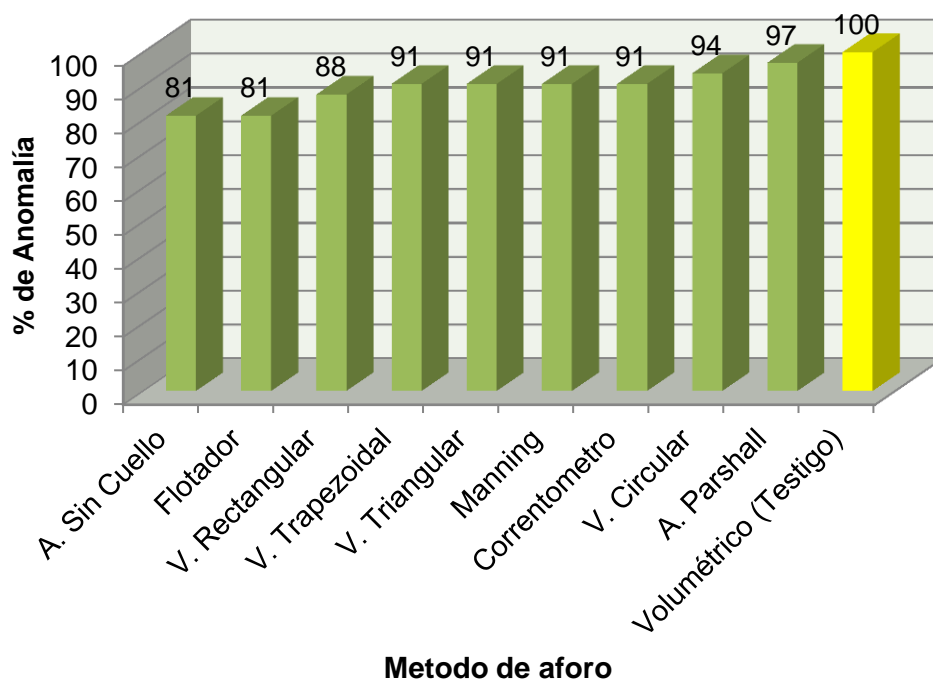


CUADRO No. 62. Cálculo de la anomalía y % de acierto para el **promedio** de los caudales. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

Método	Caudal Alto m ³ /s.	Anomalía Absoluta	% de Acierto
Aforador Sin Cuello	0.058	0.009	82
Flotador	0.042	0.007	85
Vertedero Rectangular	0.055	0.006	88
Vertedero Trapezoidal	0.045	0.004	91
Vertedero Triangular	0.045	0.004	91
Manning	0.046	0.003	93
Correntómetro	0.047	0.002	96
Vertedero Circular	0.051	0.002	96
Aforador Parshall	0.049	0.001	98
Volumétrico (Testigo)	0.025	0.000	100

Fuente: Elaboración propia.

GRAFICO No. 57. Distribución del % de anomalía para el promedio de los caudales.



CAPITULO V

DISCUSIÓN

En la presente tesis se investigó el comportamiento de distintos medidores de caudal para ser comparados con el método volumétrico, para esto se construyó un canal de concreto de sección trapezoidal a un costado de la playa de estacionamiento y un reservorio en el Fundo La Banda de Huasacache en la Universidad Católica de Santa María.

En el canal se instalaron cuatro vertederos de pared delgada, dos aforadores y un puente de metal para ser usado en el aforo con correntómetro. Además se calculó el caudal por el método de Flotadores y Manning para lo cual se retiraron los vertederos de pared delgado tipo compuerta del canal y se tomó una longitud de 10 metros para soltar los flotadores.

De acuerdo a los resultados encontrados en esta investigación se puede decir que existe un correlación entre los métodos de aforos probados y el método volumétrico, sin embargo se analizó cada método por separado de la siguiente manera:

5.1. VERTEDERO TRIANGULAR Y EL M. VOLUMETRICO (Testigo).

Como se puede apreciar en el Cuadro No. 32 del capítulo de resultados, se puede observar que existe una diferencia poco significativa en caudales aforados (Bajos, medios y altos), según se observa en el Cuadro No 63.

CUADRO No. 63 Diferencia de caudales registrados entre el Método Volumétrico (testigo) y el Vertedero Triangular. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

Caudal	M. Volumétrico Q m ³ /s	V. Triangular Q m ³ /s	Diferencia de Q m ³ /s
Bajo	0.021	0.018	0.003
Medio	0.025	0.025	0.000
Alto	0.049	0.045	0.004
Promedio	0.032	0.029	0.002

La diferencia, va de 0.000 m³/s a 0.004 m³/s, con un promedio de 0,002 m³/s, esto debido a la influencia de la cercanía de la compuerta de ingreso al canal, que ha pesar de cumplir las condiciones mínimas para su utilización, según Vega, 2004, donde indica que la longitud mínima aguas arriba del medidor debe ser 10 veces el ancho promedio de la sección del canal, siendo para nuestro caso el ancho de la sección promedio de 0.62 m, es decir no debería haber obstáculo alguno a una distancia mínima de 6.2 m aguas arriba, requisito que se cumple tal como se puede apreciar en Plano No 03, donde indica que la compuerta se encuentra a 6.24 m aguas arriba del vertedero triangular; sin embargo no se descarta la posibilidad de la influencia turbulenta de los flujos al ingreso del canal.

Otro factor a tener en cuenta es el represamiento que ocasiona el vertedero aguas abajo (V. Rectangular), que se encuentra a 4.8 m del vertedero triangular. Esta característica afecta la medición en caudales altos.

5.2. VERTEDERO RECTANGULAR Y EL M. VOLUMETRICO (Testigo).

Como se puede apreciar en el Cuadro No 35 del capítulo de resultados, se puede observar que existe una diferencia poco significativa en caudales aforados (Bajos, medios y altos), según se observa en el Cuadro No. 64.

CUADRO No. 64 Diferencia de caudales registrados entre el Método Volumétrico (testigo) y el Vertedero Rectangular. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

Caudal	M. Volumétrico Q m ³ /s	V. Rectangular Q m ³ /s	Diferencia de Q m ³ /s
Bajo	0.021	0.018	0.003
Medio	0.025	0.025	0.000
Alto	0.049	0.042	0.007
Promedio	0.032	0.028	0.003

La diferencia que existe, va de 0.000 m³/s a 0.007 m³/s, con un promedio de 0,003 m³/s, esto debido a la influencia de la cercanía del vertedero triangular, ubicado aguas arriba de este punto de medición, que no cumple con las condiciones mínimas para su uso, según Vega, 2004, ubicado a 4.8 m (ver plano No. 03).

Otro factor a tener en cuenta es el represamiento que ocasiona el vertedero aguas abajo (V. Trapezoidal), que se encuentra a 4.8 m del actual punto de medición. Esta característica afecta la medición en caudales altos.

5.3. VERTEDERO TRAPEZOIDAL Y EL M. VOLUMETRICO (Testigo).

Según el Cuadro No. 38 del capítulo de resultados, se puede observar que existe una diferencia poco significativa en caudales aforados (Bajos, medios y altos), según se observa en el Cuadro No 65.

CUADRO No. 65 Diferencia de caudales registrados entre el Método Volumétrico (testigo) y el Vertedero Trapezoidal. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

Caudal	M. Volumétrico Q m ³ /s	V. Trapezoidal Q m ³ /s	Diferencia de Q m ³ /s
Bajo	0.021	0.024	0.003
Medio	0.025	0.027	0.002
Alto	0.049	0.055	0.006
Promedio	0.032	0.035	0.004

La diferencia que existe, va de 0.002 m³/s a 0.006 m³/s, con un promedio de 0,004 m³/s, esto debido a la influencia de la cercanía del vertedero rectangular, ubicado

aguas arriba de este punto de medición, que no cumple con las condiciones mínimas para su uso, según Vega, 2004, ubicado a 4.8 m (ver plano No. 03).

Otro factor a tener en cuenta es el represamiento que ocasiona el vertedero aguas abajo (V. Orificio), que se encuentra a 4.8 m del actual punto de medición. Esta característica afecta la medición en caudales altos.

5.4. VERTEDERO CIRCULAR Y EL M. VOLUMETRICO (Testigo).

De acuerdo al Cuadro No. 41 del capítulo de resultados, se puede observar que existe una diferencia poco significativa en caudales aforados (Bajos, medios y altos), según se observa en el Cuadro No. 66.

CUADRO No. 66 Diferencia de caudales registrados entre el Método Volumétrico (testigo) y el Vertedero Orificio. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

Caudal	M. Volumétrico Q m³/s	V. Orificio Q m³/s	Diferencia de Q m³/s
Bajo	0.021	0.018	0.003
Medio	0.025	0.025	0.000
Alto	0.049	0.047	0.002
Promedio	0.032	0.030	0.002

La diferencia que existe, va de 0.000 m³/s a 0.003 m³/s, con un promedio de 0,002 m³/s, esto debido a la influencia de la cercanía del vertedero trapezoidal, ubicado aguas arriba de este punto de medición, que no cumple con las condiciones mínimas para su uso, según Vega, 2004, ubicado a 4.8 m (ver plano No. 03).

5.5. AFORADOR PARSHALL Y EL M. VOLUMETRICO (Testigo).

De acuerdo al Cuadro No. 44 del capítulo de resultados, se puede observar que existe una diferencia poco significativa en los caudales aforados (Bajos, medios y altos), según se observa en el Cuadro No. 67.

CUADRO No. 67 Diferencia de caudales registrados entre el Método Volumétrico (testigo) y el Aforador Parshall. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

Caudal	M. Volumétrico Q m ³ /s	A. Parshall Q m ³ /s	Diferencia de Q m ³ /s
Bajo	0.021	0.021	0.000
Medio	0.025	0.026	0.001
Alto	0.049	0.051	0.002
Promedio	0.032	0.033	0.001

La diferencia que existe, va de 0.000 m³/s a 0.002 m³/s, con un promedio de 0,001 m³/s. Se estima que esta diferencia es debido a posibles errores en la construcción del aforador, según PSI 2004.

Otro factor que afecta la descarga es la graduación de la regla del aforador, que esta graduada en centímetros y se deprecia unidades menores; sin embargo estas diferencias de los caudales son sumamente mínimas.

5.6. AFORADOR SIN CUELLO Y EL M. VOLUMETRICO (Testigo).

Según el Cuadro No. 47 del capítulo de resultados, se puede observar que existe una diferencia de regular importancia de los caudales aforados (Bajos, medios y altos), según se observa en el Cuadro No. 68.

CUADRO No. 68 Diferencia de caudales registrados entre el Método Volumétrico (testigo) y el Aforador Sin Cuello. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

Caudal	M. Volumétrico Q m ³ /s	A. Sin Cuello Q m ³ /s	Diferencia de Q m ³ /s
Bajo	0.021	0.014	0.007
Medio	0.025	0.020	0.005
Alto	0.049	0.045	0.004
Promedio	0.032	0.026	0.005

La diferencia que existe, va de 0.004 m³/s a 0.007 m³/s, con un promedio de 0,005 m³/s. Este comportamiento se debe a la presencia del cambio de dirección del flujo del

agua que se encuentra a 1.31 m aguas debajo de este punto de medición, y posibles errores en la construcción del aforador, según Alfaro, 1980.

Otro factor que afecta la descarga es la turbulencia que existe en la regla de medición, ya que no existe un vaso tranquilizador en la construcción de este aforador.

5.7. AFORO CON FLOTADORES Y EL M. VOLUMETRICO (Testigo).

Según el Cuadro No. 54 del capítulo de resultados, se puede observar que existe una diferencia de regular importancia de los caudales aforados (Bajos, medios y altos), según se observa en el Cuadro No. 69.

CUADRO No. 69 Diferencia de caudales registrados entre el Método Volumétrico (testigo) y el Método de Flotadores. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2010.

Caudal	M. Volumétrico Q m ³ /s	Flotadores Q m ³ /s	Diferencia de Q m ³ /s
Bajo	0.021	0.017	0.005
Medio	0.025	0.020	0.005
Alto	0.049	0.050	0.009
Promedio	0.032	0.029	0.006

La diferencia que existe, va de 0.005 m³/s a 0.009 m³/s, con un promedio de 0,006 m³/s. Esta diferencia es por que el método empleado es la menos precisa comparada con otro método, según PSI, 2004.

5.8. METODO DE MANNING Y EL M. VOLUMETRICO (Testigo).

Según el Cuadro No. 55 del capítulo de resultados, se puede observar que existe una diferencia de poca importancia de los caudales aforados (Bajos, medios y altos), según se observa en el Cuadro No. 70.

CUADRO No. 70 Diferencia de caudales registrados entre el Método Volumétrico (testigo) y el Método de Manning. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2014.

Caudal	M. Volumétrico Q m ³ /s	Manning Q m ³ /s	Diferencia de Q m ³ /s
Bajo	0.021	0.017	0.004
Medio	0.025	0.020	0.005
Alto	0.049	0.050	0.001
Promedio	0.032	0.029	0.003

La diferencia que existe, va de 0.001 m³/s a 0.005 m³/s, con un promedio de 0,003 m³/s. Esta diferencia es debido a la longitud del tramo escogido en el canal que es de 25 m, inferior al requisito mínimo exigido según el PSI, 2004 que es de 60 metros.

5.9. METODO DEL CORRENTÓMETRO Y EL M. VOLUMETRICO (Testigo).

Según el Cuadro No. 57, del capítulo de resultados, se puede observar que existe una diferencia de poca importancia de los caudales aforados (Bajos, medios y altos), según se observa en el Cuadro No. 71.

CUADRO No. 71 Diferencia de caudales registrados entre el Método Volumétrico (testigo) y el Método del Correntómetro. Instalación y Operación de Medidores de Agua en Conductos Abiertos con diferentes caudales, para determinar la variación en las descargas. 2011.

Caudal	M. Volumétrico Q m ³ /s	Manning Q m ³ /s	Diferencia de Q m ³ /s
Bajo	0.021	0.020	0.001
Medio	0.025	0.022	0.003
Alto	0.049	0.046	0.003
Promedio	0.032m	0.029	0.002

La diferencia que existe, va de 0.001 m³/s a 0.003 m³/s, con un promedio de 0,002 m³/s. Esta diferencia es debido a la fecha de calibración del instrumento, el mismo que debe ser calibrado en forma frecuente, según OMM, 1994

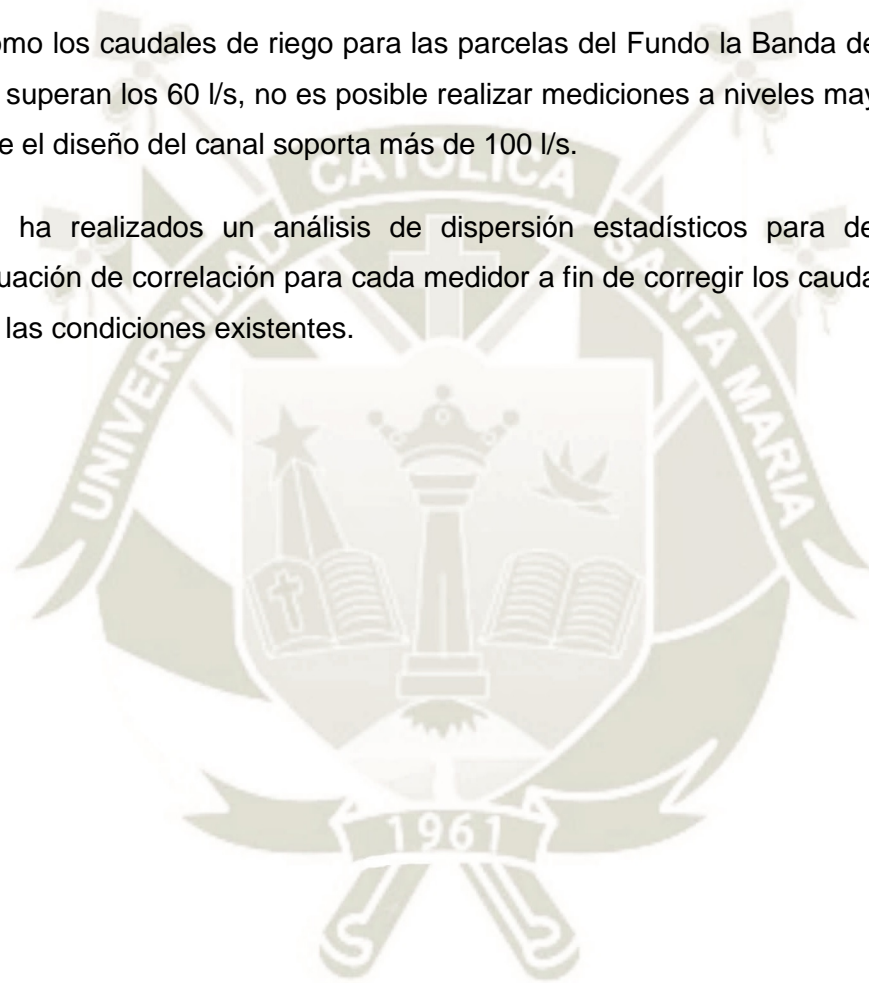
CAPITULO VI

CONCLUSIONES

VI.

1. La construcción del canal con la distribución de los diferentes métodos de aforo se realizó previo análisis de los posibles caudales que debían circular por el lugar.
2. Para la determinación del método de aforo más exacto (Volumétrico), se realizó la construcción de un pozo de material noble con una capacidad de 2.67 m^3 .
3. Se realizaron las pruebas con tres caudales diferentes, con tirantes de agua al ingreso del canal con valores de 4.0, 4.5 y 8.0 cm. respectivamente; y con tres repeticiones para cada prueba en los diferentes métodos de aforos y poder determinar con mayor precisión los volúmenes de agua analizados.
4. De acuerdo a los análisis realizados, se ha podido determinar que para las condiciones del canal construido el método que más se aproxima en niveles bajos es el Aforador Parshall (95%), seguido del Correntómetro (91%) y el Vertedero Trapezoidal (91%).
5. Se ha podido notar en niveles de caudal medio, no existe diferencia entre el Método volumétrico (Testigo) y los vertederos Circular, Rectangular y Triangular, seguido del Aforador Parshall (96%).

6. Para caudales de niveles altos, el método que más se aproxima es el Método de Manning (98%), seguido del Aforador Parshall (96%) y el Vertedero Circular (96%).
7. De los resultados obtenidos en los tres niveles de descarga (bajo, medio y alto), se realizó un promedio, y comparado con el testigo de hallaron que el método que más se aproxima al testigo es el Aforador Parshall con 97% de certeza, seguido del vertedero circular con 94% y el correntómetro con 91% de certeza.
8. Como los caudales de riego para las parcelas del Fundo la Banda de Huasacache no superan los 60 l/s, no es posible realizar mediciones a niveles mayores, a pesar que el diseño del canal soporta más de 100 l/s.
9. Se ha realizado un análisis de dispersión estadísticos para determinar una ecuación de correlación para cada medidor a fin de corregir los caudales obtenidos en las condiciones existentes.



VII.

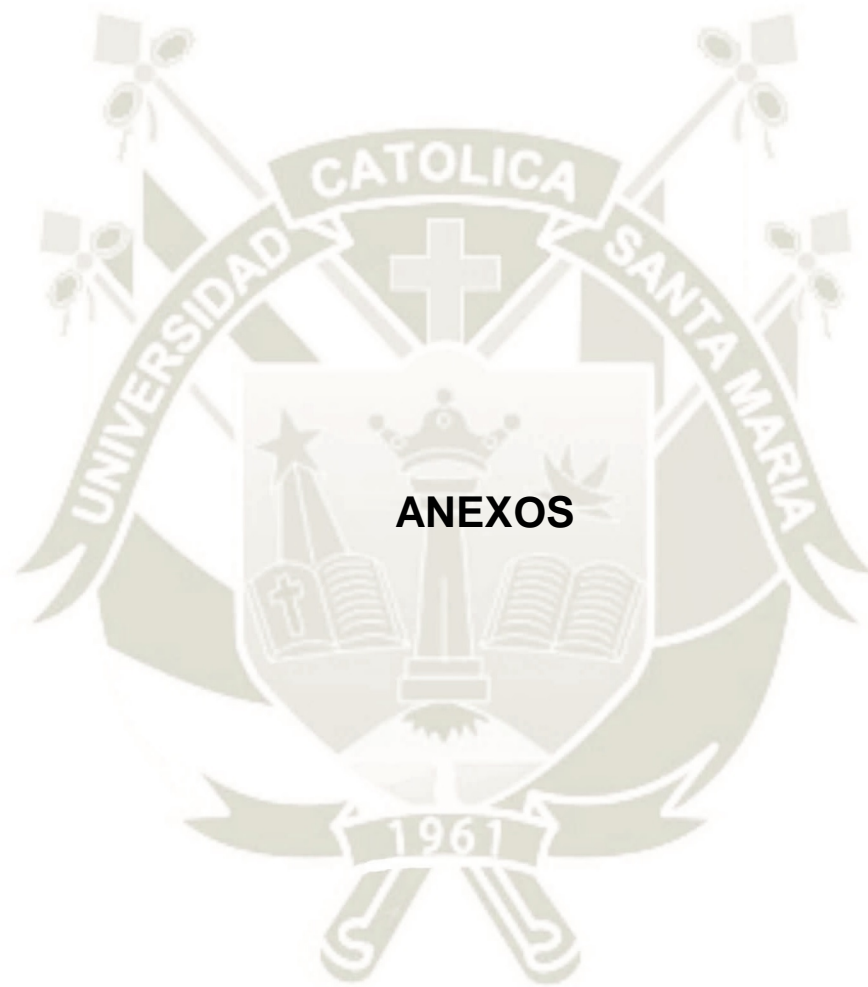
CAPITULO VII RECOMENDACIONES

1. Utilizar el canal construido en los riegos de las parcelas a las cuales lleva el agua a fin de mantenerlo operativo y saber la cantidad de agua utilizada por unidad de área.
2. Conociendo los volúmenes de agua utilizados, se puede realizar un balance hídrico de los cultivos instalados bajo este riego y conocer exactamente las demandas hídricas bajo las condiciones edafoclimáticas del fundo la banda de Huasacache.
3. Utilizar los métodos de aforo tales como el Aforador Parshall o El vertedero Circular al ingreso de las parcelas a fin de poder determinar los volúmenes de agua usados en la producción de los cultivos a nivel parcelario.
4. Cuando se realicen aforos con correntómetro, verificar que el instrumento esté recientemente calibrado por el Laboratorio correspondiente, con su certificado respectivo, a fin de evitar posibles errores al momento de determinar las descargas.
5. Realizar más estudios comparativos con mayores caudales y con diferentes pendientes.
6. Construir un vaso tranquilizador para el aforador sin cuello.

BIBLIOGRAFIA

1. **A-OTT Catalogo.** 2001. Correntómetro tipo Kempton
2. **A-OTT Catálogos.** 2001. Correntómetro Universal C-31.
3. **ALFARO, J.**1980, Medidas de Agua en canales por medio del Aforador sin Cuello. Santo Domingo.
4. **APARICIO, F.** 2008. Fundamentos de Hidrología de Superficie, Editorial Limusa, México.
5. **ARGÜELLES, J.** et al. 2005. Prácticas de Mecánica de Fluidos. Oviedo - Principado de Asturias – España.
6. **CHANSON, H.** 2002. Hidráulica de Flujo en Canales Abiertos. Ed. Mc Graw Hill. Colombia.
7. **DELGADILLO, O.,** 2004, Serie Técnica Agua y Suelo N° 2, Método Volumétrico Gravimétrico, Cochabamba.
8. **DOMINGUEZ, F.** 1959. Hidráulica. Editorial Universitaria Chile.
9. **FARIAS DE REYES, M.** 2005. Apuntes de Hidrología. Universidad de Piura, Facultad de Ingeniería.
10. **FRENCH, R.** 1988. Hidráulica de Canales Abiertos. Editorial Mc. Graw Hill.
11. **HERNÁNDEZ, R.** 2004. Ingeniería Hidráulica en México, Revista interdisciplinaria de ciencia y tecnología del agua Vol. XIX. Mexico.
12. **MINISTERIO DE AGRICULTURA.** 1972. Aforo por correntómetro Manual N° 28. Lima.
13. **MINISTERIO DE AGRICULTURA. PSI.** 2004, Programa de Entrenamiento en Servicio. PES. Calibración de Estructuras Hidráulicas de Medición, Instructivo técnico, Lima – Perú.
14. **MINISTERIO DE AGRICULTURA.** 2005. CONVENIO MARCO DE COOPERACION INTERINSTITUCIONAL INRENA – UCPSI. Manual de Hidrometría, Lima – Perú.
15. **MINISTERIO DEL AMBIENTE.** 2008. SENAMHI - DIRECCIÓN GENERAL DE HIDROLOGÍA Y RECURSOS HÍDRICOS. Guía de Hidrometría de Aguas Superficiales. Lima – Perú.

16. **NOVAK, P.** et al. 2001. Estructuras Hidráulicas. Mc. Graw Hill. Colombia.
17. **ORGANIZACIÓN METEOROLÓGICA MUNDIAL.** 1994. Guía de Prácticas Hidrológicas. OMM – N° 168. Quinta edición. Ginebra – Suiza.
18. **PIZARRO, H., MURILLO, R.** 1992. Principios Hidráulicos del Funcionamiento del Aforador en el Canal Principal de Bagatzi, Venezuela.
19. **REBELIÓN,** 2011. <http://www.rebellion.org/noticia.php?id=19210>
20. **ROSELL, C.** 1998. Irrigación. Colección del Ingeniero Civil Libro 14, Lima – Perú.
21. **SENAMHI.** 1998, Guía para el llenado y cálculo del nivel y control de descargas. Lima Perú.
22. **SVIATOSLAV, K.** 1982. Diseño Hidráulico. Moscú – Rusia.
23. **TRUEBA, S.** 1979. Hidráulica. Compañía Editorial Continental S.A. México.
24. **VEGA, D.** ,2004. Serie Técnica Agua y Suelo N° 1, Vertederos de Pared Delgada. Cochabamba.
25. **VEN TE CHOW.** 1982. Hidráulica de Canales Abiertos. Editorial Diana. México.
26. **VEN TE CHOW.** 1994. Hidrología Aplicada. Editorial D'VINNI LTDA: Santa Fé de Bogotá D.C. Colombia.
27. **VILLON, M.** 1985. Hidráulica de Canales. Editorial Horizonte Latinoamericano S.A. Perú.
28. **ZIMMERMAN, J.** 1982. El Riego. Editorial Continental. Mexico.



Anexo No 01.

Régimen sub crítico para vertederos.

Energía Específica

El concepto de Energía específica fue introducido por primera vez por Bakhmeteff (1912). La energía específica (H) en un canal se define como la energía por kilogramo de agua que fluye a través de la sección, medida con respecto al fondo del canal.

A partir de las ecuaciones de:

- Continuidad: $Q = uA$
- Bernoulli: $H = z + \frac{P}{\gamma} + \frac{u^2}{2g}$

En esta última, considerando el fondo (solera) del mismo nivel de referencia, se tendrá:

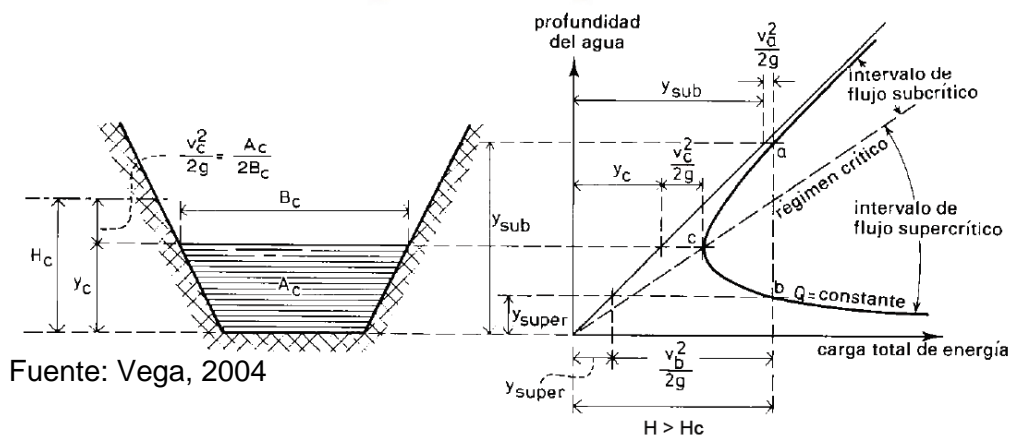
$$y = z + \frac{P}{\gamma} \text{ (tirante)}$$

La energía específica puede ser expresada como:

$$H = y + \frac{u^2}{2g} \quad \text{ó} \quad H = y + \frac{Q^2}{2gA^2}$$

La ecuación anterior muestra que para una sección determinada (A) y un caudal constante (Q), la energía específica sólo dependerá de la altura de agua o tirante (y). Dibujando los valores de (y) con relación a su correspondiente valor de energía específica (H), para un determinado caudal (Q), se obtiene la siguiente figura:

Energía Específica



Fuente: Vega, 2004

Regímenes de flujo

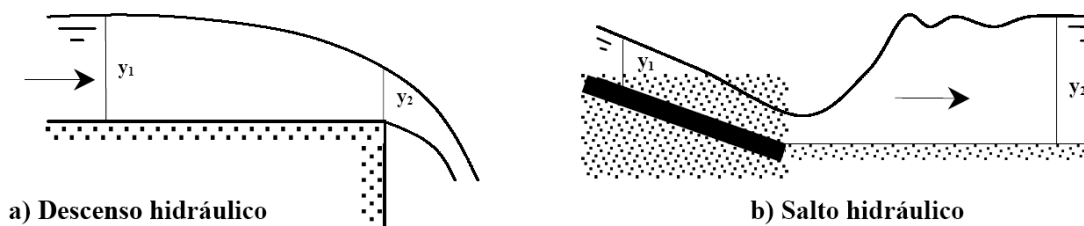
La curva de la Figura anterior, muestra que para un valor determinado de caudal y energía específica existen dos tirantes posibles, los cuales se denominan “tirantes alternos o correspondientes”: tirante subcrítico (régimen subcrítico) y tirante supercrítico (régimen supercrítico).

Además, se observa que para el punto correspondiente al valor de energía específica mínima (E_{\min}) los tirantes alternos son iguales (coinciden), por tanto existe un único valor de tirante para un determinado valor de caudal, este valor se conoce como “tirante crítico” (y_c) y el régimen de flujo como “Régimen crítico”.

Cuando el tirante del flujo es mayor al tirante crítico ($y_1 > y_c$), el flujo es denominado “Subcrítico” y en caso de que el tirante sea menor al tirante crítico ($y_1 < y_c$), el flujo es denominado “Supercrítico”, ver figura anterior.

Es posible que se produzcan cambios de uno a otro tipo de flujo debido, por ejemplo, a cambios en la pendiente del canal. El cambio rápido de flujo subcrítico a supercrítico se presenta con una depresión pronunciada del tirante que es llamada “descenso hidráulico”, ver Figura 18a. A su vez, el cambio rápido de flujo supercrítico a subcrítico se presenta con un incremento brusco del tirante que es llamado “resalto hidráulico”, ver siguiente figura.

Descenso y Salto Hidráulico



Fuente: Vega, 2004

En campo es posible determinar por simple observación el régimen de flujo de la siguiente manera: Se genera una onda en el flujo con una pequeña piedra o rama y se observa su desplazamiento.

- Flujo subcrítico: Cuando la onda generada se remonta aguas arriba.
- Flujo supercrítico: Cuando la onda generada no se remonta aguas arriba.
- Flujo crítico: Cuando no puede observarse la onda.

Anexo No 02.

**Calibraciones de Flujo Libre para aforadores sin Cuello Seleccionados
Expresados en Función del Ancho de la Garganta (W) x Longitud del
Aforador (L).**

(Kraatz, D.E. y I.K. Mahajan, 1975 II p. 252)

Ha (m)	Descargas Q (m ³ por segundo)								
	10x90 cm	20x90 cm	30x90 cm	20x180 cm	40x180 cm	60x180 cm	30x270 cm	60x270 cm	100x270 cm
0.005	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
0.010	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.001	0.002
0.015	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.002	0.003
0.020	0.000	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.001	0.003	0.005
0.025	0.000	0.001	0.001	0.001	0.002	0.003	0.002	0.004	0.007
0.030	0.001	0.001	0.002	0.001	0.003	0.005	0.003	0.005	0.009
0.035	0.001	0.002	0.002	0.002	0.004	0.006	0.003	0.007	0.011
0.040	0.001	0.002	0.003	0.002	0.005	0.007	0.004	0.008	0.014
0.045	0.001	0.003	0.004	0.003	0.006	0.009	0.005	0.010	0.017
0.050	0.001	0.003	0.004	0.003	0.007	0.011	0.006	0.012	0.020
0.055	0.002	0.004	0.005	0.004	0.008	0.012	0.007	0.014	0.023
0.060	0.002	0.004	0.006	0.005	0.009	0.014	0.008	0.016	0.026
0.065	0.002	0.005	0.007	0.005	0.011	0.016	0.009	0.018	0.030
0.070	0.003	0.006	0.008	0.006	0.012	0.018	0.010	0.020	0.034
0.075	0.003	0.006	0.009	0.007	0.014	0.021	0.011	0.022	0.038
0.080	0.003	0.007	0.011	0.007	0.015	0.023	0.012	0.025	0.042
0.085	0.004	0.008	0.012	0.008	0.017	0.025	0.013	0.027	0.046
0.090	0.004	0.009	0.013	0.009	0.018	0.028	0.015	0.030	0.050
0.095	0.005	0.010	0.014	0.010	0.020	0.030	0.016	0.032	0.054
0.100	0.005	0.011	0.016	0.011	0.022	0.033	0.017	0.035	0.059
0.105	0.006	0.012	0.017	0.012	0.024	0.036	0.018	0.038	0.063
0.110	0.006	0.013	0.019	0.013	0.026	0.039	0.020	0.040	0.068
0.115	0.007	0.014	0.021	0.013	0.027	0.042	0.021	0.043	0.073
0.120	0.007	0.015	0.022	0.014	0.029	0.045	0.023	0.046	0.078
0.125	0.008	0.016	0.024	0.015	0.032	0.048	0.024	0.049	0.083
0.130	0.008	0.018	0.026	0.016	0.034	0.051	0.026	0.052	0.089
0.135	0.009	0.019	0.028	0.018	0.036	0.054	0.027	0.056	0.094
0.140	0.010	0.020	0.030	0.019	0.038	0.057	0.029	0.059	0.099
0.145	0.010	0.022	0.031	0.020	0.040	0.061	0.031	0.062	0.105
0.150	0.011	0.023	0.034	0.021	0.043	0.064	0.032	0.066	0.111
0.155	0.012	0.024	0.036	0.022	0.045	0.068	0.034	0.069	0.117
0.160	0.012	0.026	0.038	0.023	0.047	0.072	0.036	0.073	0.122
0.165	0.013	0.027	0.040	0.024	0.050	0.075	0.037	0.076	0.129
0.170	0.014	0.029	0.042	0.026	0.052	0.079	0.039	0.080	0.135
0.175	0.014	0.031	0.045	0.027	0.055	0.083	0.041	0.083	0.141
0.180	0.015	0.032	0.047	0.028	0.058	0.087	0.043	0.087	0.147
0.185	0.016	0.034	0.049	0.030	0.060	0.091	0.045	0.091	0.154
0.190	0.017	0.036	0.052	0.031	0.063	0.095	0.047	0.095	0.160
0.195	0.018	0.037	0.054	0.032	0.066	0.099	0.049	0.099	0.167
0.200	0.018	0.039	0.057	0.034	0.068	0.104	0.051	0.103	0.174

Anexo No 02. (Continuación)

Ha (m)	Descargas Q (m ³ por segundo)								
	10x90 cm	20x90 cm	30x90 cm	20x180 cm	40x180 cm	60x180 cm	30x270 cm	60x270 cm	100x270 cm
0.205	0.019	0.041	0.060	0.035	0.071	0.108	0.052	0.107	0.180
0.210	0.020	0.043	0.062	0.036	0.074	0.112	0.055	0.111	0.187
0.215	0.021	0.045	0.065	0.038	0.077	0.117	0.057	0.115	0.194
0.220	0.022	0.047	0.068	0.039	0.080	0.121	0.059	0.119	0.201
0.225	0.023	0.049	0.071	0.041	0.083	0.126	0.061	0.123	0.209
0.230	0.024	0.051	0.074	0.042	0.086	0.130	0.063	0.128	0.216
0.235	0.025	0.053	0.077	0.044	0.089	0.135	0.065	0.132	0.223
0.240	0.026	0.055	0.080	0.045	0.092	0.140	0.067	0.137	0.231
0.245	0.027	0.057	0.083	0.047	0.096	0.145	0.069	0.141	0.238
0.250	0.028	0.059	0.086	0.049	0.099	0.150	0.072	0.146	0.246
0.255	0.029	0.061	0.089	0.050	0.102	0.155	0.074	0.150	0.254
0.260	0.030	0.063	0.092	0.052	0.106	0.160	0.076	0.155	0.261
0.265	0.031	0.066	0.096	0.053	0.109	0.165	0.078	0.159	0.269
0.270	0.032	0.068	0.099	0.055	0.112	0.170	0.081	0.164	0.277
0.275	0.033	0.070	0.102	0.057	0.116	0.175	0.083	0.169	0.285
0.280	0.034	0.073	0.106	0.059	0.119	0.180	0.085	0.174	0.293
0.285	0.035	0.075	0.109	0.060	0.123	0.186	0.088	0.179	0.302
0.290	0.037	0.078	0.113	0.062	0.126	0.191	0.090	0.183	0.310
0.295	0.038	0.080	0.116	0.064	0.130	0.197	0.093	0.188	0.318
0.300	0.039	0.082	0.120	0.066	0.134	0.202	0.095	0.193	0.327
0.305	0.040	0.085	0.124	0.067	0.137	0.208	0.098	0.199	0.335
0.310	0.041	0.088	0.127	0.069	0.141	0.213	0.100	0.204	0.344
0.315	0.043	0.090	0.131	0.071	0.145	0.219	0.103	0.209	0.353
0.320	0.044	0.093	0.135	0.073	0.149	0.225	0.105	0.214	0.361
0.325	0.045	0.096	0.139	0.075	0.152	0.231	0.108	0.219	0.370
0.330	0.046	0.098	0.143	0.077	0.156	0.237	0.110	0.224	0.379
0.335	0.048	0.101	0.147	0.079	0.160	0.243	0.113	0.230	0.388
0.340	0.049	0.104	0.151	0.081	0.164	0.249	0.116	0.235	0.391
0.345	0.050	0.107	0.155	0.083	0.169	0.255	0.118	0.241	0.406
0.350	0.052	0.110	0.159	0.085	0.172	0.261	0.121	0.246	0.416
0.355	0.053	0.112	0.164	0.087	0.176	0.267	0.124	0.252	0.425
0.360	0.054	0.115	0.168	0.089	0.180	0.273	0.126	0.257	0.434
0.365	0.056	0.118	0.172	0.091	0.185	0.279	0.129	0.263	0.444
0.370	0.057	0.121	0.177	0.093	0.189	0.286	0.132	0.268	0.453
0.375	0.059	0.124	0.181	0.095	0.193	0.292	0.135	0.274	0.463
0.380	0.060	0.127	0.185	0.097	0.197	0.299	0.138	0.280	0.473
0.385	0.062	0.131	0.190	0.099	0.202	0.305	0.140	0.286	0.482
0.390	0.063	0.134	0.195	0.101	0.206	0.312	0.143	0.291	0.492
0.395	0.065	0.137	0.199	0.103	0.210	0.318	0.146	0.297	0.502
0.400	0.066	0.140	0.204	0.105	0.215	0.325	0.149	0.303	0.512

Anexo No 02. (Continuación)

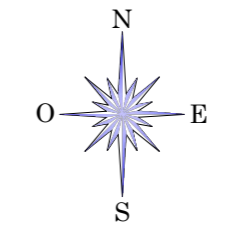
Ha (m)	Descargas Q (m ³ por segundo)								
	10x90 cm	20x90 cm	30x90 cm	20x180 cm	40x180 cm	60x180 cm	30x270 cm	60x270 cm	100x270 cm
0.405	0.068	0.143	0.209	0.108	0.219	0.332	0.152	0.309	0.522
0.410	0.069	0.147	0.213	0.110	0.224	0.339	0.155	0.315	0.532
0.415	0.071	0.150	0.218	0.112	0.228	0.345	0.158	0.321	0.542
0.420	0.072	0.153	0.223	0.114	0.233	0.352	0.161	0.327	0.552
0.425	0.074	0.157	0.228	0.116	0.237	0.359	0.164	0.333	0.563
0.430	0.076	0.160	0.233	0.119	0.242	0.366	0.167	0.339	0.573
0.435	0.077	0.163	0.238	0.121	0.247	0.373	0.170	0.346	0.584
0.440	0.079	0.167	0.243	0.123	0.251	0.380	0.173	0.352	0.594
0.445	0.080	0.170	0.248	0.126	0.256	0.388	0.176	0.358	0.605
0.450	0.082	0.174	0.253	0.128	0.261	0.395	0.179	0.364	0.615
0.455				0.130	0.266	0.402	0.182	0.371	0.626
0.460				0.133	0.270	0.409	0.185	0.377	0.637
0.465				0.135	0.275	0.417	0.189	0.383	0.648
0.470				0.138	0.280	0.424	0.192	0.390	0.659
0.475				0.140	0.285	0.432	0.195	0.396	0.669
0.480				0.142	0.290	0.439	0.198	0.403	0.681
0.485				0.145	0.295	0.447	0.201	0.409	0.692
0.490				0.147	0.300	0.454	0.205	0.416	0.703
0.495				0.150	0.305	0.462	0.208	0.426	0.714
0.500				0.152	0.310	0.470	0.211	0.429	0.725
0.505				0.155	0.315	0.477	0.214	0.436	0.737
0.510				0.157	0.321	0.485	0.218	0.443	0.748
0.515				0.160	0.326	0.493	0.221	0.450	0.760
0.520				0.162	0.331	0.501	0.224	0.457	0.771
0.525				0.165	0.336	0.509	0.228	0.463	0.783
0.530				0.168	0.342	0.517	0.231	0.470	0.794
0.535				0.170	0.347	0.525	0.235	0.477	0.806
0.540				0.173	0.352	0.533	0.238	0.484	0.818
0.545				0.176	0.358	0.541	0.242	0.491	0.830
0.550				0.178	0.363	0.550	0.245	0.498	0.842
0.555				0.181	0.369	0.558	0.249	0.505	0.854
0.560				0.184	0.374	0.566	0.252	0.513	0.866
0.565				0.186	0.380	0.575	0.256	0.520	0.878
0.570				0.189	0.385	0.583	0.259	0.527	0.890
0.575				0.192	0.391	0.591	0.263	0.534	0.902
0.580				0.195	0.396	0.600	0.266	0.541	0.914
0.585				0.197	0.402	0.609	0.270	0.549	0.927
0.590				0.200	0.408	0.617	0.273	0.556	0.939
0.595				0.203	0.414	0.626	0.277	0.563	0.952
0.600				0.206	0.419	0.635	0.281	0.571	0.964

Anexo No 04.

Valorización final de obra

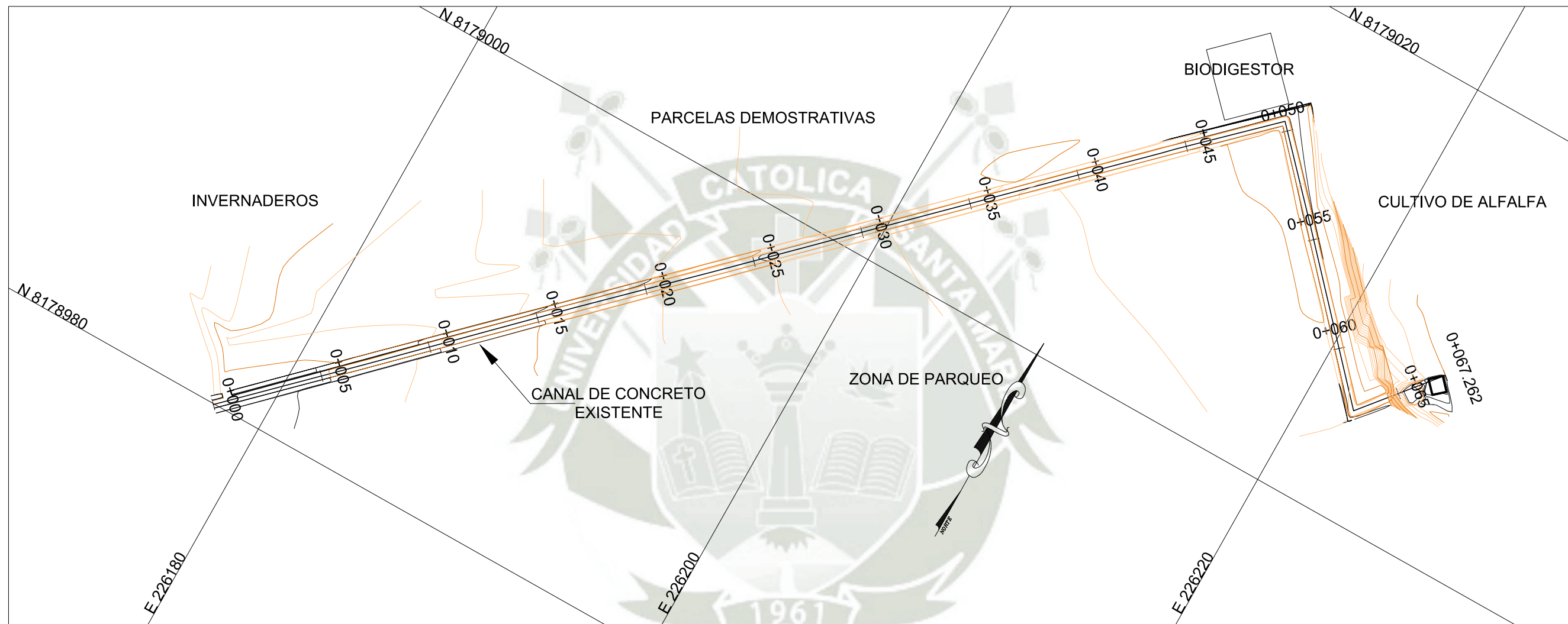
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U. S/.	TOTAL S/.
Concreto f'c=210 Kg/cm ²	m ³	10.805	323.11	3491.20
Fierro de refuerzo de 3/8'	Kg	48.563	4.37	212.22
Movimiento de tierra				
Excavación	m ³	0.449	27.50	12.35
Relleno	m ³	18.110	21.22	384.29
Encofrado	m ²	116.919	48.11	5624.97
Compuertas	und	3.000	150.00	450.00
Medidores	und	4.000	150.00	600.00
punte metalico	und	1.000	100.00	100.00
Otros (accesorios)	global	1.000	250.00	250.00
COSTO TOTAL S/.				11125.03



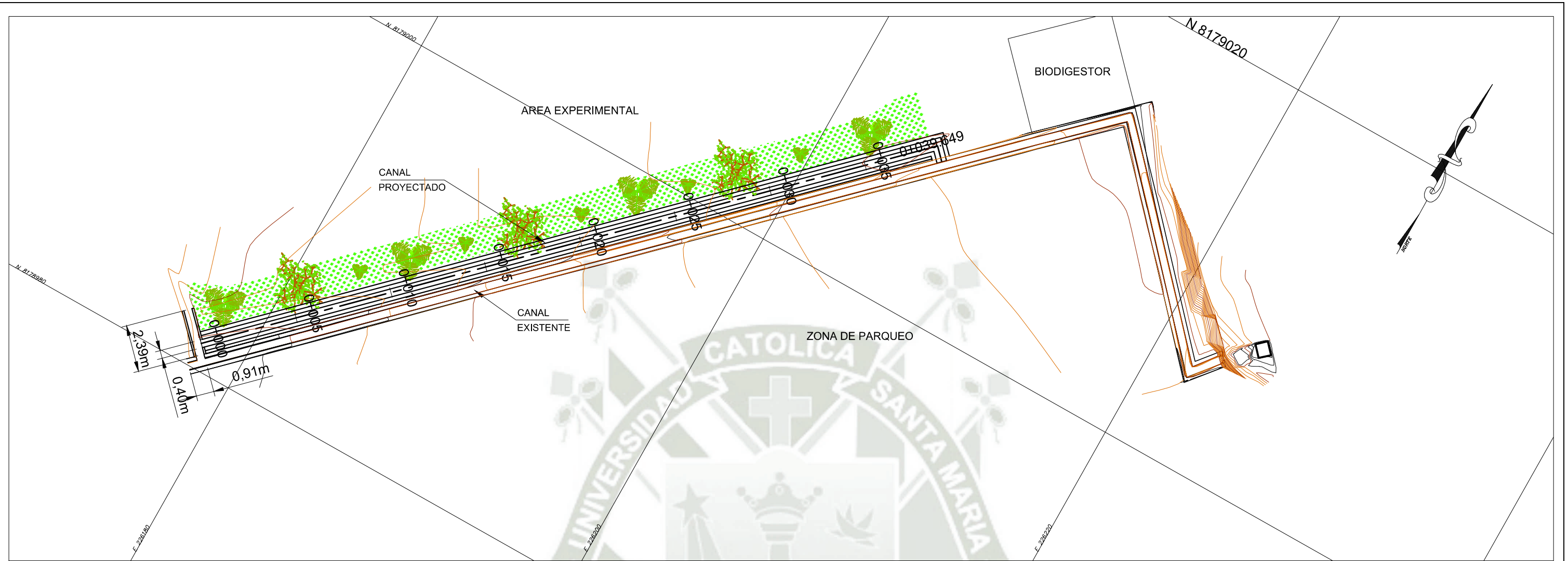


SISTEMA DE COORDENADAS UTM ZONA 19

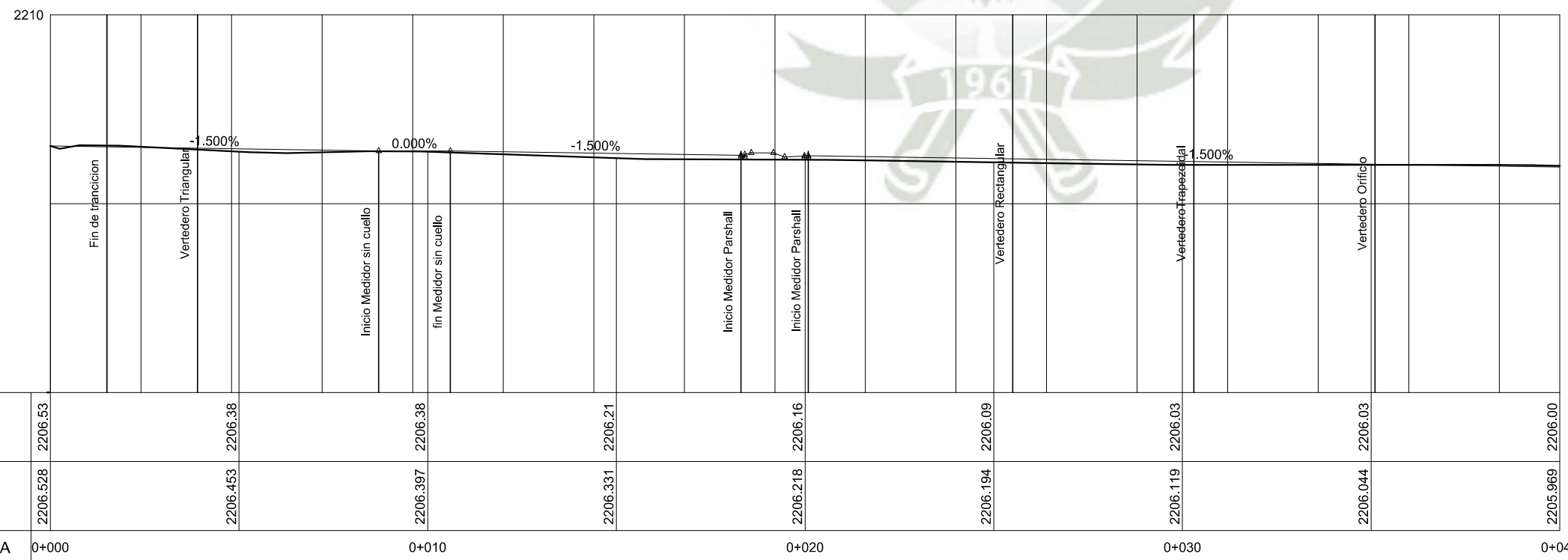
 UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA			
FACULTAD DE CIENCIAS BIOLÓGICAS Y QUÍMICAS PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÓNOMICA			
INSTALACIÓN Y OPERACIÓN DE MEDIDORES DE AGUA EN CONDUCTOS ABIERTOS CON DIFERENTES CAUDALES, PARA DETERMINAR LA VARIACIÓN EN LAS DESCARGAS			
PLANO DE UBICACION GENERAL			
REVISADO : R. LOPEZ P.	DIBUJO CAD : M. CUEVAS L.	DISERNO : CUEVAS LAGUNA, MANUEL E. GOMEZ DELGADO, HENRY J.	PLANO : UG-01
ESCALA : INDICADA	FECHA : ENERO 2010		



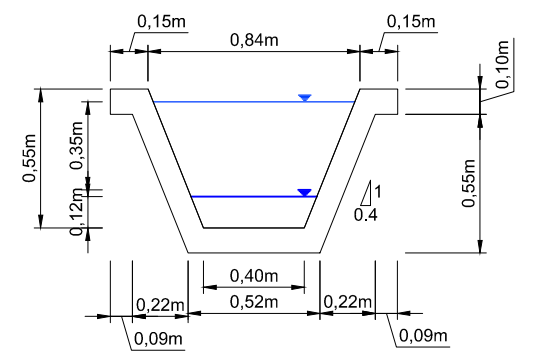
 UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA			
FACULTAD DE CIENCIAS BIOLÓGICAS Y QUÍMICAS PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRONÓMICA			
INSTALACIÓN Y OPERACIÓN DE MEDIDORES DE AGUA EN CONDUCTOS ABIERTOS CON DIFERENTES CAUDALES, PARA DETERMINAR LA VARIACIÓN EN LAS DESCARGAS			
PLANO TOPOGRÁFICO			
REVISADO : --	DIBUJO CAD : M. CUEVAS L.	DISERÓ : CUEVAS LAGUNA, MANUEL E. GÓMEZ DELGADO, HENRY J.	PLANO : PT-01
ESCALA : INDICADA	FECHA : ENERO 2010		



PLANTA
ESCALA: 1/200



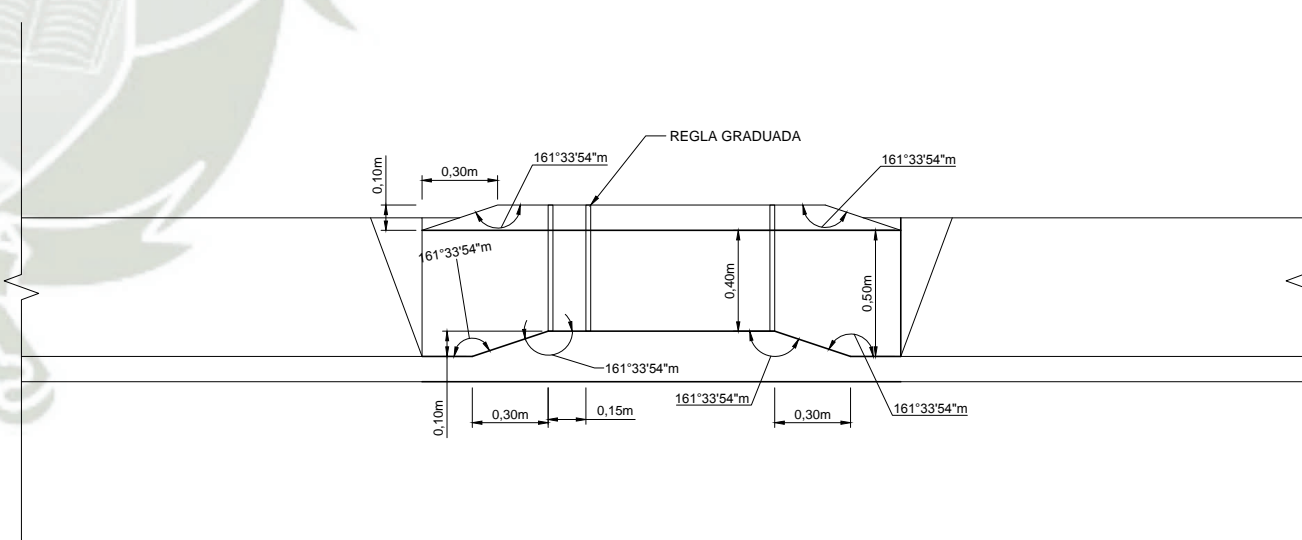
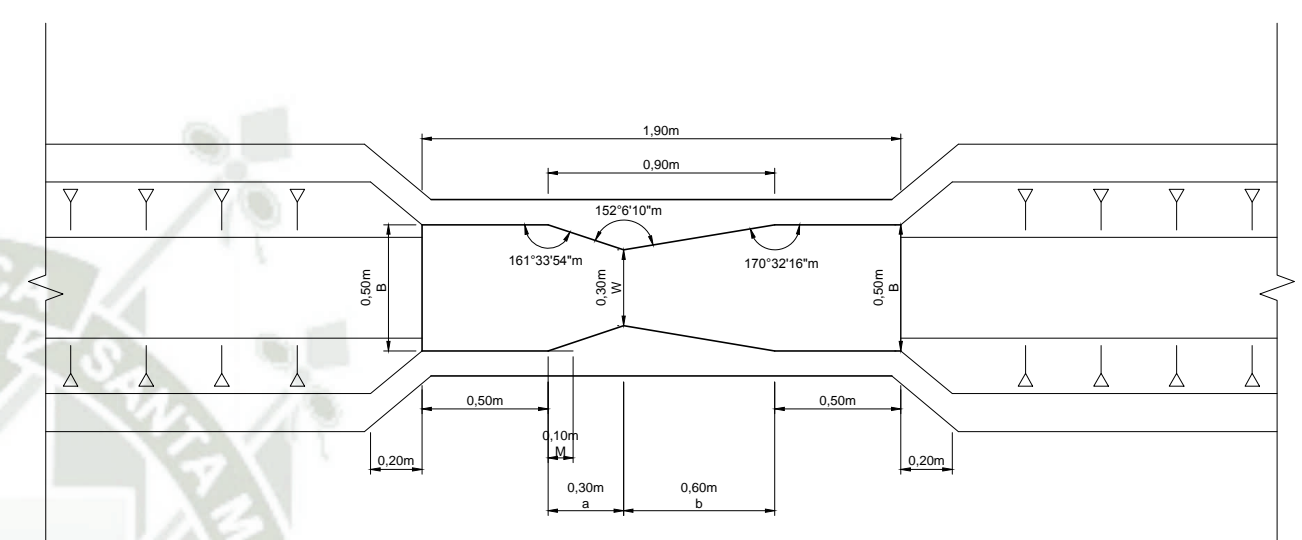
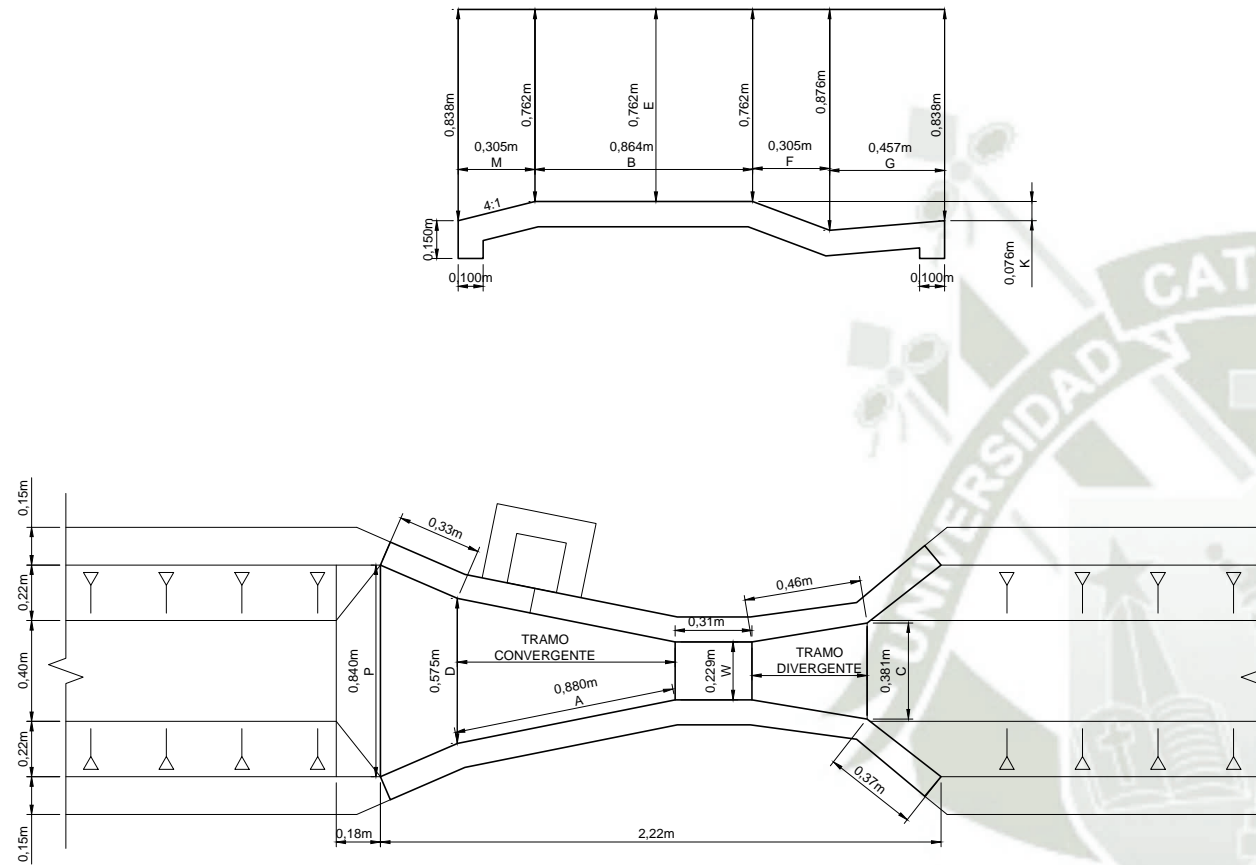
PERFIL
ESCALA: 1/150



SECCIÓN TÍPICA
ESCALA: 1/30

 UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA			
FACULTAD DE CIENCIAS BIOLÓGICAS Y QUÍMICAS PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÓNOMICA			
INSTALACIÓN Y OPERACIÓN DE MEDIDORES DE AGUA EN CONDUCTOS ABIERTOS CON DIFERENTES CAUDALES, PARA DETERMINAR LA VARIACIÓN EN LAS DESCARGAS			
PLANTA Y PERFIL DE CANAL			
REVISADO : ---	DIBUJO CAD : M. CUEVAS L.	DISÑO : CUEVAS LAGUNA, MANUEL E. GOMEZ DELGADO, HENRY J.	PLANO : PP-01
ESCALA : INDICADA	FECHA : ENERO 2010		


Longitud	Q (Lt/s)	W (m)	B (m)	Ha max. (m)	h (m)	h' (m)	d (m)	b (m)	m (m)
L= 0.90	204	0.30	0.50	0.40	0.50	0.30	0.30	0.60	0.10



DIMENSION EN METROS Y CAUDAL EN m3/seg. DEL MEDIDOR PARSHALL															CAUDAL LIMITE PARA FLUJOS	
W	A	B	C	D	E	F	G	K	N	R	M	P	X	Y	MÁXIMO	MINIMO
															m3/s.	m3/s.
0.229	0.880	0.864	0.381	0.575	0.762	0.305	0.457	0.076	0.114	0.406	0.305	1.08	0.076	0.076	0.2520	0.0025

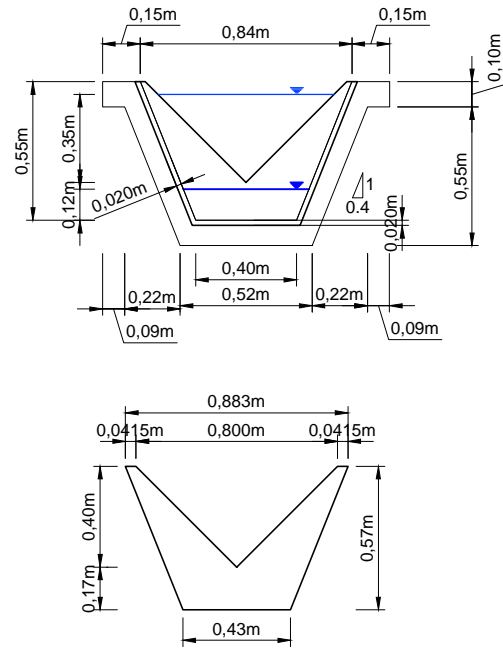
MEDIDOR PARSHALL
ESCALA: 1/30

AFORADOR SIN CUELLO
ESCALA: 1/30

 UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA FACULTAD DE CIENCIAS BIOLÓGICAS Y QUÍMICAS PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRONÓMICA			
INSTALACIÓN Y OPERACIÓN DE MEDIDORES DE AGUA EN CONDUCTOS ABIERTOS CON DIFERENTES CAUDALES, PARA DETERMINAR LA VARIACIÓN EN LAS DESCARGAS			
PLANO DE MEDIDORES DE CAUDAL			
REVISADO : -- ESCALA : 1/30	DIBUJO CAD : M. CUEVAS L. FECHA : ENERO 2010	DISEÑO : CUEVAS LAGUNA, MANUEL E. GÓMEZ DELGADO, HENRY J.	PLANO : OH-01

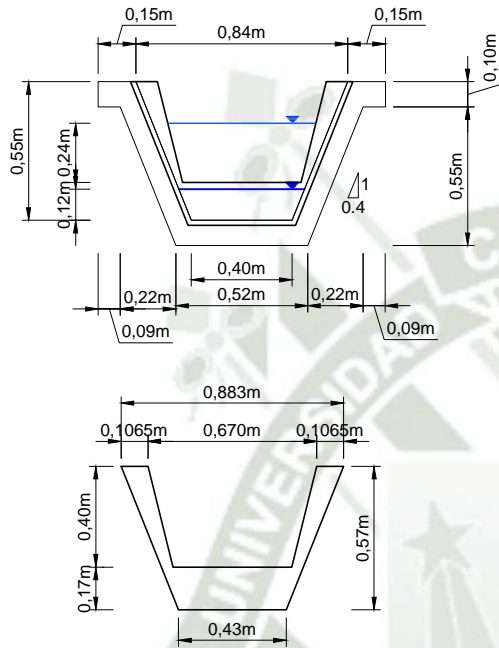
VERTEDERO TRIANGULAR

Area del concreto es de 0.182 m², haciendo un volumen de concreto para 40 ml es de 7.28 m³



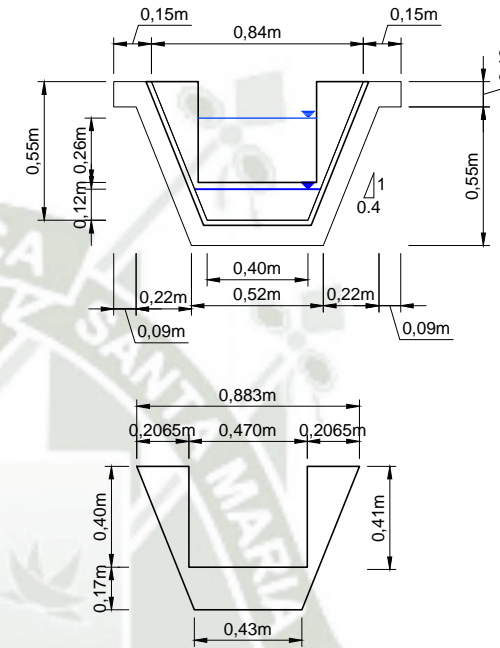
VERTEDERO DE CIPOLLETTI

Area del concreto es de 0.236 m², haciendo un volumen de concreto para 40 ml es de 9.44 m³
Esta seccion del canal puede ser modificada, se puede reducir



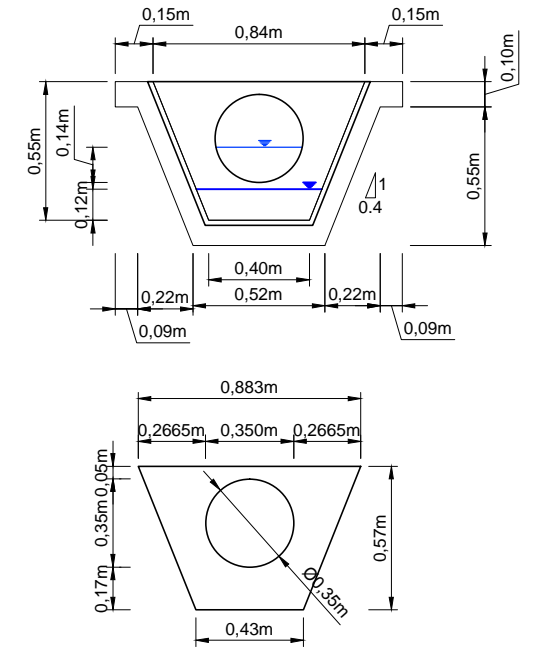
VERTEDERO RECTANGULAR CON CONTRACCION

Area del concreto es de 0.182 m², haciendo un volumen de concreto para 40 ml es de 7.28 m³



VERTEDERO DE ORIFICIO

Area del concreto es de 0.182 m², haciendo un volumen de concreto para 40 ml es de 7.28 m³



CALCULO VERTEDERO TRIANGULAR

Descarga Máxima

Altura de carga de agua: 35.00 cm

$$Q = 1.34 h^{2.47}$$

$$Q = 1.34 \times (0.3625)^{2.47}$$

$$Q = 0.100 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 100 \text{ l/s}$$

CALCULO VERTEDERO DE CIPOLLETTI

Descarga Máxima

Caudal de descarga: 100.00 l/s
Longitud del vertedero: 0.47 m.

$$Q = 1.859 L h^{3/2}$$

$$Q = \sqrt[3/2]{Q/(1.859 \cdot L)}$$

$$Q = \sqrt[3/2]{100/(1.859 \cdot 0.47)}$$

$$Q = 23.57 \text{ cm}$$

CALCULO VERTEDERO RECTANGULAR CON CONTRACCION

Descarga Máxima

Altura de la carga de agua: 0.256 cm
Longitud del vertedero: 0.47 m.

$$Q = 1.84 (L - 0.2 h) h^{3/2}$$

$$h = 1.84 (1.47 - 0.2 \times 0.256) \times 0.256^{3/2}$$

$$h = 0.100 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h = 100 \text{ l/s}$$

CALCULO VERTEDERO DE ORIFICIO

Descarga Máxima

Caudal de descarga: 100.00 l/s
Diámetro del orificio: 35.00 cm

$$Q = 0.0218 D^2 \sqrt{h}$$

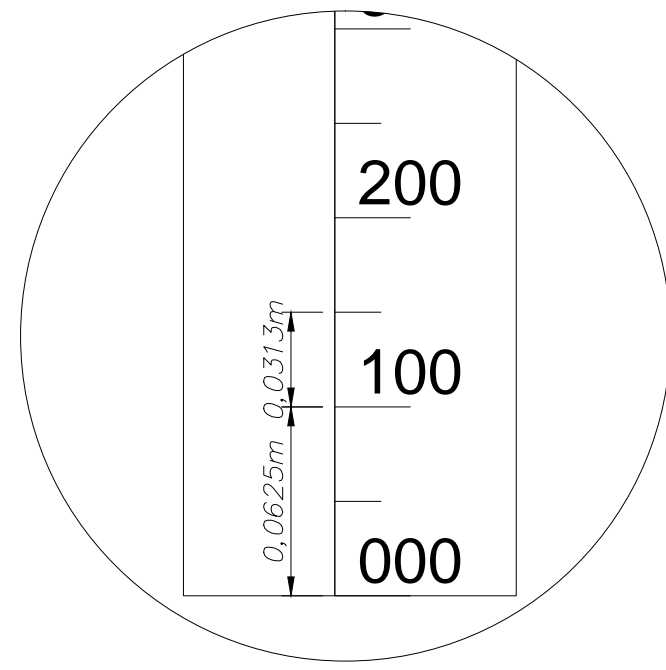
despejando

$$h = \left(\frac{Q}{0.0218 D^2} \right)^2$$

$$h = (100)/0.0218 (35)^2)^2$$

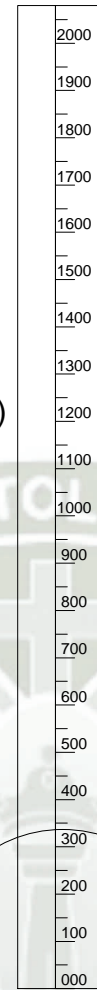
$$h = 14.02 \text{ cm}$$

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARIA			
FACULTAD DE CIENCIAS BIOLÓGICAS Y QUÍMICAS PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRONÓMICA			
INSTALACIÓN Y OPERACIÓN DE MEDIDORES DE AGUA EN CONDUCTOS ABIERTOS CON DIFERENTES CAUDALES, PARA DETERMINAR LA VARIACIÓN EN LAS DESCARGAS			
PLANO DE VERTEDEROS			
REVISADO : --	DIBUJO CAD : M. CUEVAS L.	DISEÑO : CUEVAS LAGUNA, MANUEL E. GÓMEZ DELGADO, HENRY J.	PLANO : OH-02
ESCALA : 1/30	FECHA : ENERO 2010		

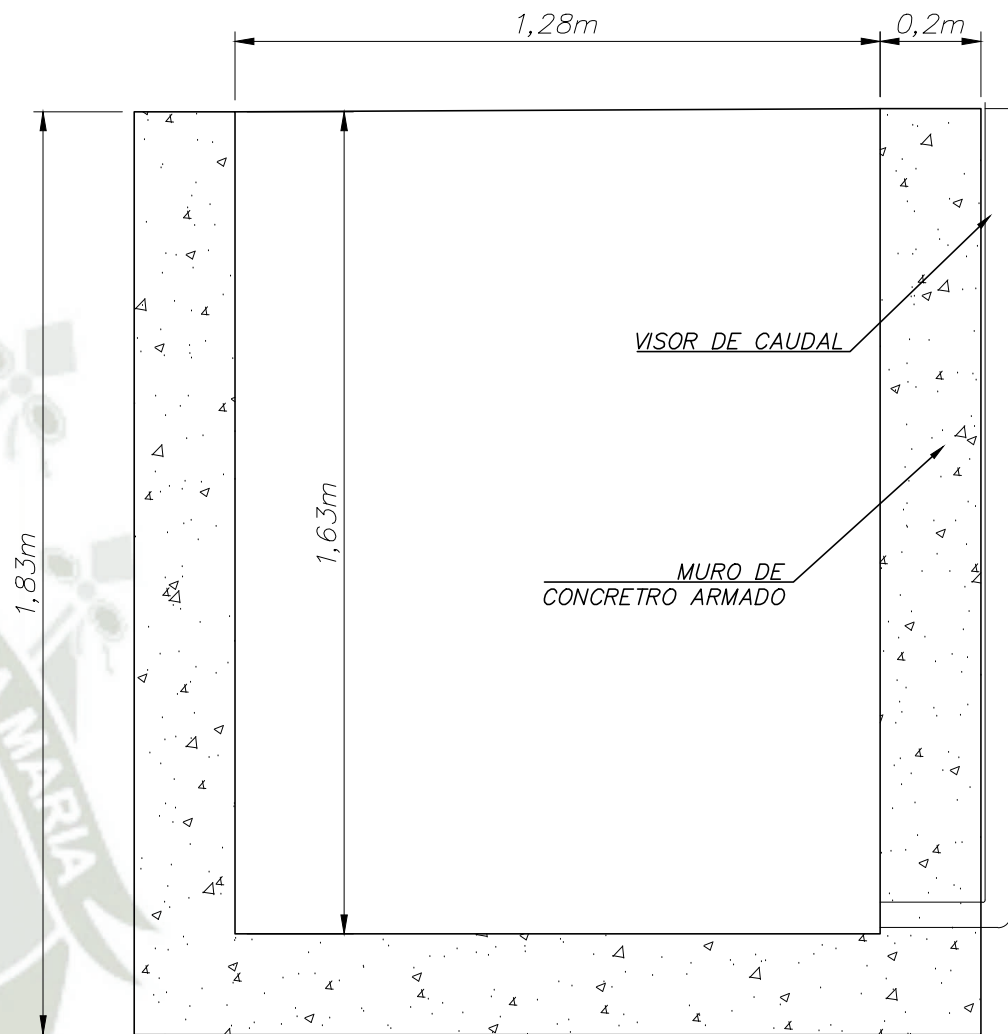


DETALLE A
ESCALA 1/2,5

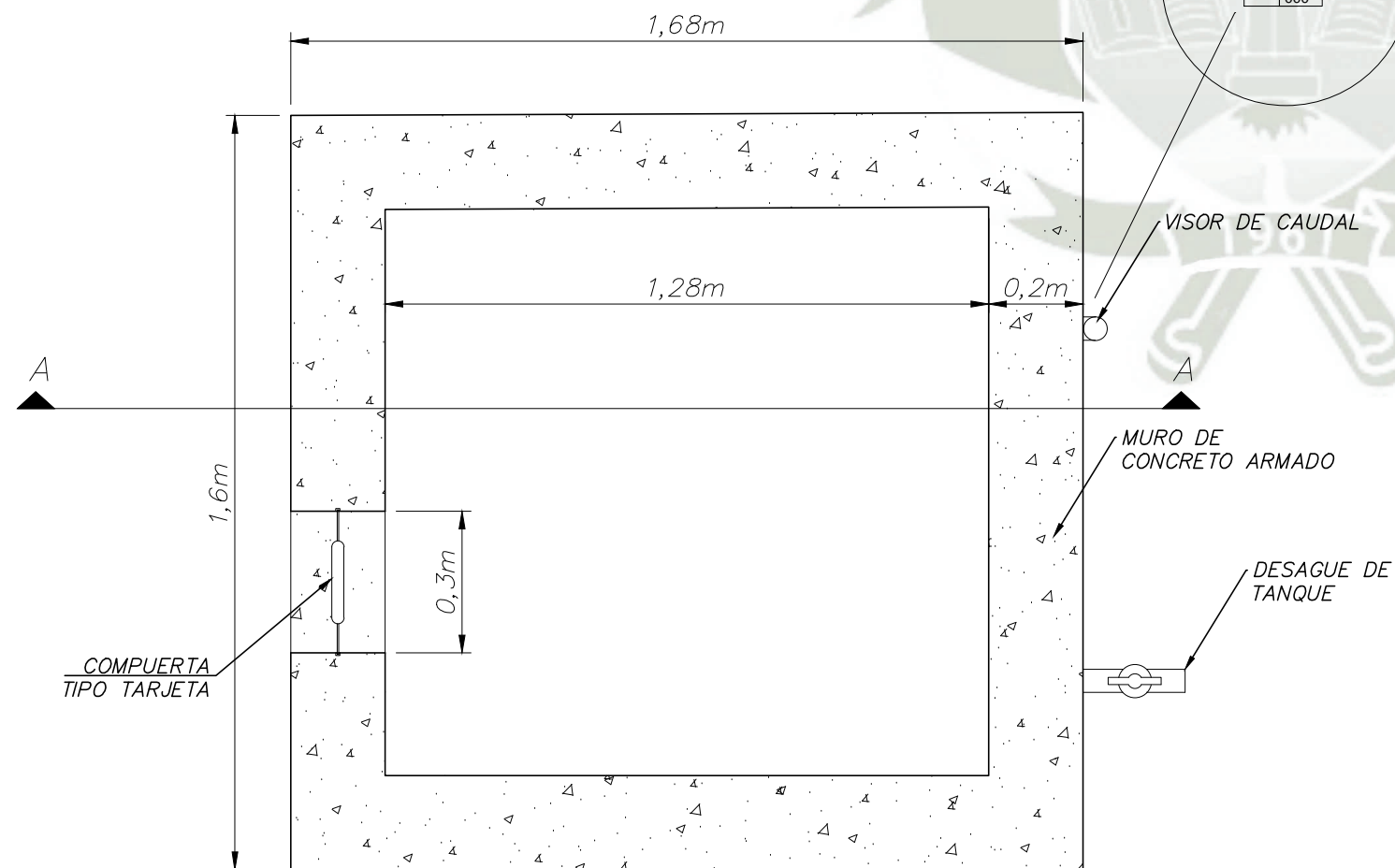
REGLA INDICADORA DEL VOLUMEN (Litros)
ESCALA 1/10




DETALLE A

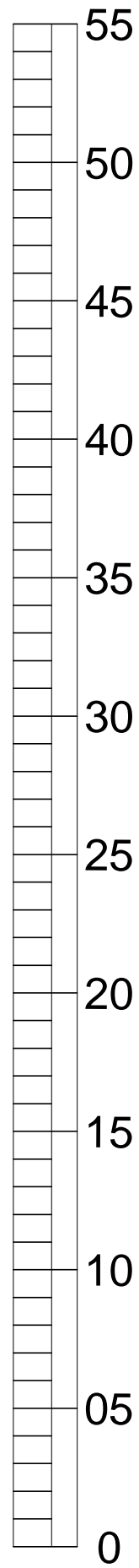


SECCION A - A
ESCALA 1/15



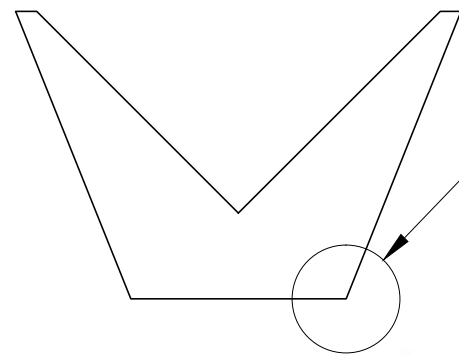
PLANTA
ESCALA 1/15

 UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA			
FACULTAD DE CIENCIAS BIOLÓGICAS Y QUÍMICAS PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRONÓMICA			
INSTALACIÓN Y OPERACIÓN DE MEDIDORES DE AGUA EN CONDUCTOS ABIERTOS CON DIFERENTES CAUDALES, PARA DETERMINAR LA VARIACIÓN EN LAS DESCARGAS			
PLANTA Y SECCIÓN DE RESERVORIO			
REVISADO : --	DIBUJO CAD : M. CUEVAS L.	DISERNO : CUEVAS LAGUNA, MANUEL E. GÓMEZ DELGADO, HENRY J.	PLANO : OH-03
ESCALA : INDICADA	FECHA : ENERO 2010		

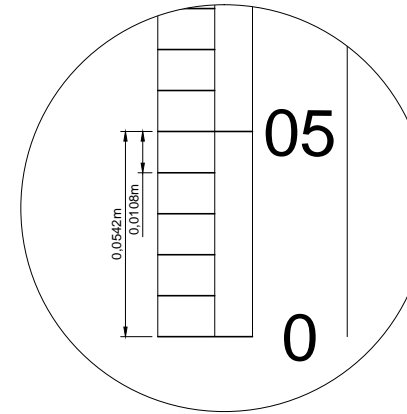


PERFIL
ESCALA: 1/2.5

VERTEDERO TRIANGULAR

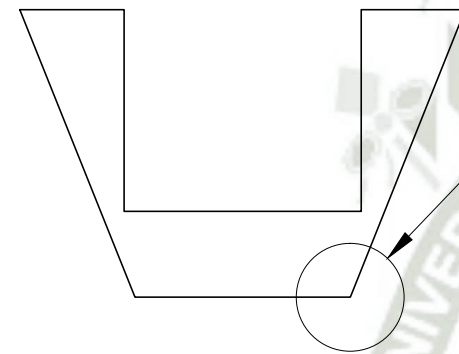


DETALLE A

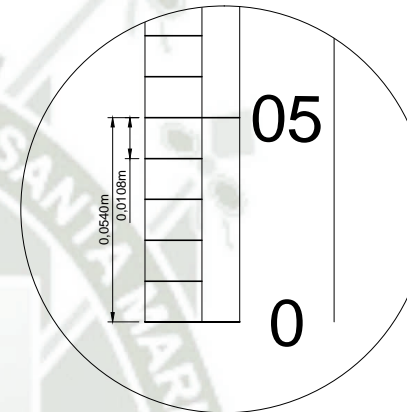


DETALLE A
ESCALA: 1/2

VERTEDERO RECTANGULAR CON CONTRACCION

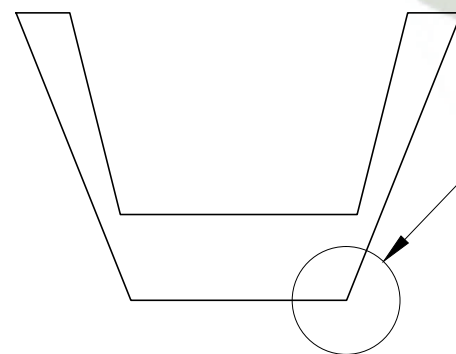


DETALLE B

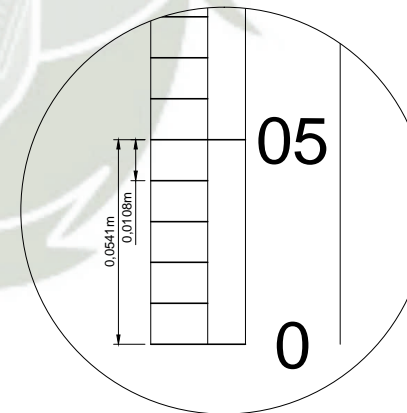


DETALLE B
ESCALA: 1/2

VERTEDERO DE CIPOLLETI

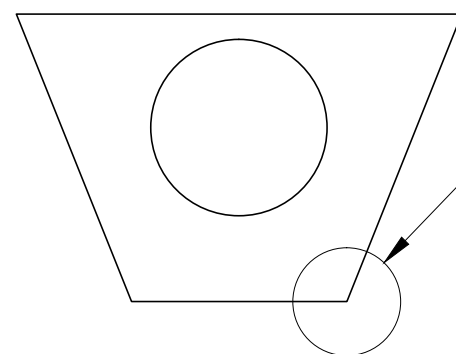


DETALLE C

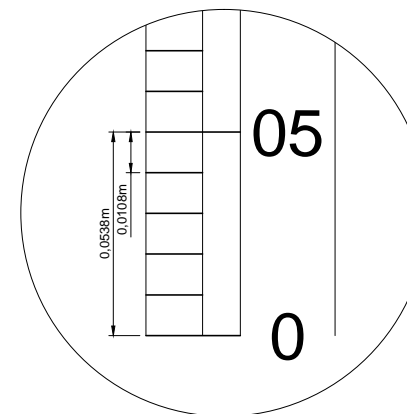


DETALLE C
ESCALA: 1/2

VERTEDERO DE ORIFICIO



DETALLE D



DETALLE D
ESCALA: 1/2

 UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA			
FACULTAD DE CIENCIAS BIOLÓGICAS Y QUÍMICAS PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÓNOMICA			
INSTALACIÓN Y OPERACIÓN DE MEDIDORES DE AGUA EN CONDUCTOS ABIERTOS CON DIFERENTES CAUDALES, PARA DETERMINAR LA VARIACIÓN EN LAS DESCARGAS			
DETALLE DE REGLA DE VERTEDEROS			
REVISADO : --	DIBUJO CAD : M. CUEVAS L.	DISÑO : CUEVAS LAGUNA, MANUEL E.	PLANO : DE-01
ESCALA : INDICADA	FECHA : ENERO 2010	GOMEZ DELGADO, HENRY J.	