

ANEXO II. TEMAS HIDRÁULICOS PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

ÍNDICE

FUNDAMENTOS DE HIDRÁULICA APLICADA E HIDROLOGÍA APLICADAS AL DISEÑO DE SISTEMAS DE APROVISIONAMIENTO DE AGUA	1
1. RECOPIACION Y REFERENCIACION DE UNIDADES METRICAS	2
2. CONCEPTOS BASICOS DE HIDRAULICA.....	25
2.1. PROPIEDADES DE LOS FLUIDOS Y DEFINICIONES.....	25
2.1.1. <i>Gasto o Caudal</i>	25
2.1.2. <i>Clasificación de los Movimientos</i>	26
2.2. ECUACIONES BÁSICAS DE LA HIDRÁULICA.....	27
2.2.1. <i>Ecuación de Continuidad</i>	27
2.2.2. <i>Ecuación de la Energía</i>	28
2.2.3. <i>Ecuaciones Generales del Movimiento para Líquidos Perfectos</i>	29
2.2.4. <i>Ecuación de la Cantidad de Movimiento</i>	34
3. HIDRAULICA EN CONDUCTOS ABIERTOS	37
3.1. HIDRÁULICA DE CANALES.....	37
3.1.1. <i>Ecuaciones Básicas</i>	40
3.1.2. <i>Distribución de Velocidad en una Sección</i>	44
3.1.2.1. <i>Velocidades Límites</i>	46
3.1.3. <i>Secciones más Convenientes</i>	47
3.1.4. <i>Diseño de Canales</i>	47
3.1.5. <i>Criterios Para Fijar h / bf</i>	57
3.2. AFOROS DE CORRIENTES A SUPERFICIE LIBRE	68
3.2.1. <i>Métodos Volumétricos</i>	68
3.2.2. <i>Métodos con Estructuras Especiales</i>	68
3.2.2.1. <i>Vertederos</i>	68
3.2.3. <i>Vertedero Rectangular</i>	71
3.2.4. <i>Vertedero Triangular</i>	76

3.2.5. Vertedero Trapecial	80
3.2.6. Vertedero Circular	81
3.2.7. Vertedero Parabólico.....	86
3.2.8. Vertederos Proporcionales.....	87
3.2.9. Comparación de Características de Vertederos de Pared Delgada Más Usuales	90
3.2.10. Vertederos con Descarga Sumergida.....	94
3.2.11. Vertederos con Cresta Oblicua a la Corriente.....	95
3.2.12. Vertederos de Pared Gruesa	96
3.2.13. Vertederos de Cresta Redondeada	100
3.2.13.1. Canaletas Tipo Parshall	104
3.2.14. Aforos a Superficie Libre por el Método Area - Velocidad.....	114
3.3. AZUDES O PRESAS DE DERIVACIÓN	118
3.3.1. Caudal Evacuado.....	119
3.3.2. Coeficiente de Gasto	122
3.3.3. Vertederos con Compuertas.....	127
3.3.4. Desagüe por Vertederos Provistos de Compuertas	128
3.3.5. Compuertas.....	129
3.3.6. Disipación de Energía	135
4. HIDRÁULICA DE CONDUCTOS A PRESIÓN.....	144
4.1. INTRODUCCIÓN	144
4.2. ESCURRIMIENTO LAMINAR.....	146
4.2.1. Consideraciones Generales	146
4.3. ESCURRIMIENTO DE POISEUILLE	147
4.3.1. Ecuación de Movimiento en un Tubo de Sección Circular	147
4.3.2. Coeficiente de Coriolis en un Tubo Cilíndrico.....	149
4.4. MOVIMIENTO TURBULENTO	150
4.4.1. Inestabilidad del régimen Viscoso.....	150
4.5. ESCURRIMIENTO TURBULENTO EN TUBERÍAS	152
4.5.1. Introducción	152
4.5.2. Pérdidas de Energía	152
4.5.3. Ecuación de Darcy-Weisbach.....	153
4.6. COEFICIENTE DE FRICCIÓN	154
4.6.1. Fórmulas Empíricas	154
4.6.2. Fórmulas Racionales.....	157
4.7. APLICACIÓN DEL DIAGRAMA UNIVERSAL DE RESISTENCIA AL CÁLCULO DE TUBERÍAS	161
4.7.1. Determinación de la Pérdida de Energía.....	161
4.7.2. Verificación de una Tubería Existente (Cálculo del Caudal).....	161
4.7.3. Proyecto de una Tubería (Cálculo del Diámetro)	162
4.8. RESISTENCIA DE FORMA	163
4.8.1. Pérdidas de Carga Locales en Conductos.....	164
4.8.2. Ensanchamiento Brusco.....	165
4.8.3. Estrechamiento Brusco	166
4.8.4. Ensanchamientos Graduales	167
4.8.5. Cambio de Dirección. Codos.....	167
4.8.6. Cálculo de Tuberías con Pérdidas Locales	168
4.8.7. Método de la Longitud Equivalente.....	168

4.9. SISTEMAS DE TUBERÍAS	169
4.9.1. <i>Descripción de Sistemas de Tuberías</i>	169
4.9.2. <i>Tuberías Equivalentes</i>	170
4.9.3. <i>Tuberías en Serie</i>	170
4.9.3.1. Métodos de Cálculo	171
4.9.3.2. Tuberías Equivalentes	171
4.9.4. <i>Tuberías en Paralelo</i>	172
4.9.5. <i>Tuberías Ramificadas</i>	173
4.10. AFOROS EN CIRCUITOS DE BOMBEO	174
4.10.1. <i>Medición Directa</i>	174
4.10.1.1. Método Volumétrico.....	174
4.10.1.2. Métodos con Instrumentos Específicos.....	174
4.10.2. <i>Métodos Indirectos Mediante Dispositivos de Aforos en Tuberías</i>	174
4.10.2.1. Venturímetros.....	175
4.10.2.2. Diafragmas u Orificios	177
4.10.2.3. Toberas	179
4.10.2.4. Aforador de Codo.....	180
5. ASPECTOS BASICOS DE HIDROLOGÍA.....	182
5.1. DEFINICIÓN DE HIDROLOGÍA.....	182
5.1.1. <i>Concepto de Sistema</i>	183
5.1.2. <i>La Humedad Atmosférica</i>	184
5.1.3. <i>Precipitaciones</i>	188
5.1.3.1. Causas de Precipitación	188
5.1.3.2. Tipos de Precipitaciones.....	188
5.1.3.3. Obtención de Datos	189
5.1.3.4. Dificultades en la Medición.....	190
5.1.3.5. Curvas Intensidad – Frecuencia – Duración	193
5.1.3.6. Precipitación Media Sobre un Area.....	194
5.1.4. <i>Infiltración</i>	199
5.1.5. <i>Evaporación, Transpiración Déficit de Escurrimiento</i>	203
5.2. LA CUENCA	211
5.3. HIDROGRAMA.....	222
5.3.1. <i>Métodos de Determinación del Hidrograma</i>	230
5.3.1.1. Método Racional	230
5.3.1.2. El Método del Hidrograma Unitario	234
5.3.1.3. Método del Hidrograma Sintético de Snyder.....	237
5.3.1.4. Método del Hidrograma Triangular Sintético	240
5.4. CÁLCULOS HIDROLÓGICOS	245
5.5. DETERMINACIÓN DE CRECIDAS DE PROYECTOS	252
5.5.1. <i>Tiempo de Concentración</i>	253
5.5.2. <i>Los Conceptos de Probabilidad en el Diseño</i>	255
6. FUENTES BIBLIOGRÁFICAS	259

LISTA DE ILUSTRACIONES

TABLAS

Tabla 1. Resumen de unidades y equivalencias en hidráulica general.	4
Tabla 2. Información general sobre constantes de conversión de unidades	6
Tabla 3. Equivalencia entre las unidades métricas de masa específica, caudal, fuerza y presión.....	22
Tabla 4. Sistema Métrico Legal Argentino (SIMELA)	24
Tabla 5. Valores de n dados por Ganguillet y Kutter.	59
Tabla 6. Valores de n , γ , m , $1/m$ para distintos materiales.....	60
Tabla 7. Modernos valores de n de la fórmula de Manning	61
Tabla 8. Modernos valores de γ de la fórmula de Bazin	62
Tabla 9. Máxima inclinación admisible para los taludes	63
Tabla 10. Tablas de Gauchler – Manning - Strikler.....	67
Tabla 11. Fórmulas experimentales para determinar el coeficiente de gasto μ para vertederos rectangulares con contracciones laterales o sin ellas. En el caso de vertederos sin contracciones laterales se hace $b = B$, en las fórmulas.....	76
Tabla 12. Fórmulas experimentales para determinar los coeficientes de gasto μ o C aplicables a las ecuaciones anteriores para vertederos triangulares con diferentes ángulos θ en el vértice.....	79
Tabla 13. Coeficiente ϕ de la ecuación anterior	82
Tabla 14. Coeficiente C en la fórmula de Gourley	83
Tabla 15. Coeficientes de Mostkow.....	87
Tabla 16. Valores de μ para vertederos proporcionales.	90
Tabla 17. Valores característicos de los vertederos de forma usual.....	93
Tabla 18. Valores del coeficiente a en la fórmula de Aichel para vertederos oblicuos.....	96
Tabla 19. Valores de λ_0	99
Tabla 20. Valores de ϕ aplicables para entradas de arista viva.....	100
Tabla 21. Factor de corrección en canaletas Parshall considerando la sumergencia	106
Tabla 22. Dimensiones de la canaleta Parshall (mm).....	108
Tabla 23. Caudales de las canaletas Parshall	109
Tabla 24. Valores del coeficiente K_p en función de la forma de las pilas en el coronamiento de azudes	121
Tabla 25. Valores del coeficiente K_a en función de los estribos en el coronamiento de azudes	122
Tabla 26. Valores de C	155
Tabla 27. Factores de corrección para el cálculo de C	155
Tabla 28. Valores de K	157
Tabla 29. Coeficiente K para el aforador de codo, según Addison.....	181
Tabla 30. Curva de saturación.....	185
Tabla 31. Distribución temporal para la cuenca del Río Matanza.....	193
Tabla 32. Aplicación del Método de Thiessen.....	196
Tabla 33. Aplicación del método de la isohietas	197
Tabla 34.	232
Tabla 35. Factores que afectan el coeficiente C	233
Tabla 36. Factores de conversión de curvas de escorrentía	243
Tabla 37. Condiciones hidrológicas en función de la lluvia antecedente.....	243
Tabla 38. Valores del número de curva $C N$	244
Tabla 39. Presentación de caudales cronológicos diario	246
Tabla 40. Caudales cronológicos mensuales.....	247
Tabla 41. Relación entre período de retorno, probabilidad de ocurrencia y vida útil.....	256

FIGURAS

Figura 1. Nomenclatura de canales.....	38
Figura 2. Geometrías de canales	39
Figura 3. Esquema de líneas de energía y piezométrica en un canal	41
Figura 4. Distribución de velocidades en una sección	46
Figura 5. Sección trapecial	49
Figura 6. Sección tolva	51
Figura 7. Sección circular	51
Figura 8. Pendiente del terreno mayor que la pendiente del canal.....	54
Figura 9. Curva de energía propia.....	56
Figura 10. Geometría de mínima resistencia	58
Figura 11. Vertedero de pared delgada de forma general.	69
Figura 12. Aspecto real del flujo	71
Figura 13. Vertedero rectangular.....	72
Figura 14. Vertedero rectangular con contracciones laterales.....	73
Figura 15. Vertedero inclinado.....	74
Figura 16. Vertedero triangular.....	76
Figura 17. Coeficiente de gasto μ de vertederos triangulares en la fórmula de la Universidad Católica de Chile	78
Figura 18. Valores de K en la fórmula de la Universidad Católica de Chile para vertederos triangulares.....	78
Figura 19. Descarga ahogada de un vertedero triangular.....	78
Figura 20. Vertedero trapecial	80
Figura 21. Vertedero circular	81
Figura 22. Vertedero de planta circular	84
Figura 23. Tipos de funcionamiento del flujo fuente en pozos	85
Figura 24. Flujo fuente en pozos, resumen de resultados experimentales.....	85
Figura 25. Vertedero parabólico	86
Figura 26. Tipos de vertederos Sutro	88
Figura 27. Forma del borde inferior del vertedero Sutro, simétrico.....	89
Figura 28. La ecuación $y = a x^r$ del perfil de un vertedero, para $a = 1$	91
Figura 29. Valores de m y n en para las formas más comunes del vertedero de pared delgada.....	94
Figura 30. Vertedero oblicuo (planta).....	95
Figura 31. Vertedero rectangular de pared gruesa	96
Figura 32. Coeficientes ε_1 para vertedero de pared gruesa con descarga libre, según F. Domínguez	97
Figura 33. Coeficiente ε_2 para vertederos de pared gruesa con descarga ahogada, según F. Domínguez	98
Figura 34. Vertedero de cresta circular y talud inclinado, aguas abajo.....	100
Figura 35. Vertedero de cresta circular y talud vertical, aguas abajo	101
Figura 36. Vertedero de cresta elíptica y talud inclinado, aguas abajo.....	101
Figura 37. Coordenadas de los perfiles, superior e inferior, de la lámina vertiente sobre un vertedero rectangular de pared delgada, sin contracciones laterales, según U.S.Bureau of Reclamation....	102
Figura 38. Descarga ahogada de un vertedor de cresta redondeada.....	103
Figura 39. Coeficiente μ , para vertedero de cresta redondeada con descarga ahogada, según Keutner	103
Figura 40. Dimensiones de la canaleta Parshall	108
Figura 41. Dimensiones de la canaleta Parshall	109
Figura 42. Corrección de caudal por flujo sumergido para canaletas de 1".....	110
Figura 43. Corrección de caudal por flujo sumergido para canaletas de 2"	110
Figura 44. Corrección de caudal por flujo sumergido para canaletas de 3".....	111
Figura 45. Corrección de caudal por flujo sumergido para canaleta de 6".....	111
Figura 46. Corrección de caudal por flujo sumergido para canaleta de 9".....	112
Figura 47. Corrección de caudal por flujo sumergido para canaleta de 1 pie	112

Figura 48. Relación de las medidas h_c y h_b para canaletas de 1", 2" y 3" para sumergencias mayores al 50%	113
Figura 49. Corte de la canaleta Parshall.....	113
Figura 50. Pérdida de energía a través de la canaleta	114
Figura 51. Instalaciones de calibración.....	115
Figura 52. Cálculo del área de la sección hidráulica	116
Figura 53. Esquemas típicos de medición de la sección	116
Figura 54. Cálculo de áreas y velocidades para determinar el caudal.....	117
Figura 55. Medición en cauces anchos.....	118
Figura 56. Elementos del perfil de un vertedero	120
Figura 57. Coeficiente que definen el perfil del vertedero	120
Figura 58. Coeficiente de desagüe de un vertedero con paramento de agua arriba vertical.....	123
Figura 59. Coeficiente de desagüe para cargas distintas de la de proyecto	123
Figura 60. Coeficiente de desagüe de un vertedero con el paramento de agua arriba inclinado.	124
Figura 61. Efectos del tirante de agua abajo en el desagüe par vertedero	125
Figura 62. Relación de los coeficientes de desagüe debido al efecto del zampeado de aguas abajo	126
Figura 63. Relación de los coeficientes de desagüe debido al efecto del nivel de agua abajo.....	127
Figura 64. Presiones negativas en el coronamiento en un desagüe con compuertas.	128
Figura 65. Coeficiente de desagüe bajo compuerta	129
Figura 66. Compuerta plana.....	130
Figura 67. Compuerta radial.....	130
Figura 68. Red de flujo para una compuerta plana.....	131
Figura 69. Compuerta plana inclinada	131
Figura 70. Coeficiente de gasto para compuertas planas inclinadas con descarga libre.....	133
Figura 71. Redondeo en el labio inferior de una compuerta.....	134
Figura 72. Coeficientes de gasto en compuertas radiales con descarga libre, según Gentilini	135
Figura 73. Formas características del resalto hidráulico en función del número de Froude	136
Figura 74. Características del cuenco amortiguador para números de Froude entre 2,5 y 4,5. (Tipo I)	139
Figura 75. Características del cuenco amortiguador para números de Froude superior a 4,5 y velocidad de llegada inferior a 15 m/seg. (Tipo II).....	140
Figura 76. Características del cuenco amortiguador para números de Froude mayores de 4,5. (Tipo III).....	141
Figura 77. Abaco que relaciona los tirantes en el cuenco amortiguador y la carga hidráulica para distintas pérdidas de carga en el canal.	143
Figura 78. Experiencia de Reynolds	144
Figura 79. Esquema de cálculo en régimen laminar.....	147
Figura 80. Distribución parabólica de velocidad en régimen laminar	148
Figura 81. Disipación de energía en función de la velocidad del escurrimiento.....	151
Figura 82. Distribución de velocidades	151
Figura 83. Escurrimiento en tubería.....	152
Figura 84. Gráfico de la fórmula de Hazen y Williams para $C = 100$	156
Figura 85. Condición de conducción lisa	158
Figura 86. Conducciones rugosas	159
Figura 87. Representación de las ecuaciones anteriores.....	159
Figura 88. Diagrama universal de fricción de Rouse	160
Figura 89. Modificación de las líneas de corriente por singularidades en el escurrimiento	164
Figura 90. Modificación de las líneas de corriente por singularidades en el escurrimiento	164
Figura 91. Modificación de las líneas de corriente por singularidades en el escurrimiento	164
Figura 92. Ensanchamiento brusco	165
Figura 93. Estrechamiento brusco	166
Figura 94. Ensanchamiento gradual	167
Figura 95. Corrientes secundarias en codos y curvas.....	167
Figura 96. Longitud equivalente de una válvula.....	168
Figura 97. Tuberías en serie	170
Figura 98. Tuberías en paralelo	172
Figura 99. Tuberías ramificadas	173

Figura 100. Venturímetro en una tubería	175
Figura 101. Coeficiente C_d para un venturímetro	177
Figura 102. Diafragma en una tubería.....	178
Figura 103. Diafragma tipo VDI y coeficiente de gasto	179
Figura 104. Tobera VDI y sus coeficientes de gasto.....	180
Figura 105. Diagrama de una tobera.....	181
Figura 106. Aforador de codo	181
Figura 107. El ciclo hidrológico con un balance de agua promedio global anual en unidades relativas a un valor de 100 para la tasa de precipitación terrestre.	183
Figura 108. Representación en diagrama de bloques del sistema hidrológico global	184
Figura 109. Curva de saturación.	186
Figura 110. Pluviómetro Tipo “A” del Servicio Meteorológico Nacional	189
Figura 111. Pluviómetro Tipo “B” del Servicio Meteorológico Nacional	190
Figura 112. Pluviógrafo a sifón	191
Figura 113.	191
Figura 114. Hietograma y precipitación acumulada	192
Figura 115. Curvas de I.F - D.	193
Figura 116. Curvas I – F - D	194
Figura 117. Precipitación media $= \frac{37,0 + 48,5 + 68,5 + 111,5 + 77,5 + 127,0}{6} = 78,5 \text{ mm}$	195
Figura 118. Método de Thiessen	196
Figura 119. Método de las isohietas.....	197
Figura 120. Curva de reducción proporcionada por el United States Bureau of Reclamation (USBR).....	198
Figura 121. Ejemplo de factor para convertir la precipitación de 6 hs en un punto a la precipitación de 6 hs en un área al oeste del meridiano 105°	198
Figura 122. Flujo subsuperficial y subterráneo.....	200
Figura 123. Estructura del suelo.....	201
Figura 124. Zonas de humedad durante la infiltración	202
Figura 125. Influencia de la humedad inicial del suelo sobre la tasa de infiltración durante los primeros 10 minutos del aguacero (según Neal).	203
Figura 126. Tasa de infiltración e infiltración acumulada	203
Figura 127. Esquema del evaporímetro Wild	207
Figura 128. Dimensiones del tanque de evaporación	208
Figura 129. Tanque enterrado tipo “Colorado” (Estados Unidos)	209
Figura 130. Definición de cuenca	212
Figura 131. Hietograma e hidrograma.....	213
Figura 132. Forma de la cuenca en relación a las isohietas	214
Figura 133. Influencia de la topografía y el cauce.....	215
Figura 134. Influencia de la ubicación de las elevaciones	215
Figura 135. Curva hipsométrica.....	216
Figura 136. Esquema de cálculo de la pendiente media	218
Figura 137. Coeficiente de masividad en tres cuencas.....	218
Figura 138. Cuencas con igual cm.	219
Figura 139. Relación entre el movimiento de la tormenta y el sentido del escurrimiento	220
Figura 140. Hidrogramas anuales de diversos regímenes pluviales.....	223
Figura 141. Hidrograma típico de tormenta	223
Figura 142. Métodos alternativos para la separación del flujo base	225
Figura 143. Influencia de la duración, la distribución espacial y las variaciones de intensidad de un aguacero sobre la forma del hidrograma correspondiente.	227
Figura 144. Hidrograma cuando $t_d > t_c$	231
Figura 145. Hidrograma cuando $t_d = t_r$	231
Figura 146. Aguacero unitario (uniforme) e hidrograma unitario correspondiente.....	235
Figura 147. Cálculo del hidrograma correspondiente a un aguacero de intensidad doble de la del aguacero unitario.....	235
Figura 148. Cálculo del hidrograma correspondiente a un aguacero de duración triple a la del aguacero unitario, pero de igual intensidad	236
Figura 149. Construcción del hidrograma en S.....	236

Figura 150. Hidrograma unitario sintético de Snyder.....	239
Figura 151. Hidrograma triangular sintético.....	240
Figura 152. Solución de las ecuaciones de escorrentía del S.C.S.....	242
Figura 153. Curva de caudales cronológicos.....	245
Figura 154. Caudales medios mensuales.....	246
Figura 155. Curva de volúmenes acumulados.....	248
Figura 156. Curva de frecuencia de caudales	248
Figura 157. Curva de permanencia de caudales	249
Figura 158. Río completamente regularizado	250
Figura 159. Río con variación anual uniforme	250
Figura 160. Río con obra de regularización	250
Figura 161. Irregularidad plurianual de un río	251
Figura 162. Optimización del caudal de diseño	253

FUNDAMENTOS DE HIDRÁULICA APLICADA E HIDROLOGÍA APLICADAS AL DISEÑO DE SISTEMAS DE APROVISIONAMIENTO DE AGUA

INTRODUCCIÓN

En este capítulo de fundamentos de hidráulica se introducen conceptos básicos de la hidráulica general y aplicada, así como de hidrología referidos fundamentalmente a los problemas de diseño hidráulico habituales en el proyecto de sistemas de provisión de agua

Se pretende de esta manera hacer un recorrido por los principales fundamentos de las mencionadas disciplinas, a fin de disponer de un léxico y una metodología básica de abordaje de los referidos problemas para el ingeniero proyectista de sistemas de provisión de agua, no siendo motivo de esta fundamentación el proveer un tratado básico de hidráulica e hidrología.

En tal sentido, se efectúa una presentación y descripción de los temas hidráulicos relacionados con el funcionamiento de sistemas de provisión de agua, reuniendo los mismos en el siguiente orden:

- 1). Recopilación y referenciación de unidades métricas
- 2). Conceptos básicos de hidráulica
- 3). Hidráulica de conductos abiertos y cerrados
- 4). Aspectos básicos de hidrología

Se presenta, en primera instancia una recopilación de las unidades métricas habitualmente empleadas en las magnitudes hidráulicas ya que la experiencia indica que aun dentro de los cuadros profesionales pueden existir dudas respecto a las relaciones entre las mismas y por lo tanto un peligroso empleo de formulaciones que conllevan importantes errores.

A continuación se desarrollan conceptos básicos de hidráulica, de forma de establecer claramente el significado físico, el vocabulario y la nomenclatura a emplear en los proyectos de sistemas de abastecimiento de agua y se citan y describen diversos temas de hidráulica de uso habitual en la definición del funcionamiento de dichos sistemas.

Este Anexo concluye con la presentación de los aspectos básicos de hidrología relacionados con el aprovechamiento del agua para fines de abastecimiento de agua potable.

Una vez desarrollados los capítulos de recopilación de unidades, principios básicos de hidráulica, terminología a aplicar, estudio de conducciones abiertas y a presión y elementos de hidrología, en el Anexo III se abordan temas específicos de hidráulica aplicada, de ineludible conocimiento para resolver situaciones que normalmente se presentan en el diseño y operación de plantas de tratamiento de agua.

1. RECOPIACION Y REFERENCIACION DE UNIDADES METRICAS

En este apartado se presenta una recopilación de las distintas unidades que se emplean para definir las magnitudes hidráulicas de uso común en los proyectos de sistemas de conducción tratamiento y distribución de agua, ya que la experiencia indica que aún dentro de los cuadros profesionales pueden existir dudas respecto de las relaciones entre las mismas y por lo tanto un peligroso empleo de formulaciones que conlleven importantes errores.

En tal sentido, se explicitan las principales unidades en los diversos sistemas, planteando la equivalencia entre las mismas y las fórmulas de conversión entre sí, de forma de establecer una guía clara y concisa respecto de la utilización de las diversas unidades.

Se explica además la forma en que se relacionan las expresiones en las que se vinculan fuerza, masa y aceleración, a fin de evitar errores al trabajar con los distintos sistemas de unidades.

Unidades de fuerza y masa

La unidad de fuerza adoptada en este texto es el kilogramo fuerza (kg_f). Como unidad de masa se usará el kilogramo masa (kg_m) y la unidad técnica de masa (UTM).

El kilogramo fuerza se define como la atracción que ejerce la gravedad, en un lugar determinado (normal), sobre una masa dada de platino. Bajo la gravedad normal, el cuerpo que experimenta una atracción de un kilogramo fuerza tiene una masa de un kilogramo masa y una aceleración $g = 9,80665 \text{ m/seg}^2$. Escribiendo el segundo principio de Newton del movimiento en la forma

$$F = \frac{m}{g_0} a$$

y aplicándola a un cuerpo que cae libremente en el vacío en condiciones normales

$$1 kg_f = 1 \frac{kg_m}{g_0} 9,80665 \frac{m}{seg^2}$$

es evidente que, la constante dimensional g_0 para uniformar unidades resulta ser:

$$g_0 \equiv 9,80665 \frac{kg_m - m}{kg - seg^2}$$

El número g_0 es una constante, independiente del lugar de aplicación del principio de Newton y dependiendo sólo de las unidades kilogramo, kilogramo masa, metro y segundo.

En cualquier otro lugar distinto del de gravedad normal, la masa de un cuerpo permanece constante, pero el peso (fuerza o atracción de la gravedad) varía:

$$W = M(kg_m) \frac{g}{g_0}$$

Por ejemplo, donde $g = 9,7 \text{ m/seg}^2$

$$5 \text{ kg}_m \text{ pesan } 9,7 \cdot \frac{5}{9,80665} = 4,948 \text{ kg}$$

La unidad técnica de masa es una unidad de masa derivada, definida como la cantidad de masa que se acelera un metro por segundo en cada segundo bajo la acción de una fuerza de un kilogramo. Con estas unidades la constante g_0 es la unidad, es decir, $1 \text{ UTM} - \text{m/kg-seg}^2$. Como la mecánica de los fluidos está tan íntimamente ligada al segundo principio de Newton, la UTM se define como:

$$1 \text{ UTM} \equiv 1 \frac{\text{kg} - \text{seg}^2}{\text{m}}$$

En este caso se puede utilizar el sistema de unidades UTM, integrado por las unidades kg, m, seg, sin constante dimensional g_0

Se presentan las siguientes tablas:

Tabla 1: Resumen de unidades y equivalencias en hidráulica general.

Tabla 2: Información general sobre constantes de conversión de unidades.

Tabla 3: Equivalencia entre las unidades métricas de masa específica, caudal, fuerza y presión.

Tabla 1. Resumen de unidades y equivalencias en hidráulica general.

N° Unid.	MAGNITUD	SIMBOLO	SISTEMA METRICO							
			ABSOLUTO ó FISICO				M.K.S.A. ó de GIORGI			
			C.G.S. ó CEGESIMAL				M.K.S.A. ó de GIORGI			
			Las unidades fundamentales son: de longitud: el centímetro (cm) de masa: el gramo masa (gr _M) de tiempo: el segundo (s)				Las unidades fundamentales son: de longitud: el metro (m) de masa: el kilogramo masa (kg _M) de tiempo: el segundo (s) de intensidad de corriente eléctrica: el amperio (A)			
			Ecuación de Dimensión L = longitud M = masa T = tiempo	UNIDAD	NOMBRE ESPECIAL	OTRAS UNIDADES (múltiplos o submúlt)	Ecuación de Dimensión L = longitud M = masa T = tiempo	UNIDAD	NOMBRE ESPECIAL	OTRAS U. (múltiplos)
1	Longitud	l ó L	L	cm	centímetro	metro (m) = 100 cm milímetro (mm) = 1/10 cm	L	m	metro	centímetro(cm) milímetro(mm)
2	Superficie	Ω	L ²	cm ²			L ²	m ²		
3	Volumen	τ	L ³	cm ³			L ³	m ³		
4	Tiempo	t	T	s	segundo	minuto (min) = 60 s hora (h) = 60 min	T	s	segundo	minuto (min) hora (h) = 60
5	Velocidad	U = L/t	L/T	cm/s			L/T	m/s		
6	Aceleración	A ó a = U/t	L/T ²	cm/s ²			L/T ²	m/s ²		
7	Gasto	Q = τ/t	L ³ /T	cm ³ /s			L ³ /T	m ³ /s		
8	Masa	m	M	gr _M	gramo-masa	kilogramo-masa(kg _M) = 1000 gr _M	M	Kg _M	kilogramo-masa = 1000 gr _M	
9	Masa específica	ρ = m/τ	M/L ³	gr _M /cm ³			M/L ³	kg _M /m ³		
10	Fuerza	F ó f = m . a	M.L/T ²	dina = gr . cm/s ²	dina = 1 gr _M x 1 cm/s ²	megadina (M dina) = 1.000.000 dina	M . L/T ²	N = kg _M m/s ²	Newton = 1 kg _M x 1 m/s ²	
11	Peso específico	γ = G/g	M/L ² .T ²	dina/cm ³ = gr _M /cm ² . s ²			M/L ² .T ²	N/m ³ = kg _M /m ² .s ²		
12	Trabajo (T) Energía (E)	T ó E = F.L	M.L ² /T ²	erg = gr.v.cm ² /s ²	ergio = 1 dina x 1 cm	Julio (J) = 10 ⁷ erg	M.L ² /T ²	J = kg.m ² /s ²	Julio = 1N x 1m	
13	Potencia	N = T/s	M.L ² /T ³	erg/s = kg _M .cm ² /s ³		vatio = 10 ⁷ erg/s kilowat = 10 ¹⁰ erg/s	M.L ² /T ³	W = kg _M .m ² /s ³	watt = J/s	kilowat(kW) = megawat(MW)
14	Presión	p = F/Ω	M/L.T ²	dina/cm ² = gr _M /cm.s ²	baria	bar(b) = 10 ⁵ baria milibar(mb) = 10 ³ baria Torr = 1 mm de Hg a 0° y gr ^(*)	M/L.T ²	p = Kgm/m.s ²	Pascal = N/m ²	megapascal (10 ⁶ p)
15	Esfuerzo de corte	τ = F/Ω	M/L.T ²	dina.gr _M /cm ² .cms ²			M/L.T	N/m = Kgm/s ²		
16	Viscosidad dinámica ó absoluta	μ = τ Δn/Δv	M/L.T	dina.s/cm ² = gr _M /cm.s	poise (p)	centipoise(cp) = 10 ⁻² p micropoise(μp) = 10 ⁻⁶ p	M/L.T	N.s/m ² = kg _M /m.s		
17	Viscosidad cinemática	ν = μ/p	L ² /T	cm ² /s	stoke (s.t)	centistoke(cst) = 10 ⁻² st microstoke(μst) = 10 ⁻⁶ st	L ² /T	m ² /s		
18	Energía superficial	σ = T/Ω	M/T ²	erg/cm ² = dina/cm ² = gr _M /s ²			M/T ²	J/m ² = N/m = kg _M /s ²		
19	Impulso	I = F.t	M.L/T	dina s = gr _M .cm/s			M.L/T	N.s = kg _M .m/s		

(*) 1 Kg = 1 Kg_M x g_n = m/s², g_n = 9.80665 m/s² = gravedad normal

Tabla 1. Hidráulica general – Unidades (Continuación)

N° Unid.	MAGNITUD	SIMBOLO	SISTEMA METRICO			
			TECNICO, PRACTICO ó GRAVITACIONAL			
			Las unidades fundamentales son: de longitud: metro (m) de fuerza: kilogramo fuerza (kg) de tiempo: el segundo (s)			
			Ecuación de Dimensión L = longitud M = masa T = tiempo	UNIDAD	NOMBRE ESPECIAL	OTRAS UNIDADES (múltiplos o submúlt)
1	Longitud	l ó L	L	m	metro	Kilómetro(Km) = 1000 m Decímetro(dm) = 1/10 m
2	Superficie	Ω	L^2	m^2		
3	Volumen	τ	L^3	m^3		
4	Tiempo	t	T	s	segundo	minuto(min) = 60 s hora(h) = 60 min
5	Velocidad	$U_2 = L/t$	L/T	m/s		Km/h = 1000 m/3600 s
6	Aceleración	A ó $a = U/t$	L/T^2	m/s^2		
7	Gasto	$Q = \tau/t$	L^3/T	m^3/s		
8	Masa	m	$F.T^2/L$	$Kg.s^2/m$	Unidad técnica de masa (utm)	
9	Masa específica	$\rho = m/\tau$	$F.T^2/L^4$	$kg.s^2/m^4 = u.t.m/m$		
10	Fuerza	F ó $f = m.a$	F	$Kg^{(*)}$	kilogramo = k.10 gramo fuerzar = kilogramo.peso	tonelada(t) = 1000 kg gramo(g) = 1/1000 Kg
11	Peso específico	$\gamma = G/g$	F/L^3	Kg/m^3		$g/cm^3 = 1 kg/1000 m^3$
12	Trabajo (T) Energía (E)	T ó $E = F.L$	$F.L$	kgm	Kilogrametro = 1 Kg x 1 m	kilogracentímetro (kgcm) = 1/100 kgm tonelacentímetro (ton)
13	Potencia	$N = T/s$	$F.L/T$	Kgm/s		1 CV = 75 Kgm/s 1 HP = 7604 Kgm/s 1 kW = 102 Kgm/s
14	Presión	$p = F/\Omega$	F/L^2	Kg/m^2		$Kg/cm^2 = 10^{-4} Kg/m^2$ $atm.fís = Atmosx1,033 Kg/cm^2$ $atm.téc = Atmosx1Kg/cm^2$
15	Esfuerzo de corte	$\tau = F/\Omega$	F/L^2	Kg/m^2		$Kg/cm^2 = 10^{-4} Kg/m^2$ $Kg/mm^2 = 10^{-6} Kg/m^2$
16	Viscosidad dinámica ó absoluta	$\mu = \tau \Delta n / \Delta v$	$F.T/L^2$	$Kg.s/m^2$		
17	Viscosidad cinemática	$\nu = \mu/p$	L^2/T	m^2/s		
18	Energía superficial	$\sigma = T/\Omega$	$F.L/L^2 = F/L$	$Kgm/m^2 = Kg/m$		
19	Impulso	$I = F.t$	$F.T$	$Kg.s$		

(*) 1 Kg = 1 Kg_M x g_n = m/s², g_n = 9.80665 m/s² = gravedad normal

Tabla 2. Información general sobre constantes de conversión de unidades

Multiplique	Por	Y obtendrá:
ACRE EE.UU. (Acre) (ac.)	0.40469 43560 6272640 0.004047 4046.873 0.0015625 5645.4 4840 160 0.001562	Hectáreas Pies cuadrados Pulgadas cuadradas Km ² Metros cuadrados Millas cuadradas Varas cuadradas Yardas cuadradas Estadal cuadrado Millas cuadradas
ACRE Gran Bretaña	4046.849	m ²
Acre – pie	43.560 1233.39	Pies cúbicos Metros cúbicos
AREA (a)	0.0247104 1 100 119.6	Acres Decámetros cuadrados Metros cuadrados Yardas cuadradas
ATMOSFERAS FISICAS 760 mm	14.6969 33.9006 29.929 1.03329 760 1.05818 2116.35 10.3329	Libras/pulgadas cuadradas Pies de agua 4°C Pulgadas de Hg 0°C Kilogramos/cm ² Miligramos de Hg 0°C Toneladas cortas (2000 lbs/pies 2) Libras/pies cuadrados m de agua a 4° C
ATMOSFERAS METRICAS	1 735.5 737.4 28.958 10 14.223	Kgr/cm ² mm de mercurio a 0°C mm de mercurio a 15°C Pulgadas de mercurio a 0°C m de agua a 4°C Libras/pulgadas cuadradas
BAR	106 1.0197	Dinas/centímetros cuadrados Kgr/cuadrado om
BARRIL Agua 60°F (42 galones)	0.1588	Toneladas métricas
BARRIL EE.UU. Líquido	31.5 4.21 7276.5	Galones Pies cúbicos Pulgadas cúbicas
BARRILES PETROLEO (42)	5.6146 9702.0288 42	Pies cúbicos Pulgadas cúbicas Galones
BARRIL PETROLEO A.P.I. 36	0.1342	Toneladas métricas
BRAZA (Fathom)	1.8288 2.000	Metros Yardas
B.T.U. (British thermal unit.)	0.252 1054.9 107.577 0.000293 0.000393 0.0003984	Kilocalorías Julios Kgm kW/hora H.P. hora C.V. hora
BUSHEL Británico líquido (British Bushel) (Brit. Bu)	36.3677 8	Litros Galones imperiales
BUSHEL Británico árido (British dry Bushel) (Brit. d. bu)	8 36.3497	Galones británicos árido Litros

BUSHEL Americano Arido (U.S. Dry Bushel) (U.S. Bus.)	35.2368 1.2445 8 32 64	Litros Pie cúbico Galón a. árido Cuartillo a. árido Punta a. árido
CADENA G (Chain Gunter Ch G – CADENA I Ch I -	22 20.1168 100 30.4801	Yardas Metros Pies Metros
CADENA CUADRADA (Square chain) (Sq ch)	4.047	Metros cuadrados
CENTIGRADOS	$n \cdot 1.8 (\pm 32)$ $n \cdot \frac{4}{5}$	Fahrenheit (menos si n es bajo cero) Reamur
CENTIMETROS MERCURIO	0.1934	Libras/pulgadas cuadradas
CENTIMETRO/SEGUNDO	0.0328083 0.01 0.6 0.036 1.9685 0.02237 0.01943	Pie/segundos m/segundos m/minutos Km/hora Pie/minutos Milla/hora Milla náutica/hora
CERO ABSOLUTO	-273.18° -459.58°	Centígrados Fahrenheit
COLUMN, 1 PIE (Foot)	0.43302	Libras/pulgadas cuadradas
CUARTILLO BRITANICO (Para líquidos)	8 2 0.25 0.007937 0.040 1.13649	Gill Británico (líquidos) Pinta (Británico) (líquidos) Galón Imperial (líquidos) Barriles Británicos (líquido) Pie cúbico Litros
CUARTILLO ARIDO BRITANICO British dry quart. (brit. d. qt)	2 0.25 0.125 0.03125 0.0039 0.00086 0.04011 1.135928	Pinta Británica árida Galón Británico árido Peck Británico árido Bushel Británico árido Arroba Británica árida Chaldon Británico árido Pie cúbico Litro
CUARTILLO AMERICANO ARIDO U.S. dry quart (U.S. d. qt)	2 0.25 0.125 0.03125 0.03891 1.1012	Pinta a. árida Galón a. árido Peck Bushel a. árido Pie cúbico Litro
DECILITRO	0.10 6.1023	Litros Pulgadas cúbicas
DECIMETRO	3.9370113 0.328 0.109 0.10	Pulgadas Pies Yardas Metros
DECIMETRO CUADRADO	100 15.5 0.1076	Centímetros cuadrados Pulgadas cuadradas Pies cuadrados

DECIMETRO CUBICO	1000 61.024 0.03531 0.001308 0.26417 0.22702	Centímetros cúbicos Pulgadas cúbicas Pies cúbicos Yardas cúbicas Galones (EE.UU.) líquidos Galones (EE.UU) seco
ESLABON G (Eslabón Gruter) (Li) – Link	7.92 11/50 0.2012	Pulgadas Yardas Metros
ESTADIO (FURLONG)	0.125 220 40 201.16 660 7920	Milla Yardas Percha Metros Pie Pulgadas
ESTADAL CUADRADO o Polo Superficial (Square rod pole o perch)	30.25 25.29 39.04 272.25 30.25 0.00625 0.000009766	Yardas cuadradas Metros cuadrados Pulgadas cuadradas Pie cuadrado Yarda cuadrada Acre Milla cuadrada
DINA cm = ERGIO	0.00101979 7.37612×10^{-8}	gr. x cm Libras – pie
ERGIO/SEG = dina cm/seg	0.00101979 7.37612×10^{-8}	gr. x cm Libras – pie
<u>DINA SEG</u> cm ² (Poise) o g/cm.sec	1.02×10^{-2} 2.09×10^{-3}	Kgr. seg/m ² Libra segundo/pie cuadrado
FAHRENHEIT	$(n \pm 32) \frac{5}{9}$ $(n \pm 32) \frac{4}{9}$	Centígrado (más si n es bajo cero) Reaumur (menos si n es bajo cero)
GALON IMPERIAL (Imperial Galon) (Gal-Imp) (Líquidos)	1.20095 4.54596 10 0.16046 277.463 0.0045 4.5459631 32 8 4 0.031746	Galones, EE.UU. líquido Litros Litros agua 62°F Pies cúbicos Pulgadas cúbicas Metros cúbicos Kilogramos (agua) Gill Británico líquido Pinta Británico líquido Cuartillo Británico líquido Barriles Británico líquido
GALON, Líquido EE.UU. (U.S. Liquid Gallon) (U.S.L. GaL)	3.785332 2.31 0.733680555 0.004951 0.05937 128 1.31545 3.78543 0.02381 0.03267 0.03785 0.0037 3.7853 32 8 4	Decímetros cúbicos Pulgadas cúbicas Pies cúbicos Yardas cúbicas Galones, seco EE.UU. Onzas, fluido Libras (agua) Kilogramos (agua) Barriles, petróleo Galones imperial Metros cúbicos Toneladas Litros (agua) Gill a. líquido Pinta a. líquido Cuartillo a. líquido

GALONES Líquido EE.UU./minuto	1.429 0.1337 34.286 0.002228 6.1086 0.238095 0.227 3.7852 3.228x10 ⁻³	Barriles (42) petróleo/hora Pies cúbicos/minuto Barriles (42) petróleo/día Pies cúbicos/segundo Toneladas agua/24 horas Barriles (42) petróleo/minuto Metro cúbico/hora Litro/minuto Pie cúbico/segundo
GALON, petróleo crudo	6.5	Libras
GALON, seco EE.UU. (U.S. Dry Gallon) (U.S.D. Gall)	4.40492 258.803 0.15556 0.005761 1.16363 8 4 0.125 0.15564 4.40488	Decímetros cúbicos Pulgadas cúbicas Pies cúbicos Yardas cúbicas Galones EE.UU., líquido Pinta a. árido Cuartillo a. árido Bushel a. árido Pie cúbico Litros
GALON, seco Británico (British dry gallon) (Brit. d. gal)	8 4 0.5 0.125 0.015625 0.00345 0.16045 0.5437	Pinta B. árido Cuartillo B. árido Peck B. árido Bushel B. árido Arroba B. árido Chaldrom B. árido Pie cúbico Litro
GILL Británico (British Gill) (para líquidos)	0.142 0.25 0.125 0.03125 0.000992 0.005	Litros Pinta Británica líquido Cuartillo Británica líquido Galón Imperial líquido Barriles Británico líquido Pie cúbico
GILL Americano (líquido) (U.S. Liquid Gill)	0.1183 0.25 0.125 0.03125 0.00418 0.1183	Litros Pinta a. líquida Cuartillo a. líquida Galen a. líquido Pie cúbico Litros
GRADOS/SEG	0.01745 0.1667 0.002778	Radian/segundo Revoluciones/minuto Revoluciones/segundo
GRAMO	0.03527396 0.002205 0.03215 10 100 1000 0.1 0.01 0.001 0.0026792	Onza, Avoir (generales) Libras Avoir (generales) Onzas Troy (oro, plata, piedras preciosas) Decígramos Centígramos Miligramos Decagramos Hectogramos Kilogramos Libras troy (oro, plata, piedras preciosas)
GRAMOS/Centímetros cuadrados	0.0142234 2.048 0.00096778	Libras/pulgadas cuadradas Libras/pie cuadrado Atmósferas

GRAMOS/Centímetro cúbico	0.03613 62.4283 1685.56 1000 9.71116 8.34545 100 0.8428 0.7525	Libras/pulgadas cúbicas Libras/pie cúbicos Libras/yardas cúbicas Kilogramos/metros cúbicos Libras/galón seco (EE.UU.) Libras/galón liq. (EE.UU.) Kgr/Hectolitro Toneladas cortas/yardas cúbicas Toneladas largas/yardas cúbicas
GRAMOS/Milímetros cuadrados	1.422	Libras/pulgadas cuadradas
GRAMO x cm	780.5966 7.233×10^{-5}	Ergios Pieslibras
GRAMO cm/seg	980.5966 7.238×10^{-5}	Erg/seg Libras pie/seg.
GRAVEDAD, Standard	980.665 32.1717	Centímetros/segundo/segundo Pies/segundo/segundo
HECTAREA	2.47104 0.003861 0.01 11959.9 107639 1549969 10000	Acres Millas cuadradas Kilómetros cuadrados Yardas cuadradas Pies cuadrados Pulgadas cuadradas Metros cuadrados
HECTOLITRO	100 3.531 0.131	Litros Pies cúbicos Yardas cúbicas
HECTOMETRO	3937.079 328.089 109.361425 0.06214 100 2.471	Pulgadas Pies Yardas Millas Metros Acres
H.P. (EE.UU.)	0.17812 75.0404 550 1.01387 0.74565 33000 0.707 42.4 2545	Kilocalorías/seg Kilogrametros/segundo Pies-libras/segundo H.P. métrico (75 kg.m/s) C.V. Kilovatios Pie-libras/minuto B.T.u./segundo B.T.u./minuto B.T.u./hora
H.P. hora EE.UU.	273745 1980000 1.01387 0.74565 375 745.7 2545 2684340 641.240	Kilogrametros Pies libras H.P. métrico-hora C.V.-hora Kilovatios-hora Millas-libras Vatios-hora B.T.u. Julio Kilocalorías
H.P. métrico (cheval-vapeur) C.V.	542.6 736 75 0.9864 0.736 0.69718 41.83 2510 0.17569	Pies-libras/segundo Vatios Kilogrametros/segundo H.P. (EE.UU.) kW B.T.u./seg B.T.u./minuto B.T.u./hora Kilocalorías/seg.
HIDE de tierra	100 40.467	Acres Hectárea

C.V. x HORA ó H.P. métrico x hora	270.000 1952910 0.98632 0.73545 2647610 2509.83 632.467	Kgm Pie-libra H.P. EE.UU. – hora kW – hora Julio B.T.U. Kilocalorías
JULIO	1 0.000000278 0.102 0.000948 0.7373 3.725×10^{-7} 3.777×10^{-7} 2.389×10^{-4}	Watt/segundo kW/hora Kgm B.t.u. Pie x libra H.P. x hora C.V. x hora Kilocalorías
KILOGRAMETRO	0.002342 7.23300 0.000003653 0.000003704 0.000002724 0.00093 9.81	Kilocalorías Pie-libras H.P. EE.UU. – horas H.P. métrico C.V. Kilovatios Vatios B.T. u/seg
KILOGRAMO	0.001 0.0011023 0.0009842 1000 2.20461 2.6792 2.6792 15432.4 564.33 35.274 32.151 32.151	Toneladas métricas Toneladas cortas Toneladas largas Gramos Libras Avoir du Pois Libras troy Libras Apothecaries – (Farmacia) Gramo avoirdupois Adarme avoirdupois Onza avoirdupois Onza troy Onza Apothecaries
KILOGRAMO/metro	0.6720 2.016	Libras/pie Libras/yardas
KILOGRAMO/cheval vapeur (C.V.) (H.P. métrico)	0.01 0.0003613 0.62428 10 0.09711 0.08345	Gramos/centímetro cúbico Libras/pulgadas cúbicas Libras/pie cúbicos Kilogramos/metros cúbicos Libras/Galón EE.UU. seco Libras/Galón EE.UU. líquido
KILOGRAMO/metro cuadrado	0.2048	Libras/pie cuadrados
KILOGRAMO/centímetro cuadrado	14.2234 2048.17 1.02408 0.96778 735.514 28.9725 10 32.8083	Libras/pulgada cuadrada Libras/pie cuadrada Toneladas 2000 libras/pie cuadrado Atmósfera 760 mm mm Mercurio a 0°C Pulgadas Mercurio a 0°C Metros agua a 4°C Pies agua a 4°C
KILOGRAMO/metro cúbico	0.001 0.00003613 0.06243 1.68557 0.009711 0.008345 0.10 0.8428×10^{-3} 0.7525×10^{-3}	Gramo/centímetro cúbico Libras/pulgadas cúbicas Libras/pie cúbicos Libras/yardas cúbicas Libras/Galón EE.UU. seco Libras/Galón EE.UU. líquido Kilogramos/hectolitro Toneladas cortas/yarda cúbica Toneladas largas/yarda cúbica

KILOMETRO	0.62137 3280.83 1093.61 39370.79 1000 0.53959	Millas Pies Yardas Pulgadas Metros Millas náuticas
KILOMETRO CUADRADO	100 1195985 10763867 1000000	Hectáreas Yardas cuadradas Pie cuadrados Metros cuadrados
KILOMETRO/hora	0.27778 0.91134 0.62137 27.78 16.67 54.68 0.53960	Metros/segundo Pies/segundo Milla/hora cm/segundo m/minuto Pie/minuto Millas náutica/hora
KILOMETRO/hora/segundo	0.27778 0.91134 0.62137	Metros/segundos/segundo Pies/segundo/segundo Milla/hora/segundo
KILOCALORIAS	426.9 3087.77 0.001559 0.001581 3.96832 0.001163 4186.17	Kgm Pie x libra HP x hora C.V. x hora B.T.U. kW x hora Julio
KILOCALORIAS/kg	1.8	B.T.U./libra
KILOCALORIAS/m ²	0.36	B.T.U./pie ²
KILOCALORIAS/m ³	0.112	B.T.U./pie ³
kW	1000 1.34 1.36 26542000 44240 737.3 3412 56.9 0.948	Watt H.P. (EE.UU.) C.V. Pies x libras/hora Pies x libras/minuto Libras x pie/segundo B.t.u./hora B.t.u./minuto B.t.u./segundo
kWh	1.35972 1000 1.3411 2655403 3600000 3412.66 367123 859.975	C.V. x hora Watt x hora HP x hora Pie x libra Julio B.t.u. Kg. Kilocalorías
LEGUA (league)	3 5.55978	Millas (Statute Mile) km
LIBRA Avoir du pos (Pound) (lb.av.) En Inglaterra = 453.59243 gr En EE.UU. = 453.5924277 gr	454 4.45 x 10 ⁵ 16 32.174 7000 256 0.0005 4.464 x 10 ⁻⁴	Gramos Dinas Onzas Avoir Poundals Gramo avoirdupois Adarme avoirdupois Toneladas cortas Toneladas largas

LIBRA Troy (Para oro, plata y piedras preciosas)	5760 240 12 0.37324 373	Gramo Troy Escrúpulo Troy Onza Troy Kg Gramos
LIBRA – Pie/seg	13825.5 0.13826 0.001818 0.001843 0.001356 1.35573 0.001285 3237×10^{-4} 13557300	Gr. cm/seg Kgm/seg H.P. C.V. kW W B.T.U./seg Kilocalorías/seg Erg/seg
<u>LIBRA segundo</u> Pie cuadrado ó <u>Slugs</u> Pie segundo	478.78 4.876	<u>Dina segundo</u> (poise o) cen.cuadrados (g/cm.seg) <u>Kgr seg.</u> m ²
LIBRA/Galón, líquido (EE.UU.)	0.11983 0.004329 7.48052 201.974 119.826 0.11983 11.9826 0.1010 0.0901	Gramos/centímetros cúbicos Libras/pulgadas cúbicas Libras/pie cúbico Libras/yardas cúbicas Kilogramos/metro cúbico Libras/galón, seco EE.UU. Kilogramos/hectolitro Toneladas cortas/yardas cúbicas Toneladas largas/yardas cúbicas
LIBRA/pie	1.4882 14.8816 0.08333 3 14.594	Kg./m Gramos/centímetros Libras/pulgadas Libras/yardas Dinas/centímetro
LIBRA/pie cuadrado	0.004882 0.01602 0.006945 4.882 0.0005 0.0004725 0.35911	m.agua a 4°C Pies de aguas a 4°C Libras/pulgadas cuadradas Kilogramos/metros cuadrados Toneladas cortas/pie cuadrado Atmósferas 760 mm mm Mercurio a 0°C (13,59)
LIBRA/pie cúbico	0.01602 0.0005787 27 16.0184 0.15556 0.13368 1.60184 0.0135 0.012054 0.16018 15.710	Gramos/centímetros cúbico Libras/pulgadas cúbicas Libras/yardas cúbicas Kilogramos/metros cúbicos Libras/galón, seco EE.UU. Libras/galón, líquido EE.UU. Kilogramos/hectolitros Toneladas cortas/yardas cúbicas Toneladas largas/yardas cúbicas Toneladas/metro cúbico Dinas/centímetro cúbico
LIBRA/pulgada	178.579 7000 12 36 17.8579 31.6800 28.2857 17.8579	Gramos/centímetros Gramos/pulgadas Libras/pie Libras/yardas Kilogrametros Tonelada corta/millas Toneladas largas/millas Toneladas métrica/kilómetro

LIBRA/pulgada cuadrada	2.30665 0.06804 2.03588 0.07031 27.71 144 0.07200 51.7116 0.70307	Columnas, pies agua a 4°C Atmósfera 760 mm Pulgadas mercurio 0°C (13,59) Kilogramos/centímetros cuadrados Pulgadas agua 62°F Libras/pies cuadrados Toneladas cortas/pies cuadrados mm mercurio a 0°C mm agua a 4°C
LIBRA/pulgada cúbica	27.6797 1728 46656 27679.7 268.803 231 2767.97 23.33 20.83 27.6814	Gramos/centímetros cúbicos Libras/pie cúbicos Libras/yardas cúbicas Kilogramos/metro cúbicos Libras/galones/seco (EE.UU.) Libras/galones/líquido (EE.UU.) Kilogramos/hectolitros Toneladas cortas/yardas cúbicas Toneladas largas/yardas cúbicas Toneladas/metro cúbico
LIBRA/yarda	0.4961	Kilogramo/metro
LIBRA/yarda cúbica	0.0005933 0.00002143 0.03704 0.59327 0.0095 0.05933 0.0005 0.000446 0.0005927	Gramos/centímetro cúbico Libras/pulgadas cúbicas Libras/pies cúbicos Kilogramos/metro cúbico Libras/galón, líquido EE.UU. Kilogramos/hectolitros Toneladas cortas/yarda cúbica Toneladas largas/yarda cúbica Toneladas/metro cúbico
LIBRA-pie	0.13826 5.051×10^{-7} 0.001285 5.121×10^{-7} 3.766×10^{-7} 1.35573 3.239×10^{-4} 13557300 13825.5	Kgrm HP x hora B.T.U. C.V. x hora kW x hora Julio Kilocalorías Ergio Gr. x cm
LITRO	0.001 1000 0.001 61.02 33.8147 0.264178 1 0.0353 2.202	Metros cúbicos Centímetros cúbicos Toneladas métricas Pulgadas cúbicas Onzas, fluido (EE.UU.) Galones imperiales Decímetros cúbicos Pies cúbicos Libras agua 62°F
LITRO/segundo	3.6 60 0.03532 0.0044 22.827×10^{-3}	m^3 /hora Litros/minuto Pie cúbico/segundo Galones líquido U.S./minuto m.g.d./día
METRO	39.370113 3.280843 1.09361425 0.0005396 0.001 0.5468 0.000621	Pulgadas Pies Yardas Millas náuticas Kilómetros Brazas Milla

METRO de columna de agua a 4°C	0.10 1.42234 204.817 0.10241 0.09678 73.5514 2.89572 3.28083	Kgr/cm.cuadrado Libras/pulgadas cuadradas Libras/pie cuadrado Toneladas cortas/pie cuadrado Atmósfera 760 mm mm Mercurio a 0°C (13,59) Pulgadas Mercurio a 0°C (13,59) Pies agua a 4°C
METRO CUADRADO	0.01 0.0001 1550.00 2.471044×10^{-4} 10.76387 1.19599	Areas Hectáreas Pulgadas cuadradas Acres Pies cuadrados Yardas cuadradas
METRO CUBICO	1000 35.318 1.307954 264.2 220 61028 6.2897 1000 1000000	Litros Pies cúbicos Yardas cúbicas Galones (231) Galones imperiales Pulgadas cúbicas Barriles Decímetros cúbicos Centímetros cúbicos
METRO cúbico/hora	16.6 0.27 0.00981 4.40 0.00634 35.32	Litro/minuto Litro/segundo Pie cúbico/segundo Galones líquido U.S./minuto m.g.d./día Pie cúbico/hora
METRO/minuto	3.281 1.667 0.01667 0.06 0.0547 0.03728 0.03238	Pie/minuto cm/seg. m/seg. km./hora Pie/seg. milla/hora Millas náutica/hora
METRO/segundo	3.28083 3.23693 3.6 100.00 60 3.6 196.85 1.943	Pies/segundos Millas/hora Kilómetros/hora cm/seg. m/minuto km./hora Pie/minuto Millas náutica/hora
METROS/segundo/segundo	3.28083 2.23693 3.6	Pies/segundo/segundo Millas/hora/segundo Kilómetro/hora/segundo
MICRON	3.94×10^{-5} 10^{-3} 1000 10.000 10^6 10^7	Pulgada mm mμ (milicron) A° (unidad angstrom) μ μ (micromicron) X-U (unidad siegbahn)
METRO CUADRADO/segundo	10.8	Pie cuadrado/segundo

MILIMETROS	0.03937 0.003 0.001 1000 10^6 10^7 10^9 10^{10}	Pulgadas Pies Metros μ (micrón) $m\mu$ (milicron) A° (unidad angotron) $\mu\mu$ (micromicron) X-U (unidad siegbahn)
MILIMETRO CUADRADO	0.01 0.00155	Centímetros cuadrados Pulgadas cuadradas
MILLA (Statute (Mile) (Mi)	1.60935 1.760 8 320 5280 63.360	Kilómetros Yardas Estadio Percha Pies Pulgadas
MILLA CUADRADA (Square Mile)	2.589998 258.9998 640 3097600 27878400 2589999 4014489600 102.400	Kilómetros cuadrados Hectáreas Acres Yardas cuadradas Pies cuadrados Metros cuadrados Pulgadas cuadradas Estadal cuadrado
MILLA/hora	44.70 0.44704 1.46667 0.868 1.60935 88 26.82	cm/seg. Metros/segundos Pies/segundos Nudos/hora Kilómetros/hora Pies/minuto Metro/minutos
MILLA/hora/segundo	0.44704 1.46667 1.60935	Metro/segundo/segundo Pies/segundo/segundo Kilómetro/hora/segundo
MILLA/minuto	88	Pies/segundo
MILLA NAUTICA (K not) (Milla marina Inglesa) (Náutico Mile)	1.85325 2026.73 6080.204 72962.5 1853.25	Kilómetros Yardas Pies Pulgadas Metros
MILLA MARINA AMERICANA	1.85496	Kilómetros
m.g.d./día	157.71 2628.9 43.8 1.54723 694.44 3785.2	m^3 /hora Litro/minuto Litro/segundo Pie cúbico/segundo Galón líquido U.S./minuto Metro cúbico día
ONZA, Avoirdupois (Ounce) (Oz.AV.)	0.0625 0.9115 28.349527 0.02835 437.5 16 0.0625 3.125×10^{-5} 2.79×10^5	Libras/Avoir Onza, Troy Gramos Kilogramo Gramo avoirdupois Adarme avoirdupois Libra avoirdupois Toneladas cortas Toneladas largas
ONZA, fluido (EE.UU.)	1.80460 29.5729	Pulgadas cúbicas Gramos

ONZA, Troy (Ounce Troy) (Oz.T.) (para oro, plata y piedras preciosas)	1.09714 31.1035 480 20 0.08333 31.105×10^3	Onza, avoird Gramos Gramo Troy Escrúpulo Troy Libra Troy Kilogramo
PERCHA (Rod, pole o perch) (r)	5.5 25 5.029 0.025 16.5 198 0.003125	Yardas Eslabones Metros Estadio Pie Pulgada Milla
PECK BRITANICO (árido) (Peck)	16 8 2 0.25 0.03125 0.0069 0.3209 9.087425	Pinta Británica árida Cuartillo Británico árido Galón Británico árido Bushel Británico árido Arroba Británica árida Chaldron Británico árido Pie cúbico Litros
PETROLEO (42 gl) barril	4.800	Pies cúbicos gas natural (Evap.)
PIE CUADRADO (Square Foot) (Sq Ft)	9.290×10^{-6} 9.290×10^{-8} 144 0.1296 9.2903 0.092903 0.11111 0.003673 0.00002296 0.00000003587	Hectáreas Kilómetros cuadrados Pulgadas cuadradas Varas Decímetros cuadrados Metros cuadrados Yardas cuadradas Estadal cuadrado Acres Millas cuadradas
<u>PIE CUADRADO</u> Segundo	929.03 0.0929	<u>cm cuadrado</u> segundo (Stokes) m^2/seg
PIE CUBICO (Cubice foot) (Cu.Ft.)	28.317 1728 0.037037 7.48055 6.42851 28.317 28.317 0.23748 0.028317 0.1781 6.232	Decímetros cúbicos Pulgadas cúbicas Yardas cúbicas Galones (EE.UU.) líquido Galones (EE.UU.) seco Kilogramos Litros Barril (31,5) Metros cúbicos Barril Petróleo (42) Galones imperiales
PIE CUBICO/día	28.315 0.00069444 449.00	Litros/seg Pies cúbicos/minutos Galones liq. U.S./minuto
PIE CUBICO/minuto	472 1440 0.1781 62.425 0.1247 10.686 28.8 7.481 0.472 28.315	cm^3/seg Pies cúbicos/día Barril, petróleo (42 minutos) Libras de agua/minutos Galones líquidos U.S./seg Barriles, petróleo (42)/hora Pulgadas cúbicas/segundos Galones/minutos Litros/segundos Litros/minutos

PIE CUBICO/segundo	0.646317 15387.43 101.934 1698.9 28.315 449.831	Millones galones día/día Barriles, petróleo (42) días Metro cúbico/hora Litro/minuto Litro/segundo Galones líquido U.S./minuto
PIE DE AGUA (Columna de agua a 4°C)	0.03048 0.0295 0.8826 62.4283 0.43353 0.03121 22.4185 0.304	Kgr/cm ² Atmósferas 760 mm Pulgadas Hg (13,59) a 0°C Libras/pie cuadrado (por cada pie de columna de agua) Libras/pulgadas cuadradas Toneladas cortas/pie cuadrada mm de Mercurio a 0°C (13,59) Metro agua a 4°C
PIE	0.3600 0.30481 3.048 30.48 0.33333 0.0001645 0.0003048 12 0.0606 0.001515 1.8939 x 10 ⁻⁹	Varas Metros Decímetros Centímetros Yardas Millas náuticas Kilómetros Pulgadas Percha Estadio Milla
PIE/minuto	0.5080 0.01667 0.01136 0.3048 0.009868 0.018287 0.005080	Centímetro/segundo Pies/segundo Millas/hora Metros/minuto Nudos (millas náuticas/hora) Kilómetros/hora Metro/segundo
PIE/segundo	30.48 0.68182 0.01136 3600 0.3048 1.097 0.5921 18.29 60	cm/segundo Millas/horas Millas/minutos Pies/horas Metros/segundos Kilómetros/horas Nudos (milla náutica/hora) Metro/minuto Pie/minuto
PIE/segundo/segundo	0.3048 0.68182 1.09728	Metros/segundo/segundo Millas/hora/segundo Kilómetros/hora/segundo
PINTA Británica Líquida (British pint) (Brti. Pt.)	0.5682 4 0.5 0.125 0.003968 0.02	Litros Gill Británico (líquido) Cuartillo Británico (líquido) Galón Imperial (líquido) Barriles Británicos (líquido) Pie cúbico
PINTA Británica Árida	0.5 0.125 0.625 0.015625 0.0019 0.00043 0.02005 0.56796	Cuartillo Británico árido Galón Británico árido Peck Británico árido Bushel Británico árido Arroba Británica árida Chaldron Pie cúbico Litros

PINTA Americana Líquida (U.S. Liquid Pint) (U.S.L.Pt.)	0.4732 4 0.5 0.125 0.01671	Litros Gill a. líquida Cuartillo a. líquido Galón a. líquida Pie cúbico
PINTA Americano árido	0.5 0.125 0.0625 0.01563 0.01945 0.5506	Cuartillo a. árido Galón a. árido Peck a. árido Bushel a. árido Pie cúbico Litro
PULGADA (Inch) (In.) En Inglaterra: 1 In = 25.399978 mm En EE.UU.: 1 In = 25.400051 mm Se adopta 1 In = 25.4	0.00001371 0.0000254 2.54 25.4 0.000015783 0.0254 0.08333 0.02778 0.0001263 0.00505 25.400 2.54×10^7 2.54×10^8 2.54×10^{10} 2.54×10^{11}	Millas náuticas (milla Marina Inglesa) kilómetros Centímetros Milímetros Millas (Statute Mille) Metros Pies Yardas Estadio Percha μ (micrón) $m\mu$ (millicrom) Å° (unidad angstrom) $\mu\mu$ (micromicron) X-U (Unidad siegbahn)
PULGADA, agua 60°F	0.002458 0.07355 5.202 0.03613	Atmósferas Pulgadas, mercurio Libras/pie cuadrado Libras/pulgadas cuadradas
PULGADA CUADRADA (Square Inch) (Sq. In)	6.4516 0.006944 645.16 0.0007716 0.0006452 0.00002551 0.0000001594 0.000000002491 0.00000006452	Centímetros cuadrados Pies cuadrados Milímetros cuadrados Yardas cuadradas Metros cuadrados Estadal cuadrado Acre Milla cuadrada Hectárea
PULGADA CUBICA (Cubic Inch) (Cu.In.)	16.387162 0.01639 0.0005787 0.004329 0.003720 0.00002143 16.3872 0.003607	Centímetros cúbicos Decímetros cúbicos Pies cúbicos Galones, EE.UU. líquido Galones, EE.UU. seco Yardas cúbicas Gramos Galones imperiales
PULGADA, cuarta	41.6231	Cm ⁴
PULGADA, mercurio	0.03342 1.133 70.73 0.4912	Atmósferas Pies de aguas Libras/pie cuadrado Libras/pulgadas cuadradas
RADIAN/seg	57.30 9.549 0.1592	Grados/segundos Revoluciones/minutos Revoluciones/segundos
REVOLUCIONES/minuto	6 0.1047 0.01667	Grados/segundo Radian/segundo Revoluciones/minuto
REVOLUCIONES/segundo	360 6.283 60	Grados/segundo Radian/segundo Revoluciones/minuto

REAUMUR	$\frac{5}{n - \frac{4}{9}} \pm 32$	Centígrado Fahrenheit (menos si n es bajo cero)
SLUGS	14590.0 32.174	Gramos masa Libras (masa)
SLUGS/pie cúbico	0.5154 52.54	Gramos/cm.cúbico <u>Kilogramos seg. cuadrado</u> metro cuarta
STOKE $\frac{\text{cm}^2}{\text{seg}}$	1.08×10^{-3}	Pie cuadrado/segundo
TONELADA CORTA (Short ton) (T. Short) Americana	0.90718486 907.18486 1000 0.89286 2000 32000	Toneladas métrica Kilogramos Kitros (agua) Toneladas largas Libras avoirdupois Onzas avoirdupois
TONELADAS CORTA/milla	5.63698 0.03157 0.37879 1.13636 0.56370 0.89286	Gramos/centímetros Libras/pulgadas Libras/pies Libras/yardas Kilogramos Toneladas largas/milla
TONELADAS CORTAS/pie cuadrado	9.76482 0.97648 13.889 2000 0.94502 718.216	m. de agua a 4°C Kilogramos/cent.cuadrados Libras/pulgadas cuadradas Libras/pie cuadrado Atmósferas mm.Mercurio a 0°C (13,54)
TONELADAS CORTAS/yarda cúbica	1.186 1186.55 0.04286 74.074 2.00 9.902 0.892857 1.18654	Gramos/centímetros cúbicos Kgr/cm.cúbicos Libra/pulgada cúbica Libra/pie cúbico Libra/yarda cúbica Libra/galón líquido U.S. Toneladas largas/yarda cúbica Toneladas/metro cúbico
TONELADAS LARGA (Long Ton)	1016.04704 1.016 2240 1.12 35.840	Kilogramos Toneladas métricas Libras avoirdupois Toneladas cortas Onza avoirdupois
TONELADAS LARGAS / yardas cúbicas	1.3289 1328.93 0.048008 82.963 2.240 11.0902 1.32892	Gramo/centímetro cúbico Kgr/metro cúbico Libra/pulgada cúbica Libra/pies cúbicos Libra/yarda cúbica Libra galón líquido EE.UU. Toneladas/metros cúbicos
TONELADAS METRICA	7.452 0.98420640 1.10231 2204.6 1000 6.297 7.454	Barriles petróleo (42 galones) Toneladas largas Toneladas cortas Libras Kilogramos Barriles agua 60°F (51,5) Barriles (42 gal) 36 A.P.I.
TONELADAS REGISTRO	100 2.832	Pies cúbicos m ³

TONELADA METRICA/kilómetro	1.58393 1.77400 2.01591 0.67197 0.05600 10	Toneladas largas/millas Toneladas cortas/millas Libras/yardas Libras/pie Libras/pulgadas Gramos/centímetros
TOWN SHIP	36 93.236	Millas Kilómetro cuadrado
VARA	2.7778 33.3333	Pies Pulgadas
VARA CUADRADA	7.716	Pies cuadrados
YARDA (Yard) (Yd)	0.000944 3 0.914399 0.0004934 36 1.0000029	Kilómetros Pies Metros Millas náuticas Pulgadas Yardas Británicas
YARDA BRITANICA	0.9999571	Yarda EE.UU.
YARDA CUADRADA (Square Yard)	2.06612×10^{-4} 3.22831×10^{-7} 9 0.836126 1296 8.36131×10^{-5} 8.36131×10^{-7} 0.03306 0.0002066 0.0000003228	Acres Millas cuadradas Pie cuadrados Metros cuadrados Pulgadas cuadradas Hectáreas Kilómetros cuadrados Estadal cuadrado Acre Millas cuadradas
YARDA DE TIERRA	30 12.1401	Acres Hectárea
YARDA CUBICA (Cubic Yard) (Cu Yd)	764.559 46656 27 201.974 173.570 4.8089 0.76455	Decímetros cúbicos Pulgadas cúbicas Pies cúbicos Galones, EE.UU. líquido Galones, EE.UU. seco Barril, petróleo (42) Metros cúbicos
YARDA CUBICA MINUTO	0.45 3.367 12.74	Pie cúbico/segundo Galones U.S. líquidos/seg litro/segundo
WATT	1 0.00134 0.00136 0.000948 0.73761 0.102 2.389×10^{-4} 0.001 1	Julio/segundo H.P. C.V. B.t.u./segundo Libra x pie/segundo Kilogrametro/segundo Kilocaloría/segundo kW W

Masa Específica

	g/cm ³	kg/m ³	utm/m ³	g/l	kg/l
1 g/cm ³	1	10 ³	102	10 ³	1
1 kg/m ³	10 ⁻³	1	0.102	1	10 ⁻³
1 utm/m ³	9,81 x 10 ⁻³	9.81	1	9.81	9,81 x 10 ⁻³
1 g/l	10 ⁻³	1	0.102	1	10 ⁻³
1 kg/l	1	10 ³	102	10 ³	1

Caudal o Flujo de Volumen

	m ³ /s	m ³ /min	m ³ /h	l/s	l/min
1 m ³ /s	1	60	3.6 x 10 ³	10 ³	6 x 10 ⁴
1 m ³ /min	1.667 x 10 ⁻²	1	60	16.67	10 ³
1 m ³ /h	2.78 x 10 ⁻⁴	1.667 x 10 ⁻²	1	0.278	16.76
1 l/s	10 ³	0.06	3.6	1	60
1 l/min	1.667 x 10 ⁻⁵	10 ⁻³	0.06	1.667 x 10 ⁻²	1

Fuerza y Peso

	dina	N	kg
1 dina	1	10 ⁻⁸	1.02 x 10 ⁻⁶
1 newton (N)	10 ⁸	1	0.102
1 kilogramo fuerza	9,81 x 10 ⁵	9.81	1

Presión

	baria (dina/cm ²)	pascal (N/m ²)	kg/m ²	Atm	bar	kp/cm ²	torr (mm c Hg)	m.c.a.
1 baria (dina/cm ²)	1	0.1	0.0102	0.987 x 10 ⁻⁶	10 ⁻⁶	0.102 x 10 ⁻⁵	7.5 x 10 ⁻⁴	10.2 x 10 ⁻⁵
1 pascal (N/m ²)	10	1	0.102	9.87 x 10 ⁻⁵	10 ⁻⁵	0.102 x 10 ⁻⁴	7.5 x 10 ⁻³	10.2 x 10 ⁻⁵
1 kp/m ²	98.1	9.81	1	9.68 x 10 ⁻⁵	9.81 x 10 ⁻⁵	10 ⁻⁴	0.0736	10 ⁻³
1 Atmósfera (Atm)	1.013 x 10 ⁶	1.013 x 10 ⁵	1.033 x 10 ³	1	1.013	1.033	760	10.33
1 bar	10 ⁶	10 ⁵	0.102 x 10 ⁴	0.987	1	1.02	750	10.2
1 kp/cm ² (atm)	9.81 x 10 ⁵	9.81 x 10 ⁴	10 ⁴	0.968	0.981	1	736	10
1 torr (mm c Hg)	1.33 x 10 ³	133	13.6	1.31 x 10 ⁻³	1.33 x 10 ⁻³	1.36 x 10 ⁻³	1	13.6 x 10 ⁻³
1 m.c.a.	9.81 x 10 ⁴	9.81 x 10 ³	10 ³	9.68 x 10 ⁻²	9.81 x 10 ⁻²	0.1	73.6	1

Tabla 3. Equivalencia entre las unidades métricas de masa específica, caudal, fuerza y presión

Debe por otra parte hacerse mención al Sistema Métrico Legal Argentino (SIMELA), que quedó establecido por la ley 19.511 del 2 de marzo de 1972, publicada en el Boletín Oficial el 11 de mayo de 1972. Este Sistema adopta el Sistema Internacional de Unidades (S I)

En la **Tabla 4** se presenta el anexo que enumera las magnitudes, sus unidades y símbolos.

Unidades de Base		
Magnitud	Unidad	Símbolo
Longitud	metro	m
Masa	kilogramo	Kg _m
Tiempo	segundo	s
Intensidad de corriente eléctrica	ampere	A
Temperatura termodinámica	kelvin	K
Intensidad luminosa	candela	cd
Cantidad de materia	mol	mol
Unidades suplementarias		
Magnitud	Unidad	Símbolo
Angulo plano	radián	rad
Angulo sólido	estereorradián	sr
Unidades derivadas		
Magnitud	Unidad	Símbolo
Superficie	metro cuadrado	m ²
Volumen	metro cúbico	m ³
Frecuencia	hertz	Hz l/s
Densidad	kilogramo por metro cúbico	Kg _m /m ³
Velocidad	metro por segundo	m/s
Velocidad angular	radián por segundo	rad/s
Aceleración	metro por segundo al cuadrado	m/s ²
Aceleración angular	radián por segundo al cuadrado	rad/s ²
Fuerza	newton	N m.kg _m /s ²
Presión (tensión mecánica)	pascal	Pa N/m ²
Viscosidad cinemática	metro cuadrado por segundo	m ² /s
Viscosidad dinámica	newton-segundo por metro cuadrado	N.s/m ²

Trabajo, energía, cantidad de calor	joule	J	N.m
Potencia	watt	W	J/s
Cantidad de electricidad	coulomb	C	A/s
Tensión eléctrica, diferencia de potencial, fuerza electromotriz	volt	V	W/A
Intensidad de campo eléctrico	volt por metro	V.m	
Resistencia eléctrica	ohm	Ω	V/A
Conductancia eléctrica	siemens	S	Ω^{-1}
Capacidad eléctrica	farad	F	A.s/V
Flujo de inducción magnética	weber	Wb	V.s
Inductancia	henry	H	V.s.A
Inducción magnética	tesla	T	Wb/m ²
Intensidad de campo magnético	ampere por metro	A/m	
Fuerza magnetomotriz	ampere	A	
Flujo luminoso	lumen	lm	cd.sr
Luminancia	candela por metro cuadrado	cd/m ²	
Iluminación	lux	lux	lm/m ²
Número de ondas	uno por metro	m ⁻¹	
Entropía	joule por kelvin	J/K	
Calor específico	joule por kilogramo-kelvin	J/(kg.K)	
Conductividad térmica	watt por metro kelvin	W/(m.K)	
Intensidad energética	watt por estereorradián	W/sr	
Actividad (de una fuente radiactiva)	uno por segundo	s ⁻¹	
Dosis absorbida	gray	Gy	
Dosis equivalente	sievert	Sv	

Tabla 4. Sistema Métrico Legal Argentino (SIMELA)

2. CONCEPTOS BASICOS DE HIDRAULICA

En este capítulo se enuncian conceptos básicos de hidráulica, de forma de establecer claramente el significado físico, el vocabulario y la nomenclatura usada en este trabajo.

2.1. PROPIEDADES DE LOS FLUIDOS Y DEFINICIONES

Las propiedades de los fluidos así como las magnitudes utilizadas en hidráulica se hallan definidas en los numerosos textos básicos de hidráulica y mecánica de los fluidos.

Se presenta una enumeración de las mismas y su simbología:

• Viscosidad dinámica:	μ
• Viscosidad cinemática	ν
• Masa específica:	ρ
• Volumen específico:	ν_s
• Peso específico:	γ
• Densidad:	δ
• Presión:	p
• Velocidad en un punto:	u
• Velocidad media en una sección:	U
• Aceleración local:	a_ℓ
• Aceleración convectiva:	a_c
• Gasto o caudal:	Q
• Area:	A
• Energía por unidad de peso	E

2.1.1. Gasto o Caudal

El producto de un área elemental dA de una masa líquida en movimiento por la velocidad U normal al elemento de superficie se denomina gasto elemental (o caudal elemental).

La sumatoria de los gastos elementales correspondientes a toda la sección transversal de la masa líquida, en la unidad de tiempo, se denomina GASTO (o caudal).

$$Q = \int_A u dA$$

Si el movimiento del líquido se mantiene constante a través del tiempo, se puede escribir en forma general:

$$U = \frac{Q}{A} \quad U = \text{velocidad media}$$

2.1.2. Clasificación de los Movimientos

El movimiento de los fluidos se define habitualmente con los términos “escurrimiento” y “flujo”.

a) Según la variación de la velocidad con respecto al tiempo.

$$\frac{\partial v}{\partial t} = 0 \quad \text{Movimiento permanente o estacionario}$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} \neq 0 \quad \text{Movimiento impermanente}$$

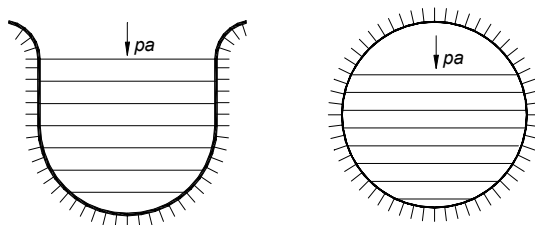
b) Según la variación de la velocidad con respecto a la posición.

$$\frac{\partial v}{\partial \ell} = 0 \quad \text{Movimiento uniforme}$$

$$\frac{\partial v}{\partial \ell} \neq 0 \quad \text{Movimiento variado (cuando la variación se realiza paulatinamente, gradualmente variada)}$$

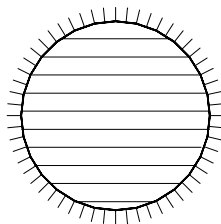
El escurrimiento de los líquidos en las condiciones anteriores puede presentarse en las tres formas siguientes:

I) Escurrimiento a superficie libre



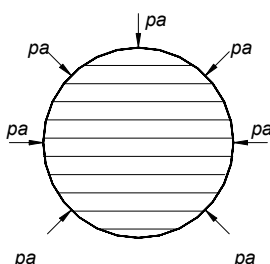
El líquido tiene una parte de su contorno sometido a la presión atmosférica.

II) Esgurrimiento a presión



Está contenido por un contorno sólido

III) Esgurrimiento a chorro o vena líquida



El líquido está rodeado por el mismo u otro fluido a una dada presión (por ejemplo la atmosférica).

2.2. ECUACIONES BÁSICAS DE LA HIDRÁULICA

2.2.1. Ecuación de Continuidad

- I) Para el movimiento impermanente de los líquidos compresibles, cuando la masa específica resulta función del tiempo y la posición.

$$\frac{\partial(\rho Q)}{\partial \ell} + \frac{\partial(\rho A)}{\partial t} = 0$$

que también se puede escribir:

$$\rho \frac{\partial Q}{\partial \ell} + \frac{Q \partial \rho}{\partial \ell} + \rho \frac{\partial A}{\partial t} + A \frac{\partial \rho}{\partial t} = 0$$

- II) Para el movimiento impermanente de líquidos cuya masa específica se considera función sólo del tiempo y no de la posición.

$$\rho \frac{\partial Q}{\partial \ell} + \frac{\partial(\rho A)}{\partial t} = 0$$

III) Para el movimiento impermanente de los líquidos incompresibles en que la masa específica no varía ni en el tiempo ni con la posición.

$$\frac{\partial Q}{\partial \ell} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0$$

IV) Para el movimiento permanente de líquidos incompresibles en que la masa específica es constante.

$$\frac{\partial Q}{\partial \ell} = 0 \quad \text{de donde} \quad Q = cte.$$

que también en coordenadas cartesianas se puede escribir en función de las componentes de la velocidad

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad \text{o sea} \quad \text{div} \cdot \vec{U} = 0$$

2.2.2. Ecuación de la Energía

La Hidrodinámica estudia el movimiento de los líquidos en relación con las fuerzas que intervienen.

Fuerzas que pueden actuar:

- | | | |
|--|---|---|
| <p>a) <u>de superficie</u>
del tipo f d A
(esfuerzo del medio
circundante)</p> | { | <p>1) Diferencia de presión (normales)</p> <p>2) Viscosidad (tangenciales)</p> <p>3) Energía superficial (gran curvatura o pequeño espesor)</p> |
| <p>b) <u>de masa</u>
del tipo f dm
(acciones externas
sobre la masa)</p> | { | <p>1) Debidas a acciones exteriores (gravedad, fuerzas centrífugas, masas entre sí)</p> <p>2) De inercia (producto masa por aceleración)</p> <p>3) Fuerzas elásticas debidas a la compresibilidad del líquido</p> |

Las causas que producen los movimientos son naturalmente fuerzas. Las fuerzas que actúan sobre un elemento de fluido pueden ser de tres diferentes categorías:

- 1). *Fuerzas de superficie*: son las acciones que producen las partículas exteriores vecinas a la considerada, ubicadas próximas al límite y se transmiten a través de la superficie de la partícula. Estas fuerzas de superficie son proporcionales a los elementos de superficie. Las fuerzas de superficie pueden tener componentes normales y tangenciales a la superficie considerada; las primeras dan origen a las fuerzas de presión $p \, dA$ y las segundas a las fuerzas de corte $\tau \, dA$. Siendo $\tau = \mu \, du/dy$, si los líquidos perfectos son no viscosos resulta que $\mu = 0$ y $\tau = 0$ y sólo existirán acciones normales a las caras de los elementos situados en el interior del líquido. En esta expresión τ es la fuerza tangencial por unidad de área, normalmente identificada como esfuerzo de corte.
- 2). *Fuerza de masa*: provenientes de campos exteriores (campos gravitatorios, magnéticos, eléctricos, etc.). Estas fuerzas se ejercen a distancia y son proporcionales a los volúmenes de los elementos. Se aplican sobre la masa de las partículas y pueden considerarse concentradas en el centro de gravedad de las mismas. En este trabajo sólo se considerarán las fuerzas de masa provenientes de la atracción gravitacional terrestre.
- 3). *Fuerzas de inercia*: son las acciones que se manifiestan cuando el fluido experimenta aceleraciones. Estas fuerzas son de la misma dirección y se oponen al sentido de las restantes. Son proporcionales a la masa de las partículas y se describen por las leyes de Newton de la mecánica clásica.

2.2.3. Ecuaciones Generales del Movimiento para Líquidos Perfectos

Se presentan a continuación algunas definiciones básicas de términos que se emplearán en los siguientes desarrollos.

Se define como “partícula” a la mínima porción de sustancia fluida tal que las propiedades físicas en ella contenidas sean las mismas que las que corresponden a la sustancia tomada en grandes cantidades.

Se define como “medio continuo” a la asociación de partículas en contacto mutuo (sin que se produzcan choques entre ellas) que ocupan la totalidad del espacio del fluido. Es, obviamente, una abstracción.

Se considerará a los fluidos como medios continuos homogéneos o isotrópicos. Homogéneos pues se supondrá que las propiedades son invariables con la posición de la partícula considerada e isotrópicos pues se considerará que para cualquier punto del interior del fluido, las propiedades no cambian con la dirección.

Para un instante dado, la envolvente de los vectores velocidad de las partículas tomadas en la dirección del vector velocidad de la partícula anterior, se denomina “línea de corriente”.

Se denomina “trayectoria” de la partícula a la curva que representa las posiciones sucesivas de una partícula a través del tiempo.

Si se considera, ahora, dentro del escurrimiento, una curva cualquiera (que no sea línea de corriente) y las líneas de corriente que pasan por cada punto de esa curva, la totalidad

de estas líneas están contenidas en una superficie que se denomina “superficie de corriente”.

Si la curva c es cerrada, la superficie de corriente formada adquiere el nombre de “tubo de corriente” y el volumen encerrado por esa superficie, el de “vena fluida”.

Según el comportamiento de las partículas, el análisis del movimiento de los fluidos muestra la existencia de dos tipos de fenómenos netamente diferenciados que se denominan respectivamente: régimen laminar y régimen turbulento, siendo un resultado propiamente de la viscosidad del fluido.

El movimiento laminar se caracteriza porque el movimiento de las partículas se produce siguiendo trayectorias separadas perfectamente definidas, no necesariamente paralelas, sin existir mezcla macroscópica o intercambio transversal entre ellas. Si se inyecta colorante (de la misma masa específica que el líquido) dentro de un escurrimiento laminar, éste se mueve como un filamento delgado que sigue las trayectorias del movimiento.

En un movimiento turbulento, las partículas se mueven sobre trayectorias completamente erráticas, sin seguir un orden establecido. Existen pequeñas componentes de la velocidad en direcciones transversales a la del movimiento general, las cuales no son constantes sino que fluctúan con el tiempo, de acuerdo a una ley aleatoria, aún cuando el movimiento general sea permanente.

Osborne Reynolds (1883) en base a sus experimentos fue el primero que propuso el criterio para distinguir ambos tipos de flujo mediante el número que lleva su nombre, el cual permite evaluar la preponderancia de las fuerzas viscosas sobre las de inercia.

En el caso de un conducto cilíndrico a presión, el número de Reynolds se define así:

$$R_e = \frac{VD}{\nu}$$

donde:

V = la velocidad media

D = diámetro del conducto

ν = viscosidad cinemática del fluido

Se definen como líquidos perfectos, aquellos para los que:

$$\mu = 0 \quad \rho = \text{cte.}$$

Ecuación de Bernoulli para fluido ideal

Hipótesis

- a) Escurrimiento continuo, es decir sin solución de continuidad (por ejemplo “bolsones” de aire)
- b) Escurrimiento permanente e irrotacional

- c) Fluido no viscoso (perfecto)
- d) Campo gravífico terrestre
- e) Esguerrimiento en una dirección
- f) Fluido de masa específica constante (incompresible)

Si se consideran las fuerzas actuantes sobre un elemento de fluido de dimensiones diferenciales (presión, masa, inercia) y mediante la aplicación de la segunda ley de Newton ($F = m \cdot a$) luego de desarrollos algebraicos que se hallan en los libros básicos de hidráulica se llega a la ecuación diferencial de Euler:

$$g \cdot dz + \frac{1}{\rho} dp + \frac{d(U^2)}{2} = 0 \quad \text{cuya integral definida da:}$$

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{U^2}{2g} = \text{cte.} \quad \text{conocida como expresión de Bernoulli}$$

En esta expresiones la velocidad media U al tratarse de un fluido ideal, coincide con la velocidad en cada uno de los puntos de la sección.

La expresión de Bernoulli señala que a lo largo de la trayectoria de la partícula en movimiento permanente e irrotacional, es constante en cada uno de los sucesivos lugares, la suma debida a la posición de la partícula referida a un plano horizontal de comparación, a la altura de presión, y a la altura debida a la velocidad denominada altura cinética.

La partícula considerada posee una masa dm a la que corresponde el peso dG . Si se multiplica cada término por dicho peso se obtiene la forma energética del teorema de Bernoulli.

$$z dG + \frac{P}{\gamma} dG + \frac{U^2}{2g} dG = \text{constante}$$

Para las unidades técnicas kg, m.s, los términos tienen la siguiente dimensión:

$$[mKg] + \left[\frac{Kg \cdot m^{-2}}{Kg \cdot m^{-3}} Kg \right] + \left[\frac{m^2 s^{-2}}{m^2 s^{-2}} Kg \right] = [Kgm]$$

es decir, la unidad de energía o de trabajo.

Interpretación Energética de la Ecuación de Bernoulli

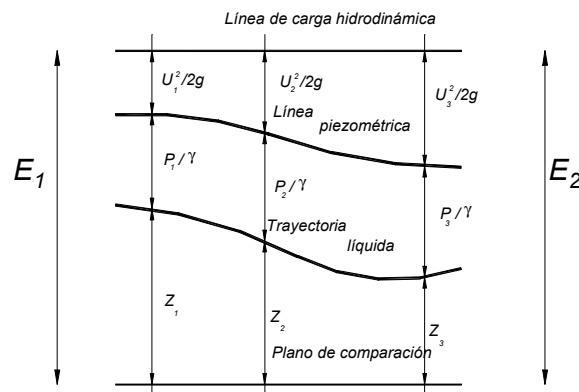
Los términos z , P / γ y $U^2 / 2g$ de la expresión de Bernoulli tienen unidades de energía por unidad de peso de fluido, es decir simplemente unidades de longitud.

En efecto, $U^2 / 2g$ es la energía cinética por unidad de peso y $z + P / \gamma$ es la energía piezométrica por unidad de peso. Dentro de la energía piezométrica, z es la energía

potencial gravitatoria por unidad de peso referida a un nivel de referencia, y P / γ no representa en sí misma una energía de presión contenida por unidad de peso del fluido. Sin embargo la diferencia $P_1 / \gamma - P_2 / \gamma$ entre los dos términos de presión de la ecuación de Bernoulli representa la energía cedida por las fuerzas de presión para transportar la unidad de peso de un fluido desde el punto 1 a 2.

La suma $z + P / \gamma + U^2 / 2g$ corresponde entonces a la energía mecánica total de la unidad de peso del fluido y la ecuación de Bernoulli traduce la conservación de esta energía mecánica. Calóricamente, el teorema de Bernoulli se confunde con el principio de conservación de la energía.

La representación gráfica de los componentes de la energía por unidad de peso, mediante las tres líneas: topográfica, piezométrica e hidrodinámica se presenta a continuación:



Ecuación de Bernoulli para fluidos reales con pérdidas de Energía ΔJ

Las pérdidas de energía en las corrientes líquidas pueden ser motivadas:

- Por los frotamientos que tienen lugar en el recorrido de la masa líquida en movimiento, denominadas pérdidas de energía generales,
- Por los rozamientos que ocurren en posiciones determinadas del escurrimiento líquido por cambios de dirección, o por la modificación de la forma de las dimensiones o de ambas simultáneamente, que se operan en las sucesivas secciones transversales, denominadas pérdidas de energía locales.

Si la pendiente de la línea de energía cambia a lo largo del escurrimiento ΔJ resulta:

$$\Delta J_{1-2} = \int_{\ell_1}^{\ell_2} j d\ell$$

siendo j , en cada posición, la pendiente de la tangente a la línea de energía

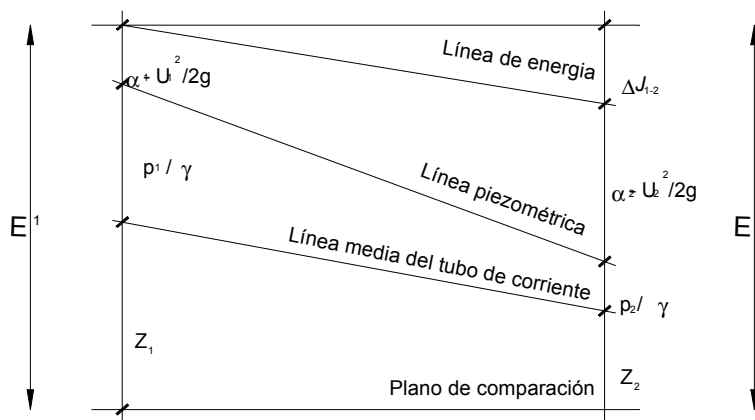
$$j = \frac{dJ}{d\ell}$$

Cuando el movimiento es uniforme no varían las condiciones de escurrimiento a lo largo de la conducción o del canal, y entonces la pendiente de la línea de energía es constante.

$$j = \frac{\Delta J}{\Delta \ell} = \text{constante}$$

El valor de j depende:

- de la magnitud del gasto o de la masa fluida que escurre por el tubo o canal
- de la viscosidad del fluido
- del área de la sección transversal
- del tipo o naturaleza de las paredes o bordes geométricos que determinan el respectivo grado de aspereza o factor hidráulico de rugosidad.



La ecuación de Bernoulli para fluidos reales resulta:

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{\alpha_1 u_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{\alpha_2 u_2^2}{2g} + J_{1-2}$$

La energía cinética plantea una dificultad al generalizarla a la totalidad de la sección, si la velocidad no es constante en ella.

La ecuación de Euler no puede ser integrada si no se conoce la distribución de velocidades en la sección. Por razones prácticas se utiliza la potencia del escurrimiento, es decir la energía total por unidad de tiempo N .

$$N_c = \frac{dEc}{dt} = \gamma \int_A \frac{u^2}{2g} dQ \quad (\text{potencia cinética})$$

pues $\rho dQ = \text{masa} / \text{tiempo}$ y $\gamma / g = \rho$

Esa potencia cinética real puede ser reemplazada por una potencia cinética ficticia N_{cf} basada en la velocidad media U de la sección:

$$\alpha N_{cf} = \gamma \frac{U^2}{2g} UA = \gamma \frac{U^3}{2g} A$$

donde el coeficiente α de corrección de energía cinética se denomina coeficiente de Coriolis, que expresa en alguna medida la diferencia entre perfil real de velocidad en la sección respecto de un perfil uniforme de velocidad constante. Luego,

$$\alpha = \frac{N_c}{N_{cf}} = \frac{\gamma/2g \int u^3 dA}{\gamma/2g U^3 dA} = \frac{\int u^3 dA}{U^3 A}$$

En régimen turbulento, en conducciones o canales con escurrimiento uniforme, α , está comprendido entre 1 y 1,15, pudiendo habitualmente considerarse como $\alpha = 1$, con excepciones a tener en cuenta.

En cambio, en régimen laminar, en escurrimientos uniformes en conductos circulares el coeficiente de Coriolis se calcula teóricamente y resulta $\alpha = 2$, y en movimiento uniforme entre dos placas planas paralelas $\alpha = 1,6$.

En las corrientes no uniformes α varía de sección a sección en correspondencia con el diagrama de velocidades. En régimen turbulento, α tiende a 1 en los tramos convergentes y aumenta en los divergentes.

2.2.4. Ecuación de la Cantidad de Movimiento

Cuando se produce un cambio de dirección o de la sección hidráulica de paso en un conducto, aparece un cambio ya sea de dirección, de módulo o de ambos en el vector velocidad, lo que implica una aceleración y por lo tanto la presencia de una fuerza sobre el fluido y una reacción de éste sobre el contorno.

Recordando la segunda Ley de Newton:

$$F = M \cdot a = M \frac{du}{dt} \Rightarrow dF \cdot dt = dM \cdot du$$

donde $dM = \rho \cdot dA \cdot d\ell$ y $du = \partial u / \partial \ell \cdot d\ell$

además $d\ell = u \cdot dt$

ósea $dF \cdot dt = \rho \cdot dA \cdot d\ell \cdot \frac{\partial u}{\partial \ell} \cdot u dt$

pero $u dA = dQ \Rightarrow dF = \rho \cdot dQ \cdot \frac{\partial u}{\partial \ell} \cdot d\ell$

si se quiere calcular la totalidad de las fuerzas exteriores se tendrá

$$Fe = \rho \int_Q \frac{\partial u}{\partial \ell} \cdot d\ell \cdot dQ$$

para resolver esta integral habría que conocer la variación de la velocidad individualmente en cada punto a lo largo del recorrido. Si se pone esta variación en función de los valores inicial y final (por ser vectorial):

$$Fe = \int_a \rho (u_f - u_i) dQ = \rho \int_a u_f dQ - \rho \int_a u_i dQ$$

para resolver estas integrales habría que conocer la variación de la velocidad dentro de cada sección. Se puede hacer

$$\int_Q u dQ = uQ \cdot \frac{\int_Q u dQ}{U \cdot Q}$$

o sea $\int_Q u dQ = \beta UQ;$ $\beta = \frac{\int_Q u dQ}{UQ} = \frac{\int_Q u^2 dA}{U^2 A};$

β coeficiente de la cantidad de movimiento de Boussineq.

$$\int_Q u_f dQ = \beta_f \cdot U_f \cdot Q$$

$$\int_Q u_i dQ = \beta_i \cdot U_i \cdot Q$$

O sea que las fuerzas exteriores que actúan sobre la porción de fluido que se considera son:

$$\bar{F}_e = \rho Q (\beta_f \bar{U}_f - \beta_i \bar{U}_i)$$

que es la expresión de las fuerzas exteriores en función de la variación de la cantidad de movimiento.

Como el propósito es obtener las acciones sobre un cuerpo determinado si se separan de las fuerzas exteriores las reacciones de los contornos o límites del escurrimiento.

$$\bar{F}_e = \bar{R} + \Sigma \bar{f}_e = \rho Q (\beta_f \bar{U}_f - \beta_i \bar{U}_i)$$

Para simplificar el análisis se adopta $\beta = 1$

$$\bar{R} = \rho Q (\bar{U}_f - \bar{U}_i) - \Sigma \bar{f}_e$$

$\Sigma \bar{f}_e$ = fuerzas de fricción, peso, presión, etc., es decir la sumatoria de fuerzas exteriores

R = es la reacción del contorno sobre el agua. En consecuencia la acción del líquido sobre el contorno será igual y de signo opuesto.

$$\bar{A} = -R = \rho Q (\bar{U}_i - \bar{U}_f) + \Sigma \bar{f}_e = \text{Acción del fluido sobre el contorno}$$

Esta es la expresión para un elemento fijo.

3. HIDRAULICA EN CONDUCTOS ABIERTOS

3.1. HIDRÁULICA DE CANALES

Los movimientos a superficie libre son aquéllos en los cuales el líquido escurre en contacto con la atmósfera (Por ejemplo: canales y ríos), a diferencia de los escurrimientos forzados, o a presión, como los que tienen lugar en tuberías cuando el fluido las llena totalmente. La superficie libre es la de separación entre el líquido y el aire.

En lo sucesivo, salvo que se indique lo contrario se considerará que el fondo y las paredes del canal son impermeables y que el gasto se conserva en todas las secciones del canal.

La superficie libre pertenece a la corriente y en todos los puntos de la misma la velocidad le es tangente y la presión es constante e igual a la atmosférica. Las fuerzas que actúan en un movimiento a superficie libre son las de presión, la gravedad y las fuerzas de rozamiento por viscosidad. Si la superficie libre presentara curvaturas importantes, habría que añadir las fuerzas debidas a la energía superficial, pero en la práctica corriente esto no ocurre.

Respecto de las secciones transversales del canal se hace la consideración, en general, de que las mismas son verticales y no normales al canal, puesto que en la mayoría de los problemas que se presentan la pendiente del fondo del canal es pequeña.

Cuando el movimiento en el canal es permanente y uniforme, el mismo resulta ser prismático con sus generatrices paralelas, siendo constantes todos los elementos geométricos e hidráulicos del canal:

$Q =$ gasto

$A =$ superficie de la sección de escurrimiento, en la **Figura 1** la superficie ABCDA.

$U = \frac{Q}{A}$ = velocidad media de la corriente

$i = \text{tg } \alpha$ = pendiente longitudinal del fondo del canal

$B_s =$ ancho superficial

$B_f =$ base de fondo

$h =$ tirante. Es la profundidad máxima o distancia vertical comprendida entre la superficie libre y el punto más bajo del fondo del canal.

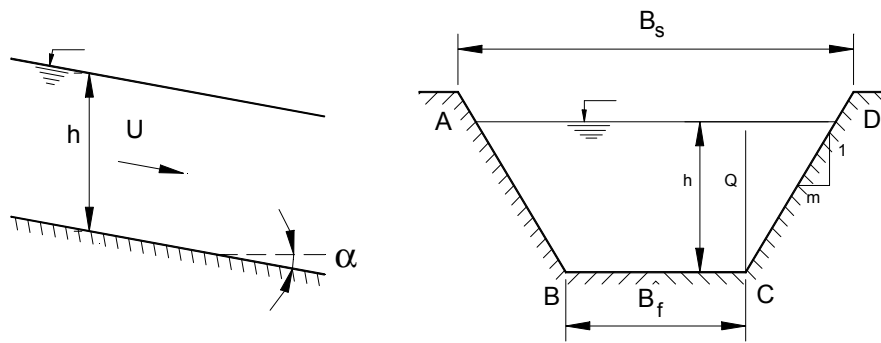


Figura 1. Nomenclatura de canales

P = perímetro mojado = es la longitud del contorno de la sección transversal que está en contacto con el fluido que escurre en el canal.

En la Figura anterior $P = \overline{AB} + \overline{BC} + \overline{CD}$

R = radio hidráulico = es el cociente entre área y perímetro mojado $\left(R = \frac{A}{P} \right)$.

La velocidad media de la corriente se expresa por la fórmula de CHEZY, cuya deducción se indica más adelante:

$$U = C\sqrt{R \cdot i}$$

donde C es un coeficiente denominado de Chezy cuyas unidades son $L^{1/2} T^{-1}$ y su valor depende de la rugosidad de las paredes del canal y del radio hidráulico, estando expresado por diversas fórmulas empíricas obtenidas por diferentes investigadores.

En cuanto a la forma de la sección transversal se puede hacer una clasificación en dos grandes grupos, las de contorno abierto y las de contorno cerrado. (**Figura 2**).

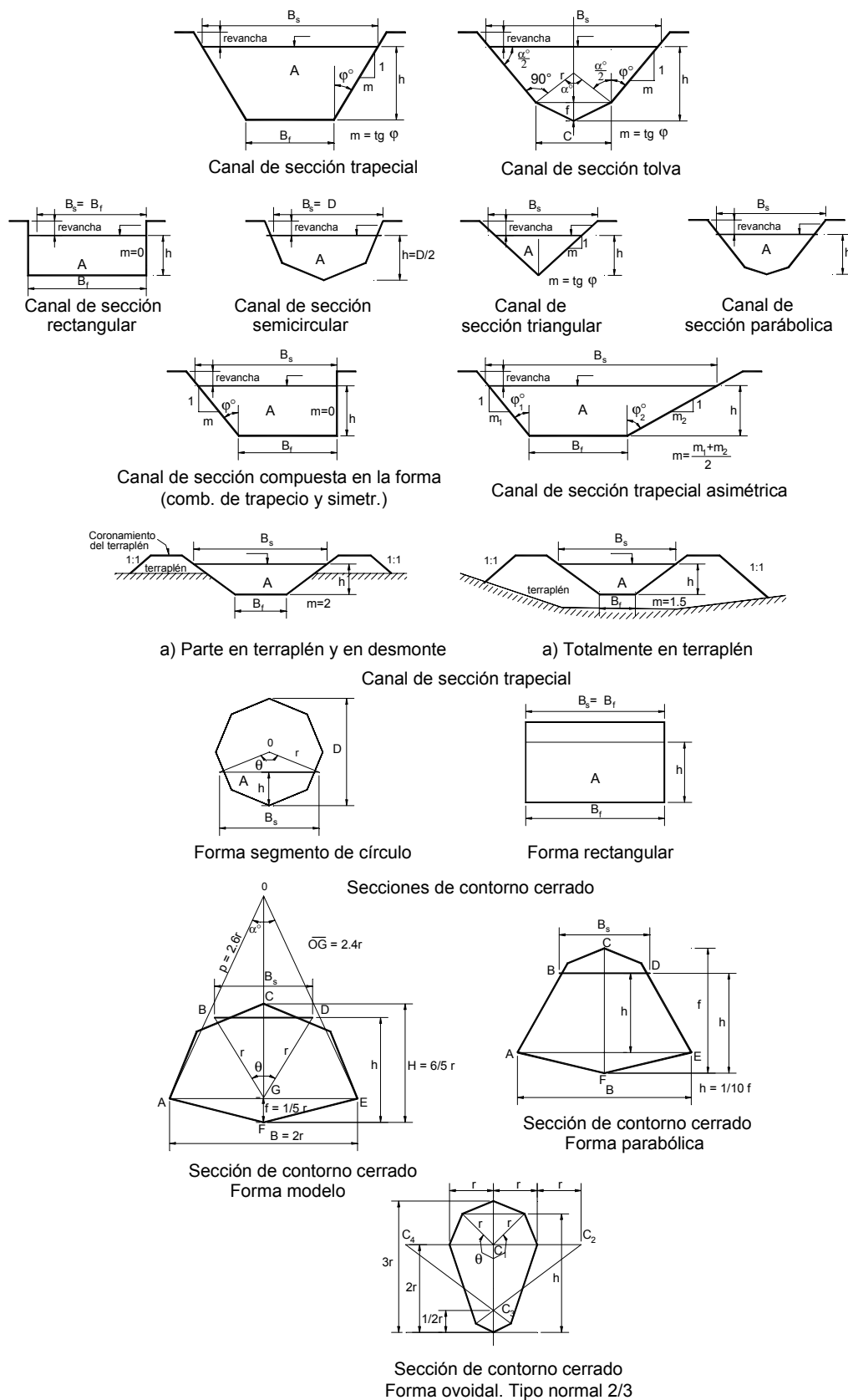


Figura 2. Geometrías de canales

a) Secciones de contorno abierto

La de mayor aplicación es la trapezoidal, siguiéndole la tolva y la rectangular y a veces la semicircular, triangular y parabólica. Puede haber a veces combinaciones de formas, como la trapezoidal asimétrica. Estos canales pueden ser construidos en desmonte o terraplén, lo que dependerá de la relación entre la pendiente del terreno y la del fondo o solera del canal y el propósito del mismo.

Cualquiera sea la forma de la sección transversal se deja siempre un excedente sobre el área de escurrimiento que brinde el cálculo hidráulico, siendo el principal objetivo de dicha revancha el dar cabida a un incremento eventual del caudal por sobre el que ha intervenido en el dimensionamiento. Si así no se hiciera un incremento ΔQ por sobre el caudal Q calculado rebalsaría el canal, inundando los lugares adyacentes, perdiéndose líquido y con posibles peligros para la estructura del canal, esto último en el caso particular que el canal fuera un terraplén, pues se ocasionaría la erosión de la base del mismo.

El valor de la revancha queda a criterio del proyectista en función de las necesidades particulares e importancia de cada proyecto, pero como medida indicativa se puede estimar entre 0,20 y 0,40 m en pequeños canales y de 0,60 a 0,80 m o más en grandes canales.

b) Secciones de contorno cerrado

La más común es el segmento de círculo, siendo el canal un tubo o caño circular. También hay otras formas como la de tipo “herradura” utilizada en túneles, la rectangular, ovoidal, parabólica, etc.

Este tipo de canales entubados son en general construidos bajo tierra.

3.1.1. Ecuaciones Básicas

Los problemas usuales de la hidráulica de superficie libre se tratan a partir de tres ecuaciones básicas:

- a) Ecuación de Continuidad
- b) Ecuación de la Energía (Bernoulli)
- c) Ecuación de la Cantidad de Movimiento

Para el caso que se desarrolla a continuación, se utilizarán las dos primeras ecuaciones: **(Figura 3)**.

Continuidad

$$Q = U_1 A_1 = U_2 A_2$$

Energía

$$Z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{U_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{\alpha_2 U_2^2}{2g} + \Delta J_{1-2}^*$$

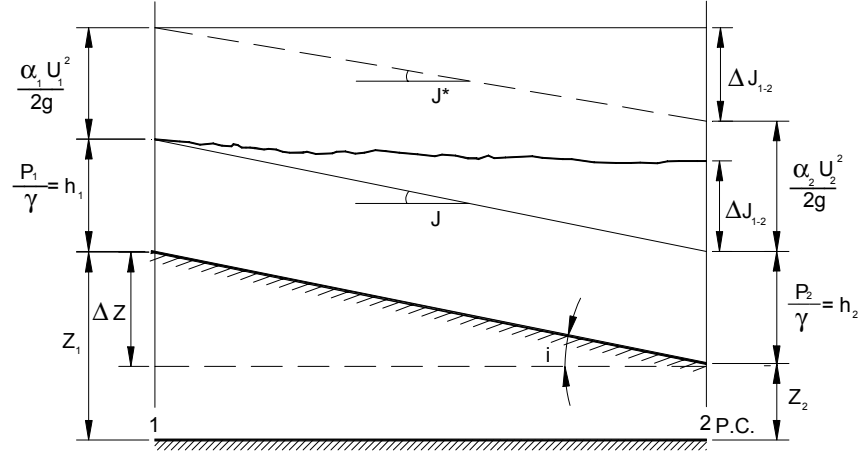


Figura 3. Esquema de líneas de energía y piezométrica en un canal

$$\frac{\Delta J_{1-2}^*}{\Delta l_{1-2}} = j^* ; \frac{\Delta J_{1-2}}{\Delta l_{1-2}} = j ; \frac{\Delta Z_{1-2}}{\Delta l_{1-2}} = i$$

Si el canal es prismático y el movimiento uniforme

$$U = U_1 = U_2$$

$$h = h_1 = h_2$$

o sea $\alpha U^2 / 2g$ es constante para cualquier sección

o sea,

$$\Delta J_{1-2}^* = \Delta J_{1-2} \Rightarrow j^* = j$$

$$Z_1 + h + \frac{\alpha U^2}{2g} = Z_2 + h + \frac{\alpha U^2}{2g} + \Delta J_{1-2}^*$$

$$Z_1 - Z_2 = \Delta J_{1-2}^* = j^* \Delta l_{1-2} \Rightarrow \frac{\Delta Z_{1-2}}{\Delta l_{1-2}} = i = j^*$$

en resumen:

$$i = j = j^*$$

O sea que para movimiento permanente y uniforme, la pendiente de la solera del canal, de la superficie libre, y de la línea de energía son iguales, por lo que estas tres líneas son paralelas.

O sea que la diferencia de nivel significa energía gastada para vencer rozamiento.

En los casos prácticos de cálculo de canales en movimiento uniforme se asume:

$$\alpha = 1$$

Se debe buscar una expresión que vincule la pérdida de energía con las características geométricas del canal, propiedades del fluido y las condiciones del escurrimiento.

En tal sentido, la expresión indica que la pérdida de energía es:

- 1). Proporcional a la superficie de rozamiento
- 2). Proporcional al cuadrado de la velocidad
- 3). Inversamente proporcional a la sección transversal
- 4). Depende de la naturaleza de la pared del canal

O sea:

$$\Delta J^* = \frac{K U^2 p \Delta l}{A} \times f$$

donde f depende de la naturaleza de la pared del canal.

haciendo $Kf = b$, resulta

$$\Delta J^* = \frac{b U^2}{R} \Delta l$$

donde R es el radio hidráulico $\left(R = \frac{A}{P} \right)$.

Se había visto que para movimientos uniformes $j^* = i$ o sea

$$\frac{\Delta J^*}{\Delta l} = j^* = \frac{b U^2}{R}$$

de donde

$$i = \frac{b U^2}{R}$$

o lo que es lo mismo

$$U = \sqrt{\frac{1}{b}} \cdot \sqrt{Ri} = C\sqrt{Ri} \quad \text{expresión de CHEZY}$$

Otra manera de obtener la ecuación de Chezy es por medio de la aplicación de la ecuación de Newton en la dirección del movimiento.

Por ser éste uniforme

$$\Sigma \overline{F} = 0$$

Las fuerzas que intervienen son:

- El peso propio del sector que se considera
- Las fuerzas de presión que se anulan entre sí
- Las fuerzas de rozamiento

$$\gamma A \Delta l \sin \alpha + (-f U^2 p \Delta l) = 0$$

por ser α pequeño

$$\sin \alpha \approx \operatorname{tg} \alpha \approx i$$

$$\gamma \cdot A \cdot \Delta l \cdot i = f U^2 p \cdot \Delta l$$

$$U^2 = \frac{\gamma}{f} \frac{A}{P} i = \frac{\gamma}{f} R i \Rightarrow U = \sqrt{\frac{\gamma}{f}} \sqrt{Ri}$$

$$U = C \sqrt{Ri}$$

Coeficiente de Chezy

La expresión anterior fue dada a conocer alrededor de 1775. Para determinar el valor del coeficiente C de Chezy se obtuvieron muchas expresiones todas ellas en forma experimental. Se dan a continuación algunas de las expresiones mencionadas.

a) Fórmula de Ganguillet y Kutter (1869)

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{i}}{1 + \frac{n}{\sqrt{R}} \left(23 + \frac{0,00155}{i} \right)}$$

donde n es un coeficiente que depende solo de la rugosidad de las paredes. Se ve en esta expresión que C depende de:

- Tipo de canal, de forma que al aumentar la rugosidad y por lo tanto n, disminuye C.
- Tamaño del canal, de forma que al aumentar R, crece C.

- De la pendiente, de forma que en canales pequeños y ríos C aumenta con i , y disminuye con i en canales grandes y de mucha rugosidad.

No obstante, para valores de $i > 0,0005$ C resulta prácticamente independiente de i .

Los valores de n se presentan en la **Tabla 5**.

b) Fórmula de Kutter

Es una simplificación de la anterior, aplicable para $i > 0,0005$

$$C = \frac{100 \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}$$

donde m es un coeficiente de rugosidad de las paredes del canal. Como se ve, en esta versión C no depende de i . Los valores de m se incluyen en la **Tabla 6**.

c) Fórmula de Manning (1890)

$$C = \frac{1}{n} \sqrt[6]{R}$$

n es el coeficiente de rugosidad de las paredes. Es la fórmula más usada pues tiene la ventaja de ser monómica. Los valores de n se dan en la **Tabla 7**.

d) Fórmula de Bazin (1897)

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

en la que γ (no es el peso específico) depende de la rugosidad de las paredes. Sus valores figuran en la **Tabla 8**.

Hay un sinnúmero de otras fórmulas. Por otra parte en la **Tabla 8** se incluye un listado de las máximas pendientes de los taludes m para distintos materiales naturales.

3.1.2. Distribución de Velocidad en una Sección

La velocidad no es constante a través de una sección. En contacto con las paredes sólidas, el líquido está inmóvil como consecuencia de su adherencia a la pared.

A causa del rozamiento, se forma, a partir de la extremidad aguas arriba del canal, una capa límite, la cual, desde que está lo suficientemente alejada de dicha extremidad, se extiende a toda la sección mojada. Con números de Reynolds elevados, y en consecuencia casi siempre en las aplicaciones industriales, el régimen es turbulento. En un punto cualquiera, la velocidad varía en magnitud y dirección con el tiempo, y lo que se llama velocidad en un punto es, en realidad, la velocidad media en un intervalo de tiempo.

La proyección de la velocidad media sobre el eje es $\bar{u} = \frac{1}{T} \int_0^T u dt$ siendo T un tiempo muy largo con relación a la duración de las fluctuaciones.

El gasto Q viene dado por $Q = \int_A \bar{u} dA$ y la velocidad media U es, pues, una media en el tiempo y en el espacio de la componente u . Si el canal es prismático y el régimen uniforme (velocidad media constante a lo largo de todo el canal), la velocidad en un punto cualquiera es paralela a las generatrices y, por consiguiente, perpendicular a la sección, siendo las líneas de corriente rectas paralelas a las generatrices. Si el canal no es prismático o el régimen no es uniforme, la superficie libre no es paralela al eje del canal, las velocidades no son paralelas entre sí y las líneas de corriente no son rectas paralelas.

En contacto con la pared, la velocidad es nula. Crece al alejarse de ésta para alcanzar un máximo situado en la región central. En contacto con la pared la velocidad es nula, a partir de la premisa básica en hidráulica de que la velocidad de una partícula coincide con la del contorno sólido en contacto con la misma.

No obstante ello, y de acuerdo con la ecuación de Newton Meyer

$$\tau = \frac{\partial F}{\partial A} = \mu \frac{\partial V}{\partial y}$$

pese a que la velocidad es nula, es máximo en contacto con el contorno el gradiente de velocidad y por lo tanto el esfuerzo de corte. La **Figura 4** muestra la distribución de velocidades. El máximo se encuentra ligeramente por debajo de la superficie libre. Cuando las dimensiones horizontales de la sección crecen en relación a las dimensiones verticales, aquél se acerca a la superficie libre. En un canal infinitamente ancho está situado sobre esta superficie.

En general la velocidad crece muy rápidamente cuando se aleja de la pared para conservar un valor poco diferente de la velocidad media U . Se admite en consecuencia, como primera aproximación, que la velocidad es constante en la sección e igual a esta velocidad media.

Esta hipótesis simplificadora permite reducir un problema de tres dimensiones a un problema de una dimensión, dependiendo la velocidad solo de la abscisa de la sección, siempre que el régimen sea permanente.

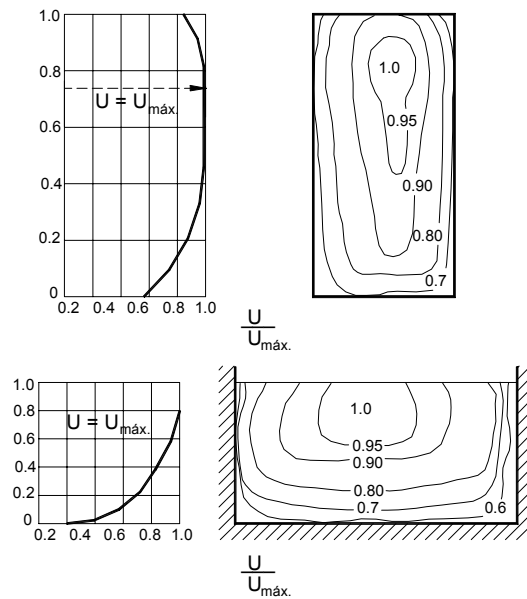


Figura 4. Distribución de velocidades en una sección

Para el cálculo de α y β , se puede decir que en canales de forma simples, el valor de α oscila casi siempre entre 1,05 y 1,15 de manera que en los cálculos prácticos se acostumbra a adoptar $\alpha = 1,1$ o, con menor rigor, aún $\alpha = 1$.
Conviene advertir a este respecto lo siguiente:

- 1). Que en secciones irregulares o de formas compuestas α puede exceder de 1,30 o más.
- 2). Que para dos secciones transversales iguales en movimiento uniforme α es mayor cuanto más rugosas sean las paredes.
- 3). Que en movimiento gradualmente variado, α tiende a aumentar de agua arriba hacia agua abajo, cuando hay divergencia de los filetes (remansos de sobre elevación, ensanchamiento, etc.) y por el contrario tiende a disminuir hacia agua abajo cuando hay convergencia de los filetes (remansos de depresión, estrechamiento, etc.)
- 4). Como un corolario de lo anterior, cuando un escurrimiento se acerca al régimen crítico sin que ello implique una curvatura muy pronunciada de los filetes, el valor de α tiende a la unidad.

3.1.2.1. Velocidades Límites

La velocidad máxima admisible de un escurrimiento a superficie libre viene dada según la naturaleza de las paredes, a los efectos de evitar erosión del material de las mismas. En primera aproximación se podría decir que para un canal ejecutado en tierra la velocidad máxima admisible es del orden de 0,6 m/s mientras que para hormigón, si bien no hay límite superior, se podría estimar en los 5m/seg. Por otro lado existe una velocidad

mínima, para evitar deposición del material que el agua trae en suspensión y la consiguiente modificación de la sección transversal.

La velocidad mínima, según Kennedy es:

$$U_{min} = \beta h^s$$

donde en general

$$\beta \approx 0,55$$

$$S \approx 0,64$$

3.1.3. Secciones más Convenientes

A veces interesa determinar para algunas formas geométricas que sección, a igualdad de área, tiene mayor capacidad de conducción.

Es evidente que para la misma área A el gasto será máximo cuando el radio hidráulico R sea máximo y como este es el cociente entre el área A y el perímetro P , deberá ser mínimo el perímetro mojado (sección de mínima resistencia).

Teóricamente la sección más económica es la que ofrece la mínima resistencia, pero en la práctica esas secciones no conducen siempre al diseño más conveniente. La sección más conveniente será la que siendo técnicamente aceptable resulte más económica y esto no quiere decir solamente menor costo, sino también menor costo anual de operación y mantenimiento y para ello hay que considerar otros factores como:

- a) Mayor profundidad de la obra por la revancha
- b) Ancho de la zona a expropiar
- c) Pendiente transversal
- d) Talud, según el material
- e) Relación $Q_{m\acute{a}x.}/Q_{m\acute{i}n.}$
- f) Existencia de máquinas, excavadores en la zona
- g) Disponibilidad de encofrados de cierta forma, etc.

3.1.4. Diseño de Canales

Los problemas que se presentan en el diseño de canales son fundamentalmente de dos tipos:

1) Verificación

Se tiene como datos un canal del cual se conoce la sección, perímetro mojado, índice de rugosidad, pendiente de la solera y se debe calcular el gasto o sea:

Datos

Incógnita

$$A - P - n - i$$

$$Q$$

2) Proyecto

Se dispone de un caudal Q a conducir, una pendiente i , y un índice de rugosidad n y se debe diseñar la sección.

Es decir

Datos

Incógnita

$$A - n - i$$

$$A$$

Tablas Adimensionales de Woodward y Posey

Estas tablas utilizables sólo para canales con movimiento permanente uniforme, se han elaborado en función del siguiente razonamiento:

De la ecuación de Chezy

$$U = C \sqrt{R i}$$

adoptando para el coeficiente de Chezy la expresión de Manning, resulta:

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6}$$

$$U = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6} \cdot R^{1/2} \cdot i^{1/2} = \frac{1}{n} R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

y el caudal será:

$$Q = U A = \frac{1}{n} A R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

siendo:

$$R = \frac{A}{P}$$

$$Q = \frac{1}{n} \frac{A^{5/3} \cdot i^{1/2}}{P^{2/3}}$$

recordando que las unidades de C

$$[c] = m^{1/2} \cdot s^{-1}$$

las unidades de n serán:

$$[n] = m^{-1/3} \cdot s$$

Si se expresa la ecuación del caudal en unidades, se ve que es homogéneo:

$$m^3 \cdot s^{-1} = \frac{(m^2)^{5/3}}{m^{-1/3} \cdot s m^{2/3}} = \frac{m^{10/3}}{m^{1/3} \cdot s} = m^3 s^{-1}$$

por lo que las relaciones

$$\left. \begin{aligned} \frac{Qn}{AR^{2/3} \cdot i^{1/2}} &= 1 \\ \frac{Qn P^{2/3}}{AR^{5/3} \cdot i^{1/2}} &= 1 \end{aligned} \right\} \text{son adimensionales}$$

Ejemplos:

a) *Sección Trapecial* (Figura 5)

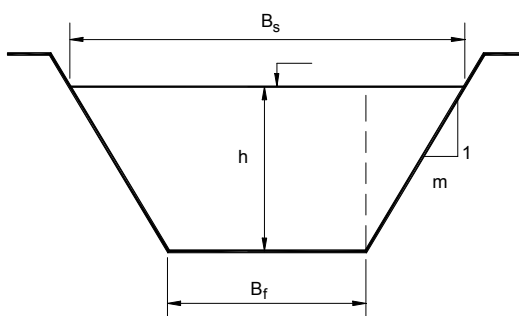


Figura 5. Sección trapezial

$$A = \frac{B_f + B_s}{2} \cdot h$$

$$B_s = B_f + 2mh$$

$$A = \frac{(Bf + Bf + 2mh)}{2} \cdot h$$

$$A = (Bf + mh) h$$

o bien

$$A = \left(\frac{Bf}{h} + m \right) h^2$$

y el perímetro mojado

$$P = Bf + 2 \sqrt{h^2 + m^2 h^2} = h \left(\frac{Bf}{h} + 2 \sqrt{m^2 + 1} \right)$$

volviendo a la ecuación

$$\frac{Qn P^{2/3}}{AR^{5/3} \cdot i^{1/2}} = 1$$

$$\frac{Qn \left(\frac{Bf}{h} + 2\sqrt{m^2 + 1} \right)^{2/3} \cdot h^{2/3}}{h^{10/3} \left(\frac{Bf}{h} + m \right)^{5/3} \cdot i^{1/2}} = \frac{\left(\frac{Bf}{h} + 2\sqrt{m^2 + 1} \right)^{2/3}}{\left(\frac{Bf}{h} + m \right)^{5/3}} \times \frac{Qn h^{1/3}}{h^3 \cdot i^{1/2}} = 1$$

o sea:

$$\frac{Qn h^{1/3}}{h^3 i^{1/2}} = \frac{Qn}{h^{8/3} \cdot i^{1/2}} = F \left(\frac{Bf}{h}; m \right) = Atr$$

donde el símbolo *Atr* representa el valor de la ecuación denominada adimensional trapecial.

Estos valores están resueltos en la **Tabla 10 a y b**. “Tablas adimensionales de Woodward y Possey”. Fueron obtenidas del Manual de Hidráulica del Ing. Dante Dalmati, publicado por el Centro de Estudiantes de Ingeniería de la Universidad Nacional de la Plata.

En estas tablas basta entrar con la relación *Bf/h* y *m* y se obtiene el valor de la ecuación resuelta.

Procediendo análogamente, se hubiera llegado a:

$$\frac{Qn Bf^{1/3}}{Bf^3 \cdot i^{1/2}} = \frac{Qn}{Bf^{8/3} \cdot i^{1/2}} = f \left(\frac{Bf}{h}; m \right)$$

b) Sección TOLVA (Figura 6)

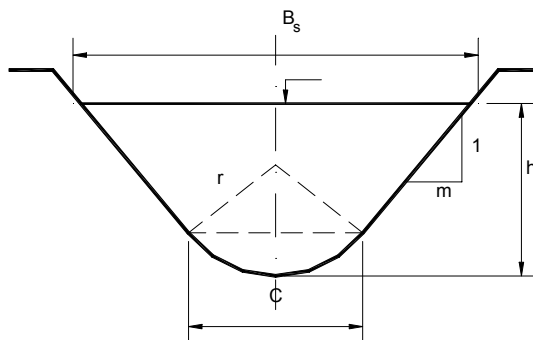


Figura 6. Sección tolva

Se llega a expresiones similares:

$$\frac{Qn r^{1/3}}{r^3 \cdot i^{1/2}} = F\left(\frac{h}{r}; m\right)$$

$$\frac{Qn h^{1/3}}{h^3 \cdot i^{1/2}} = f\left(\frac{h}{r}; m\right)$$

c) *Sección segmento de Círculo* (**Figura 7**)

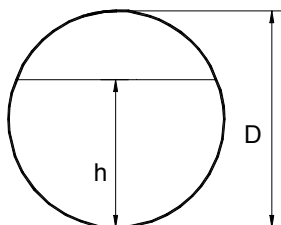


Figura 7. Sección circular

También se llega a expresiones similares:

$$\frac{Qn D^{1/3}}{D^3 \cdot i^{1/2}} = f(h/d)$$

$$\frac{Qn h^{1/3}}{h^3 \cdot i^{1/2}} = f(h/d)$$

Cálculo de Canales

Se plantean dos tipos de problemas:

- a) verificación y
- b) dimensionamiento

a) Verificación de la capacidad de transporte

Datos: n, m, i, h, Bf

Incógnitas: Q

Con h / Bf

m

y se despeja Q

Se usa

la Tabla \rightarrow se obtiene $\frac{Qn}{h^{8/3} \cdot i^{1/2}}$ o $\frac{Qn}{Bf^{8/3} \cdot i^{1/2}}$

o bien por resolución directa de la ecuación de Manning

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

pues se conocen todos los elementos para hallar A y R

b) Dado el caudal,- dimensionar la sección

Datos:

- Caudal
- Pendiente del terreno i_t
- Se fija n y m de acuerdo al tipo de terreno y del revestimiento

Hay dos formas de operar:

a) Fijando U según el terreno o revestimiento

O sea $A = \frac{Q}{U}$

Hay tres opciones:

a1) Fijando h/Bf

$$A = (Bf + mh)h = h^2 \left(\frac{Bf}{h} + m \right) \Rightarrow h = \sqrt{\frac{A}{\left(\frac{Bf}{h} + m \right)}}$$

$$\text{Con } h \text{ y } \frac{h}{Bf} \Rightarrow Bf$$

$$\text{Con } m \text{ y } \frac{h}{Bf} \Rightarrow \text{Tabla Atr.}$$

$$\text{Del Atr.} \Rightarrow i$$

a2) Fijando h

$$A = (Bf + mh)h$$

$$Bf = \frac{A}{h} - mh$$

$$\text{Con } h \text{ y } Bf \Rightarrow \frac{h}{Bf}$$

$$\text{Con } \frac{h}{Bf} \text{ y } m \Rightarrow \text{Tabla Atr.}$$

$$\text{Del Atr.} \Rightarrow i$$

a3) Fijando Bf

$$\text{De } A = (Bf + mh)h$$

se despeja h

$$\text{Con } h \text{ y } Bf \Rightarrow h / Bf$$

$$\text{Con } \frac{h}{Bf} \text{ y } m \Rightarrow \text{Tabla Atr.}$$

$$\text{Del Atr.} \Rightarrow i$$

En cualquiera de los casos puede suceder alguna de las siguientes situaciones:
(Figura 8)

Si $i < i_t$ se deben proyectar saltos

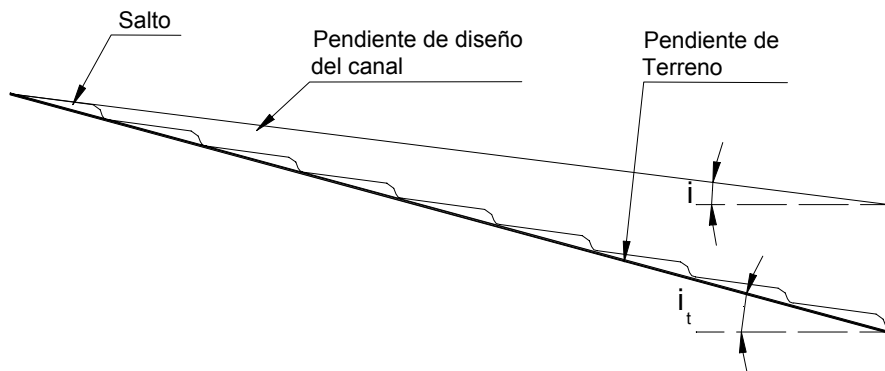


Figura 8. Pendiente del terreno mayor que la pendiente del canal

Si $i = i_t$ no hay inconvenientes

Si $i > i_t$ debe recomenzarse el cálculo fijando la pendiente del canal igual a la del terreno, y el cálculo se desarrolla como sigue:

b) Fijando la pendiente del canal

b1) Fijando $\frac{h}{Bf}$

$$\frac{h}{Bf} \Rightarrow \text{Tabla Atr.} = \frac{Q n}{h^{8/3} \cdot i^{1/2}}$$

se obtiene h y con $\frac{h}{Bf}$

se calcula Bf

$$A = (Bf + mh) h$$

$$U = \frac{Q}{A} \text{ debe ser } < U \text{ adm. terreno}$$

b2) Fijando h

$$\text{Se calcula Atr.} = \frac{Q n}{h^{8/3} \cdot i^{1/2}}$$

de la tabla con Atr. y $m \Rightarrow$ se obtiene $\frac{h}{Bf}$

luego se calcula Bf

$$A = (Bf + mh) h$$

$$U = \frac{Q}{A} < U_{adm.}$$

b3) Se fija Bf

$$\text{Se calcula } \frac{Q n}{Bf^{8/3} \cdot i^{1/2}}$$

Con $Atr.$ y $m \Rightarrow h / Bf$

luego se calcula h

$$A = (Bf + mh) h$$

$$U = \frac{Q}{A} < U_{adm.}$$

En todos los casos debe calcularse el tirante crítico h_c y verificar que la energía propia supere en un 5% a la crítica.

$$H > 1,05 H_c = h_c + \frac{U_c^2}{2g}$$

Se define como energía propia o específica de la corriente al valor:

$$H = h + \frac{U^2}{2g}$$

Toda corriente a superficie libre tiene una cierta cantidad de energía que le es propia (independiente de las condiciones topográficas) igual a la suma de una cierta energía potencial h más la energía cinética $U^2 / 2g$.

Existe un tirante $0 < h < \infty$ para el cual el valor de la función $H = f(h)$ pasa por un mínimo. Para determinar ese tirante se deriva la función $H = f(h)$ respecto a h – y se iguala a cero esa derivada.

En esas circunstancias el escurrimiento se verificará lo que se llama, en *condiciones críticas (de mínima energía)*.

La función $H = f(h)$ puede representarse en un sistema de ejes ortogonales h y H (**Figura 9**).

$$\text{Siendo } H = h + \frac{U^2}{2g}$$

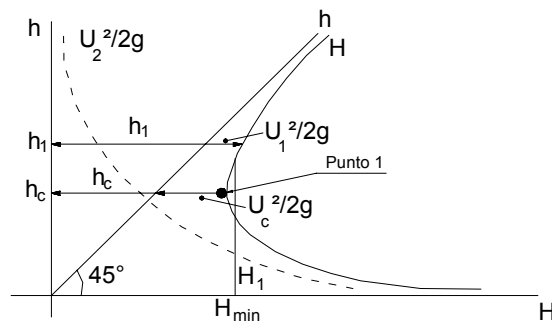


Figura 9. Curva de energía propia

El primer término de la ecuación será un recta a 45° . En lo referente al segundo, obsérvese que para un dado gasto, la velocidad $U = \frac{Q}{A}$ es proporcional a la inversa del tirante y en consecuencia también lo será $\frac{U^2}{2g}$.

Graficados $h = f(h)$ y $\frac{U^2}{2g} = f(h)$, se tienen las curvas representativas de los dos sumandos que componen la expresión de H . Sumando ambas curvas se tendrá la representación deseada (**Figura 9**).

Cuando esa curva pasa por el mínimo valor de H se tiene determinado el tirante crítico y la velocidad crítica. (punto 1).

Cuando el régimen es uniforme, por encima del punto (1) las pendientes son menores que la crítica, y por debajo las pendientes son mayores que la crítica. Con respecto a la energía cinética, se ve que para tirantes superiores el crítico disminuye visiblemente, y por debajo del tirante crítico se produce un fuerte aumento. Con ello, queda dividido el escurrimiento según sus propias características en corrientes lentas (tirante mayor que el crítico) y corrientes veloces (tirante menor que el crítico).

Observando la curva de la **Figura 9** se advierte que para las corrientes lentas, la energía propia aumenta al aumentar el tirante. Para las velocidades H disminuye al aumentar el tirante.

Resumiendo, para escurrimiento a superficie libre en régimen permanente y uniforme se tiene:

Punto crítico (1) h_c	\uparrow	$h > h_c ; \quad i < i_c$	$\frac{dH}{dh} > 0$	corrientes lentas
	\downarrow	$h < h_c ; \quad i > i_c$	$\frac{dH}{dh} < 0$	corrientes veloces

La necesidad de alejarse en el diseño C de un canal de la condición crítica surge de la geometría de la curva $h = f(H)$ (**Figura 4**).

En efecto, se observa que en las cercanías del punto crítico, para pequeñas variaciones de H , se producen grandes variaciones de h , lo que podría incidir en desbordes del canal o en velocidades erosivas.

3.1.5. Criterios Para Fijar h / bf

Existen varias formas de fijar la relación h/Bf , que se exponen a continuación:

- Por experiencia, adoptando $\frac{h}{Bf} = 0,5$
- Por criterio de mínima resistencia, fijando m según las características del terreno o revestimiento.

Teníamos
$$A = (Bf + mh)h \Rightarrow Bf = \frac{A}{h} - mh$$

$$P = Bf + 2h\sqrt{1+m^2}$$

en consecuencia:

$$P = \frac{A}{h} - en \quad h + 2h\sqrt{1+m^2}$$

derivando respecto de h para hallar el mínimo, siendo $A = \text{cte.}$ y $m = \text{cte.}$

$$\frac{dP}{dh} = \frac{A}{ho^2} - m + 2\sqrt{1+m^2} = 0$$

$$ho^2 = \frac{A}{2\sqrt{1+m^2} - m} = \frac{(Bf + mho)ho}{2\sqrt{1+m^2} - m} = \frac{\left(\frac{Bf}{ho} + m\right)ho^2}{2\sqrt{1+m^2} - m}$$

$$\Rightarrow \frac{Bf}{ho} + m = 2\sqrt{1+m^2} - m \Rightarrow \frac{Bf}{ho} = 2(\sqrt{1+m^2} - m)$$

o bien

$$\frac{ho}{Bf} = \frac{1}{2(\sqrt{1+m^2} - m)}$$

- Mínima resistencia sin fijar m .

En este caso se deja constante A y el tirante h . Se busca el talud m que hace mínimo el perímetro mojado.

Se tenía

$$P = \frac{A}{h} + 2h\sqrt{1+m^2} - mh$$

$$\operatorname{tg} \alpha = m; \quad \sqrt{1+m^2} = \frac{1}{\cos \alpha}$$

$$P = \frac{A}{h} + \frac{2h}{\cos \alpha} - h \operatorname{tg} \alpha$$

$$\frac{dP}{d\alpha} = 0 + h \frac{d}{d\alpha} \left(\frac{2}{\cos \alpha} - \operatorname{tg} \alpha \right) = 0$$

$$h \left(\frac{2 \operatorname{sen} \alpha_0}{\cos^2 \alpha_0} - \frac{1}{\cos^2 \alpha_0} \right) = 0 \quad 2 \operatorname{sen} \alpha_0 = 1$$

$$\operatorname{sen} \alpha_0 = \frac{1}{2} \quad \alpha_0 = 30^\circ$$

o sea que la pendiente de los taludes que hace mínimo el perímetro mojado lleva a diseñar un canal con forma de semihexágono (**Figura 10**).

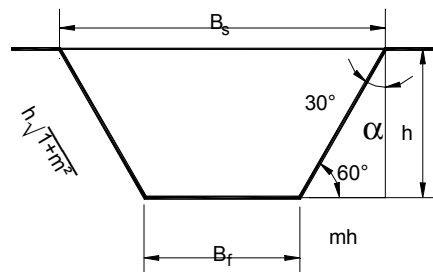


Figura 10. Geometría de mínima resistencia

$$Bs = Bf + 2mh$$

por el criterio anterior

$$\frac{ho}{Bf} = \frac{1}{2(\sqrt{1+m^2} - m)} \Rightarrow Bf = 2h(\sqrt{1+m^2} - m)$$

$$Bf = Bs - 2mh = 2h(\sqrt{1+m^2} - m) \Rightarrow Bs = 2h\sqrt{1+m^2} \quad \text{o sea el doble del lado lateral}$$

$$\operatorname{sen} \alpha = \frac{1}{2} = \frac{mh}{h\sqrt{1+m^2}} \Rightarrow 2mh = h\sqrt{1+m^2}$$

$$Bf = Bs - 2mh = 2h\sqrt{1+m^2} - h\sqrt{1+m^2} = h\sqrt{1+m^2} \quad \text{o sea igual al lado lateral}$$

Categoría	Naturaleza de las Paredes	n	1/n
1	Canales de madera cuidadosamente cepillada o de enlucido de cemento	0,010	100,00
2	Canales de tablas de madera en bruto	0,012	83,33
3	Canales de mampostería en ladrillo bien rejuntados	0,003	76,91
4	Canales de mampostería de piedra en bruto	0,017	58,82
5	Canales de tierra; arroyos y ríos	0,025	40,00
6	Grandes cursos de agua con cauce irregular y plantas acuáticas	0,030	33,33

Tabla 5. Valores de n dados por Ganguillet y Kutter.

Estos 6 valores de n fueron ampliados posteriormente por diversos investigadores disponiéndose así de la Tabla 6 recopilada por Horton para 29 categoría de canales.

Naturaleza de las Paredes	n (Ganguillet y Kutter)	γ (Basin)	m (Kutter)	$1/m$ (Manning y Peregheinner)
1. Canaletas de madera muy bien cepillada	0,009	-0,217	-0,1	111,1
2. Canales enlucidos (cemento puro) muy lisos	0,010	-0,13	0	100
3. Conductos de material vitreo y de fierro nuevo	0,010	-0,13	0	100
4. Canales o conductos revocados con mortero cementicio	0,011	-0,04	0,10	90,9
5. Conductos de fierro sin asperezas y canaletas semicirculares de chapas de fierro galvanizado con juntas sin salientes	0,011	-0,04	0,10	90,9
6. Canaletas de madera sin cepillar	0,012	+0,03	0,20	83,3
7. Conductos de chapas metálicas (D=1 a 3 m), juntas remachadas	0,013	0,13	0,30	76,9
8. Mampostería de ladrillo de máquina bien terminada, sin salientes	0,014	0,22	0,40	71,4
9. Mampostería de piedra labrada	0,014	0,22	0,40	71,4
10. Conductos de barro cocido (drenages)	0,014	0,22	0,40	71,4
11. Conductos de hormigón premoldeados	0,014	0,22	0,40	71,4
12. Hormigón moldeado in situ	0,016	0,39	0,60	62,5
13. Mampostería de piedra de cantera, caras lisas	0,017	0,48	0,70	58,8
14. Conducto de chapas acanaladas de fierro galvanizado sección circular y semi-circular	0,019	0,65	0,90	52,6

15. Revestimiento de piedras en seco muy bien ejecutado	0,019	0,65	0,90	52,6
16. Canaletas en tosca y greda compacta; paredes lisas	0,020	0,74	1,00	50,0
17. Canales en pedregullo o grava bien afirmada, sección regular	0,021	0,83	1,10	47,6
18. Canales revestidos con piedras en seco, partidas a combo	0,023	1,00	1,30	43,5
19. Canales en tierra, libres en vegetación y ripio suelto	0,025	1,17	1,50	40,0
20. Ríos de pendiente pequeña y mucho caudal	0,027	1,35	1,70	37,0
21. Canales de tierra, con alguna vegetación y ripio (mayoría de los canales de irrigación en servicio)	0,030	1,61	2,00	23,3
22. Canales excavados en roca compacta, libre de salientes grandes	0,032	1,78	2,20	31,2
23. Canales y ríos con piedras sueltas y vegetación	0,057	2,21	2,70	27,0
24. Canales en roca enquistosa o granítica sin alisar las paredes	0,040	2,45	3,00	25,0
25. Ríos con plantas acuáticas y mucha vegetación	0,041	2,56	3,10	24,4
26. Canales de desagüe en servicio	0,045	2,91	3,50	22,2
27. Canales de desagüe con mucha vegetación, fondo y taludes irregulares	0,050	3,35	4,00	20,0
28. Zonas inundables entre endicamientos (ancho: ~ 400 m, R = 1,80 ~1,60) terreno desmontado pero con raigones	0,048	3,18	3,80	20,8
29. Id. Id. Terreno cubierto con monte nivel	0,078	3,78	6,80	12,8

Tabla 6. Valores de n , γ , m , $1/m$ para distintos materiales

Categoría	Naturaleza de la Paredes	n
1	Revestimiento vitrificados o esmaltados	0,000
2	Paredes de madera: a) Tablas cepilladas, perfectamente colocadas. b) Tablas cepilladas, colocación inferior. c) Tablas sin cepillar, perfectamente colocadas. d) Tablas sin cepillar, colocación inferior.	0,010 0,012 0,012 0,014
3	Paredes metálicas: a) Chapas pulidas. b) Chapas remachadas. c) Chapas remachadas y algo incrustadas.	0,010 0,015 0,020
4	Paredes de mampostería: a) Con elucido de cemento alisado. b) Con revoque de mortero alisado. c) Mampostería de ladrillos de máquina. d) Mampostería lisa de piedra labrada. e) Mampostería de ladrillos comunes. f) Mampostería de piedra de cantera.	0,010 0,012 0,013 0,013 0,015 0,017

	g) Mampostería con juntas poco cuidadas.	0,020
5	Paredes de hormigón: a) Hormigón moldeado en encofrado metálico. b) Hormigón moldeado en encofrado de madera.	0,012 0,013
6	Paredes de tierra: a) Revestidas con pedregullo bien apisonado. b) Tierra alisada en perfectas condiciones. c) Tierra natural en condiciones normales. d) Tierra con piedras y hierbas. e) Tierra en malas condiciones, con derrumbes parciales escombros o hierbas.	0,020 0,020 0,023 0,025 0,040

Tabla 7. Modernos valores de n de la fórmula de Manning

Categoría	Naturaleza de las Paredes	γ
1	Revestimiento vitrificados o esmaltados	0,06
2	Paredes de madera: a) Tablas cepilladas, sin figuras, perfectamente colocada y con su mayor longitud en el sentido de la cte. b) Igual que en la categoría anterior, pero canal con curvas más marcadas y agua no perfectamente clara. c) Tablas cepilladas, pero con alguna ranura entre tabla y tabla. d) Tablas ásperas, recortadas con poco cuidado y con ranuras en las juntas.	0,06 0,10 0,16 0,36
3	Paredes metálicas: a) Chapas pulidas, con remaches de cabeza perdida. Juntas al tope sin salientes b) Chapas pulidas, con remaches ordinarios. Juntas al tope sin salientes. c) Chapas comunes, remaches ordinarios y juntas sobrepuestas.	0,06 0,16 1,00
4	Paredes de mampostería: a) Con enlucido de cemento alisado. b) Igual, pero canal con curvas más marcadas y agua no perfectamente clara. c) Con revoque no perfectamente alisado. d) Mampostería en ladrillos de máquina, con las juntas bien tomadas, o de piedra labrada. e) Mampostería de ladrillos comunes, bien ejecutada. f) Mampostería de piedra de cantera, poco regular. g) Mampostería irregular, fondo del canal algo alisado por depósito de limo. h) Mampostería vieja, en malas condiciones de conservación. Fondo fangoso	0,06 0,10 0,16 0,16 0,36 0,46 0,85 1,00
5	Paredes de hormigón: a) Paredes no bien alisadas, irregularidades dejada por los moldes. b) Paredes parcialmente revocadas, irregularidades en las juntas. Aguas turbias y algunos depósitos sobre las paredes y el fondo. Vegetación de musgos.	0,36 0,46
6	Paredes de tierra: a) Tierra alisada en perfectas condiciones. b) Paredes revestidas con guijarros, canto rodado o piedra partida apisonada. c) Tierra con delgados depósitos de lodo que atenúan la aspereza de paredes y fondo. d) Tierra en condiciones normales. Depósitos de arena o material fino sobre el fondo y taludes lisos, o bien fondo limpio y hierba en los taludes. e) Tierra con hierba baja en el fondo y algún matorral de vida estacional en los taludes. f) Tierra en malas condiciones de mantenimiento, matorrales en el fondo y en los taludes. g) Tierra con erosión profunda e irregular. h) Canales en pleno abandono con la sección en gran parte obstruida por vegetación.	0,36 0,85 0,85 1,00 1,30 1,75 1,75 2,30

Tabla 8. Modernos valores de γ de la fórmula de Bazin

Nro.	Naturaleza del Terreno	$m = \operatorname{tg} \phi$	ϕ'	Longitud del talud $t = \sqrt{1 + m^2} \cdot h$
1	Roca firme (pequeños canales)	0	0° 00' 00"	1,000.h
2	Roca firme.	0,25	14° 02' 10"	1,0307.h
3	Roca compacta.	0,50	26° 33' 54"	1,1181.h
4	Roca sedimentarias.	0,75	36° 52' 12"	1,2500.h
5	Tierra vegetal compacta.	1,00	45° 00' 00"	1,4142.h
6	Tierra vegetal y suelos arcillo-arenosos.	1,50	56° 18' 36"	1,8028.h
7	Suelos arenosos	2,00	53° 26' 06"	2,2361.h
8	Arena fina suelta (Médanos).	3,00	71° 33' ...56"	3,1623.h

Tabla 9. Máxima inclinación admisible para los taludes

	Valores de $\frac{Q \cdot h^{1/3} \cdot n}{h^3 \cdot i^{1/2}}$										
$\frac{h}{B_f}$	m = 0	$m = \frac{1}{4}$	$m = \frac{1}{2}$	$m = \frac{3}{4}$	m = 1	$m = 1\frac{1}{4}$	$m = 1\frac{1}{2}$	m = 2	$m = 2\frac{1}{2}$	m = 3	m = 4
0,01	99,7	99,1	99,3	99,6	99,8	100,0	100,1	100,4	100,6	100,9	101,3
0,02	48,7	49,1	49,4	49,6	49,8	50,0	50,1	50,4	50,7	50,9	51,3
0,03	32,0	32,4	32,7	33,0	33,2	35,3	33,5	33,8	34,1	34,3	34,7
0,04	23,8	24,1	24,4	24,6	24,8	25,3	25,2	25,4	25,7	26,0	26,4
0,05	18,8	19,1	19,9	19,7	19,9	20,1	20,8	20,5	20,7	21,0	21,5
0,06	15,5	16,8	16,1	16,4	16,6	16,7	16,9	17,2	17,4	17,7	18,2
0,07	13,09	13,44	13,7	14,0	14,2	14,3	14,5	14,8	15,1	15,3	15,9
0,08	11,32	11,67	11,93	12,20	12,40	12,59	12,75	13,06	13,34	13,6	14,1
0,09	9,95	10,29	10,38	10,82	11,03	11,21	11,38	11,68	11,97	12,26	12,81
0,10	8,86	9,19	9,52	9,72	9,93	10,11	10,28	10,59	10,88	11,17	11,75
0,11	7,96	8,30	8,59	8,82	9,02	9,21	9,38	9,70	9,99	10,28	10,86
0,12	7,22	7,56	7,84	8,08	8,28	8,47	8,64	8,96	9,25	9,55	10,13
0,13	6,60	6,93	7,21	7,44	7,65	7,84	8,01	8,33	8,63	8,92	9,51
0,14	6,06	6,39	6,67	6,90	7,11	7,30	7,47	7,79	8,10	8,40	8,98
0,15	5,60	5,92	6,20	6,44	6,65	6,84	7,01	7,33	7,64	7,94	8,53
0,16	5,20	5,52	5,79	6,03	6,24	6,43	6,60	6,93	7,23	7,54	8,14
0,17	4,84	5,16	5,44	5,67	5,86	6,07	6,25	6,58	6,68	7,19	7,79
0,18	4,53	4,85	5,12	5,36	5,57	5,75	5,93	6,26	6,57	6,87	7,48
0,19	4,25	4,58	4,83	5,07	5,28	5,47	5,55	5,98	6,29	6,60	7,20
0,20	4,00	4,31	4,58	4,82	5,03	5,22	5,39	5,72	6,04	6,35	6,95
0,21	3,77	4,08	4,35	4,59	4,80	4,99	5,16	5,49	5,81	6,12	6,73
0,22	3,57	3,87	4,15	4,37	4,59	4,78	4,98	5,29	5,61	5,92	6,53
0,23	3,38	3,68	3,95	4,19	4,39	4,58	4,78	5,10	5,42	5,73	6,36
0,24	3,21	3,51	3,78	4,01	4,22	4,41	4,59	4,93	5,24	5,56	6,18
0,25	3,06	3,35	3,62	3,86	4,06	4,25	4,43	4,76	5,09	5,40	6,08
0,26	2,91	3,21	3,47	3,71	3,92	4,11	4,29	4,62	4,96	5,26	5,88
0,27	2,78	3,08	3,34	3,57	3,78	3,97	4,15	4,49	4,81	5,13	5,75
0,28	2,66	2,95	3,21	3,45	3,65	3,84	4,02	4,36	4,68	5,00	5,63
0,29	2,54	2,83	3,10	3,33	3,53	3,73	3,91	4,25	4,57	4,89	5,51
0,30	2,44	2,73	2,99	3,22	3,43	3,62	3,80	4,14	4,48	4,78	5,41
0,31	2,34	2,62	2,89	3,12	3,32	3,52	3,69	4,04	4,38	4,68	5,31
0,32	2,25	2,53	2,79	3,08	3,23	3,42	3,60	3,94	4,27	4,59	5,28
0,33	2,16	2,45	2,71	2,93	3,14	3,33	3,31	3,86	4,18	4,50	5,13
0,34	2,08	2,36	2,62	2,85	3,06	3,25	3,43	3,77	4,10	4,41	5,05
0,35	2,01	2,29	2,54	2,77	2,98	3,17	3,35	3,69	4,02	4,34	4,97
0,36	1,94	2,21	2,47	2,70	2,91	3,10	3,28	3,62	3,94	4,27	4,90
0,37	1,87	2,16	2,40	2,62	2,83	3,02	3,20	3,55	3,88	4,20	4,85
0,38	1,80	2,08	2,34	2,56	2,77	2,96	3,14	3,48	3,81	4,13	4,76
0,39	1,74	2,03	2,27	2,50	2,71	2,89	3,08	3,42	3,75	4,07	4,70
0,40	1,69	1,97	2,21	2,44	2,64	2,83	3,02	3,36	3,69	4,01	4,65
0,41	1,64	1,91	2,15	2,38	2,59	2,78	2,96	3,30	3,63	3,96	4,60
0,42	1,59	1,86	2,11	2,33	2,54	2,73	2,91	3,25	3,58	3,90	4,54
0,43	1,54	1,80	2,05	2,27	2,48	2,67	2,85	3,20	3,53	3,86	4,49
0,44	1,49	1,75	2,01	2,23	2,44	2,62	2,81	3,15	3,48	3,81	4,44
0,45	1,45	1,78	1,96	2,18	2,39	2,58	2,76	3,10	3,44	3,76	4,40
0,46	1,41	1,67	1,92	2,14	2,34	2,54	2,72	3,06	3,39	3,71	4,35
0,47	1,37	1,63	1,87	2,10	2,30	2,49	2,67	3,02	3,35	3,67	4,31
0,48	1,331	1,59	1,83	2,06	2,26	2,45	2,63		3,31	3,63	4,27
0,49	1,294	1,55	1,80	2,02	2,22	2,41	2,59	2,94	3,27	3,59	4,23
0,50	1,260	1,52	1,76	1,98	2,19	2,38	2,56	2,90	3,24	3,56	4,20
0,52	1,196	1,45	1,69	1,91	2,11	2,31	2,49	2,83	3,16	3,49	4,13
0,54	1,137	1,39	1,63	1,84	2,05	2,24	2,42	2,77	3,10	3,43	4,06
0,56	1,081	1,331	1,57	1,79	1,99	2,18	2,36	2,71	3,04	3,37	4,01
0,58	1,032	1,279	1,51	1,73	1,93	2,13	2,31	2,65	2,99	3,31	3,95
0,60	0,985	1,230	1,46	1,68	1,88	2,07	2,25	2,60	2,93	3,26	3,90
0,62	0,942	1,184	1,42	1,64	1,84	2,03	2,21	2,55	2,89	3,21	3,86
0,64	0,902	1,142	1,37	1,59	1,79	1,98	2,16	2,50	2,84	3,17	3,81

a) Cálculo de canales de sección trapecial en movimiento uniforme.

Fórmula de Gauchler – Manning - Strikler

	Valores de $\frac{Q \cdot h^{1/3} \cdot n}{h^3 \cdot i^{1/2}}$										
$\frac{h}{B_f}$	m = 0	$m = \frac{1}{4}$	$m = \frac{1}{2}$	$m = \frac{3}{4}$	m = 1	$m = 1\frac{1}{4}$	$m = 1\frac{1}{2}$	m = 2	$m = 2\frac{1}{2}$	m = 3	m = 4
0,66	0,865	1,102	1,332	1,55	1,75	1,94	2,12	2,46	2,80	3,12	3,77
0,68	0,830	1,065	1,294	1,51	1,71	1,90	2,08	2,42	2,76	3,09	3,73
0,70	0,797	1,030	1,257	1,47	1,67	1,86	2,04	2,39	2,72	3,05	3,69
0,72	0,767	0,997	1,224	1,43	1,64	1,82	2,01	2,35	2,69	3,02	3,66
0,74	0,738	0,967	1,191	1,40	1,60	1,79	1,97	2,32	2,65	2,98	3,63
0,76	0,711	0,937	1,161	1,37	1,57	1,76	1,94	2,29	2,62	2,95	3,59
0,78	0,685	0,911	1,133	1,345	1,54	1,73	1,91	2,25	2,59	2,92	3,57
0,80	0,661	0,885	1,105	1,315	1,51	1,70	1,88	2,23	2,56	2,89	3,54
0,82	0,639	0,860	1,079	1,289	1,49	1,68	1,86	2,20	2,54	2,87	3,51
0,84	0,617	0,838	1,055	1,269	1,46	1,65	1,83	2,17	2,51	2,84	3,49
0,86	0,597	0,815	1,032	1,240	1,44	1,62	1,80	2,15	2,48	2,81	3,46
0,88	0,577	0,794	1,010	1,218	1,41	1,60	1,78	2,13	2,46	2,79	3,44
0,90	0,559	0,776	0,989	1,196	1,39	1,58	1,76	2,11	2,44	2,77	3,41
0,92	0,542	0,755	0,970	1,176	1,37	1,56	1,74	2,09	2,42	2,75	3,39
0,94	0,526	0,737	0,951	1,156	1,35	1,54	1,72	2,07	2,40	2,73	3,37
0,96	0,510	0,720	0,940	1,137	1,333	1,52	1,70	2,05	2,38	2,71	3,36
0,98	0,495	0,704	0,915	1,119	1,315	1,50	1,68	2,03	2,36	2,69	3,34
1,00	0,481	0,688	0,898	1,102	1,298	1,49	1,66	2,01	2,34	2,67	3,32
1,05	0,448	0,652	0,860	1,063	1,259	1,44	1,62	1,97	2,30	2,63	3,28
1,10	0,419	0,619	0,825	1,026	1,220	1,41	1,59	1,93	2,27	2,59	3,24
1,15	0,392	0,590	0,793	0,994	1,186	1,37	1,55	1,90	2,23	2,56	3,20
1,20	0,369	0,563	0,765	0,964	1,156	1,341	1,52	1,86	2,20	2,53	3,18
1,25	0,347	0,538	0,739	0,937	1,128	1,312	1,49	1,84	2,17	2,50	3,15
1,30	0,328	0,516	0,715	0,911	1,102	1,287	1,47	1,81	2,15	2,47	3,12
1,35	0,310	0,495	0,692	0,888	1,079	1,263	1,44	1,78	2,12	2,45	3,10
1,40	0,293	0,476	0,672	0,867	1,057	1,240	1,42	1,79	2,10	2,42	3,08
1,45	0,279	0,459	0,653	0,847	1,036	1,219	1,40	1,74	2,08	2,40	3,06
1,50	0,264	0,443	0,635	0,829	1,018	1,201	1,38	1,72	2,06	2,38	3,04
1,55	0,252	0,428	0,619	0,812	1,000	1,182	1,36	1,70	2,04	2,37	3,02
1,60	0,240	0,414	0,604	0,795	0,93	1,165	1,343	1,69	2,02	2,35	3,00
1,65	0,229	0,401	0,590	0,781	0,968	1,149	1,327	1,67	2,01	2,34	2,98
1,70	0,219	0,389	0,576	0,767	0,953	1,136	1,312	1,66	1,99	2,32	2,96
1,75	0,210	0,378	0,564	0,753	0,940	1,121	1,298	1,64	1,97	2,30	2,95
1,80	0,201	0,367	0,552	0,741	0,927	1,108	1,284	1,63	1,96	2,29	2,93
1,85	0,192	0,357	0,541	0,729	0,915	1,096	1,272	1,62	1,95	2,28	2,92
1,90	0,185	0,348	0,530	0,718	0,903	1,084	1,260	1,60	1,94	2,27	2,91
1,95	0,178	0,339	0,520	0,707	0,892	1,073	1,249	1,59	1,92	2,25	2,90
2,00	0,171	0,330	0,511	0,697	0,882	1,062	1,238	1,58	1,91	2,24	2,89
2,10	0,159	0,316	0,494	0,679	0,863	1,042	1,219	1,56	1,89	2,22	2,87
2,20	0,148	0,302	0,479	0,662	0,845	1,025	1,201	1,54	1,88	2,20	2,85
2,30	0,138	0,289	0,464	0,647	0,830	1,009	1,184	1,53	1,86	2,19	2,83
2,40	0,1291	0,278	0,451	0,633	0,816	0,994	1,169	1,51	1,84	2,17	2,82
2,50	0,1211	0,268	0,439	0,621	0,802	0,981	1,156	1,50	1,83	2,16	2,81
2,60	0,1139	0,258	0,429	0,609	0,709	0,968	1,143	1,49	1,82	2,15	2,79
2,70	0,1075	0,250	0,419	0,598	0,779	0,957	1,131	1,47	1,80	2,13	2,78
2,80	0,1015	0,242	0,410	0,588	0,769	0,946	1,121	1,46	1,79	2,12	2,77
2,90	0,0960	0,234	0,401	0,579	0,759	0,936	1,110	1,45	1,78	2,11	2,76
3,00	0,0911	0,227	0,394	0,571	0,750	0,927	1,101	1,44	1,77	2,10	2,75
3,20	0,0823	0,215	0,379	0,555	0,734	0,911	1,084	1,43	1,76	2,09	2,73
3,40	0,0748	0,205	0,367	0,542	0,719	0,896	1,069	1,41	1,74	2,07	2,71
3,60	0,0683	0,196	0,356	0,530	0,707	0,883	1,056	1,39	1,73	2,05	2,70
3,80	0,0627	0,188	0,346	0,519	0,695	0,871	1,044	1,38	1,72	2,04	2,69
4,00	0,0578	0,180	0,337	0,509	0,686	0,861	1,034	1,37	1,70	2,03	2,68
4,50	0,0479	0,165	0,319	0,489	0,664	0,839	1,011	1,35	1,68	2,01	2,66
5,00	0,0404	0,153	0,305	0,474	0,647	0,821	0,993	1,332	1,66	1,99	2,64

b) Cálculo de canales de sección trapezoidal en movimiento uniforme.
Fórmula de Gauchler – Manning - Strikler

	Valores de $\frac{Q \cdot h^{1/3} \cdot n}{h^3 \cdot i^{1/2}}$										
$\frac{h}{B_f}$	m = 0	$m = \frac{1}{4}$	$m = \frac{1}{2}$	$m = \frac{3}{4}$	m = 1	$m = 1\frac{1}{4}$	$m = 1\frac{1}{2}$	m = 2	$m = 2\frac{1}{2}$	m = 3	m = 4
0,02	0,00143	0,00144	0,00145	0,00146	0,00147	0,00147	0,00148	0,00149	0,00149	0,00150	0,00181
0,03	0,00279	0,00282	0,00285	0,00287	0,00289	0,00290	0,00291	0,00294	0,00296	0,00299	0,00302
0,04	0,00445	0,00451	0,00457	0,00461	0,00464	0,00468	0,00471	0,00476	0,00481	0,00486	0,00495
0,05	0,00637	0,00649	0,00660	0,00667	0,00673	0,00680	0,00686	0,00693	0,00700	0,00716	0,00734
0,06	0,00855	0,00875	0,00888	0,00902	0,00915	0,00922	0,00929	0,00949	0,00962	0,00976	0,
0,07	0,0109	0,0112	0,0114	0,0116	0,0118	0,0119	0,0121	0,0123	0,0125	0,0128	0,
0,08	0,0135	0,0139	0,0142	0,0145	0,0147	0,0149	0,0151	0,0155	0,0152	0,0152	0,
0,09	0,0162	0,0168	0,0172	0,0176	0,0180	0,0182	0,01850	0,0190	0,0184	0,0193	0,
0,10	0,0190	0,0198	0,0205	0,0209	0,0214	0,0218	0,0221	0,0228	0,0234	0,0241	0,0258
0,11	0,0221	0,0230	0,0238	0,0245	0,0251	0,0256	0,0260	0,0269	0,0278	0,0285	0,0307
0,12	0,0253	0,0264	0,0275	0,0283	0,0290	0,0297	0,0303	0,0314	0,0324	0,0334	0,0350
0,13	0,0286	0,0300	0,0312	0,0323	0,0332	0,0340	0,0347	0,0361	0,0374	0,0352	0,0413
0,14	0,0320	0,0337	0,0353	0,0365	0,0376	0,0386	0,0395	0,0412	0,0428	0,0444	0,0474
0,15	0,0355	0,0376	0,0394	0,0409	0,0422	0,0434	0,0446	0,0466	0,0485	0,0504	0,0542
0,16	0,0392	0,0417	0,0437	0,0455	0,0470	0,0485	0,0498	0,0522	0,0546	0,0569	0,0614
0,17	0,0429	0,0458	0,0483	0,0503	0,0522	0,0538	0,0554	0,0583	0,0610	0,0631	0,0893
0,18	0,0468	0,0501	0,0529	0,0553	0,0575	0,0559	0,0612	0,0647	0,0680	0,0707	0,0774
0,19	0,0507	0,0544	0,0577	0,0606	0,0606	0,0653	0,0673	0,0713	0,0754	0,0787	0,0861
0,20	0,0547	0,0589	0,0627	0,0659	0,0686	0,0713	0,0740	0,0781	0,0828	0,0868	0,0949
0,21	0,0588	0,0635	0,0680	0,0713	0,0747	0,0774	0,0808	0,0855	0,0902	0,0956	0,105
0,22	0,0629	0,0680	0,0734	0,0774	0,0808	0,0841	0,0875	0,0935	0,0989	0,104	0,115
0,23	0,0671	0,0734	0,0787	0,0835	0,0875	0,0909	0,0949	0,102	0,108	0,114	0,126
0,24	0,0713	0,0781	0,0841	0,0895	0,0935	0,0983	0,102	0,110	0,116	0,124	0,137
0,25	0,0760	0,0835	0,0895	0,0956	0,101	0,106	0,110	0,118	0,126	0,134	0,149
0,26	0,0801	0,0882	0,0956	0,102	0,108	0,113	0,118	0,127	0,136	0,145	0,162
0,27	0,0848	0,0935	0,102	0,109	0,115	0,121	0,127	0,137	0,147	0,156	0,175
0,28	0,0895	0,0989	0,108	0,116	0,122	0,129	0,135	0,146	0,157	0,168	0,189
0,29	0,0935	0,104	0,114	0,122	0,130	0,137	0,144	0,156	0,168	0,180	0,203
0,30	0,0983	0,110	0,120	0,130	0,138	0,146	0,153	0,167	0,180	0,192	0,218
0,31	0,103	0,116	0,127	0,137	0,140	0,155	0,163	0,178	0,192	0,206	0,234
0,32	0,108	0,121	0,134	0,145	0,155	0,161	0,172	0,189	0,205	0,220	0,250
0,33	0,112	0,127	0,141	0,153	0,164	0,173	0,182	0,201	0,217	0,234	0,267
0,34	0,117	0,133	0,147	0,160	0,172	0,183	0,193	0,212	0,231	0,248	0,284
0,35	0,122	0,139	0,155	0,169	0,181	0,193	0,204	0,225	0,244	0,264	0,302
0,36	0,128	0,145	0,162	0,177	0,190	0,203	0,215	0,238	0,258	0,280	0,321
0,37	0,132	0,151	0,169	0,185	0,200	0,213	0,226	0,251	0,273	0,296	0,341
0,38	0,137	0,157	0,177	0,194	0,209	0,224	0,238	0,264	0,289	0,313	0,361
0,39	0,141	0,164	0,184	0,203	0,219	0,235	0,250	0,277	0,304	0,330	0,382
0,40	0,146	0,171	0,192	0,212	0,229	0,246	0,262	0,291	0,320	0,348	0,404
0,41	0,151	0,177	0,200	0,221	0,240	0,258	0,275	0,306	0,337	0,367	0,427
0,42	0,157	0,183	0,208	0,230	0,251	0,270	0,288	0,322	0,354	0,386	0,460
0,43	0,162	0,190	0,216	0,240	0,262	0,282	0,301	0,337	0,372	0,406	0,473
0,44	0,168	0,197	0,225	0,250	0,273	0,294	0,314	0,353	0,390	0,427	0,497
0,45	0,172	0,201	0,233	0,260	0,284	0,306	0,328	0,369	0,409	0,448	0,523
0,46	0,177	0,211	0,242	0,270	0,296	0,319	0,343	0,386	0,428	0,469	0,549
0,47	0,182	0,217	0,250	0,281	0,308	0,332	0,357	0,404	0,448	0,491	0,576
0,48	0,188	0,224	0,259	0,291	0,320	0,346	0,372	0,421	0,468	0,513	0,604
0,49	0,193	0,232	0,268	0,302	0,332	0,359	0,387	0,439	0,488	0,536	0,632
0,50	0,199	0,240	0,277	0,312	0,345	0,374	0,403	0,457	0,510	0,561	0,662
0,52	0,209	0,254	0,296	0,334	0,369	0,403	0,435	0,495	0,552	0,610	0,72
0,54	0,220	0,268	0,315	0,357	0,397	0,433	0,468	0,535	0,600	0,662	0,79
0,56	0,231	0,283	0,334	0,381	0,425	0,464	0,503	0,576	0,648	0,72	0,85
0,58	0,242	0,299	0,354	0,405	0,453	0,497	0,540	0,620	0,70	0,77	0,92
0,60	0,252	0,315	0,375	0,430	0,483	0,531	0,577	0,665	0,75	0,83	1,00
0,62	0,263	0,331	0,396	0,456	0,513	0,566	0,617	0,71	0,81	0,90	1,08
0,64	0,275	0,347	0,417	0,483	0,544	0,602	0,657	0,76	0,86	0,96	1,16

c) Cálculo de canales de sección trapezoidal en movimiento uniforme.

Fórmula de Gauchler – Manning - Strikler

	Valores de $\frac{Q \cdot h^{1/3} \cdot n}{h^3 \cdot i^{1/2}}$										
$\frac{h}{B_f}$	m = 0	$m = \frac{1}{4}$	$m = \frac{1}{2}$	$m = \frac{3}{4}$	m = 1	$m = 1\frac{1}{4}$	$m = 1\frac{1}{2}$	m = 2	$m = 2\frac{1}{2}$	m = 3	m = 4
0,66	0,285	0,364	0,439	0,511	0,577	0,640	0,70	0,81	0,92	1,03	1,25
0,68	0,297	0,381	0,462	0,539	0,611	0,680	0,74	0,87	0,99	1,10	1,34
0,70	0,308	0,398	0,486	0,567	0,645	0,72	0,79	0,92	1,05	1,18	1,43
0,72	0,319	0,415	0,509	0,597	0,680	0,76	0,83	0,98	1,12	1,26	1,53
0,74	0,330	0,433	0,534	0,627	0,72	0,80	0,88	1,04	1,19	1,34	1,63
0,76	0,342	0,451	0,559	0,660	0,75	0,85	0,94	1,10	1,26	1,42	1,73
0,78	0,353	0,470	0,584	0,693	0,79	0,89	0,99	1,16	1,33	1,51	1,84
0,80	0,365	0,488	0,610	0,73	0,83	0,94	1,04	1,23	1,41	1,60	1,95
0,82	0,376	0,507	0,636	0,76	0,87	0,99	1,10	1,30	1,49	1,69	2,07
0,84	0,398	0,526	0,663	0,79	0,92	1,04	1,15	1,37	1,57	1,78	2,19
0,86	0,399	0,545	0,693	0,83	0,96	1,09	1,20	1,44	1,66	1,88	2,31
0,88	0,411	0,565	0,72	0,87	1,00	1,14	1,26	1,51	1,75	1,98	2,44
0,90	0,422	0,585	0,75	0,90	1,05	1,19	1,33	1,59	1,84	2,09	2,58
0,92	0,434	0,605	0,78	0,94	1,10	1,25	1,39	1,67	1,94	2,20	2,72
0,94	0,446	0,625	0,81	0,98	1,15	1,31	1,46	1,75	2,04	2,31	2,86
0,96	0,458	0,646	0,84	1,02	1,20	1,37	1,53	1,84	2,14	2,43	3,01
0,98	0,469	0,667	0,87	1,03	1,25	1,43	1,60	1,92	2,24	2,55	3,16
1,00	0,480	0,687	0,90	1,10	1,30	1,49	1,66	2,01	2,34	2,67	3,32
1,05	0,511	0,74	0,98	1,21	1,43	1,64	1,85	2,24	2,64	2,99	3,74
1,10	0,540	0,80	1,06	1,33	1,57	1,81	2,05	2,49	2,92	3,34	4,18
1,15	0,570	0,86	1,15	1,45	1,72	1,99	2,25	2,75	3,24	3,71	4,65
1,20	0,600	0,92	1,24	1,57	1,88	2,18	2,47	3,03	3,58	4,11	5,17
1,25	0,630	0,98	1,34	1,70	2,05	2,38	2,71	3,33	3,94	4,53	5,71
1,30	0,660	1,04	1,44	1,84	2,22	2,59	2,95	3,65	4,32	4,97	6,29
1,35	0,690	1,10	1,54	1,98	2,40	2,81	3,20	3,98	4,72	5,45	6,89
1,40	0,72	1,17	1,65	2,13	2,59	3,04	3,49	4,33	5,15	5,94	7,54
1,45	0,75	1,24	1,76	2,28	2,79	3,28	3,77	4,70	5,59	6,47	8,21
1,50	0,78	1,31	1,87	2,44	3,00	3,54	4,06	5,08	6,07	7,00	8,94
1,55	0,81	1,38	1,99	2,61	3,22	3,81	4,37	5,48	6,56	7,60	9,69
1,60	0,84	1,45	2,11	2,79	3,45	4,09	4,70	5,92	7,07	8,21	10,5
1,65	0,87	1,53	2,24	2,97	3,68	4,38	5,04	6,34	7,60	8,86	11,3
1,70	0,90	1,60	2,37	3,16	3,92	4,67	5,40	6,80	8,21	9,56	12,2
1,75	0,93	1,68	2,51	3,35	4,18	4,97	5,77	7,30	8,75	10,2	13,1
1,80	0,96	1,76	2,64	3,55	4,44	5,30	6,15	7,81	9,42	11,0	14,1
1,85	0,99	1,84	2,78	3,76	4,72	5,64	6,56	8,34	10,1	11,8	15,1
1,90	1,02	1,92	2,93	3,98	5,00	6,00	7,00	8,88	10,7	12,6	16,1
1,95	1,05	2,01	3,09	4,20	5,30	6,36	7,45	9,42	11,4	13,4	17,2
2,00	1,08	2,10	3,25	4,43	5,60	6,73	7,88	10,0	12,1	14,2	18,3
2,10	1,15	2,28	3,57	4,91	6,24	7,54	8,88	11,3	13,7	16,1	20,7
2,20	1,21	2,47	3,92	5,42	6,91	8,41	9,83	12,6	15,3	18,0	23,3
2,30	1,27	2,67	4,28	5,96	7,60	9,29	10,9	14,0	17,1	20,2	26,1
2,40	1,33	2,87	4,66	6,54	8,41	10,3	12,0	15,5	19,0	22,5	29,1
2,50	1,39	3,08	5,06	7,14	9,22	11,3	13,3	17,2	21,1	24,9	32,3
2,60	1,45	3,30	5,48	7,81	10,1	12,4	14,6	19,0	23,2	27,5	35,7
2,70	1,52	3,53	5,92	8,48	11,0	13,5	16,0	20,8	25,5	30,2	39,3
2,80	1,58	3,76	6,39	9,15	12,0	14,7	17,4	22,7	28,0	33,0	43,1
2,90	1,64	4,00	6,86	9,89	13,0	16,0	19,0	24,8	30,5	36,1	47,2
3,00	1,70	4,26	7,40	10,7	14,1	17,4	20,6	27,0	33,2	39,3	51,4
3,20	1,83	4,79	8,41	12,3	16,3	20,3	24,1	31,7	39,0	46,4	60,8
3,40	1,95	5,36	9,56	14,1	18,8	23,4	27,9	36,7	45,6	54,0	70,7
3,60	2,08	5,96	10,8	16,2	21,5	26,9	32,2	42,4	52,6	62,5	82,1
3,80	2,21	6,60	12,2	18,3	24,4	30,6	36,7	48,7	60,3	72,0	94,9
4,00	2,33	7,27	13,6	20,5	27,7	34,7	41,7	55,3	68,6	82,1	107,7
4,50	2,64	9,09	17,6	27,0	36,7	46,3	55,8	74,7	91,5	110,4	146,0
5,00	2,95	11,02	22,3	34,7	47,3	60,0	72,7	97,6	121,8	145,4	193,2

Tabla 10. Tablas de Gauchler – Manning - Strikler

3.2. AFOROS DE CORRIENTES A SUPERFICIE LIBRE

Se describen las principales metodologías de aforos de corrientes a pelo libre, mediante los diversos métodos (volumétricos, estructuras especiales, medición directa, etc.).

3.2.1. Métodos Volumétricos

Está basado en la expresión:

$$Q = (m^3 / s) = \frac{V(m^3)}{t(s)}$$

y consiste en captar todo el caudal en un recipiente de volumen conocido durante un tiempo determinado. Es obvio que sólo se puede utilizar para caudales muy reducidos como es el caso de manantiales. El recipiente es, generalmente, de tipo basculante, de forma tal que la captación y la terminación del proceso se hacen en forma instantánea, lo que posibilita medir el tiempo con mucha exactitud. El agua se capta desde el cauce natural y se orienta mediante un tubo al depósito.

Este método es apto para medir caudales relativamente pequeños, puesto que para que el error relativo de la medición que se genera en las etapas inicial y final del proceso sea aceptable se requiere que la duración sea tal que el volumen medido sea al menos de 100 veces el valor del caudal. Obviamente esto lleva a volúmenes de estructuras de medición importantes.

3.2.2. Métodos con Estructuras Especiales

3.2.2.1. Vertederos

Cuando la descarga del líquido se efectúa por encima de un muro o una placa y a superficie libre, la estructura hidráulica en la que ocurre se llama vertedero; éste puede presentar diferentes formas según las finalidades a que se destine. Así, cuando la descarga se efectúa sobre una placa con perfil de cualquier forma, pero con arista aguda, el vertedero se llama de pared delgada; por el contrario, cuando el contacto entre la pared y la lámina vertiente se produce sobre una superficie; el vertedero es de pared gruesa. Ambos tipos pueden utilizarse como dispositivos de aforo en laboratorio o en canales de pequeñas dimensiones, pero el segundo puede emplearse como obra de control o de excedencia en una presa y también de aforo en canales grandes.

El punto o arista más bajo de la pared en contacto con la lámina vertiente, se conoce como cresta del vertedero; el desnivel entre la superficie libre, aguas arriba del vertedero y su cresta, se conoce como carga. (**Figura 11**).

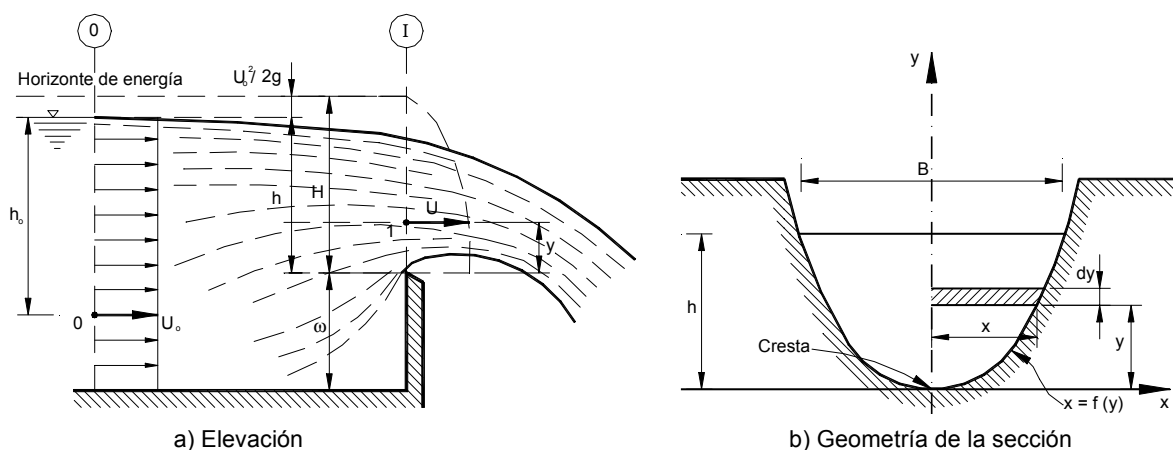


Figura 11. Vertedero de pared delgada de forma general.

a) Vertederos de pared delgada

Si se considera un vertedero de pared delgada y sección geométrica, como se observa en la **Figura 11**, cuya cresta se encuentra a una altura ω , medida desde el fondo del canal de alimentación, el desnivel entre la superficie inalterada del agua, antes del vertedero y la cresta, es h y la velocidad uniforme de llegada del agua es U_0 , de tal modo que:

$$H = h + \frac{U_0^2}{2g}$$

Si ω es muy grande, en relación a la carga h , la sección de escurrimiento es grande y por lo tanto la velocidad es baja, por lo que $U_0^2/2g$ es despreciable y $H = h$.

De acuerdo con la nomenclatura de la segunda parte de la figura, el perfil de las formas usuales de vertederos de pared delgada se puede representar por la ecuación general:

$$x = f(y)$$

que normalmente, será conocida.

Aplicando la ecuación de Bernoulli para una línea de corriente entre los puntos 0 y 1, de la **Figura 11**, se tiene:

$$h_0 + \frac{U_0^2}{2g} = h_0 - h + y + \frac{U^2}{2g}$$

o bien

$$H = h + \frac{U_0^2}{2g} = y + \frac{U^2}{2g}$$

Si $U_0^2/2g$ es despreciable, la velocidad en cualquier punto de la sección 1 vale.

$$U = \sqrt{2g(h-y)}$$

El caudal a través del área elemental, de la **Figura 11**, es entonces:

$$dQ = 2g\sqrt{2g}\mu x \cdot \sqrt{h-y} dy$$

donde μ considera el efecto de contracción de la lámina vertiente, debido a la curvatura de las líneas de corriente impuesta por el contorno sólido, lo que hace que la sección real del flujo sea menor. El gasto total vale:

$$Q = 2\sqrt{2g}\mu \int_0^h x(h-y)^{1/2} dy$$

que sería la ecuación general del caudal para un vertedero de pared delgada, la cual es posible integrar si se conoce la forma del vertedero.

En la deducción de la ecuación se han considerado hipótesis únicamente aproximadas, como la omisión de la pérdida de energía que se considera incluida en el coeficiente μ , pero quizá lo más importante que se ha supuesto, es que en todos los puntos de la sección 1 las velocidades tienen dirección horizontal y con una distribución parabólica, efectuando la integración entre los límites 0 y h. Esto equivale a que en la sección mencionada el tirante debe alcanzar la magnitud h. Por otra parte, al aplicar la ecuación de Bernoulli entre los puntos 0 y 1 se ha supuesto una distribución hidrostática de presiones. Esto implica una distribución uniforme de las velocidades U_0 y U para todos los puntos de las secciones 0 y 1, respectivamente, lo cual está en contraposición con la distribución parabólica que se ha supuesto para derivar la ecuación: $U = \sqrt{2g(h-y)}$

La red de flujo de un vertedero rectangular muestra que las líneas de corriente sobre la cresta poseen una curvatura que modifica la distribución de presiones hidrostáticas. En la **Figura 12** se presenta la verdadera distribución, tanto de presiones como de velocidades. La red de flujo indica, a su vez, que la lámina vertiente sufre contracciones en sus límites superior e inferior, por lo que existe una sección contraída X sobre el punto de máxima altura alcanzado por el límite inferior de la lámina vertiente, donde se presentan velocidades cuyas componentes horizontales se apartan de la ley parabólica; además, hay una distribución de presiones también distinta de la hidrostática, como se muestra en la **Figura 12**.

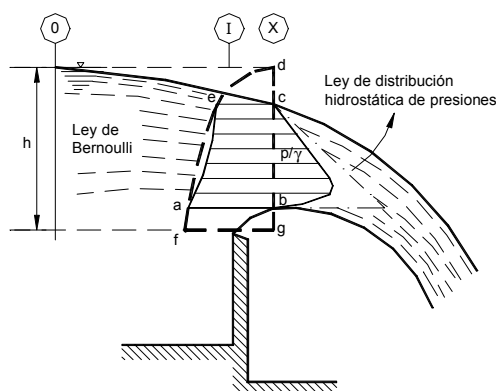


Figura 12. Aspecto real del flujo

Por último, el coeficiente μ de gasto que aparece en la ecuación representa la relación entre el área a, b, c, e de la **Figura 12**, correspondiente a la verdadera distribución de velocidades; y la f, g, d , correspondiente a la parábola de distribución hipotética de velocidades, a saber:

$$\mu = \frac{\text{área } a, b, c, e}{\text{área de la parábola } f, g, d}$$

El coeficiente μ se determina experimentalmente. Su valor se aproxima a 0,60, que corresponde al de un orificio de pared delgada.

3.2.3. Vertedero Rectangular

Para esta forma de vertedero la ecuación $x = f(y)$ es del tipo $x = b/2$ donde b es la longitud de cresta. (**Figura 13**)

Luego, la ecuación anterior se transforma en:

$$Q = -\mu\sqrt{2gb}\int_0^h (h-y) a (-dy)$$

y efectuando la integración es:

$$Q = -\frac{2}{3}\mu\sqrt{2g}\left[(h-y)^{3/2}\right]_0^h$$

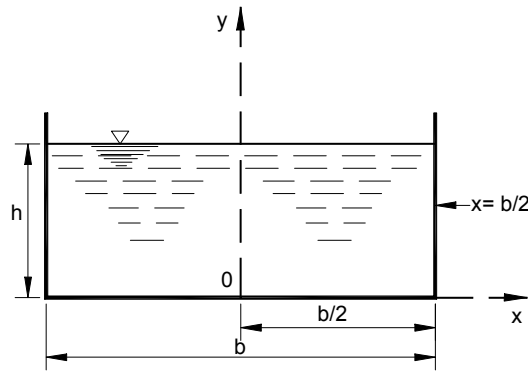


Figura 13. Vertedero rectangular

y finalmente:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu b h^{3/2}$$

que es la ecuación general para calcular el gasto en un vertedero rectangular cuya carga de velocidad de llegada es despreciable. En los países que utilizan el sistema inglés de unidades se acostumbra agrupar los términos $\frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu$, en un solo coeficiente C , de tal manera que

$$Q = C b h^{3/2}$$

Esta ecuación es más sencilla que la anterior si bien no es homogénea, es decir, que el coeficiente C tiene las dimensiones $[L^{1/2} \cdot T^{-1}]$ y vale:

$$C = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu = 2.952 \mu$$

A pesar de que las ecuaciones presentadas valen únicamente en el caso de una velocidad de llegada despreciable, diferentes autores han investigado y obtenido fórmulas experimentales para evaluar μ , en las cuáles se incluya dicho efecto para permitir que tales expresiones conserven su validez. En efecto, cuando el vertedero rectangular se encuentra en el centro de un canal, de ancho B mayor que la longitud de cresta b del vertedero (**Figura 14**), se producen contracciones laterales semejantes a las de un orificio.

En las ecuaciones se utiliza la carga total $H = h + \frac{Uo^2}{2g}$ en lugar de h :

$$Q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} b \left(h + \frac{Uo^2}{2g} \right)^{3/2}$$

Esta ecuación se puede también escribir en la forma siguiente:

$$Q = \frac{2}{3} \mu \left(1 + \frac{U_0^2}{2gh} \right)^{3/2} \sqrt{2g} b h^{3/2} = k \sqrt{2g} b h^{3/2}$$

El paréntesis en la ecuación anterior se puede desarrollar en forma aproximada como sigue:

$$\left(1 + \frac{U_0^2}{2gh} \right)^{3/2} = 1 + \frac{3}{2} \frac{U_0^2}{2gh}$$

Como el área en la sección del vertedero es: $A_0 = B(h + \omega)$, resulta que:

$$\frac{U_0^2}{2gh} = \frac{Q^2}{2gB^2(h + \omega)^2 h}$$

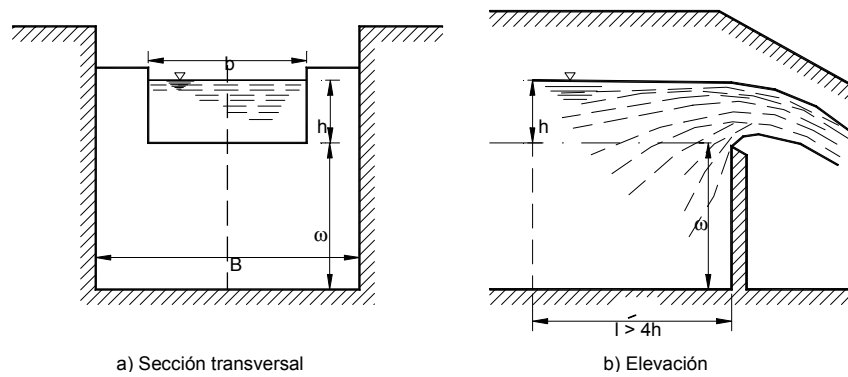


Figura 14. Vertedero rectangular con contracciones laterales

$$\left(1 + \frac{U_0^2}{2gh} \right)^{3/2} = 1 + \frac{3}{2} \frac{Q^2}{2gB^2(h + \omega)^2 h}$$

Por otra parte, también se tiene:

$$Q^2 = k^2 2g b^2 h^3$$

que substituida en la anterior resulta:

$$\left(1 + \frac{U_0^2}{2gh} \right)^{3/2} = 1 + \frac{3}{2} \frac{k^2 2g b^2 h^3}{2gB^2(h + \omega)^2 h} = 1 + \frac{3}{2} k^2 \left(\frac{b}{B} \right)^2 \left(\frac{h}{h + \omega} \right)^2$$

Substituyendo resulta finalmente:

$$Q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} \cdot \left[1 + \frac{3}{2} k^2 \left(\frac{b}{B} \right)^2 \left(\frac{h}{h + \omega} \right)^2 \right] b h^{3/2}$$

Lo cual demuestra que el gasto se puede seguir calculando con las ecuaciones indicadas siempre que en el coeficiente μ se incluyan los efectos de b/B y de ω .

Cuando el ancho del canal de llegada es igual que el de la cresta (esto es, que el vertido se efectúa sin contracciones laterales) es suficiente hacer $b = B$ para llegar a conclusiones semejantes en el uso de las ecuaciones anteriores.

En la Tabla 11 se presentan las fórmulas experimentales más conocidas para calcular μ aplicables a vertederos con contracciones laterales o sin ellas, que tienen validez únicamente cuando la superficie inferior de la lámina vertiente se ventila correctamente.

Se entiende por ventilación correcta a aquélla que garantiza un aporte de aire bajo la lámina vertiente, de tal forma que se evite la aparición de depresión.

Además de respetar los límites de aplicación de las fórmulas, para obtener mejores resultados en la medición de gastos con vertederos rectangulares se recomienda que la cresta del vertedero sea perfectamente horizontal, con un espesor no mayor de 2 mm en el bisel y la altura desde el fondo del canal $0,30 \text{ m} \leq \omega \leq 2h$. El plano del vertedero debe ser normal al flujo y la cara, aguas arriba, perfectamente vertical, plana y lisa. El vertedero deberá instalarse en el centro de un canal recto que tenga una longitud mínima diez veces la longitud de cresta del vertedero y un área de, por lo menos, $8 b h$. Si el vertedero tiene contracciones, la distancia entre los valores extremos del vertedero y el costado del canal no debe ser menor que 0,30 m. Si no tiene contracciones laterales, debe hacerse una ventilación eficiente de la superficie inferior de la lámina vertiente. En cualquier caso, la carga sobre la cresta se debe medir en un punto a una distancia por lo menos, cuatro veces la carga máxima aguas arriba.

Cuando el vertedero rectangular sin contracciones laterales tiene una inclinación θ con respecto a la horizontal (Figura 15), el coeficiente de gasto μ de la tabla anterior debe multiplicarse por un coeficiente C_θ que depende del ángulo de inclinación θ y que, según Boussinesq, es:

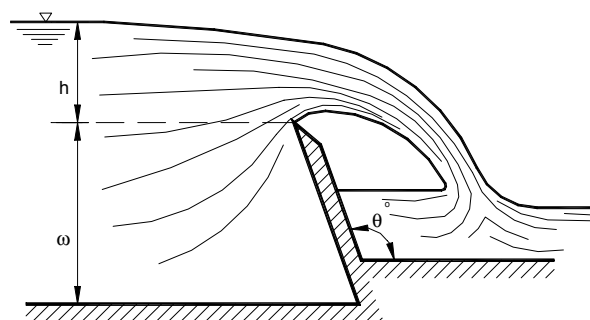


Figura 15. Vertedero inclinado

$$C_{\theta} = 1.1951 - 0.3902 \frac{\Theta^{\circ}}{180^{\circ}}$$

Esta ecuación es válida únicamente en el caso de que la lámina se encuentre bien ventilada y presenta mayor interés en el caso que la cresta sea móvil; por ejemplo, es el caso de una compuerta articulada en el apoyo inferior.

Autor	Fórmula	Límites de Aplicación	Observaciones
Hegly	$\mu = \left[0.6075 - 0.045 \left(\frac{B-b}{B} \right) + \frac{0.0041}{h} \right] x$ $x \left[1 + 0.55 \left(\frac{b}{B} \right)^2 \left(\frac{h}{h+\omega} \right)^2 \right]$	$0.10 \text{ m} \leq h \leq 0.60 \text{ m}$ $0.50 \text{ m} \leq b \leq 2.00 \text{ m}$ $0.20 \text{ m} \leq \omega \leq 1.13 \text{ m}$	El primer límite de aplicación es el más importante. Para $h/b > 0.13$ tiene mayor precisión que la fórmula SIAS.
Sociedad de Ingenieros y Arquitectos Suizos (1924) (Fórmula SIAS)	$\mu = \left[0.578 + 0.037 \left(\frac{b}{B} \right)^2 + \frac{3.615 - 3(b/B)^2}{1000h + 1.6} \right] x$ $x \left[1 + 0.5 \left(\frac{b}{B} \right)^2 \left(\frac{h}{k+\omega} \right)^2 \right]$	$0.025 \text{ m} \leq h \leq 0.80 \text{ m}$ $b \leq 0.3 B$ $\omega \geq 0.30 \text{ m}$ $\frac{h}{\omega} \leq 1$ en el caso de contracciones laterales	Para vertederos sin contracciones laterales los límites son: $0.025 \text{ m} \leq h \leq 0.80 \text{ m}$ $0.30 \text{ m} \leq \omega$ $\frac{h}{\omega} \leq 1$ Para $h/b \leq 0.13$, es más precisa que la de Hegly.
Hamilton-Smith	$\mu = 0.616 \left(1 - \frac{b}{10B} \right)$	$0.075 \text{ m} \leq h \leq 0.60 \text{ m}$ $0.30 \text{ m} \leq b$ $0.30 \text{ m} \leq \omega$ $h \leq \frac{\omega}{2}$ $b \leq (B - 2h)$ $\frac{h}{b} \leq 0.5$	Si $B(h + \omega) < 10$ b h , se deberá reemplazar en la ecuación el valor de h por h' donde $h' = h + 1.4 \left(\frac{U_0^2}{2g} \right)$ donde: $U_0 = \left[\frac{Q}{B(h + \omega)} \right]$ es la velocidad de llegada
Francis	$\mu = 0.623 \left[1 - 0.1n \frac{k}{b} \right] \left[\left(1 + \frac{U_0^2}{2gh} \right)^{3/2} - \left(\frac{U_0^2}{2gh} \right)^{3/2} \right]$	$0.18 \text{ m} \leq h \leq 0.50 \text{ m}$ $2.40 \text{ m} \leq b \leq 3.00 \text{ m}$ $0.60 \text{ m} \leq \omega \leq 1.50 \text{ m}$ $b \geq 3 h$	$U_o = \frac{Q}{B(h + \omega)}$, velocidad de llegada $n = -2$ en vertederos con contracciones laterales $n = 0$ en vertederos sin contracciones laterales
Rehbock (1929)	$\mu = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{h + 0.0011}{\omega} \right) \right] \left[1 + \frac{0.0011}{h} \right]^{3/2}$	$0.01 \text{ m} \leq h \leq 0.80 \text{ m}$ $b \geq 0.30$ $\omega \geq 0.06 \text{ m}$ $\frac{h}{\omega} \leq 1$	Vale sólo para vertederos sin contracciones laterales. Es muy precisa y de las más utilizadas, por su sencillez.

Tabla 11. Fórmulas experimentales para determinar el coeficiente de gasto μ para vertederos rectangulares con contracciones laterales o sin ellas. En el caso de vertederos sin contracciones laterales se hace $b = B$, en las fórmulas.

Para los vertederos rectangulares la precisión en la determinación del coeficiente de descarga varía entre un 1% y un 5%, dependiendo de la geometría particular que se considere.

Por otra parte, el límite inferior de la carga h , está relacionado con la influencia de las propiedades del fluido y con la precisión con la que puede medirse esa carga h .

El límite inferior recomendado es de 0,03 m. También se recomienda que el ancho b no sea inferior a 0,15 m.

3.2.4. Vertedero Triangular

Cuando el vertedero es de sección triangular (**Figura 16**), simétrica respecto del eje vertical y con ángulo en el vértice θ , el valor x de la ecuación: $x = f(y)$ se transforma en:

$$x = y \cdot \tan \frac{\theta}{2}$$

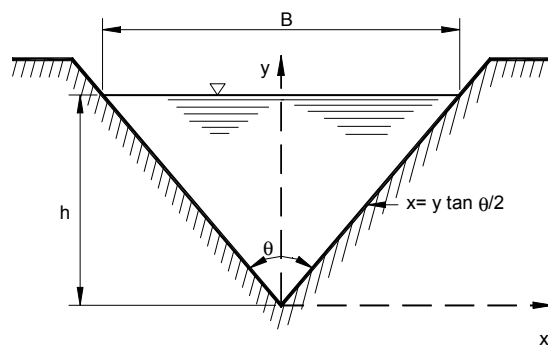


Figura 16. Vertedero triangular

y la ecuación del gasto es:

$$Q = 2\sqrt{2g} \cdot \mu \cdot \tan \frac{\theta}{2} \int_0^h (h-y)^{1/2} y dy$$

la cual se puede integrar por un procedimiento de sustitución. En efecto,

haciendo $z = h - y$, entonces $y = h - z$, $dy = -dz$.

Los límites de integración serían: para: $y = 0$, $z = h$ y para: $y = h$, $z = 0$

la ecuación anterior sería entonces:

$$Q = -2 \sqrt{2g\mu} \cdot \tan(\theta/2) \int_0^h z^{1/2} (h-z) dz = -2 \sqrt{2g\mu} \cdot \tan(\theta/2) \left[\frac{2hz^{3/2}}{3} - \frac{2}{5} z^{5/2} \right]_0^h$$

Tomando límites y substituyendo nuevamente a z , se obtiene

$$Q = \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \mu h^{5/2}$$

o bien

$$Q = Ch^{5/2}$$

donde C depende de θ , μ y g . Así, por ejemplo, con $\theta = 90^\circ$ se ve que

$$C = \frac{8}{15} \sqrt{2g\mu} = 2.362\mu$$

En la **Tabla 12**, se presentan las fórmulas experimentales más conocidas para calcular μ o C y son válidas para diferentes ángulos θ en el vértice.

Si ω es pequeña, el vertedero triangular puede funcionar ahogado. Si h_1 representa la carga, aguas abajo (**Figura 19**), el coeficiente de gasto con descarga libre deberá multiplicarse por un coeficiente k independiente del ángulo θ , que vale:

$$k = \sqrt{1 - \frac{h_1}{h}} \left[1 + \frac{h_1}{2h} + \frac{3}{8} \left(\frac{h_1}{h} \right)^2 \right]$$

Los vertederos triangulares se recomiendan para el aforo de gastos inferiores a 30 l/s y cargas superiores a 6 cm y hasta de 60 cm. Su precisión es mejor que la del rectangular, para gastos pequeños, e incluso para gastos comprendidos entre 40 y 300 l/s. Para gastos mayores, es recomendable el rectangular debido a que el triangular es más sensible a cualquier cambio en la rugosidad de la placa y, también, porque requiere mayor exactitud en la medición de las cargas, pues el gasto varía con la potencia 5/2 de la misma.

La indeterminación en el coeficiente de gasto oscila entre un 1% y un 2%.

La carga h sobre el vértice no debe ser inferior a 0,05 m ni superior a 0,60 m.

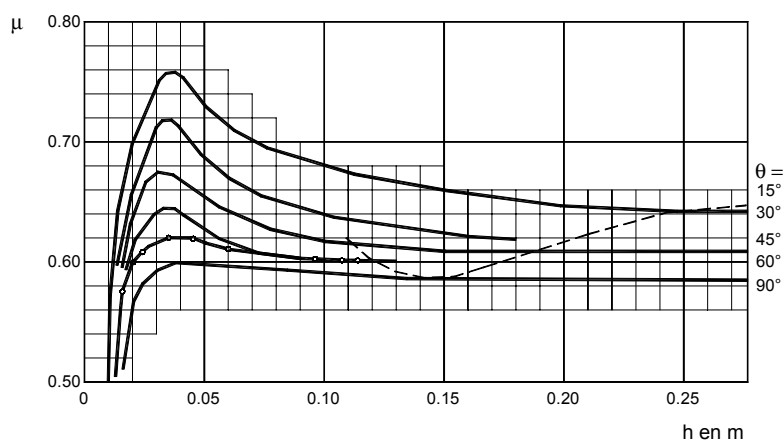


Figura 17. Coeficiente de gasto μ de vertederos triangulares en la fórmula de la Universidad Católica de Chile

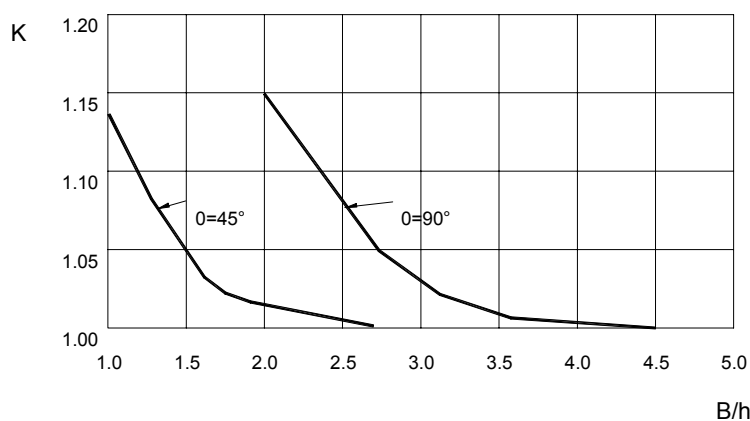


Figura 18. Valores de K en la fórmula de la Universidad Católica de Chile para vertederos triangulares.

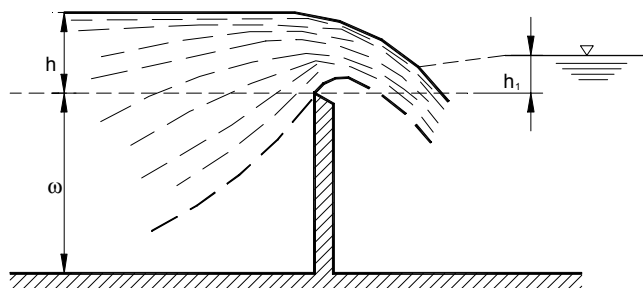


Figura 19. Descarga ahogada de un vertedero triangular

Autor	Fórmula	Límites de Aplicación	Observaciones
Universidad Católica de Chile	$C = \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan(\theta / 2) \mu K$	Vale para $15^\circ \leq \theta \leq 120^\circ$ La profundidad ω no tiene influencia en el coeficiente de gasto.	μ , coeficiente experimental que depende de h y θ . K es otro coeficiente que depende de B/h y vale 1 si $B/h > 5$ para $\theta = 90^\circ$ y si $B/h \geq 2.75$ para $\theta = 45^\circ$.
Gourley y Crimp	$C = \frac{1.32 \tan(\theta / 2)}{h^{0.08}}$	Vale para ángulos θ de 45° , 60° y 90° y para profundidades ω grandes.	Esta fórmula, substituida en la ecuación del texto, conduce a la ecuación: $Q = 1.32 \tan(\theta / 2) h^{3.48}$
Hegly (1921)	$\mu = \left[0.5812 + \frac{0.00375}{h} \right] \left\{ 1 + \left[\frac{h^2}{B(h + \omega)} \right]^2 \right\}$	Vale para $\theta = 90^\circ$ $0.10 \text{ m} \leq h \leq 0.50 \text{ m}$ y profundidades ω pequeñas	Es de las fórmulas más precisas para vertederos con ángulo en el vértice $\theta = 90^\circ$
Barr (1909)	$\mu = 0.565 + \frac{0.0087}{h^{0.5}}$	Vale para $\theta = 90^\circ$ con cargas $0.05 \text{ m} \leq h \leq 0.25 \text{ m}$ $\omega \geq 3h$	El valor medio $\mu = 0.593$ que resulta de esta fórmula corresponde bastante al resultado de Thompson (1861) y que substituido en la ecuación del texto, conduce a la ecuación: $Q = 1.42 h^{5/2}$
Koch (1923) Yarnal (1926)	$\mu = 0.58$	Vale para $\theta = 90^\circ$ con cargas muy grandes. $\omega \geq 3h$ $B \geq 8h$	No se limita con precisión el rango de validez.
Heyndrickx	$\mu = \left[0.5775 + 0.214 h^{1.25} \right] \left\{ 1 + \left[\frac{h^2}{B(h + \omega)} \right]^2 \right\}$	Vale para $\theta = 60^\circ$ y cargas normales.	Es bastante precisa.

B representa el ancho del canal de llegada y ω el desnivel entre el vértice del vertedero y el fondo de dicho canal. En cualquier caso, las fórmulas se expresan en el sistema MKS.

Tabla 12. Fórmulas experimentales para determinar los coeficientes de gasto μ o C aplicables a las ecuaciones anteriores para vertederos triangulares con diferentes ángulos θ en el vértice

3.2.5. Vertedero Trapecial

El gasto de un vertedero trapecial, como el mostrado en la **Figura 20**, se puede calcular suponiendo la suma del gasto correspondiente a uno rectangular con longitud de cresta b y el triangular formado con las dos orillas. Esto es, de las ecuaciones anteriores se tiene:

$$Q = \frac{3}{2} \sqrt{2g} \mu_r \cdot b h^{3/2} + \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan(\theta/2) \mu_t h^{5/2}$$

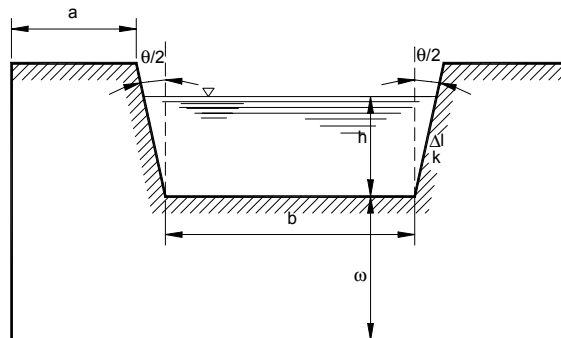


Figura 20. Vertedero trapecial

O bien en la forma:

$$Q = \frac{3}{2} \sqrt{2g} \left[\mu_r + \frac{4}{5} \frac{h}{b} \mu_t \tan(\theta/2) \right] b h^{3/2}$$

y

$$Q = \frac{3}{2} \sqrt{2g} \mu b h^{3/2}$$

donde μ agrupa todos los términos del paréntesis.

Debido a que el vertedero trapecial tiene escaso interés, ha sido poco estudiado. Se le ha dado importancia al llamado de Cipolletti que tiene el trazo de un trapecio regular con taludes en los lados $k = 0.25$ (0.25 horizontal y uno vertical) y que encuentra aplicación como aforador en canales. La geometría de este vertedero ha sido obtenida de manera que las ampliaciones laterales compensen el gasto disminuido por las contracciones laterales de un vertedero rectangular, de longitud de cresta b en igualdad de condiciones de carga. Sin embargo, este hecho no ha sido plenamente comprobado. Se ha encontrado experimentalmente que el coeficiente μ de un vertedero Cipolletti vale 0.63 y el gasto se determina con la ecuación:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} 0.63 b h^{3/2} = 1.861 b h^{3/2}$$

la cual es válida si $0.08 \text{ m} \leq h \leq 0.60 \text{ m}$; $a \geq 2h$; $b \geq 3h$; $\omega \geq 3 h$ y, además, para anchos de canal de 30 a 60 h. Cuando no se satisfacen estas condiciones se puede substituir $H = h + U_0^2/2g$ por h en la ecuación anterior, para tomar en cuenta el efecto de la velocidad de llegada.

La indeterminación en el coeficiente de gasto puede al alcanzar hasta un 5%.

La carga h no debe ser inferior a 0,06 m ni superior a 0,60 m.

3.2.6. Vertedero Circular

Stauss (1931) derivó una ecuación teórica para determinar el gasto en vertederos de forma circular. (**Figura 21**).

De la ecuación de la circunferencia, en la **Figura 21**, se tiene que $x = \sqrt{y(D-y)}$, y de expresiones anteriores el gasto total es:

$$Q = 2\sqrt{2g\mu} \int_0^h [y(D-y)(h-y)]^{1/2} dy$$

o bien

$$Q = 2\sqrt{2g\mu} D^{5/2} \int_0^h [(y/D)(1-y/D)(h/D-y/D)]^{1/2} d(y/D)$$

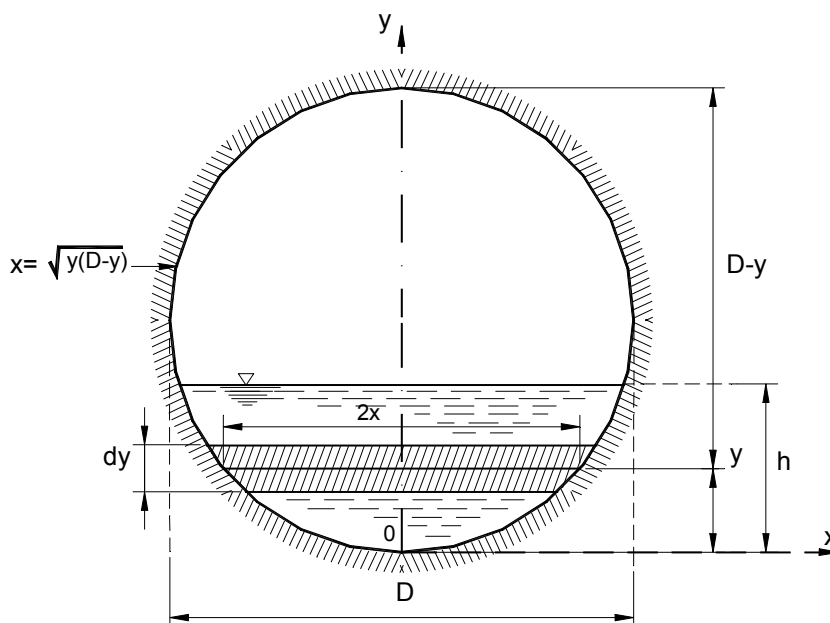


Figura 21. Vertedero circular

Con $t = h/D$ y cambiando la variable de integración $z = y/D$, resulta:

$$Q = \sqrt{2g\mu} D^{5/2} \int_0^t \sqrt{z(1-z)(t-z)} dz$$

La integración de la ecuación anterior conduce a:

$$Q = \frac{4}{15} \sqrt{2g} X = [2(1-t+t^2)E - (2-3t+t^2)K] \mu D^{5/2}$$

donde E y K son dos integrales elípticas.

La ecuación anterior resulta, finalmente:

$$Q = \phi \mu D^{5/2}$$

donde D se expresa en decímetros y Q se obtiene en l/s. En esta fórmula ϕ es la función de h/D dada por la **Tabla 13** y μ el coeficiente de gasto determinado de la fórmula de Stauss y Jorissen, a saber:

$$\mu = 0.555 + \frac{D}{110h} + 0.041 \frac{h}{D}$$

la cual vale para: $0,20 \text{ m} \leq D \leq 0,30 \text{ m}$; $0,075 < h/D < 1$, para distancias mínimas al canal de llegada de $3 D$ desde el vertedero.

h/D	ϕ	h/D	ϕ
0.05	0.0272	0.55	2.8205
0.10	0.1072	0.60	3.2939
0.15	0.2380	0.65	3.7900
0.20	0.4173	0.70	4.3047
0.25	0.6428	0.75	4.8336
0.30	0.9119	0.80	5.3718
0.35	1.2223	0.85	5.9133
0.40	1.5713	0.90	6.4511
0.45	1.9559	0.95	6.9756
0.50	2.3734	1.00	7.4705

Tabla 13. Coeficiente ϕ de la ecuación anterior

Ramponi propone una fórmula aproximada para calcular ϕ en la ecuación anterior, como sigue:

$$\phi = 10.12 (h/D)^{1.975} - 2.66 (h/D)^{3.78}$$

En caso de que el vertedero tenga diámetros hasta de 1.00 m y que no cumpla con las especificaciones de distancia del mismo a la pared del canal, se recomienda la fórmula de Ramponi para calcular μ .

$$\mu = \left(0.350 + 0.002 \frac{D}{h} \right) \left[1 + \left(\frac{A}{A_0} \right)^2 \right]$$

donde:

A : área del vertedero comprendida entre la cresta y el nivel correspondiente a la carga h ;

A_0 : área hidráulica del canal de llegada;

h : carga sobre la cresta, expresada en m.

Cuando la cresta del vertedero tiene forma circular en planta (**Figura 22**), según Gourley el gasto (en sistema métrico) vale

$$Q = C l h^{1.42}$$

donde:

h : es la carga sobre la cresta,

l : la longitud de desarrollo de la misma ($l = 2 \pi D$) y

C : un coeficiente que depende del diámetro del vertedero (**Tabla 14**).

D	0.172	0.252	0.343	0.485	0.648
C	1.471	1.477	1.492	1.502	1.522

Tabla 14. Coeficiente C en la fórmula de Gourley

Estos vertederos son aplicables en reguladores de velocidad de filtración de filtros lentos y dinámicos.

Estos resultados son válidos cuando $h < D/5$, de lo contrario se ahoga el vertedero.

Los vertederos de planta circular que descargan del interior hacia fuera, son útiles como aforadores en pozos artesianos para extraer agua del subsuelo (**Figura 23**). En la Universidad del Cornell se hicieron pruebas con este tipo de vertederos para diámetros de tubos de 0.3 a 0.5 m y se encontró que su funcionamiento es efectivamente el de un vertedero cuando la relación $h/D < 0.027$; asimismo, se comporta como un chorro que sale de una tubería (flujo fuente) cuando $h/D = 1.05$, y existe un escurrimiento de transición entre ambos valores.

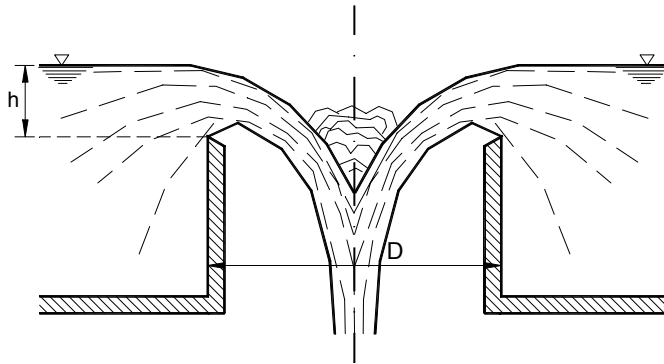


Figura 22. Vertedero de planta circular

En el laboratorio del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México - UNAM, C. Cruickshank realizó investigaciones con objeto de comprobar dichos resultados y ampliar el intervalo de valores de h/D hasta 0.0015. Comprobó que el flujo de vertedero se presenta para relaciones $h/D < 0.2$ y el de chorro para relaciones $h/D > 2$, con el de transición entre los dos valores.

Para el flujo tipo vertedero se recomienda considerar a b como la longitud de cresta igual a la circunferencia interior del tubo; esto es, $b = \pi D$ y μ un coeficiente experimental que depende del tipo de vertido que se presente. En efecto, en un vertedero de este tipo es difícil obtener flujo de lámina libre si no se toman precauciones para ventilarla y, en ocasiones –para cargas pequeñas- resulta muy difícil lograr que una lámina de agua se desprenda de la pared del cilindro. Se presentan así los tres tipos de lámina: adherente, deprimida y libre, encontradas por Bazin en vertederos rectangulares; cada tipo de lámina depende del diámetro de la tubería. Cuando la lámina es libre el coeficiente μ vale 0.63 y 0.705 cuando es deprimida. Si resulta imposible evitar que la lámina se adhiera, el vertido se produce normalmente en condiciones cercanas a un vertedero de cresta ancha, siendo para esa condición $\mu = 0.60$.

En la **Figura 24** se presenta un resumen de lo encontrado por diferentes investigadores para las tres condiciones de flujo mencionadas, en las que la selección de μ depende de los parámetros h/D y $Q^2/gh D^4$. Con la relación h/D y la curva de trazo continuo de la **Figura 24**, se calcula el gasto en términos de $Q^2/gh D^4$, para las tres condiciones de flujo.

Siempre que exista la condición de vertido, conviene ventilar la lámina del agua después de que ha pasado el brocal del pozo, para evitar la condición de lámina deprimida cuyo coeficiente μ no está bien definido.

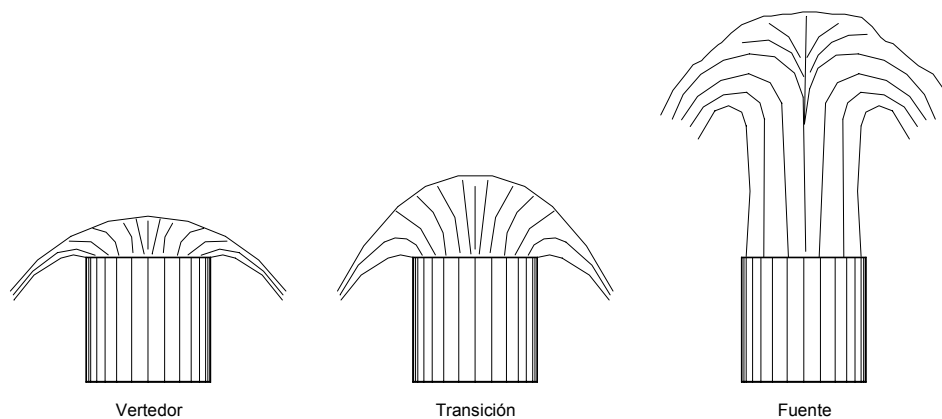


Figura 23. Tipos de funcionamiento del flujo fuente en pozos

Para el funcionamiento de chorro la variación coincide con la ley teórica de proporcionalidad de su altura con el cuadrado de la velocidad. La curva con trazo continuo, de la **Figura 24**, indica que para $h/D > 2$ el parámetro $Q^2/gh D^4$ se vuelve constante e igual a uno.

La indeterminación en el coeficiente de gasto está en el orden del 2%.

El límite práctico inferior de h es de 0,03 m.

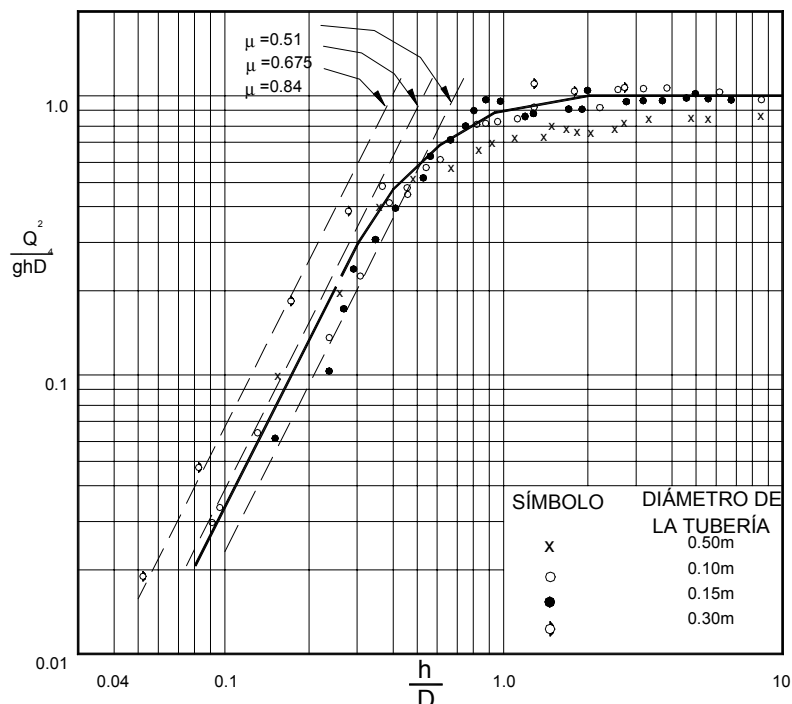


Figura 24. Flujo fuente en pozos, resumen de resultados experimentales

3.2.7. Vertedero Parabólico

La geometría de un vertedero de forma parabólica, como el mostrado en la **Figura 25**, sigue la ecuación $x = \sqrt{y/a}$. Siendo un parámetro que define la forma de la parábola.

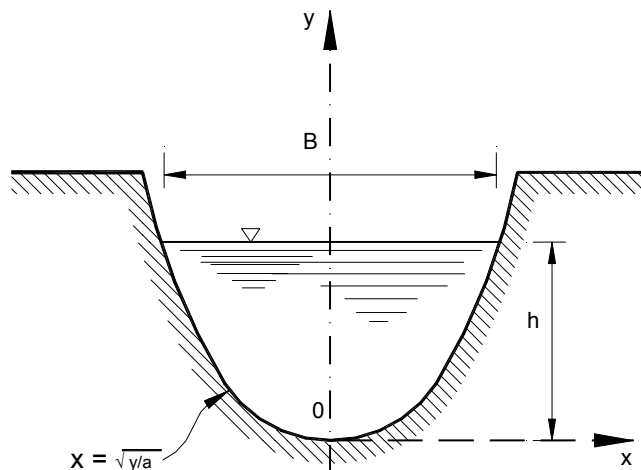


Figura 25. Vertedero parabólico

El gasto es:

$$Q = \frac{2}{a^{1/2}} \sqrt{2g\mu} \int_0^h (hy - y^2)^{1/2} dy$$

Resolviendo la integral resulta

$$Q = \frac{2}{a^{1/2}} \sqrt{2g\mu} \left[\frac{1}{2} (y - h/2) (hy - y^2)^{1/2} + h^2 / 8 \operatorname{ang} \operatorname{sen} \left(\frac{y - h/2}{h/2} \right) \right]_0^h$$

$$Q = \frac{\pi}{4} \frac{\sqrt{2g\mu}}{a^{1/2}} h^2 = Ch^2$$

donde:

$$C = \frac{\pi}{4} \frac{\sqrt{2g\mu}}{a^{1/2}}$$

Las experiencias presentadas por Mostkow indican que el coeficiente C se puede evaluar de la fórmula experimental siguiente:

$$C = \frac{2.088}{a^{0.488}}$$

que es prácticamente el valor teórico de la ecuación anterior; comparando ambas ecuaciones, el coeficiente μ es

$$\mu = \frac{a^{1/2}}{0.7854 \sqrt{2g}} C = \frac{2.658}{\sqrt{2g}} a^{0.012}$$

En la **Tabla 15** Se encuentran tabulados los Coeficiente C y μ indicados por Mostkow, en términos de a, para vertederos parabólicos

a	C	μ
0.625	2.6	0.592
0.5	2.9	0.591
0.333	3.6	0.598
0.25	4.1	0.595
0.20	4.6	0.592
0.167	5.0	0.589
0.143	5.4	0.588
0.125	5.7	0.587
0.111	6.1	0.585
0.10	6.4	0.582

Tabla 15. Coeficientes de Mostkow

Americo experimentó con un vertedero parabólico de ecuación $y = 9.85 x^2$, obteniendo para el gasto (en sistema métrico) la siguiente ecuación:

$$Q = 0.606 h^{1.98}$$

que se aproxima a las ecuaciones anteriores, si bien C es ahora dependiente también de h.

Si se calcula C de la ecuación: $C = \frac{2,088}{a^{0,488}}$, para $a = 9.85$, resulta el valor 0.682 con una discrepancia de 11% respecto del obtenido por Americo.

3.2.8. Vvertederos Proporcionales

Este tipo de vertedero, llamado también Sutro, es aquél cuya forma hace que el gasto de vertido sea proporcional a la carga h. Por esta característica de ley de descarga, su interés estriba en considerarlo en un laboratorio como vertedero de aforo o en canales pequeños, cuando se desea este tipo de ley para facilitar las mediciones. Ha sido estudiado por diferentes investigadores, entre otros Mavis, Soucek, Howe y di Ricco.

Se emplea más comúnmente en plantas de tratamiento de líquidos cloacales. No obstante ello, se lo incluye por considerárselo de interés dentro de este capítulo de fundamentos.

La geometría del vertedero proporcional puede ser de cualquiera de las formas presentadas en la **Figura 26**. Para seguir usando la ecuación:

$Q = 2\sqrt{2g} \cdot \mu x \cdot \sqrt{h-y} dy$, el valor de x correspondiente al vertedero simétrico es:

$$x = (a/y)^{1/2}$$

y el gasto es entonces:

$$Q = 2\sqrt{2g} a^{1/2} \mu \int_0^h \left(\frac{h-y}{y} \right)^{1/2} dy = 2\sqrt{2g} a^{1/2} \mu \int_0^h (h/y - 1)^{1/2} dy$$

Cambiando de variable, con $y/h = \sin^2 \theta$, $dy = 2h \sin \theta \cos \theta d\theta$; ahora entre los límites 0 y $\pi/2$, la integral sería:

$$\int_0^h (h/y - 1)^{1/2} dy = 2h \int_0^{\pi/2} \left(\frac{1}{\sin^2 \theta} - 1 \right)^{1/2} \sin \theta \cos \theta d\theta = 2h \int_0^{\pi/2} \cos^2 \theta d\theta = 2h \left[\frac{\theta}{2} + \frac{\sin 2\theta}{4} \right]_0^{\pi/2} = \frac{\pi h}{2}$$

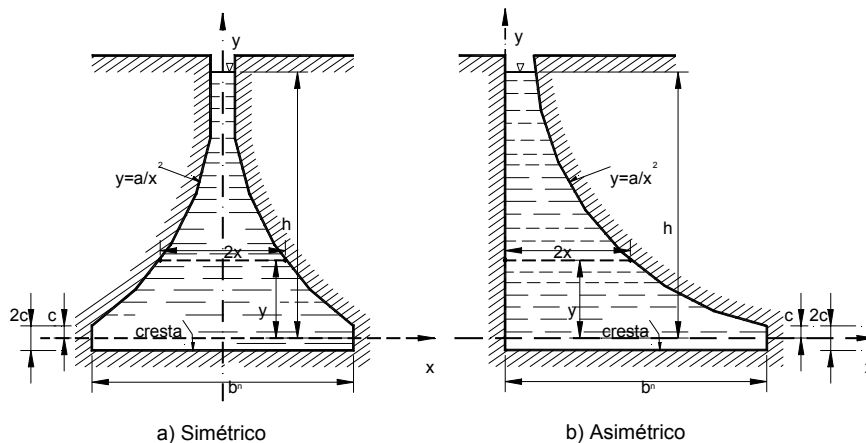


Figura 26. Tipos de vertederos Sutro

La ecuación para el gasto resulta entonces

$$Q = \pi \sqrt{2g} \mu a^{1/2} h$$

esto es, efectivamente el gasto es proporcional a la carga.

La forma que adquiere el perfil del vertedero se muestra en la **Figura 27**, donde se observa que la curva se vuelve asintótica con el eje x lo cual haría impráctica su

construcción. Para eliminar este problema, se limita el perfil del vertedero en la parte inferior, hasta un ancho finito b_0 , para $y = c$; además, que el área de la superficie del vertedero, reducida por este concepto, se compense bajando la cresta por debajo del eje x en una cantidad d , de tal manera que el área $b_0 (c + d)/2$ sea igual al área teórica bajo el perfil entre $x = 0$ y $x = c$

El área teórica bajo el perfil sería:

$$A_{th} = \int_0^c 2x dy = a^{1/2} \int_0^c \frac{dy}{y^{1/2}} = 2a^{1/2} [y^{1/2}]_0^c = 2a^{1/2} c^{1/2}$$

Por otra parte, de la ecuación del perfil: para: $x = b_0/2$, $y = c$, $a^{1/2} = \frac{b_0 c^{1/2}}{2}$ entonces el área teórica será:

$$A_{th} = b_0 c$$

de tal manera que al igualar las áreas resulta:

$$\frac{b_0}{2} (c + d) = b_0 c$$

$$d = c = \frac{4a}{b_0^2}$$

Esto es, el nivel de la cresta del vertedero debe bajar en una cantidad igual a c , la cual depende del ancho b_0 inicial que se desee considerar como límite inferior del vertedero. Sin embargo, experimentalmente se ha encontrado que debe agregarse todavía a d aproximadamente 3 mm más para satisfacer la ley lineal de gastos para cargas pequeñas. En rigor, la ecuación es válida para $h \geq c$.

De acuerdo con las mediciones efectuadas en 1915 por diferentes investigadores, el coeficiente μ varía poco con la carga h (**Tabla 16**).

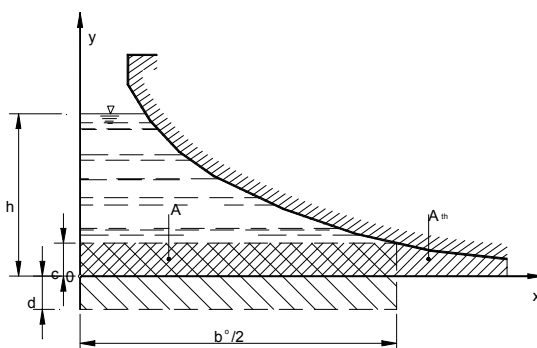


Figura 27. Forma del borde inferior del vertedero Sutor, simétrico

h, en m	μ
0.061	0.656
0.122	0.628
0.183	0.617
0.244	0.610
0.305	0.606
0.458	0.607
0.61	0.608
0.76	0.610
0.915	0.611

Tabla 16. Valores de μ para vertederos proporcionales.

Se puede considerar el valor medio $\mu = 0.62$ cuando el canal de llegada tiene dimensiones grandes; y $\mu = 0.67$ cuando la planta del canal de llegada coincide con la cresta del vertedero y su ancho con b_0 para el vertedor simétrico de la **Figura 26 a**). Estos resultados son válidos para $h \geq c$.

Se han realizado estudios con vertederos logarítmicos cuya descarga sigue la ley $Q = \ln(2h/b_0)$ y también del tipo $Q = B\sqrt{h}$.

El error en el coeficiente de gasto ronda el 2%.

3.2.9. Comparación de Características de Vertederos de Pared Delgada Más Usuales

La mayoría de las formas geométricas de los vertederos de pared delgada, hasta aquí estudiados, se adaptan al perfil dado por la ecuación

$$y = ax^r$$

o sea,

$$x = (y/a)^{1/r}$$

Si el exponente es $r = 1$ se tiene el vertedero triangular, correspondiendo $r = \infty$ al rectangular; $r = 2$ al parabólico; $r = -2$ al proporcional y así sucesivamente. En la **Figura 28** se presentan gráficamente las diferentes formas adoptadas, donde por facilidad se ha considerado $a = 1$.

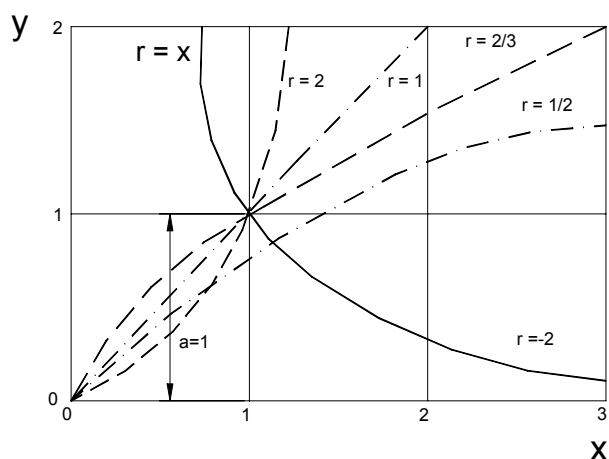


Figura 28. La ecuación $y = a x^r$ del perfil de un vertedero, para $a = 1$

El área de la superficie ocupada por la lámina vertiente, de altura igual a la carga h , se puede calcular en la siguiente forma:

$$A = \int_0^h 2x \, dy = \frac{2}{a^{1/r}} \int_0^h y^{1/r} \, dy = \frac{2}{a^{1/r}} \left[\frac{y^{(1/r+1)}}{1/r+1} \right]_0^h$$

al tomar los límites de integración resulta:

$$A = \frac{2}{a^{1/r} (1/r+1)} h^{(1/r+1)} = k h^f$$

donde f recibe el nombre de exponente de forma y vale:

$$f = \frac{1}{r} + 1$$

Además,

$$k = \frac{2}{a^{1/r} (1/r+1)} = \frac{2}{f a^{1/r}}$$

Esto significa que si el perfil de un vertedero tiene por ecuación: $y = ax^r$ el área de la superficie A depende de la carga h ; y si la dependencia entre ambas se presenta gráficamente sobre un plano coordenado con escalas logarítmicas, el exponente f es igual a la pendiente de la recta que representa la ecuación: $A = k \cdot h^f$

Así se tiene para $y = h$, $x = B/2$, por lo cual:

$$a^{1/r} = \frac{2h^{1/r}}{B}$$

siendo entonces

$$k = \frac{B}{f} \frac{1}{h^{1/r}}$$

operando, resulta:

$$A = \frac{Bh^f}{fh^{1/r}} = \frac{Bh^{(1/r+1)}}{fh^{1/r}} = \frac{Bh}{f}$$

o bien

$$f = \frac{Bh}{A} = \frac{A'}{A}$$

donde $A' = B h$ representa el área de un rectángulo de base B y altura h ; de este modo, el exponente de forma de un vertedero cualquiera representa la relación entre el área del rectángulo $A' = B h$ y el área de la sección. Esto es, si se conoce la carga h de vertido y el ancho B de la superficie de un vertedero, se puede calcular el área de la sección a través del exponente de forma f , sin necesidad de efectuar la integración sobre la superficie. El cálculo en sentido contrario es también posible; esto es, se puede calcular el exponente de forma f a partir del ancho de la superficie libre y del área de la sección vertedora.

Por lo que respecta a la ecuación general del gasto, se pueden hacer las siguientes transformaciones:

$$Q = \frac{2\sqrt{2g\mu}}{a^{1/r}} \int_0^h y^{1/r} (h-y)^{1/2} dy = \left[\frac{2\sqrt{2g\mu}}{a^{1/r}} h^{(3/2+1/r)} \right] \cdot \left[\int_0^1 (y/h)^{1/r} (1-y/h)^{1/2} d(y/h) \right]$$

Si se substituye $y/h = z$, la ecuación anterior se puede escribir así:

$$Q = \frac{2\sqrt{2g\mu}}{a^{1/r}} F h^{(8/2+1/r)}$$

donde:

$$F = \int_0^1 z^{1/r} (1-z)^{1/2} dz$$

en la cual se han transformado los límites de integración al cambiar de variable, de:

$$0/h = 0 \text{ a } h/h = 1.$$

Haciendo:

$$m = \mu \sqrt{2g} F f$$

y tomando en consideración las ecuaciones anteriores se puede también expresar en las siguientes formas:

$$Q = \frac{2m}{a^{1/r} f} h^{(3/2+1/r)} = m k h^{(3/2+1/r)} = m A h^{1/2}$$

o bien, con:

$$n = \frac{3}{2} + \frac{1}{r} = f + \frac{1}{2}$$

también en la forma:

$$Q = m k h^n$$

ecuaciones con las cuáles se podría resolver el problema inverso, es decir, que especificada una ley de variación de gastos de vertido, se puede determinar teóricamente la forma del perfil geométrico de la sección vertedora que la satisfaga.

El valor del exponente de forma f posee un límite inferior. Puesto que un orificio practicado en la pared vertical de la placa tiene dimensiones constantes e independientes de la carga de vertido h , el exponente de forma f deber ser cero; $f = -1$ y, por lo mismo, de la $F = 1$. Además, en la A tiene que representar el área constante A' del orificio, siendo la ecuación de gasto:

$$Q = m' A' \sqrt{h}$$

en la cual m' , A' son cantidades constantes, mientras que m , A son variables de acuerdo con la forma del perfil del vertedor. Si se comparan las ecuaciones de gasto: para el rectangular, para el triangular, para el parabólico y para el proporcional, se pueden obtener los resultados que se anotan en la **Tabla 17** con un resumen de los valores característicos de las diferentes secciones geométricas para fines comparativos. En la **Figura 29** se presenta la variación del coeficiente m y del exponente n , en función del exponente de forma f y para los valores más comunes del coeficiente $\mu = 0.58$, 0.60 y 0.62 . Se observa claramente la eficiencia de las diferentes formas de sección del vertedero, las cuales son útiles para conocer el valor del coeficiente n , bastando para ello saber cuál es el exponente de forma f .

Sección	Exp. de forma f	R	n	F	$\frac{m}{\mu} = \sqrt{2g F f}$	$m = \mu \sqrt{2g F f}$		
						$\mu = 0.58$	$\mu = 0.60$	$\mu = 0.62$
Orificio	0	-1	0.5	1	4.4343	2.569	2.658	2.746
Proporcional	0.5	-2.0	1.0	$\pi/2$	3.7489	2.0178	2.0873	2.1569
Rectangular	1.0	ω	1.5	$2/3$	2.9530	1.7127	1.7718	1.8309
Parabólico	1.5	2.0	2.0	0.3927	2.6092	1.5133	1.5655	1.6177
Triangular	2.0	1.0	2.5	0.2667	2.3627	1.3704	1.4176	1.4649
Parabólica Semicúbica	2.5	$2/3$	3.0	0.1963	2.1738	1.2608	1.3043	1.3478

Tabla 17. Valores característicos de los vertederos de forma usual

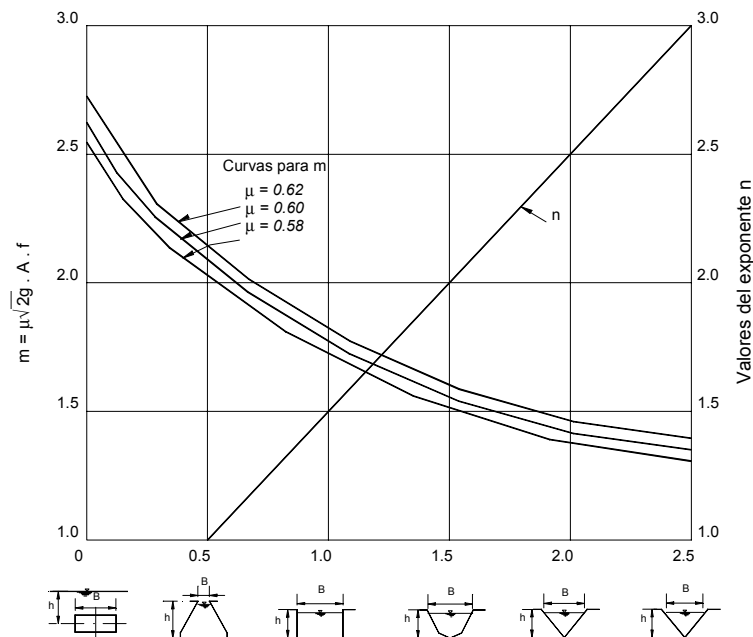


Figura 29. Valores de m y n en para las formas más comunes del vertedero de pared delgada.

Son varias las instalaciones de un sistema de agua potable donde es posible utilizar vertederos, dada su característica fundamental que es la de permitir conocer una magnitud difícil de medir como es el gasto o caudal mediante la medición de una magnitud de relativamente sencilla determinación como es una altura o carga de agua.

En función del valor absoluto del caudal a medir, así como de la precisión requerida, el proyectista puede seleccionar la geometría del vertedero y sus respectivas dimensiones.

Por ejemplo para conocer el caudal de ingreso a una planta o a un determinado sector de la misma, (cámara de carga, decantador, etc.) es muy posible que se recurra al empleo de vertederos rectangulares y / o trapeziales.

En cambio, donde se requiera la determinación de pequeños caudales, lo que implica habitualmente una mayor precisión o sensibilidad, como puede ser en el caso de la dosificación de aditivos en el proceso de potabilización, se recurre al empleo de vertederos triangulares, definiéndose en función de los valores de caudal y altura que se requieran, al ángulo de dicho vertedero.

3.2.10. Vertederos con Descarga Sumergida

Cuando es sumergida la descarga de los vertederos de pared delgada, de cualquiera de las formas hasta ahora discutidas, la ecuación de Villemonte.

$$Q = Q_1 (1 - S^n)^{0.385}$$

proporciona un método simple para evaluar el efecto de sumersión. En dicha ecuación:

Q : es el gasto del vertedero con descarga sumergida;

Q_1 : el gasto del mismo vertedero con igual carga en el supuesto de descarga libre,

S : es la relación de sumersión (relación de cargas aguas abajo y arriba sobre la cresta); y n el exponente de la carga h sobre la cresta en la ecuación correspondiente a Q_1 ($3/2$ para vertedero rectangular, $5/2$ para triangular, etcétera).

La carga de sumersión deberá medirse desde la superficie, aguas abajo (fuera de la zona de disturbios) hasta la cresta.

3.2.11. Vertederos con Cresta Oblicua a la Corriente

En los casos en los cuáles se desea incrementar la longitud de cresta de un vertedero, para reducir la carga del mismo y aumentar su eficiencia, se puede utilizar un vertedero oblicuo respecto al eje del canal. En la **Figura 30** se presenta este tipo de vertedero para la forma rectangular con un ángulo de inclinación θ respecto a la corriente. Así, la longitud de cresta es:

$$b_0 = \frac{b}{\sin \theta}$$

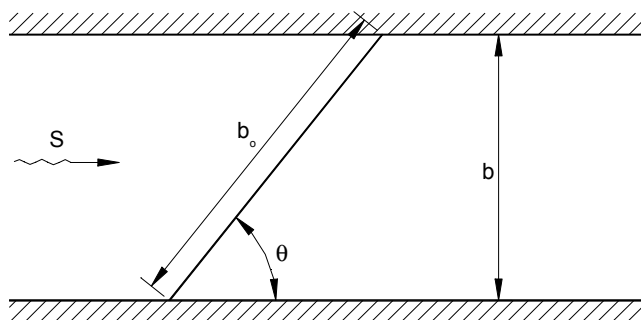


Figura 30. Vertedero oblicuo (planta)

Varios autores han experimentado con estos vertederos, y han llegado a resultados diferentes. En cualquier caso, se ha observado que la aparente ganancia en longitud de cresta se ve reducida por una disminución en el coeficiente de gasto, por efecto de la inclinación con respecto a la cresta del flujo de llegada, de tal manera que los resultados obtenidos con la ecuación general para vertederos rectangulares se ven afectados por un coeficiente de reducción $k < 1$ en la forma:

$$Q = k \frac{2}{3} \sqrt{2g\mu} b_0 h^{3/2}$$

En esta ecuación se obtiene μ con una expresión de las indicadas en la **Tabla 11**. Según Aichel, el coeficiente k vale:

$$k = 1 - a \frac{h}{\omega}$$

donde a depende del ángulo θ y de la relación b/ω , como se indica en la **Tabla 18** con la condición de que $h/w \leq 0.62$.

θ	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$b/\omega = 1$	0.82	0.47	0.28	0.13	0.04	0
$b/\omega = 2$	0.69	0.36	0.20	0.11	0.04	0

Tabla 18. Valores del coeficiente a en la fórmula de Aichel para vertederos oblicuos

3.2.12. Vertederos de Pared Gruesa

En forma semejante a los orificios, si la cresta del vertedero no es una arista afilada, se presenta entonces el vertedero de pared gruesa que puede adquirir varias formas. En la **Figura 31** se presenta la forma más sencilla, la cual consiste en aumentar el espesor de la cresta en un vertedero rectangular sin contracciones laterales.

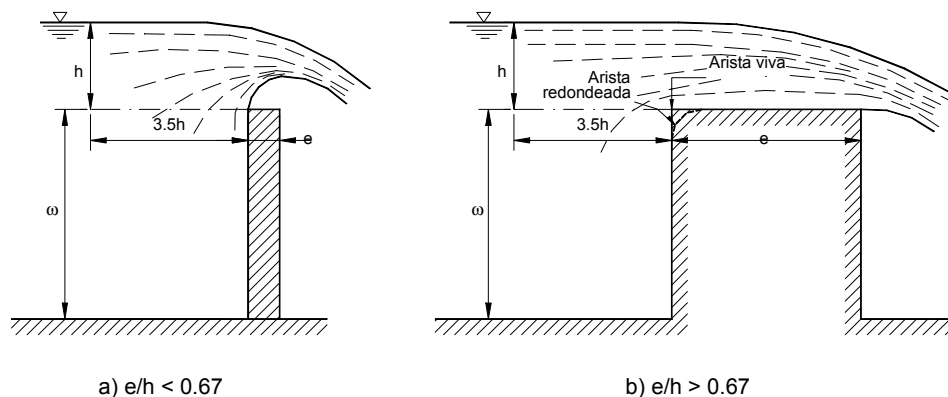


Figura 31. Vertedero rectangular de pared gruesa

Cuando $e/h < 0.67$, el chorro se separa de la cresta y el funcionamiento es idéntico al del vertedero de pared delgada.

Cuando $e/h > 0.67$ el funcionamiento es diferente, pues la lámina vertiente se adhiere a la cresta del vertedero. Se presentan también distintos funcionamientos, dependiendo de la altura ω de la cresta sobre el fondo del canal. Cabe aclarar que los valores del coeficiente de gasto obtenidos por diferentes autores difieren entre sí, de ahí que el procedimiento comúnmente aceptado para evaluarlo, en el caso de que $e/h > 0.67$ y el vertedero sea

rectangular, es el de Bazin; éste consiste en utilizar la ecuación de los vertederos rectangulares, afectada de un coeficiente de reducción ε_1 , a saber:

$$Q = \varepsilon_1 C b h^{3/2}$$

donde C es coeficiente adecuado de un vertedero de pared delgada sin contracciones laterales, en iguales condiciones de descarga libre, que se evalúa con las ecuaciones correspondiente y que toma en cuenta la altura ω de la cresta sobre el fondo del canal de acceso. El coeficiente ε_1 depende de la relación e/h según la ecuación válida para relaciones con un valor hasta de $e/h = 3$.

$$\varepsilon_1 = 0.7 + \frac{0.185}{e/h}$$

Sin embargo, existen diferentes formas de funcionamiento de acuerdo con las relaciones e/h y ω/h , las que se resumen en la **Figura 32**, preparada con los resultados de Bazin; los valores de ε_1 se obtienen de la misma figura.

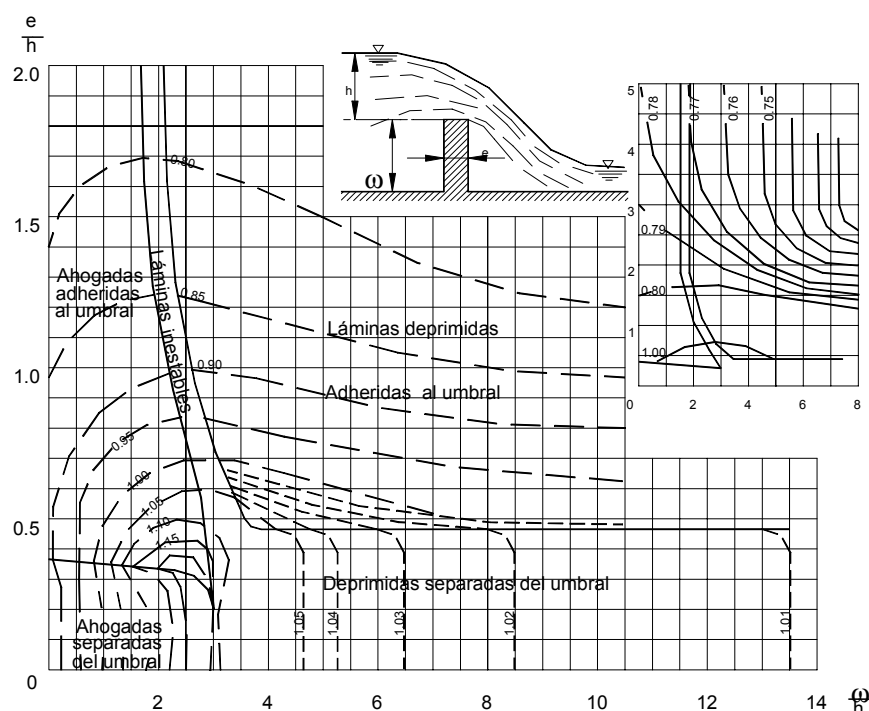


Figura 32. Coeficientes ε_1 para vertedero de pared gruesa con descarga libre, según F. Domínguez

En problemas que se presentan dentro de la práctica es frecuente encontrar que este tipo de vertederos trabajen ahogados; es decir casos en que se presenta mayor reducción en el coeficiente de gasto por la influencia de la carga aguas abajo, de tal modo que la ecuación correspondiente se ve afectada de un segundo coeficiente ε_2 , que toma en cuenta dicho efecto. Los valores ε_2 se obtienen de la **Figura 33**.

En razón de la relación $(h - h') / h$, donde h' es la diferencia entre la cresta y la altura de la superficie, aguas abajo del vertedero; h' es negativo cuando el nivel está por debajo de la cresta y positivo en caso contrario. La **Figura 33** mencionada se ha elaborado con los resultados de Bazin y en ella se manifiesta la poca influencia del nivel aguas abajo, hasta valores de $h' \leq 0.5 h$.

Cuando $e / h > 3$ se establecen, sobre la plataforma del vertedero, condiciones de flujo con líneas de corriente paralelas a ella y de distribución de presiones hidrostática; además, se deja sentir la influencia de las pérdidas de energía por fricción y de entrada. En este caso, los resultados experimentales concuerdan con la fórmula de Gibson, para ε_1 :

$$\varepsilon_1 = 0.75 + \frac{0.1}{e/h}$$

que es válida hasta valores $e/h = 10$ y para vertederos con descarga libre.

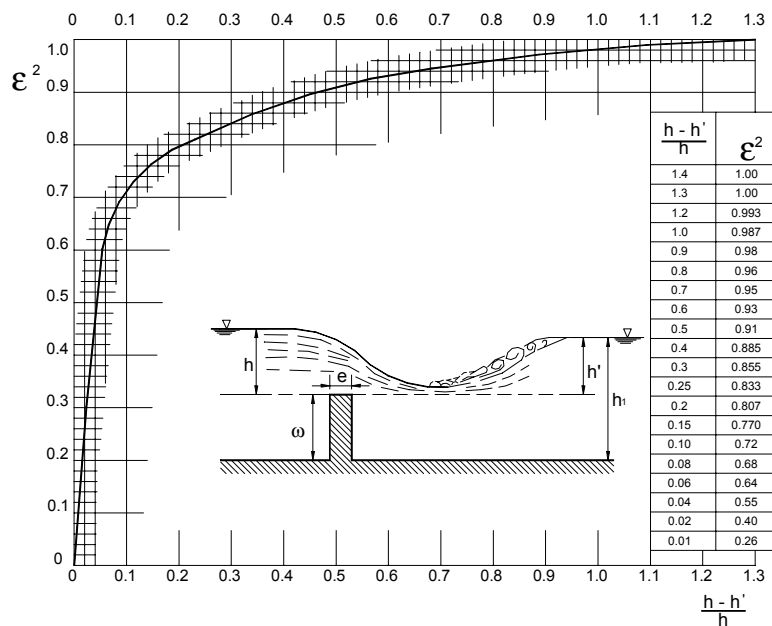


Figura 33. Coeficiente ε_2 para vertederos de pared gruesa con descarga ahogada, según F. Domínguez

Hay fórmulas generales que permiten tomar en consideración las pérdidas por fricción en el caso de que e sea grande, así como la posibilidad de redondear el umbral de entrada.

El coeficiente C vale ahora:

$$C = \frac{\left[1 + 0.26 \left(\frac{h}{h+w} \right)^2 \right] \sqrt{g}}{\left(\frac{3}{2} + \frac{\lambda_e}{2} + 0.004n \right)^{3/2}}$$

en el caso de arista viva y con $\lambda_e = 0$, en esta misma ecuación, para el caso de entrada redondeada. Esto último significa que el redondeo del umbral compensa la pérdida por fricción.

λ_e es un factor de fricción que depende de ω / h , según la **Tabla 19** n representa la relación:

$$n = \frac{e}{y_c}$$

donde y_c es el llamado tirante crítico, que se presenta sobre la cresta y se calcula de la ecuación:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$$

Obsérvese que para calcular y_o se requiere conocer previamente el gasto vertido y ello da lugar a un procedimiento de iteración, el cual se puede simplificar notablemente si se utilizan las siguientes relaciones. Haciendo $h = \varphi y_c$ entonces:

$$n = \varphi \frac{e}{h}$$

$\frac{\omega}{y_c}$	≥ 3.5	3	2.5	2	1.5	-1	0.5	0.25
$\frac{\omega}{h}$	≥ 2.04	1.78	1.48	1.19	0.91	0.67	0.314	0.162
λ_o	0.33	0.328	0.315	0.282	0.240	0.188	0.110	0.056

Tabla 19. Valores de λ_o

Los valores aproximados de φ se presentan en la **Tabla 20** para entradas de arista viva. Si la entrada es redondeada, φ tiene el valor aproximado de 1.5.

$\frac{h}{h + \omega}$	0.33	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
φ	1.71	1.68	1.65	1.62	1.60	1.56	1.53	1.52

Tabla 20. Valores de φ aplicables para entradas de arista viva

3.2.13. Vertederos de Cresta Redondeada

Cuando la cresta del vertedero se redondea, el coeficiente de gasto C aumenta considerablemente respecto del calculado para uno de pared gruesa. Esto se explica por una baja en la contracción del chorro sobre el vertedero, pues actúa sobre las partículas una aceleración centrífuga debido a la curvatura de las líneas de corriente.

En el caso del vertedero de la **Figura 34** el coeficiente μ , según Rehbock, es:

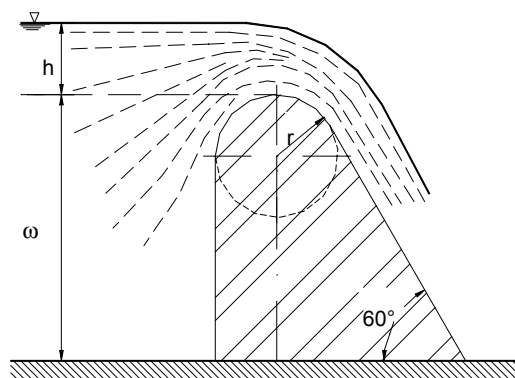


Figura 34. Vertedero de cresta circular y talud inclinado, aguas abajo

$$\mu = 0.312 + 0.0 \, h / \omega + \sqrt{0.30 - 0.01(5 - h / r)^2}$$

que vale para:

$$h / \omega \leq 1, \quad \omega > r > 0.2m,$$

$$h / r \leq \left(-\frac{20r}{\omega + 3r} \right)$$

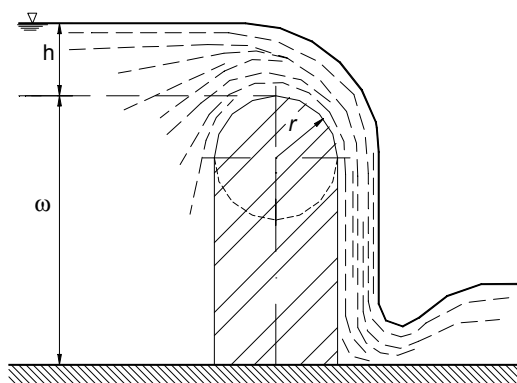


Figura 35. Vertedero de cresta circular y talud vertical, aguas abajo

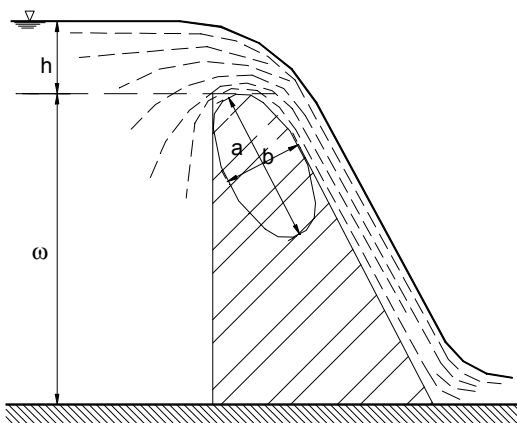


Figura 36. Vertedero de cresta elíptica y talud inclinado, aguas abajo.

En el caso de vertederos como el de la **Figura 35**, Kramer encontró experimentalmente que:

$$\mu = 1.02 - \frac{1.015}{h/r + 208} + \left[0.04(h/r + 0.19)^2 + 0.0223 \right] r/\omega$$

el cual vale para

$$h/r \leq 4.2$$

y

$$h/r \leq 0.4 + 0.32 \omega/r + 0.06 \sqrt{r - 12.5}$$

Este tipo de vertedero es importante en el caso de compuertas cilíndricas con vertido superior.

Para vertederos como el de la **Figura 36**, Kramer propone el empleo de la ecuación anterior, considerando que el radio r en ella se calcule con la expresión:

$$r = \left(\frac{4.57}{2a/b + 1} + \frac{a}{20b} - 0.573 \right) b$$

donde a y b son las longitudes de los ejes de la elipse. Esta fórmula ha sido verificada para valores de $a = b/2$, $a = b$, $a = 2b$ y $a = 6b$.

Cabe mencionar que el vertedero de pared gruesa más importante es aquél cuyo perfil se diseña de modo que coincida con la forma de perfil inferior de la lámina vertiente, sobre un vertedero de pared delgada hipotético. Fue Creager el primero que ideó este tipo de vertederos a los cuales se les ha dado el nombre de “cimacios”. Bazin y Scimemi, entre otros, han estudiado dicho perfil, pero quizá el U.S. Bureau of Reclamation es el que lo ha hecho en forma más exhaustiva. En la **Figura 37** se presentan sus resultados para el caso de un vertedero rectangular de pared delgada sin contracciones laterales, perfectamente ventilado por debajo del chorro. En dicha figura se presentan las coordenadas de los perfiles, superior e inferior, del chorro que vierte sobre un vertedero rectangular (que trabaja con una carga h), referidas a la carga h_o medida hasta el punto más alto del perfil inferior. Esto es:

$$h_o = 0.88889 h$$

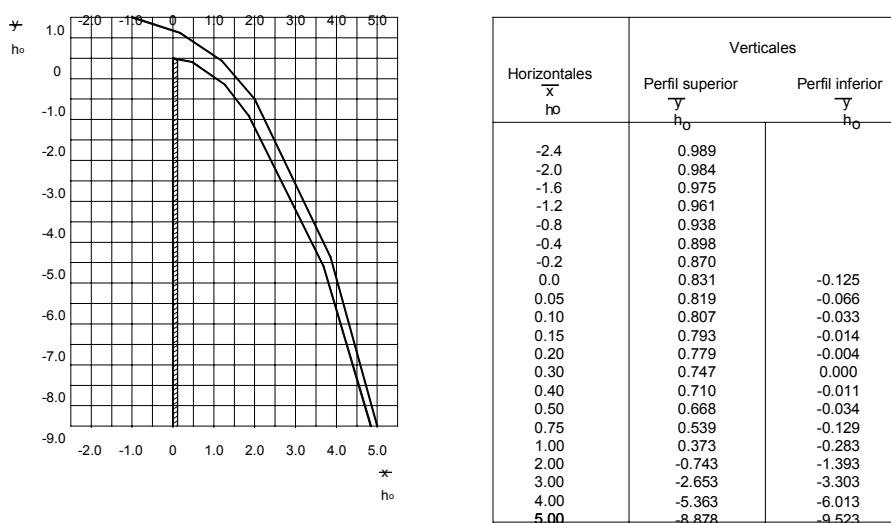


Figura 37. Coordenadas de los perfiles, superior e inferior, de la lámina vertiente sobre un vertedero rectangular de pared delgada, sin contracciones laterales, según U.S. Bureau of Reclamation.

Si se llena de mampostería la porción existente entre el vertedero de pared delgada hipotético y el perfil inferior de la lámina vertiente, al funcionar el perfil con una carga igual a aquella con la cual se diseñó, es de esperarse el mismo coeficiente de gasto que el de pared delgada; además, sobre la espalda de este vertedero se presentan presiones

relativas nulas cuando la carga de vertido coincide con la carga de diseño. Es el más utilizado en obras de alivio y el que ha tenido más evolución.

En los vertederos de cresta redondeada, que trabajan ahogados, Keutner realizó experimentos con uno semejante al de la **Figura 38**, obteniendo diferentes formas de funcionamiento de acuerdo con la magnitud de la carga, aguas arriba h_1 y la de aguas abajo, h_2 . Los resultados para el coeficiente de vertido μ de la ecuación:

$$Q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} b h_1^{3/2}$$

se muestran en la **Figura 39** en razón de la relación h_1/h_2 . Keutner observó que la descarga ahogada corresponde a valores de $h_1/h_2 > 1.16$ y descargas de forma ondulada, como se indica en la misma figura para $h_1/h_2 < 1.16$.

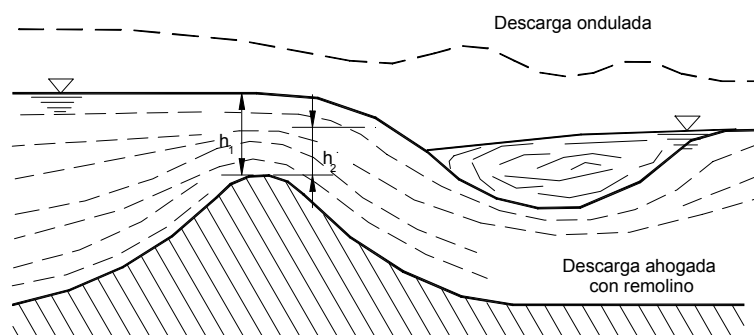


Figura 38. Descarga ahogada de un vertedor de cresta redondeada

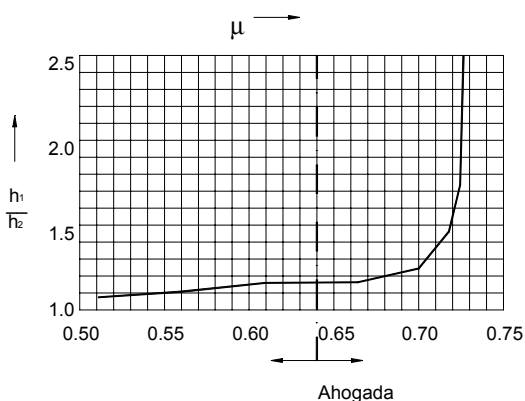


Figura 39. Coeficiente μ , para vertedero de cresta redondeada con descarga ahogada, según Keutner

3.2.13.1. Canaletas Tipo Parshall

a) Descripción

Las canaletas tipo Parshall son dispositivos calibrados para la medición del agua en canales a superficie libre. Fueron desarrollados por R. Parshall (1922), por quien posteriormente se le asignó el nombre al dispositivo.

La canaleta consiste en una sección convergente con un nivel de piso horizontal, una sección contraída o garganta con una pendiente del piso hacia aguas abajo, y una sección divergente con una pendiente del piso hacia aguas arriba.

Debido a su diseño no convencional, la sección de control no está situada en la garganta sino cerca del final del nivel de la “cresta” en la sección convergente.

A diferencia de otros dispositivos similares, en los cuáles la carga o nivel de aguas arriba debe ser medido en el canal de aproximación, las canaletas Parshall se calibran con una carga piezométrica h_a medida en una localización prescripta en la sección convergente. La carga piezométrica h_b de aguas abajo se mide en la garganta.

Las canaletas Parshall fueron desarrolladas en varios tamaños, cuyas dimensiones principales se presentan en la **Tabla 22** y en las **Figura 40** y **Figura 41**. Debe tenerse especial precaución en construir los dispositivos exactamente en concordancia con las dimensiones estructurales dadas para cada uno de los tamaños, dado que las canaletas no son modelos hidráulicos en escala uno del otro.

Dado que la longitud y la pendiente de fondo de la garganta permanecen constantes para series de tamaños, mientras que otras dimensiones varían dentro de la serie, cada una de las canaletas es un modelo totalmente diferente. Por ejemplo, no puede suponerse que una dimensión en la canaleta de 12 pies va a ser tres veces la correspondiente dimensión en la canaleta de 4 pies.

Sobre la base del ancho de la garganta, las canaletas Parshall han sido divididas de una manera arbitraria en tres grupos principales por cuestiones de conveniencia de su tratamiento, selección y determinación de caudales (United States Bureau of Reclamation – USBR - 1971).

Esos grupos son:

- Muy pequeñas: 1, 2 y 3 pulgadas
- Pequeñas: 6 pulgadas a 8 pies
- Grandes: 10 a 50 pies

Canaletas muy pequeñas (1", 2" y 3")

La capacidad de descarga de las canaletas muy pequeñas varía desde 0.09 l/s a 32 l/s.

La capacidad de cada canaleta se superpone con la del siguiente tamaño en alrededor de la mitad del rango de caudales (ver la **Tabla 22**).

La garganta relativamente profunda y angosta provoca turbulencia y hace que sea dificultosa de medir la altura h_b en las canaletas muy pequeñas. En consecuencia se agrega una lectura h_c ubicada cerca del extremo aguas debajo de la sección divergente. Bajo condiciones de flujo sumergido, esta lectura debe efectuarse en lugar de la lectura h_b . Las lecturas de h_c se convierten a las h_b utilizando un gráfico, como se indica, más adelante, y las lecturas convertidas de h_b se utilizan para determinar el caudal.

Canaletas pequeñas (6", 9", 1'6", 2' hasta 8')

La capacidad de descarga de las canaletas pequeñas cubre un rango de 0.0015 m³/s hasta 3.95 m³/s. La capacidad de cada tamaño se superpone considerablemente con la del siguiente tamaño.

La longitud de la pared del costado de la sección convergente A, de las canaletas entre 1' y 8' se expresa, en metros:

$$A = b / 2 + 1.219$$

Donde b es el ancho de la garganta en metros. La toma piezométrica para la lectura de carga de aguas arriba h_a , se ubica en una de las paredes convergentes a una distancia $a = 2 / 3A$ aguas arriba del final de la cresta horizontal. La ubicación de la toma piezométrica de aguas abajo h_b es la misma en todas las canaletas pequeñas, siendo 51 mm ($X = 2"$) aguas arriba del punto bajo en el piso con pendiente de la garganta y 76 mm ($Y = 3"$) sobre él. Las dimensiones exactas de cada tamaño de canaleta se listan en la **Tabla 22**.

Canaletas grandes (10' a 50')

La capacidad de descarga de las canaletas grandes cubre un rango de entre 0.16 m³/s a 93.04 m³/s.

Por tratarse de una escala de caudales fuera de lo habitualmente utilizado en sistemas de provisión de agua potable, esta categoría no ha sido incluida en el texto, tablas y gráficos de este trabajo.

b) Detalles constructivos

Todas las canaletas deben ser cuidadosamente construidas con las dimensiones listadas y se requiere una nivelación cuidadosa en ambas direcciones, es decir la longitudinal y la transversal si se han de utilizar las expresiones o tablas de cálculo de caudal.

La tolerancia en el ancho de la garganta b alcanza a $\pm 0,0005$ m.

Cuando se establecen los ceros de las tomas de medición, los mismos deben colocarse de manera tal que las lecturas h_a , h_b y h_c den el tirante de agua sobre el nivel de la cresta y no los tirantes sobre las tomas piezométricas.

Si la canaleta Parshall no ha de ser operada nunca por sobre el límite de sumergencia de 0.60, no hay necesidad de construir la parte de aguas debajo de la garganta. La canaleta Parshall troncada, es decir la que no tiene sección divergente tiene las mismas características de flujo modular que la canaleta standard. A la canaleta troncada se la identifica a veces como la canaleta "Montana".

c) Evaluación del caudal

La relación carga de aguas arriba-caudal (h_a -Q) de la canaleta Parshall de varios tamaños, como se la ha calibrado empíricamente, se representa por medio de una ecuación que tiene la forma:

$$Q = K h_a^u$$

donde K es un factor dimensional que es función del ancho de garganta. La potencia u varía entre 1.522 y 1.60. Los valores K y u para cada tamaño de canaleta se presentan en la **Tabla 23**.

En la ecuación listada Q es el caudal modular (sin afectación por la restitución) en m^3/s y h_a es la lectura de aguas arriba en metros.

Las canaletas cubren un rango de descargas de entre 0.09 l/s y 93.04 m^3/s y tienen una adecuada superposición, de forma que facilitan la selección del tamaño apropiado. Cada uno de los dispositivos listado en la **Tabla 22** es un dispositivo standard y ha sido calibrado para el rango de caudales que ahí se presenta.

d) Escurrimiento sumergido

Cuando la relación de la carga h_b a la carga h_a excede los límites de 0.60 para las canaletas de 3", 6" y 9", de 0.70 para las de 1 pie a 8 pies y 0.80 para las de 10 a 50 pies, el caudal modular se reduce debido a la sumergencia. La descarga no modular de la canaleta Parshall se expresa como:

$$Q_s = Q - Q_e$$

donde,

Q : es el caudal modular que se calcula con la correspondiente ecuación

Q_e : es la reducción de la descarga modular debido a la sumergencia.

Los diagramas de las **Figura 42** y **Figura 47** dan las correcciones Q_e , para sumergencias de las canaletas Parshall de varios tamaños. El factor de corrección de la canaleta de 1 pie es aplicable a las canaletas de 1.5 a 8 pies, multiplicando la corrección Q_e de la canaleta de 1 pie por el factor que se da en la tabla siguiente para cada tamaño particular de la canaleta en uso.

Tamaño		Factor de Corrección
b en pies	b en metros	
1	0.3048	1.0
1.5	0.4572	1.4
2	0.6096	1.8
3	0.9144	2.4
4	1.2191	3.1
5	1.5240	3.7
6	1.8288	4.3
7	2.1336	4.9
8	3.4384	5.4

Tabla 21. Factor de corrección en canaletas Parshall considerando la sumergencia

Si no se puede seleccionar el tamaño y elevación de la canaleta para permitir escurrimiento modular, la relación de sumergencia h_b/h_a debe ser mantenida por debajo del límite práctico de 0.95, dado que la canaleta deja de funcionar como un dispositivo de medición si la sumergencia supera ese valor.

Como se mencionara precedentemente, la turbulencia en las relativamente profundas y angostas gargantas de las canaletas muy pequeñas hace que la lectura h_b sea difícil de determinar. Si se usa una lectura h_c bajo condiciones de flujo sumergido, las lecturas h_c deben convertirse a lecturas h_b , con la ayuda de la **Figura 48** y los valores convertidos de h_b deber ser utilizados para determinar el caudal sumergido, por medio de las **Figura 42 y Figura 46**.

e) Precisión de la medición de caudal

El error en el caudal modular determinado mediante la expresión correspondiente puede estar en alrededor del 3%. Bajo condiciones de flujo sumergido el error aumenta, hasta que en el 95% de sumergencia el dispositivo deja de ser apto para medir.

f) Pérdida de carga en la canaleta

El tamaño y la elevación de la cresta de la canaleta depende de la pérdida de carga disponible a través de la canaleta $\Delta h = \Delta H$. Dado que en las canaletas Parshall las lecturas h_a y h_b se leen en ubicaciones bastante arbitrarias, la pérdida de carga Δh a través de la canaleta no es igual a la diferencia entre h_a y h_b sino que adopta un valor más grande (**Figura 49**). Esta pérdida de carga Δh puede determinarse de los diagramas de la **Figura 50** para canaletas pequeñas. Para canaletas muy pequeñas no hay disponibles datos de Δh .

g) Límites de aplicación

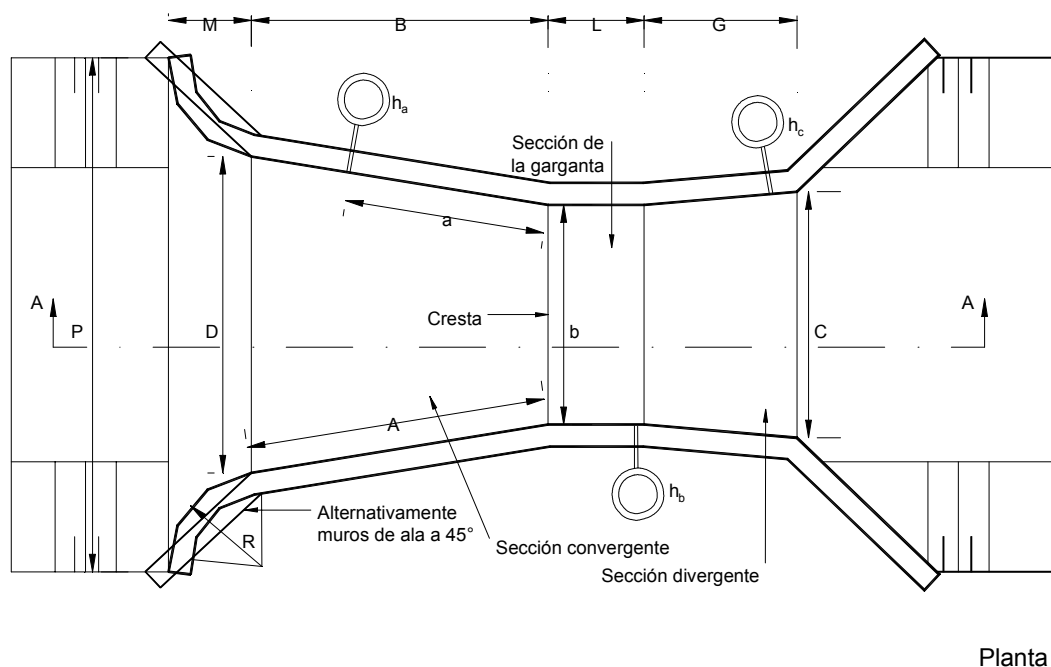
Los límites de aplicación de las canaletas Parshall, para alcanzar una razonable precisión son las siguientes:

- a) Cada tipo de canaleta debe ser construida exactamente con las dimensiones indicadas en la **Tabla 22**.
- b) La canaleta debe ser nivelada cuidadosamente en los sentidos longitudinal y transversal.
- c) El rango práctico de valores h_a para cada tipo de canaleta como se lista en la **Tabla 23** está recomendado como el límite de h_a .
- d) La relación sumergencia h_b/h_a no debe exceder de 0.95.

	b	A	a	B	C	D	E	L	G	H	K	M	N	P	R	X	Y	Z
1"	25.4	363	242	356	93	167	229	76	203	206	19	-	29	-	-	8	13	3
2"	50.8	414	276	406	135	214	254	114	254	257	22	-	43	-	-	16	25	6
3"	76.2	467	311	457	178	259	457	152	305	309	25	-	57	-	-	25	38	13
6"	152.4	621	414	610	394	397	610	305	610	-	76	305	114	902	406	51	76	-
9"	228.6	879	587	864	381	575	762	305	457	-	76	305	114	1080	406	51	76	-
1'	304.8	1372	914	1343	610	845	914	610	914	-	76	381	229	1492	508	51	76	-
1'6"	457.2	1448	965	1419	762	1026	914	610	914	-	76	381	229	1676	508	51	76	-
2'	609.6	1524	1016	1495	914	1206	914	610	914	-	76	381	229	1854	508	51	76	-
3'	914.4	1676	1118	1645	1219	1572	914	610	914	-	76	381	229	2222	508	51	76	-
4'	1219.2	1829	1219	1794	1524	1937	914	610	914	-	76	457	229	2711	610	51	76	-
5'	1524.0	1981	1321	1943	1829	2302	914	610	914	-	76	457	229	3080	610	51	76	-
6'	1828.8	2134	1422	2092	2134	2667	914	610	914	-	76	457	229	3442	610	51	76	-
7'	2133.6	2286	1524	2242	2438	3032	914	610	914	-	76	457	229	3810	610	51	76	-
8'	2438.4	2438	1626	2391	2743	3397	914	610	914	-	76	457	229	4172	610	51	76	-

Nota: Dimensiones según FIGURA 40

Tabla 22. Dimensiones de la canaleta Parshall (mm)



Planta

Figura 40. Dimensiones de la canaleta Parshall

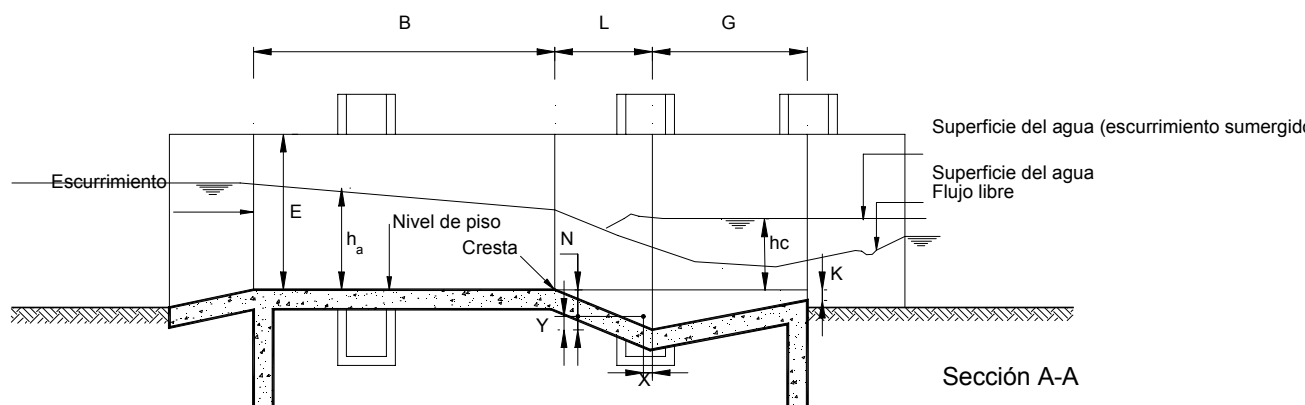


Figura 41. Dimensiones de la canaleta Parshall

1	2		3	4		5
	mínimo	máximo		mínimo	máximo	
1"	0.09	5.4	$0.0604 h_a^{1.55}$	0.015	0.21	0.50
2"	0.18	13.2	$0.1207 h_a^{1.55}$	0.015	0.24	0.50
3"	0.77	32.1	$0.1771 h_a^{1.55}$	0.03	0.33	0.50
6"	1.5	111	$0.3812 h_a^{1.58}$	0.03	0.45	0.60
9"	2.5	251	$0.5354 h_a^{1.53}$	0.03	0.61	0.60
1'	3.32	457	$0.6909 h_a^{1.522}$	0.03	0.76	0.70
1'6"	4.80	695	$1.056 h_a^{1.538}$	0.03	0.76	0.70
2'	12.1	937	$1.428 h_a^{1.550}$	0.046	0.76	0.70
3'	17.6	1427	$2.184 h_a^{1.566}$	0.046	0.76	0.70
4'	35.8	1923	$2.953 h_a^{1.578}$	0.06	0.76	0.70
5'	44.1	2424	$3.732 h_a^{1.587}$	0.06	0.76	0.70
6'	74.1	2929	$4.519 h_a^{1.595}$	0.076	0.76	0.70
7'	85.8	3438	$5.312 h_a^{1.601}$	0.076	0.76	0.70
8'	97.2	3949	$6.112 h_a^{1.607}$	0.076	0.76	0.70

- 1 Ancho de descarga b en pie o pulgadas
- 2 Rango de caudales en $m^3/s \times 10^{-3}$
- 3 Ecuación $Q = K h_a^u$ (métrico)
- 4 Rango de carga en metros
- 5 Límite modular h_b/h_a

Tabla 23. Caudales de las canaletas Parshall

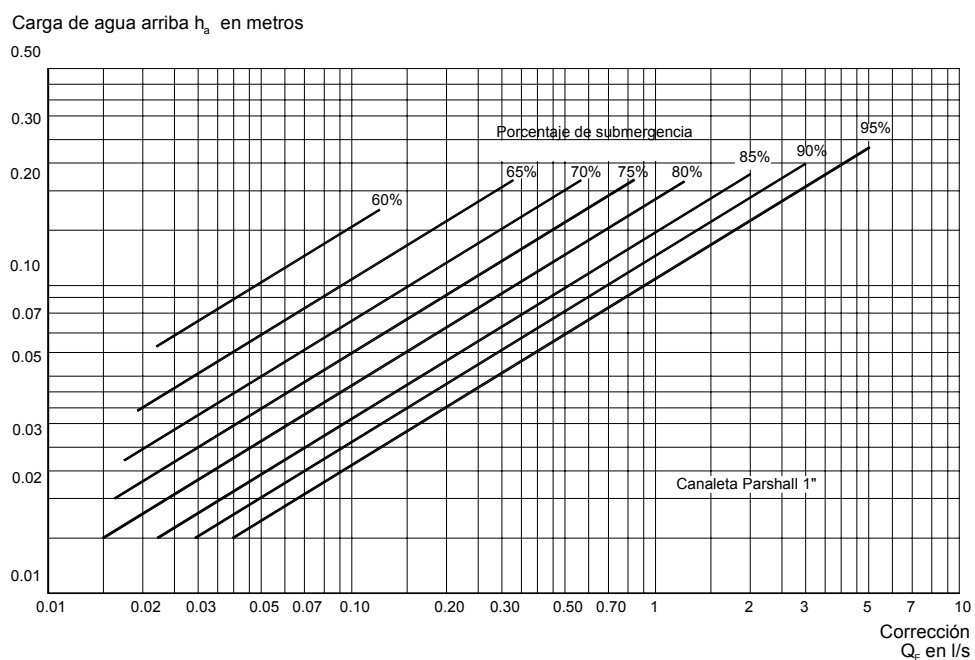


Figura 42. Corrección de caudal por flujo sumergido para canaletas de 1"

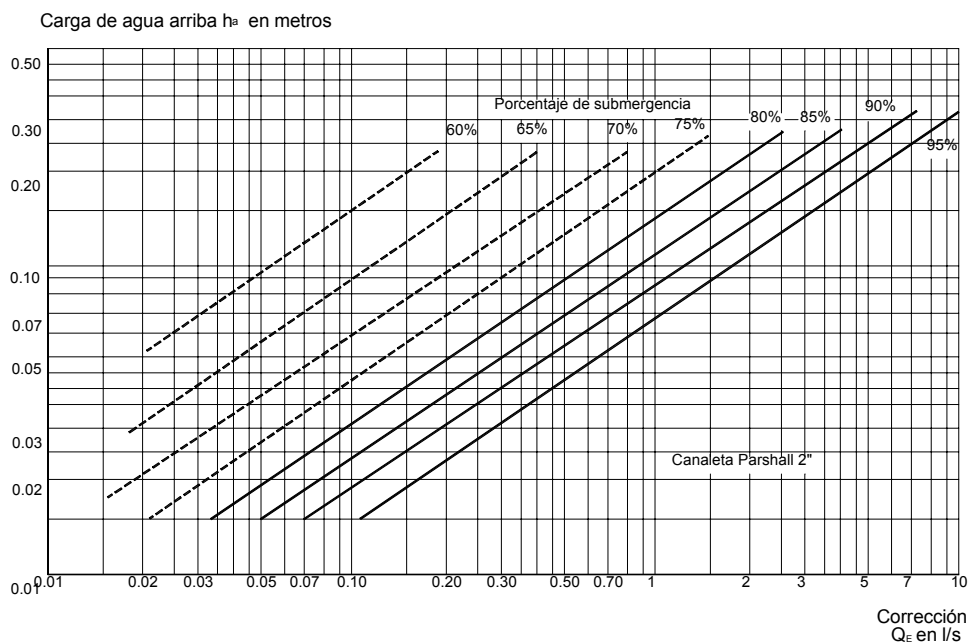


Figura 43. Corrección de caudal por flujo sumergido para canaletas de 2"

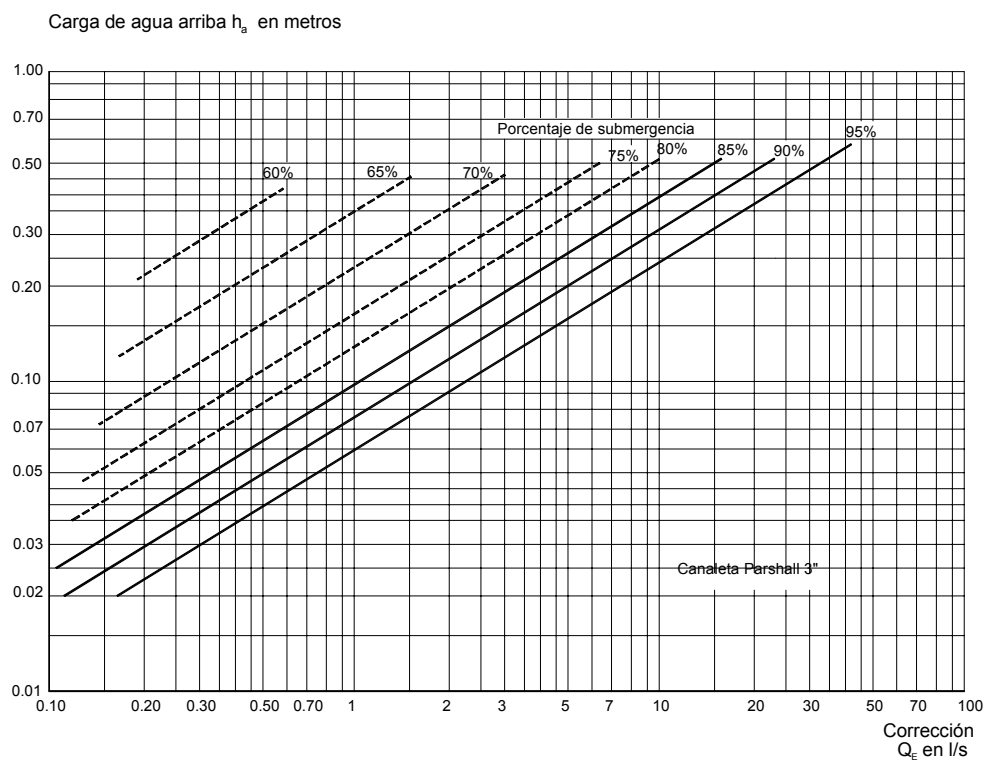


Figura 44. Corrección de caudal por flujo sumergido para canaletas de 3"

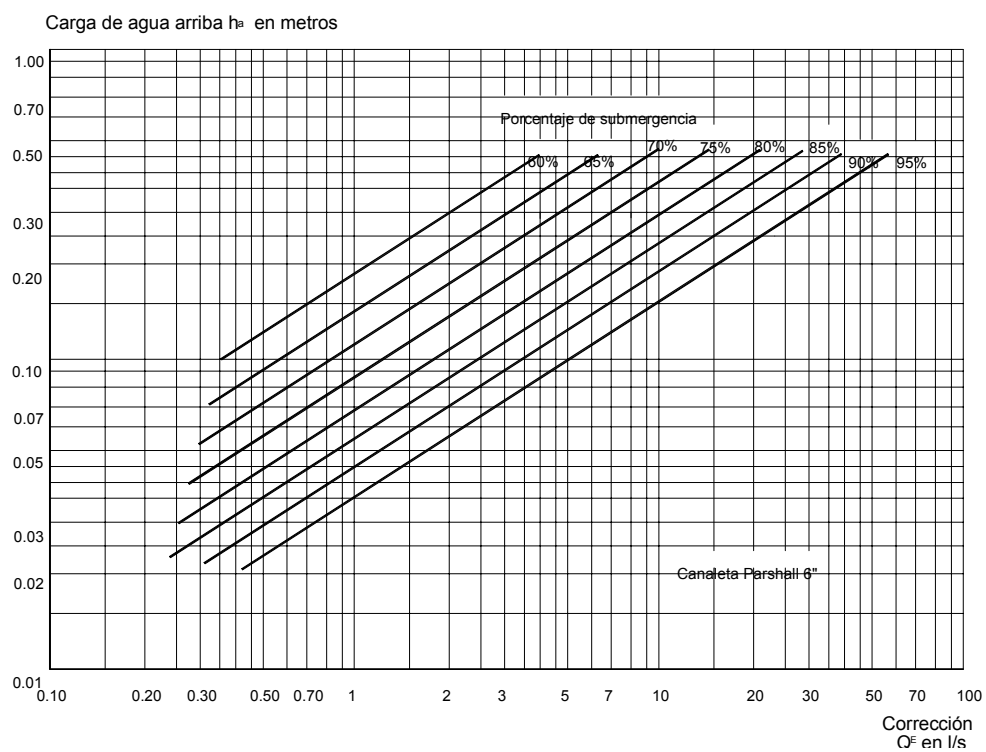


Figura 45. Corrección de caudal por flujo sumergido para canaleta de 6"

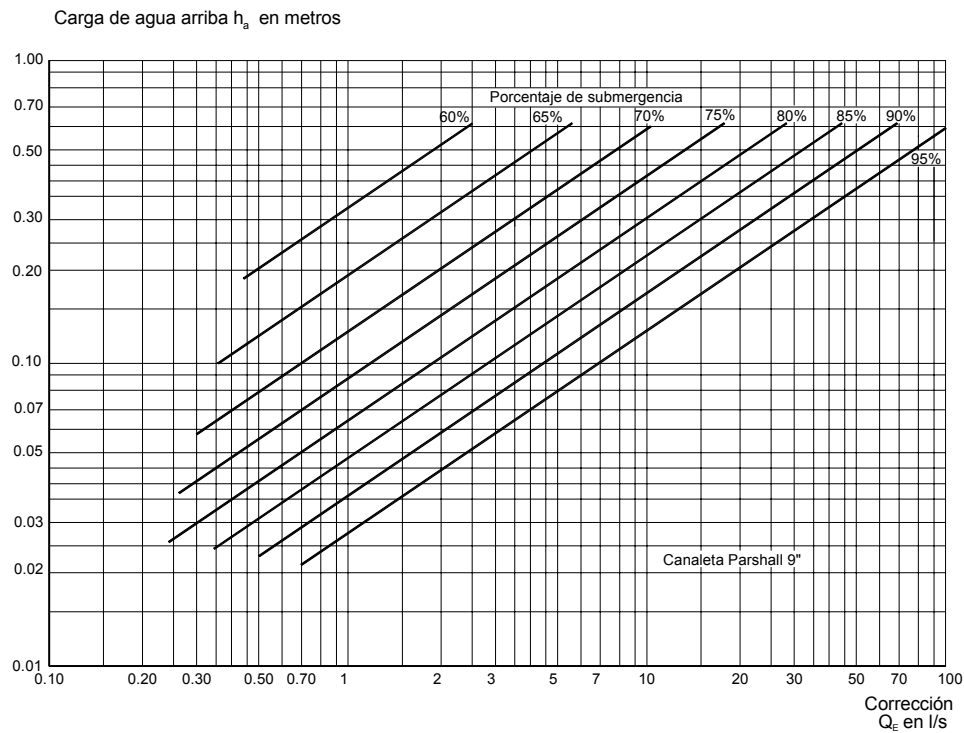


Figura 46. Corrección de caudal por flujo sumergido para canaleta de 9"

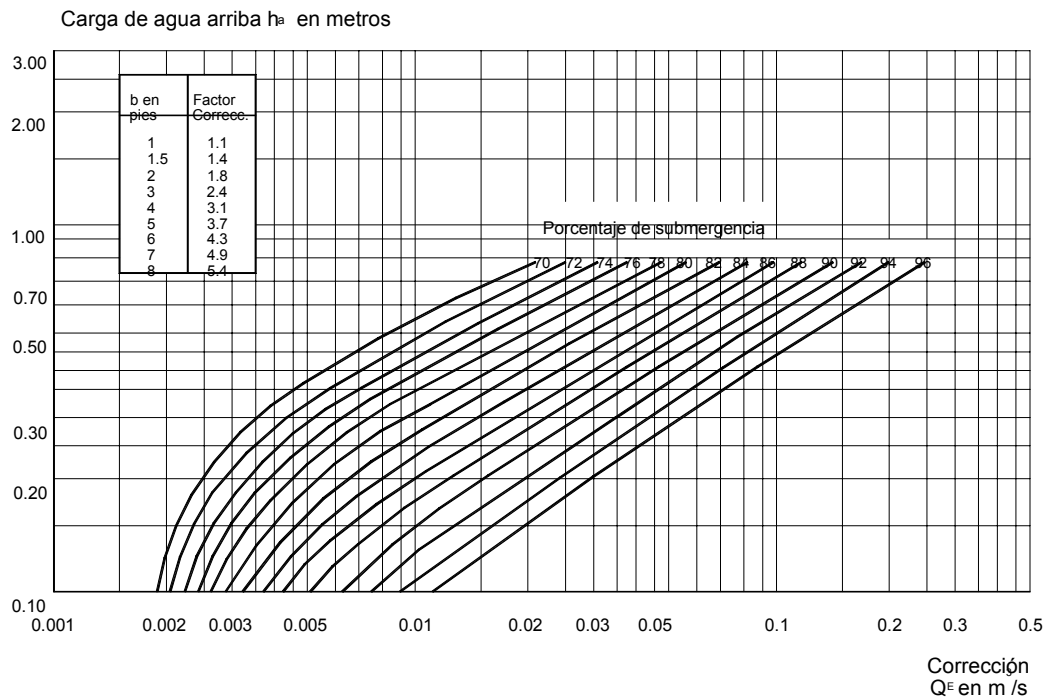


Figura 47. Corrección de caudal por flujo sumergido para canaleta de 1 pie

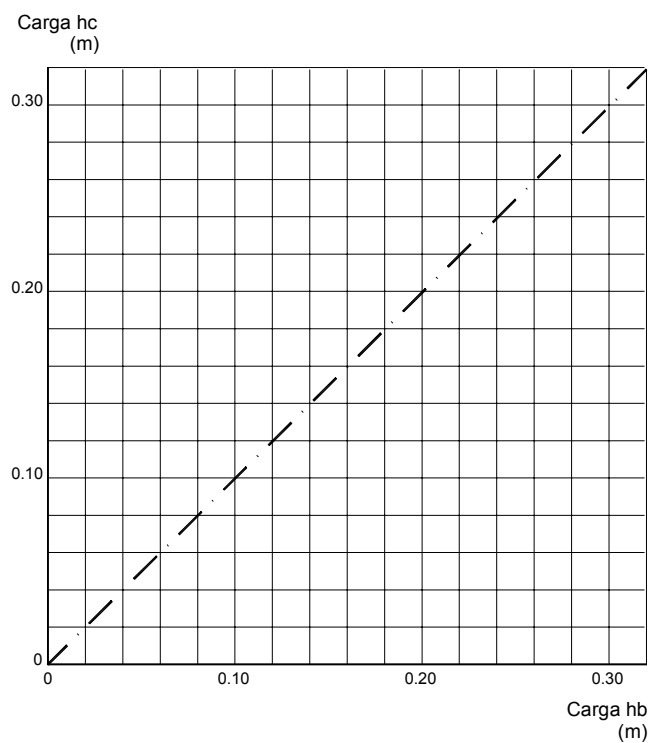


Figura 48. Relación de las medidas h_c y h_b para canaletas de 1", 2" y 3" para sumergencias mayores al 50%

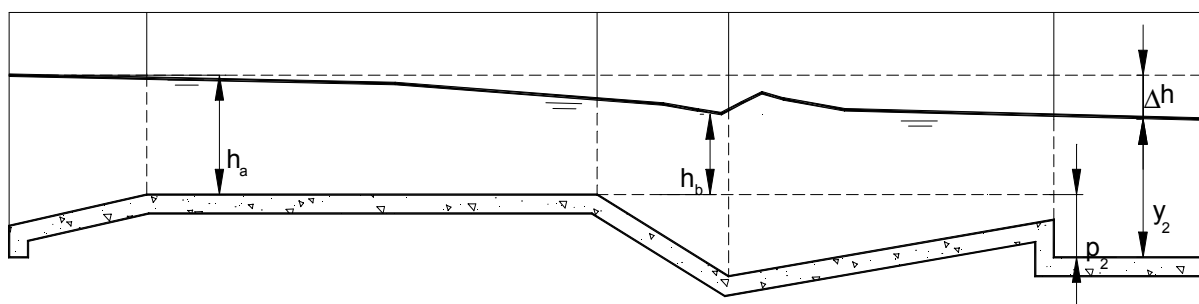


Figura 49. Corte de la canaleta Parshall

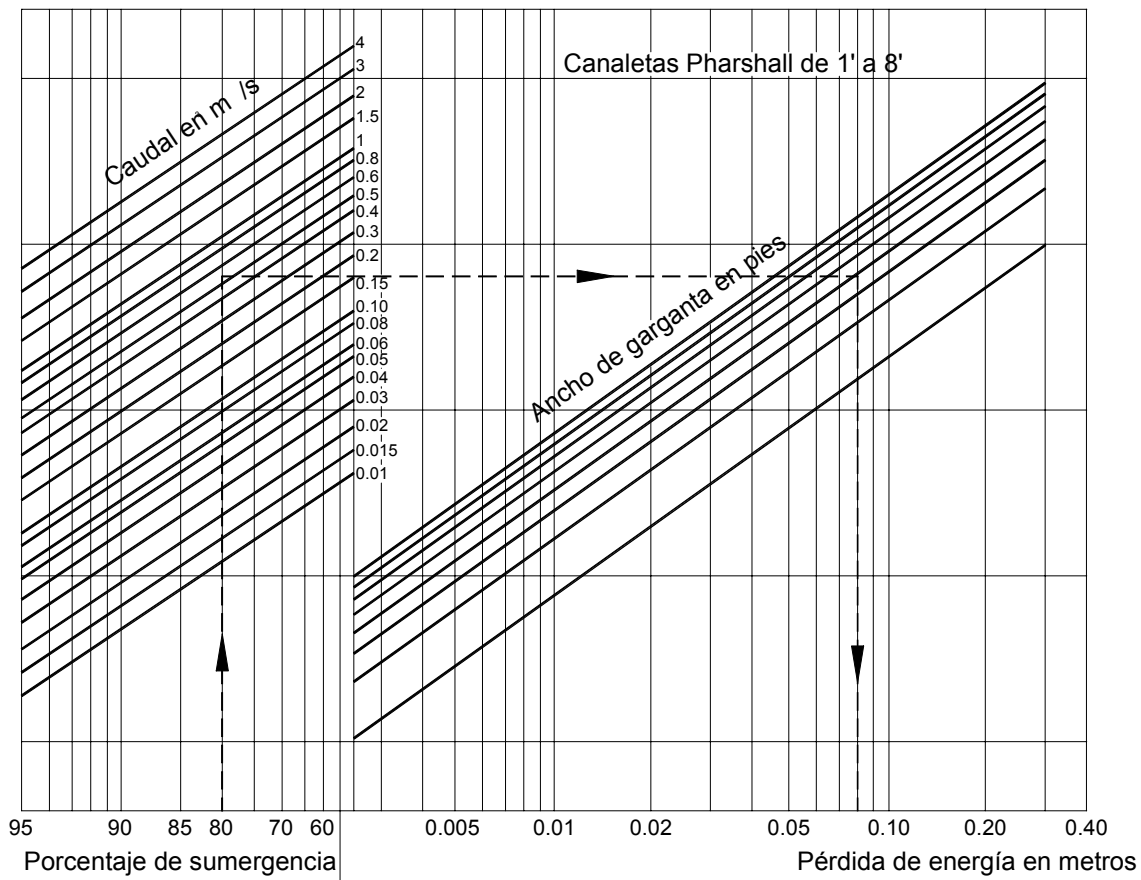


Figura 50. Pérdida de energía a través de la canaleta

3.2.14. Aforos a Superficie Libre por el Método Area - Velocidad

Este método parte de la ecuación de continuidad:

$$Q = A \cdot U = \sum A_i \cdot U_i$$

donde:

A = es el área de la sección total

U = es la velocidad media en la sección

A_i = es cada una de las áreas en que se divide la sección total

U_i = es la velocidad media en cada una de las áreas indicadas

Es decir que el método se basa en medir las áreas y las velocidades y aplicar la ecuación indicada.

Medición de la velocidad

Se determina la velocidad en forma puntual mediante un aforador o correntómetro.

Estos aparatos son de eje horizontal y están sostenidos por una barra (de adecuada resistencia) centimetrada. La forma de medir la distancia donde debe colocarse el aforador depende de la profundidad del cauce y tipo de régimen. El aforador se coloca en $0,2h$; $0,6h$; $0,8h$ o bien directamente en $0,6h$; siendo h el tirante del escurrimiento en la vertical de medición.

El aforador está constituido por un molinete, que puede ser de hélice o de cazoletas, en ambos la velocidad horizontal del líquido que mueve la hélice puede calcularse como una función del número de revoluciones por segundo, es decir:

$$\gamma (n/s) = \alpha (r \cdot p \cdot s) + \beta$$

siendo α y β constante que se determinan en la operación llamada "tarado".

En ella se corre el molinete, por un canal con agua quieta con diferentes velocidades (**Figura 51**), se lee el número de revoluciones en cada caso, luego se obtiene r.p.s. (revoluciones por segundo).

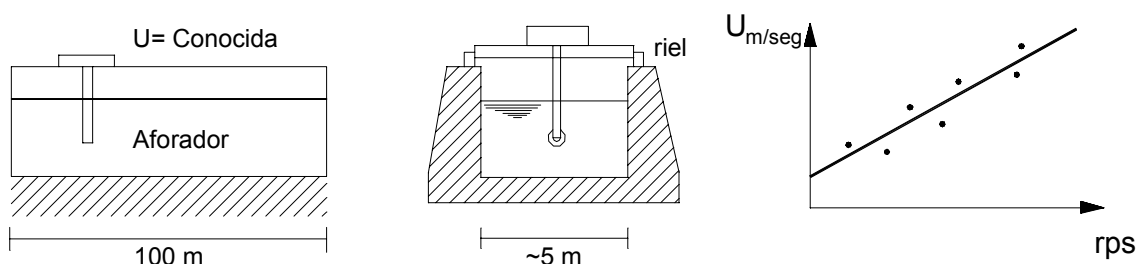


Figura 51. Instalaciones de calibración

Dividiendo el número de revoluciones por el tiempo t empleado. Luego se representa gráficamente y por ajuste se obtiene la función señalada.

Los aforadores deben tararse frecuentemente según los manuales del fabricante, pues tienen tendencia a apartarse de la curva de calibración si no se les da el cuidado suficiente.

Determinación de la sección

El otro dato de la ecuación de continuidad es la sección transversal que casi siempre presenta mayor dificultad para ser determinada. En caso de secciones regulares (como en los cauces artificiales) ello es sencillo, pero en los cauces naturales se torna más complicado. Para tal fin, se toman tantas profundidades como sea necesario (mayor número cuando menos uniforme sea la sección) y luego el área total se calcula con: (**Figura 52**).

$$Area = \sum a_i = \sum \left[\frac{h_i + h_{i+1}}{2} \right] l_i$$

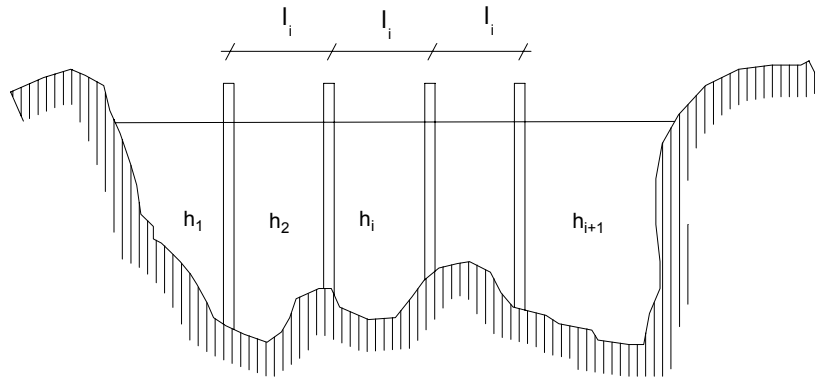


Figura 52. Cálculo del área de la sección hidráulica

La determinación de h_i implica introducir desde la superficie una barra graduada, para lo cual es necesario disponer de una pasarela o elemento similar. Ese mismo elemento se usará para bajar la barra con el molinete y su tipo dependerá de la forma y característica del cauce.

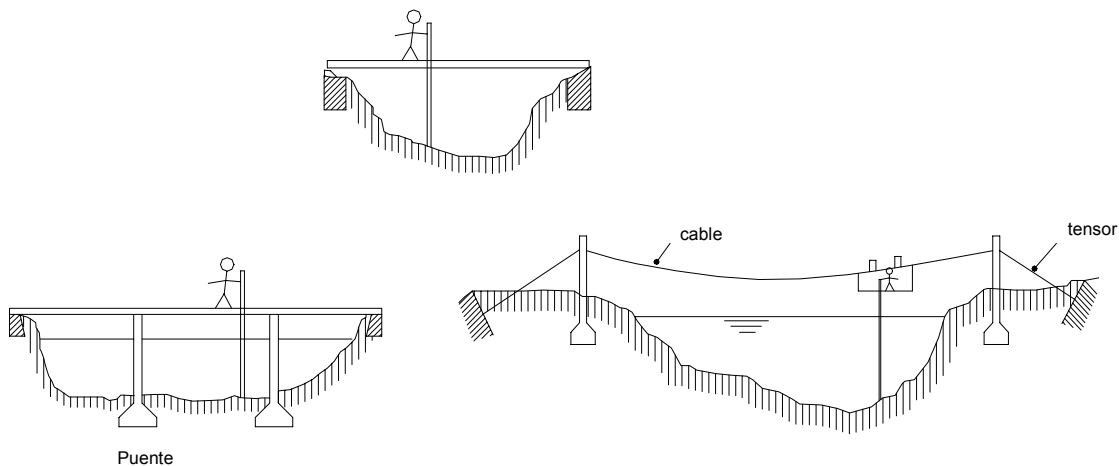


Figura 53. Esquemas típicos de medición de la sección

En cauces de poco ancho bastará una simple pasarela, que puede llegar a ser un puente de importancia en cauces mayores. Debe tenerse la precaución de controlar los efectos perjudiciales de las pilas del puente.

Se usa en caso de puentes ya construidos o bien en ríos de baja velocidad. En cauces mayores el aforo se efectúa desde una vagoneta suspendida de un cable, sostenido en los márgenes. (Figura 53).

La vagoneta es movida desde su interior por el aforador mediante un sistema de poleas. En cada sitio se detiene trabando las ruedas.

Consiste a la medición simultáneas de áreas y velocidad. Para ello se comienza por marcar, tanto en la pasarela como en el cable; puntos fijos separados por distancias constantes. Bajando la barra se conoce h_i y el valor U_{mi} se puede obtener ya sea midiendo $U_{0,6}$ ó $\frac{U_{0,2} + U_{0,8}}{2}$, etc. (Figura 54).

luego se tiene:

$$a_i = \frac{h(i) + h(i+1)}{2} \cdot l_i; \quad U_{mi} = \frac{U_i + U_{i+1}}{2}; \quad Q_i = a_i \cdot U_{mi}$$

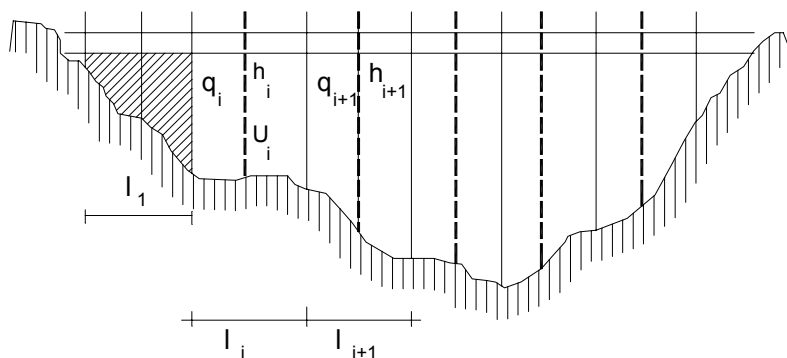


Figura 54. Cálculo de áreas y velocidades para determinar el caudal

En los triángulos extremos el cálculo se hace con:

$$a_i = \frac{h_i}{2} \cdot l_1, \quad U_m = \frac{U_1}{2} \quad y \quad q_i = a_i \cdot U_{mi}$$

Posteriormente se obtiene

$$Q = \sum Q_i$$

En cauces muy anchos (como el río Paraná, Uruguay. Etc.) el aforo se efectúa desde embarcaciones, indicando los puntos fijos mediante boyas lastradas (Figura 55). Si el río es muy profundo la forma del perfil se obtiene previamente mediante una batimetría con sonar, luego en cada boya se mide solamente la velocidad. Precauciones especiales deben tenerse con la orientación de la embarcación, para que se mueva en la dirección

establecida, con la barra donde está ubicado el velocímetro que puede ser arrastrado por la corriente, etc. Esta operación es muy lenta.

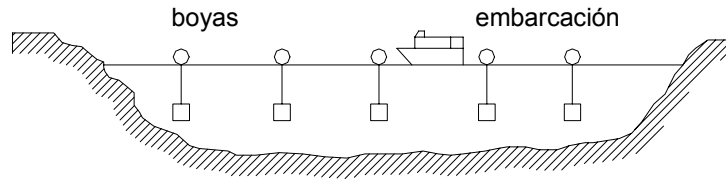


Figura 55. Medición en cauces anchos

3.3. AZUDES O PRESAS DE DERIVACIÓN

Las presas pueden clasificarse en base a la función a la que están destinadas en:

- Presas de embalse
- Presas de derivación
- Presas de retención

Las presas de embalse se construyen para almacenar agua en períodos de exceso y utilizarla en períodos de escasez.

Las presas de derivación, también comúnmente denominadas azudes, se construyen para crear una carga que permita llevar el agua a través de acequias, canales o tuberías hasta el lugar de utilización.

Las presas de retención se construyen para regular las crecidas y disminuir el efecto depredador de las mismas.

En el caso particular de interés de este trabajo se desarrollan los principios fundamentales del funcionamiento hidráulico de azudes o elementos de derivación, ya sea funcionando a descarga libre o con control mediante compuertas, definiéndose las expresiones a emplear, y presentándose los coeficientes intervinientes en el fenómeno.

Según sus características hidráulicas, las presas pueden clasificarse como presas vertedoras o no vertedoras. Las primeras son aquellas que pueden verter por su coronamiento. Por lo tanto se construyen con materiales que el agua no erosione cuando vierta (hormigón, mampostería, etc.).

Se presenta el funcionamiento hidráulico de las presas de este tipo, comúnmente utilizadas para captación de agua, ya que aún en el caso de utilizarse una presa no vertedora (terraplén o escollera), está dispondrá en las cercanías de una obra de captación muy posiblemente conformada por un perfil vertedero o una estructura de toma con compuertas.

En el caso de una captación por vertedero la forma del coronamiento que da lugar a los caudales óptimos es aquella que más se aproxima a la forma que adopta la parte inferior de una lámina en caída libre por un vertedero en pared delgada.

La forma de este perfil depende de la carga existente, de la inclinación del paramento de agua arriba del vertedero y de la altura del mismo sobre la solera del canal de entrada (que influye en la velocidad de aproximación al umbral).

En la mayoría de los casos los datos pueden resumirse de acuerdo con la forma mostrada en la **Figura 56**, donde se refiere el perfil a unos ejes situados en el punto más alto del coronamiento. La parte hacia agua arriba del origen está definida o por una curva simple, con una tangente o por una curva circular compuesta. La parte de agua abajo está definida por la ecuación.

$$\frac{y}{H_0} = -K \left(\frac{x}{H_0} \right)^n$$

en la cual K y n son constantes cuyos valores dependen de la inclinación del paramento de agua arriba del vertedero y de la velocidad de aproximación del agua y H_0 es la carga hidráulica total de diseño (espesor de lámina vertiente h_0 más la altura cinética h_a).

En los gráficos de la **Figura 57** se tiene los valores de estas constantes.

3.3.1. Caudal Evacuado

El caudal vertido sobre un vertedero del tipo que se está estudiando es:

$$Q = CLH^{3/2}$$

donde:

Q = caudal,

C = coeficiente de desagüe variable,

L = longitud efectiva del coronamiento,

H_0 = espesor de la lámina vertiente h_0 , más la altura debida a la velocidad de aproximación, h_a . El subíndice corresponde a condiciones de diseño).

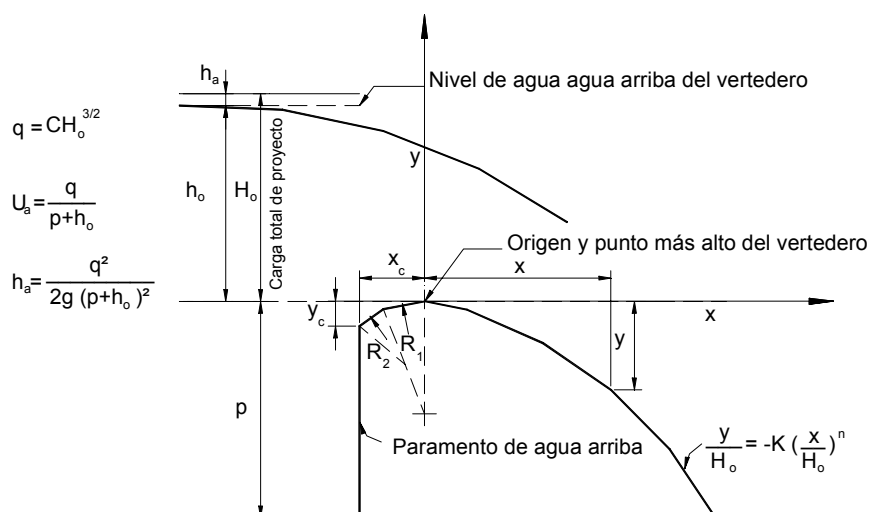


Figura 56. Elementos del perfil de un vertedero

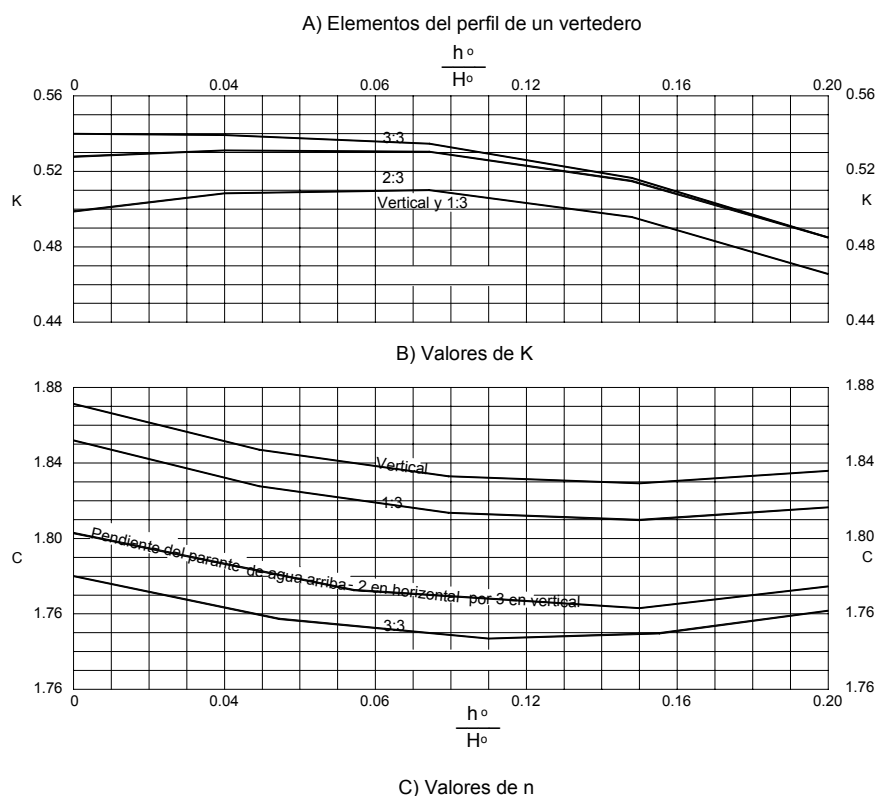


Figura 57. Coeficiente que definen el perfil del vertedero

El coeficiente C es función de numerosas variables, tales como:

- 1). El tirante de aproximación,
- 2). La relación entre la forma real del coronamiento y la forma ideal,
- 3). La inclinación del paramento de aguas arriba,
- 4). La interferencia del fondo en la descarga de aguas abajo
- 5). El tirante de aguas abajo.

En la altura sobre el coronamiento, H no se incluyen ni las pérdidas por rozamiento en el canal de aproximación o por curvatura del canal de agua arriba, ni las pérdidas en la sección de entrada o las debidas a la transición. Cuando en este canal las pérdidas no sean despreciables, deben añadirse a H para determinar los niveles en el embalse correspondiente a los caudales desaguados según la ecuación anterior.

Cuando existen pilas y estribos sobre el coronamiento, se producen contracciones laterales de la lámina vertiente y la longitud efectiva de cálculo del vertedero, L , es menor que la total neta, L' . Este efecto se tiene en cuenta reduciendo la longitud total neta, L' como sigue:

$$L = L' - 2 (N K_p + K_a) H$$

donde

L = longitud efectiva de cálculo del coronamiento,

L' = longitud total neta del coronamiento,

N = número de pilas,

K_a = coeficiente de contracción debido a las pilas,

K_c = coeficiente de contracción debido a los estribos,

H = carga total sobre el coronamiento.

El coeficiente K_p es función, de la forma, situación y espesor de la pila, de la velocidad de aproximación y de la relación entre la carga de proyecto y la carga existente. Cuando se considera la carga H_0 de proyecto, pueden emplearse los siguientes valores medios de K_p :

	K_p
Para pilas con tajamares rectangulares, con las esquinas redondeadas, con radios del orden de 0,1 del espesor de la pila	0,02
Para pilas con tajamares redondos	0,01
Para pilas con tajamares apuntados	0

Tabla 24. Valores del coeficiente K_p en función de la forma de las pilas en el coronamiento de azudes

El coeficiente K_a es función de la forma de los estribos, del ángulo entre el muro de agua arriba y el eje de la corriente, de la velocidad de aproximación y de la relación de la carga en cada momento a la de proyecto, H_0 . Cuando la carga es la de proyecto, H_0 , pueden emplearse los siguientes valores medios:

	K_a
Para estribos cuadrados con el muro de agua arriba ortogonal al sentido de la corriente	0,20
Para estribos redondeados con el muro ortogonal al sentido de la corriente y $0,5 H_0 \geq r \geq 0,15 H_0$	0,10
Para estribos redondeados, cuando $r \geq 0,05 H_0$ y el muro formando ángulo no mayor de 45° con el eje de la corriente	0

(r es el radio de la parte redondeada del estribo)

Tabla 25. Valores del coeficiente K_a en función de los estribos en el coronamiento de azudes

3.3.2. Coeficiente de Gasto

a) Efecto del tirante de la corriente de aproximación

En un vertedero de pared delgada situado en un canal, la velocidad de aproximación es pequeña y da lugar a la máxima contracción vertical de la lámina vertiente.

A medida que disminuye el tirante de aproximación aumenta la velocidad y disminuye la contracción vertical. Para este tipo de vertederos, siempre que su altura no sea menor que la quinta parte de la carga, el coeficiente de gasto es casi constante, con un valor de 1,80 aunque disminuya la contracción. En vertederos de altura menor, la contracción de la lámina se hace cada vez más pequeña y el coeficiente disminuye. Cuando se anula la altura, la contracción desaparece y el vertedero se convierte en un canal o un vertedero de pared gruesa, para el cual el coeficiente teórico es 1,70. Si los coeficientes de contracción en vertedero sobre pared delgada se relacionan con las alturas de carga, medidas desde el punto de máxima contracción en lugar de medirlas sobre el filo del coronamiento, pueden establecerse los coeficientes de gasto correspondientes a vertederos cuyo perfil se adapta a la forma de la lámina vertiente con distintas velocidades de aproximación. En la **Figura 58** aparece un ábaco que liga el coeficiente C_0 con la relación $\frac{p}{H_0}$. Estos coeficientes C_0 son válidos únicamente en el caso en que ésta adopte la forma ideal de la lámina vertiente, es decir, cuando $H/H_0 = 1$.

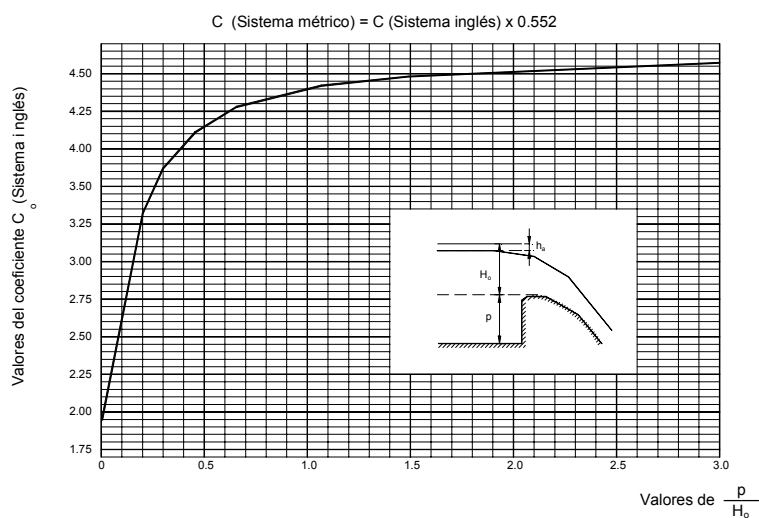


Figura 58. Coeficiente de desagüe de un vertedero con paramento de agua arriba vertical

b) Efectos producidos por cargas de agua distintas de las de proyecto

Cuando el vertedero tiene un perfil distinto del ideal, o cuando se ha dimensionado el coronamiento para una altura de agua mayor o menor que la que se está estudiando, el coeficiente de desagüe dado por la **Figura 58** no es válido. Un perfil más ancho que el ideal dará presiones positivas a lo largo del coronamiento con lo que reducirá el caudal; con una coronación de perfil más estrecho se obtienen presiones negativas en la superficie de contacto y aumenta el caudal desaguado. La **Figura 59** da la variación del coeficiente en función de H/H_0 , donde H es la carga real y H_0 la de proyecto.

Para un vertedero cuyo perfil no se aproxime al perfil inferior de la lámina vertiente se puede estimar su coeficiente buscando un perfil ideal que se acerque lo más posible al real. Con esto se puede utilizar el valor H_0 correspondiente al perfil ideal para determinar los coeficientes.

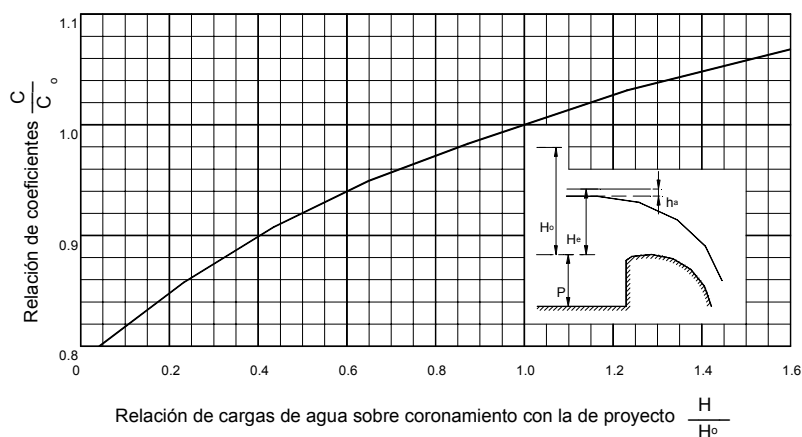


Figura 59. Coeficiente de desagüe para cargas distintas de la de proyecto

c) *Efecto de la inclinación del paramento de agua arriba*

Cuando la relación entre el tirante de aproximación y la altura de agua sobre la coronación es pequeña, el coeficiente de desagüe aumenta con la inclinación del paramento de agua arriba del vertedero. Cuando esta relación es grande, el coeficiente disminuye. Dentro del orden de magnitud considerado en este texto, el coeficiente de gasto disminuye para valores grandes del cociente p / H_0 , solamente cuando el paramento de agua arriba tiene una pendiente muy pequeña. La **Figura 60** da la variación del cociente del coeficiente de desagüe correspondiente a un paramento inclinado con el correspondiente al paramento vertical, en función de los valores de p / H_0 .

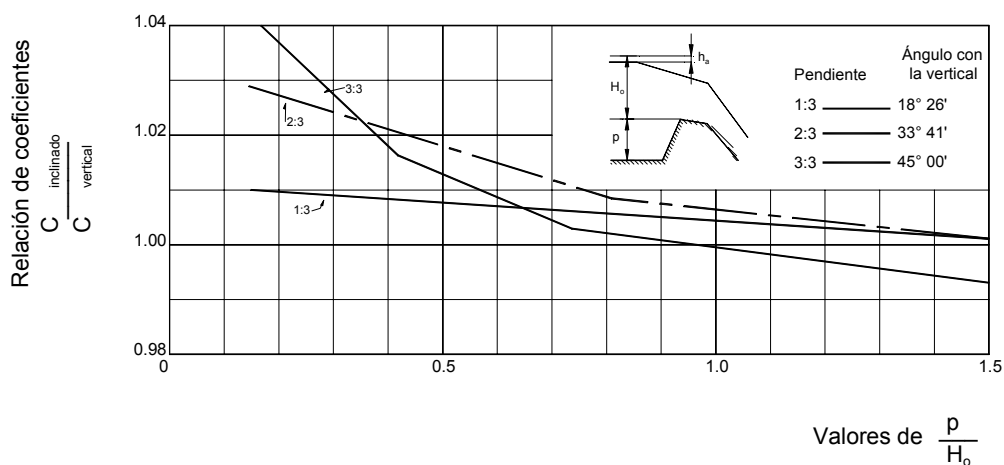


Figura 60. Coeficiente de desagüe de un vertedero con el paramento de agua arriba inclinado.

d) *Efectos del zampeado y del tirante del cauce agua abajo.*

Cuando el nivel de agua abajo del vertedero es suficientemente alto para afectar al caudal de desagüe, se dice que está sumergido. La distancia vertical desde el coronamiento del vertedero al fondo de la estructura de descarga aguas abajo y la profundidad de la corriente agua abajo, en relación con el nivel del agua en el embalse son factores que alteran el coeficiente de gasto.

Cinco tipos distintos de flujo pueden establecerse agua abajo del vertedero, según sean las posiciones relativas del fondo en la descarga aguas abajo y del nivel del agua.

- 1). Corriente continua en régimen supercrítico.
- 2). Resalto hidráulico parcial o incompleto inmediatamente aguas abajo de la coronación (El concepto de resalto se explicita más adelante en el punto 3.3.6 Disipación de energía).
- 3). Resalto hidráulico verdadero.

- 4). Puede formarse un resalto sumergido en el cual el chorro de gran velocidad buscará la cara superior de la corriente siguiendo un curso errático y fluctuante a través del agua más lenta.
- 5). No ocurrirá resalto alguno; el chorro romperá lejos de la cara del vertedero y correrá a lo largo de la superficie durante un espacio corto, para acabar mezclándose con el agua más lenta.

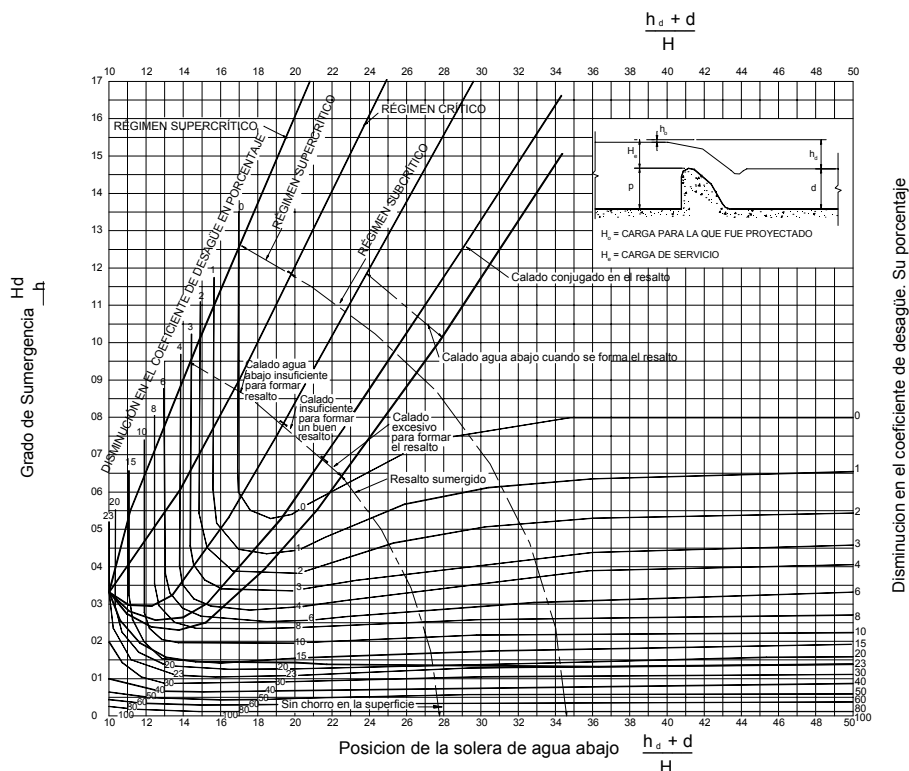


Figura 61. Efectos del tirante de agua abajo en el desagüe par vertedero

La **Figura 61** muestra la relación entre las posiciones de la solera y los niveles de agua abajo que dan lugar a los distintos regímenes de corriente.

Cuando ocurren los casos 1 y 3, la disminución del coeficiente de gasto se debe principalmente a la contrapresión en el talud de agua abajo y es independiente de cualquier efecto de sumersión. La **Figura 62** refleja la influencia del nivel de la solera de agua abajo sobre el coeficiente de desagüe.

Cuando la relación $(hd + d) / H$, se aproxima a la unidad, el coeficiente de desagüe se acerca al 77 % del correspondiente a una corriente no retardada.

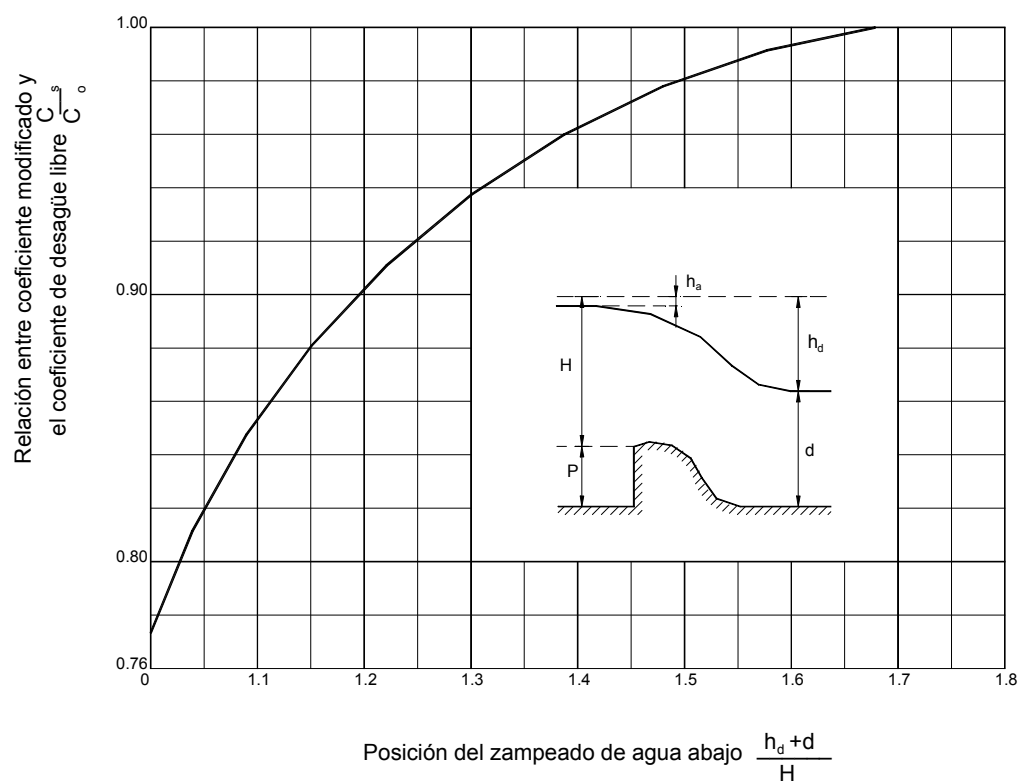


Figura 62. Relación de los coeficientes de desagüe debido al efecto del zanjeado de aguas abajo

En la **Figura 63** puede verse que cuando la relación $(hd + d) / H$, pasa de 1,7 la posición del fondo del canal agua abajo tiene poco efecto en el coeficiente de desagüe que, sin embargo, viene disminuido por efectos de sumersión.

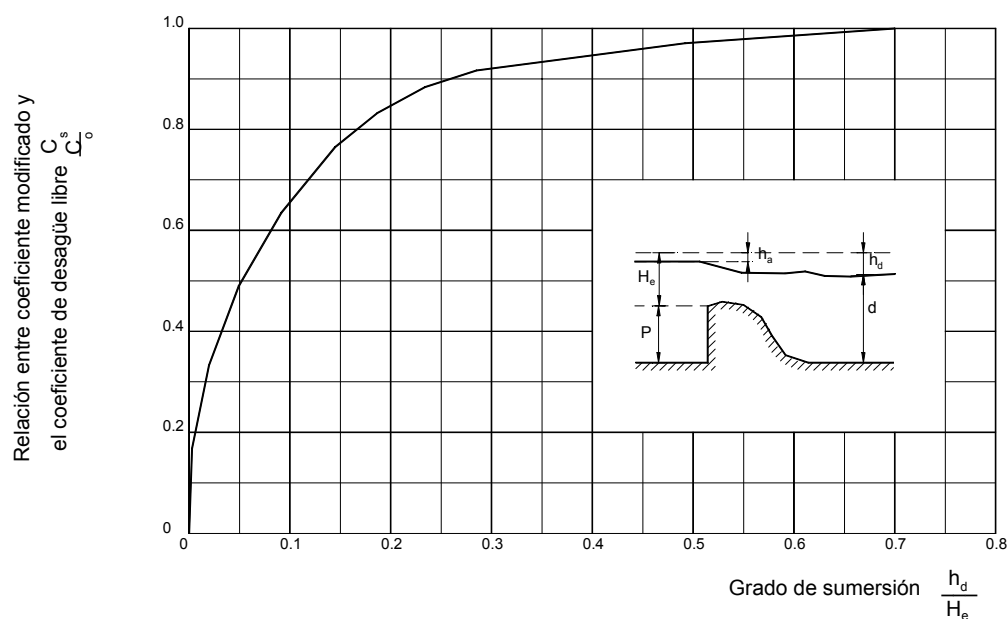


Figura 63. Relación de los coeficientes de desagüe debido al efecto del nivel de agua abajo.

La **Figura 63** muestra la relación existente entre los coeficientes de gasto cuando están afectados por condiciones de agua abajo y cuando están libres.

3.3.3. Vertederos con Compuertas

En los vertederos con compuertas, cuando éstas están levantadas parcialmente, el desagüe se efectúa de la misma manera que a través de un orificio. Con alturas de agua grandes sobre una compuerta poco abierta, la trayectoria del agua será la de un chorro que sale a través de un orificio. Si éste es vertical, su trayectoria puede expresarse por la ecuación:

$$-y = \frac{x^2}{4H}$$

donde H es la carga de agua medida sobre el centro del orificio.

En el caso de orificio inclinado un ángulo θ° con la vertical la ecuación es

$$-y = \frac{x^2}{4H \cos^2 \theta^\circ} + x \operatorname{tg} \theta^\circ$$

Si se quiere evitar las presiones negativas en el coronamiento del vertedero debe adaptarse el perfil del mismo a la trayectoria correspondiente a partir del punto de contacto con la compuerta.

Se ha comprobado experimentalmente que cuando se trabaja con pequeñas aberturas de compuerta, bajo grandes cargas de agua, se presentan presiones negativas a lo largo del coronamiento en la región inmediatamente debajo de la compuerta, si el perfil es más bajo que el correspondiente a la trayectoria del chorro. Estas subpresiones son equivalentes al décimo de la altura de agua de cálculo si la forma del perfil adoptado es la ideal para la carga máxima de agua y el aliviadero funciona con la compuerta poco abierta. La **Figura 64** muestra el diagrama de fuerzas para este caso.

Adoptando un perfil de trayectoria, en lugar del perfil de lámina vertiente, aguas abajo del umbral de la compuerta se reduce, al ser más ancho, la eficacia del desagüe cuando la compuerta está completamente abierta. Cuando no es importante conseguir el rendimiento óptimo y se necesita por razones de estabilidad estructural un perfil ancho, puede adoptarse el perfil de trayectoria para evitar presiones negativas a lo largo de la coronación. Cuando se proyecta el perfil del vertedero de acuerdo con el perfil de la lámina vertiente para la carga máxima de agua, se puede reducir la zona de presiones negativas, que se producen con aberturas pequeñas, situando el umbral de la compuerta aguas abajo de la coronación del vertedero. De esta forma se obtiene un orificio inclinado, hacia aguas abajo, con una trayectoria más próxima a la de la lámina vertiente.

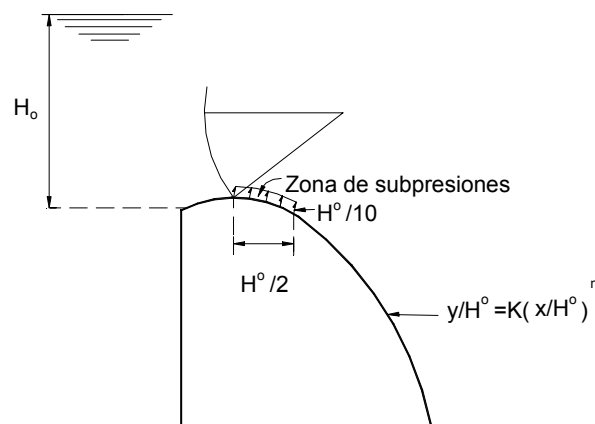


Figura 64. Presiones negativas en el coronamiento en un desagüe con compuertas.

3.3.4. Desagüe por Vertederos Provistos de Compuertas

El desagüe en un aliviadero con compuertas cuando está parcialmente abierto es similar al desagüe a través de un orificio con pequeñas cargas y se puede calcular por la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{2}{3} \times \sqrt{2g} \times CL (H_1^{3/2} - H_2^{3/2})$$

en donde H_1 y H_2 son las cargas totales (incluyendo la debida a la velocidad de aproximación) en el borde inferior y el superior del orificio, respectivamente. El coeficiente

C variará con las diferentes compuertas y disposiciones del vertedero; está influenciado por las condiciones de la corriente aguas arriba y aguas abajo en cuanto afectan a la contracción del chorro. Así, por ejemplo, la contracción a que da lugar una compuerta de tablero vertical será diferente a la producida por una compuerta de sector curva e inclinada. El perfil de la solera de aguas arriba afectará a la contracción inferior del chorro y el perfil de aguas abajo a la carga de agua efectiva.

La **Figura 65** muestra coeficientes de desagüe, para este tipo de vertederos, para distintos valores de la relación abertura de compuerta carga total.

La curva representa valores medios obtenidos variando las condiciones de la corriente aguas arriba y aguas abajo y es suficientemente exacta para calcular los caudales en aliviadores de pequeñas dimensiones.

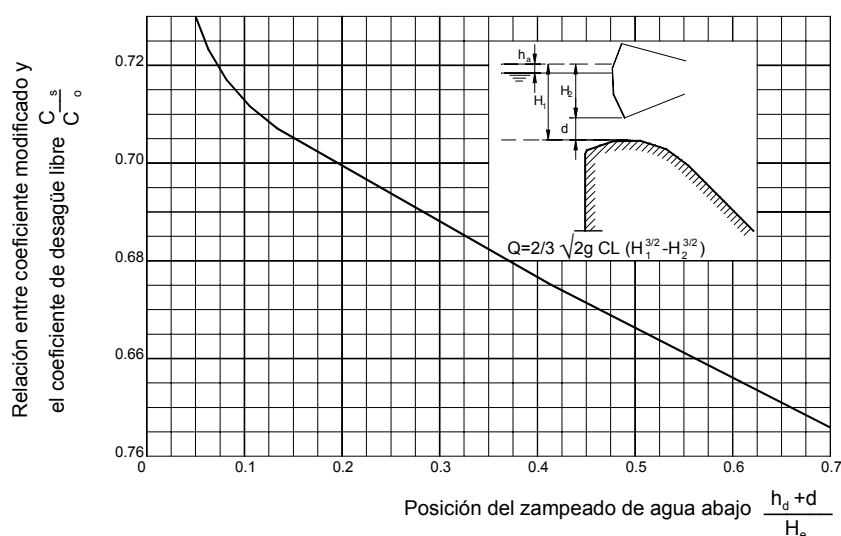


Figura 65. Coeficiente de desagüe bajo compuerta

3.3.5. Compuertas

Una compuerta consiste en una placa móvil, plana o curva, que al levantarse permite graduar la altura del orificio que se va descubriendo, a la vez que controlar la descarga producida. El orificio generalmente se hace entre el piso de un canal y el borde inferior de la compuerta, por lo que su ancho coincide con el del canal; en estas condiciones el flujo se puede considerar bidimensional (**Figura 66**Figura 67).

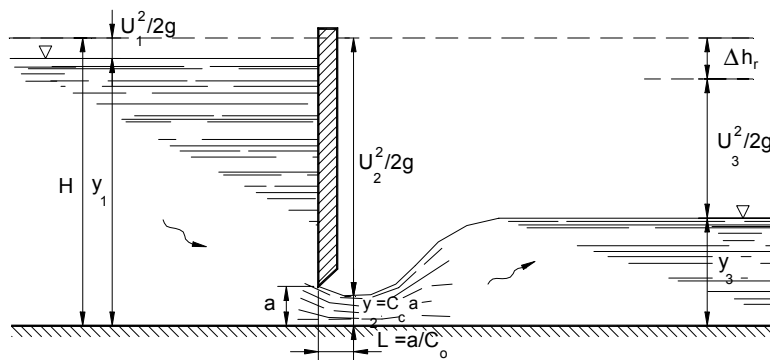


Figura 66. Compuerta plana

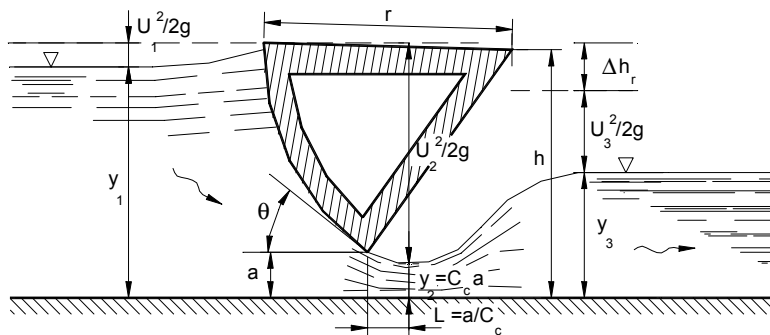


Figura 67. Compuerta radial

El gasto a través de una compuerta y las características hidráulicas de su descarga se pueden conocer a partir del estudio de una red de flujo o red de corriente.

Una red de corriente es una representación de los movimientos bidimensionales irrotacionales formada por dos familias de curvas (líneas de corriente y líneas de igual altura piezométrica) que conforman una malla de elementos ortogonales. Estos deben acercarse lo más posible a cuadrados para lograr una mejor representación del movimiento.

La característica de la red de flujo es tal que los tamaños de los elementos de la malla son inversamente proporcionales a la velocidad en cada punto y directamente proporcionales a la presión reinante en ese punto.

La red de flujo de la compuerta plana, de la **Figura 68** permite explicar con claridad la contracción que experimenta el chorro descargado por el orificio de altura a , hasta alcanzar un valor $C_c a$ en una distancia L en la que las líneas de corriente se vuelven horizontales y tienen por ello una distribución hidrostática de presiones. Debido al fenómeno de contracción y a la fricción con el piso, se produce una pérdida de carga Δh_r que influye en el cálculo del gasto. Asimismo, la carga de velocidad $U_1^2/2g$ con que llega el agua en el canal, aguas arriba de la compuerta, tiene mayor importancia a medida que la relación y_1/a disminuye.

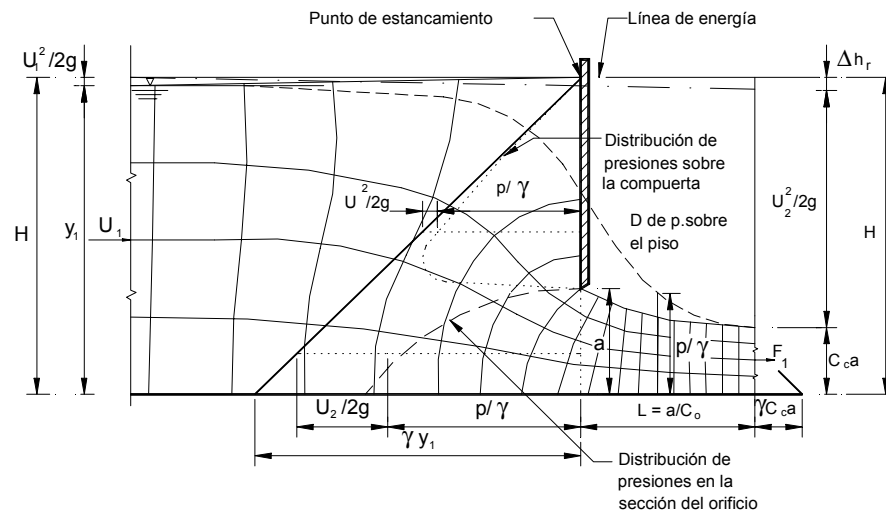


Figura 68. Red de flujo para una compuerta plana

En el borde inferior de la compuerta las líneas de corriente tienden a unirse y es ahí donde la velocidad adquiere su máximo valor. Debido a la curvatura de las líneas de corriente una gran presión actúa sobre la línea de intersección del plano de la compuerta, razón por la cual se tiene una velocidad pequeña.

Para obtener la ecuación que proporciona el gasto, aquí se considerará el caso más general de una compuerta plana, con inclinación θ° respecto de la horizontal (**Figura 69**) y un ancho b .

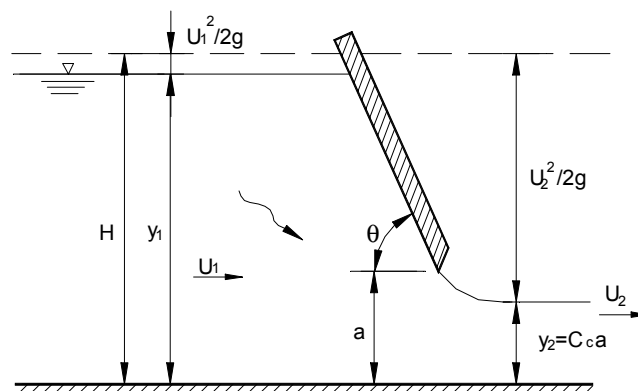


Figura 69. Compuerta plana inclinada

La inclinación θ° es equivalente a la de la tangente en el labio de la compuerta radial, de la **Figura 67**, y con $\theta = 90^\circ$ incluye el caso de la compuerta vertical de la **Figura 66**.

Se establece la ecuación de la energía entre una sección 1, aguas arriba, de la compuerta y la sección contraída, a saber:

$$H = y_1 + \frac{U_1^2}{2g} = C_c a + \frac{U_2^2}{2g}$$

Por otra parte, de la ecuación de continuidad se tiene:

$$U_1 = \frac{C_c a}{y_1} U_2$$

que substituida conduce a:

$$y_1 + \left(\frac{C_c a}{y_1} \right)^2 \frac{U_2^2}{2g} = C_c a + \frac{U_2^2}{2g}$$

y de aquí, se tiene

$$\frac{U_2^2}{2g} = \frac{y_1 - C_c a}{1 - \left(\frac{C_c a}{y_1} \right)^2} = \frac{\left(1 - \frac{C_c a}{y_1} \right) y_1}{\left(1 + \frac{C_c a}{y_1} \right) \left(1 - \frac{C_c a}{y_1} \right)}$$

Por lo tanto, la velocidad media real en la sección contraída es:

$$U_2 = \frac{C_v}{\sqrt{1 + \frac{C_c a}{y_1}}} \sqrt{2g y_1}$$

en que C_v es el coeficiente de velocidad

El caudal es

$$Q = \frac{C_c C_v b a}{\sqrt{1 + \frac{C_c a}{y_1}}} \sqrt{2g y_1}$$

$$Q = C_d b a \sqrt{2g y_1}$$

donde:

$$C_d = \frac{C_o C_v}{\sqrt{1 + \frac{C_c a}{y_1}}}$$

o bien

$$C_c = \frac{1}{2} \frac{a}{y_1} \left(\frac{C_d}{C_v} \right)^2 + \sqrt{\left[\frac{1}{2} \frac{a}{y_1} \left(\frac{C_d}{C_v} \right)^2 \right]^2 + \left(\frac{C_d}{C_v} \right)^2}$$

La raíz

$$\sqrt{1 + \frac{C_c a}{y_1}}$$

sirve para considerar el empleo de y_1 en lugar de H .

Si la descarga es sumergida con un tirante y_3 en el canal, aguas abajo de la compuerta, se puede hacer un desarrollo análogo al anterior y obtener una expresión idéntica para cualquier tipo de compuerta.

Los coeficientes de velocidad, contracción y gasto los han obtenido experimentalmente muchos investigadores; sin embargo, en ningún caso se ha encontrado coincidencia en los resultados.

Los coeficientes C_v , C_c y C_d dependen, desde luego, de la geometría del flujo y del número de Reynolds. De acuerdo con los resultados presentados por Domínguez en la mayoría de los problemas, en la práctica se supera el número de Reynolds a partir del cual el flujo se torna independiente de él.

En la **Figura 70** se presentan los coeficientes de gasto C_d obtenidos en compuertas planas con un ángulo de inclinación θ en términos de la relación y_1/a .

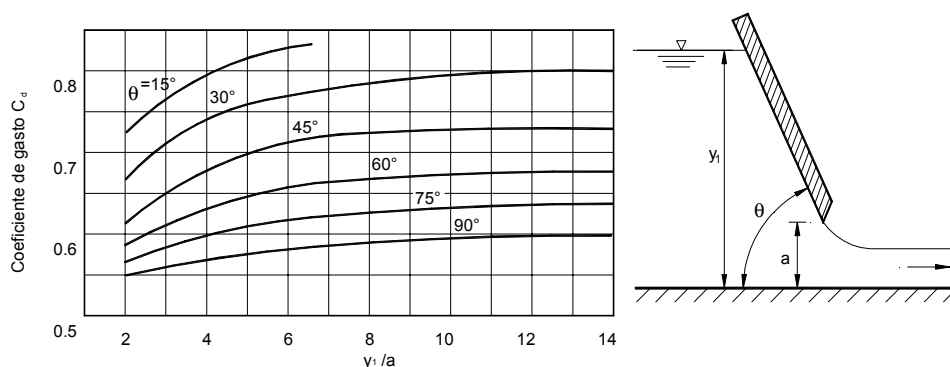


Figura 70. Coeficiente de gasto para compuertas planas inclinadas con descarga libre

De acuerdo con la **Figura 68**, la distancia horizontal, desde el plano de una compuerta vertical hasta la sección contraída, alcanza el valor

$$L = \frac{a}{C_c}$$

Según Joukowski y Vedérnikov, esta distancia debe ser igual a la abertura de la compuerta.

En compuertas planas verticales, cuando $y_1 / a < 1.35$, se inicia el despegamiento del chorro desde el canto de la compuerta, además del arrastre del aire al interior, por lo que en ese caso deja de ser válida la expresión básica.

Cuando el labio inferior de la compuerta se redondea, como en la **Figura 71**, los coeficientes de contracción y de gasto (correspondientes a la arista afilada) se multiplican por un coeficiente ϵ que varía de acuerdo con la relación r/a como sigue:

r/a	0.1	0.2	0.3	0.4
ϵ	1.03	1.13	1.25	1.25

donde r es el radio con el cual se redondea la arista.

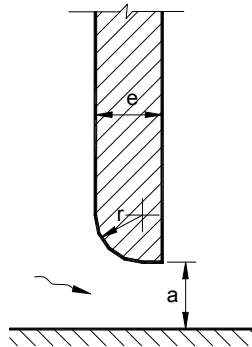


Figura 71. Redondeo en el labio inferior de una compuerta

Para compuertas radiales, Knapp encontró una ecuación, para calcular el coeficiente de velocidad, el cual queda también en función del ángulo de inclinación θ , de la tangente al labio inferior de la compuerta (**Figura 67**).

Dicha ecuación modificada es:

$$C_v = 0.960 + (0.001615\theta^\circ - 0.00475) \frac{a}{y_1}$$

donde C_v tiene nuevamente como límite superior $C_v = 1$. Esta ecuación proporciona valores muy aproximados en compuertas planas e inclinadas el mismo ángulo θ .

En la **Figura 72** se presentan los valores del coeficiente de gasto obtenidos por Gentilini en compuertas radiales con descarga libre y en función del ángulo θ y de la relación y_1/a .

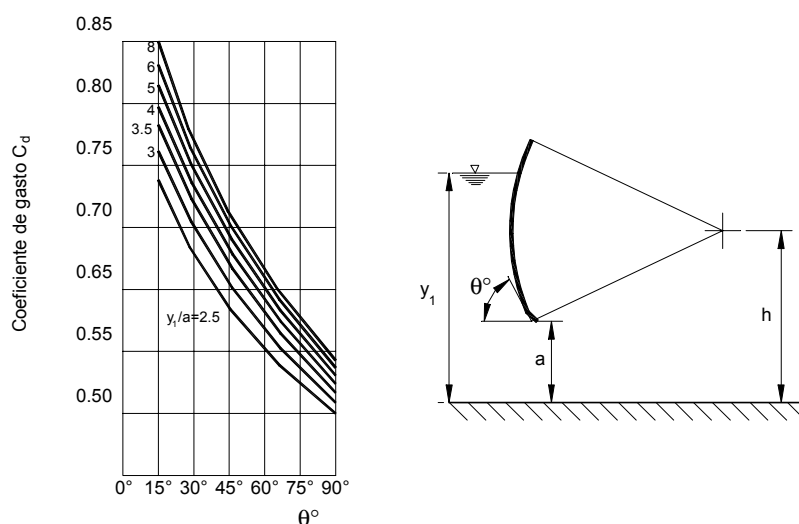


Figura 72. Coeficientes de gasto en compuertas radiales con descarga libre, según Gentilini

3.3.6. Disipación de Energía

a) Generalidades

Cuando la energía de flujo de un aliviadero debe disiparse antes de que el caudal vuelva al cauce aguas abajo, los cuencos amortiguadores constituyen un dispositivo muy útil para reducir la velocidad de salida. El resalto que se produce en el cuenco, tiene características propias y adopta una forma definida según sea la relación de la energía, que debe ser disipada, con el calado.

El United States Bureau of Reclamation (USBR), ha realizado una serie de ensayos para determinar las propiedades de dicho resalto hidráulico. La forma del resalto y las características del flujo, pueden expresarse: en función del factor cinético U^2/gd_1 de la corriente que entra en el cuenco, del tirante crítico d_c o del número de Froude $U/\sqrt{gd_1}$ donde d_1 es el tirante de entrada al cuenco disipador. Este factor cinético representa la relación entre fuerzas de inercia (proporcionales a la velocidad) y fuerzas gravitatorias (proporcionales al volumen, o sea al tirante). Un alto valor de este factor cinético (U^2 elevado) indica la preponderancia de las fuerzas de inercia sobre las gravitatorias y viceversa.

Las formas del resalto para distintos valores del número de Froude pueden verse en la **Figura 73** cuando el número de Froude, correspondiente a la corriente entrante, es igual

a 1, se produce el tirante crítico y no se forma resalto. Para números de Froude comprendidos entre 1,0 y 1,7 el tirante es ligeramente inferior al crítico. El paso de régimen rápido a lento es gradual y se manifiesta únicamente en que la superficie aparece levemente revuelta.

Cuando un número de Froude se aproxima a 1,7 empiezan a desarrollarse pequeños remolinos en la superficie que aumentan en importancia con el valor de ese número. No se produce ninguna otra manifestación hasta que el número de Froude llega a 2,5.

En la **Figura 73 A** se representa el fenómeno que tiene lugar para valores comprendidos 1,7 y 2,5.

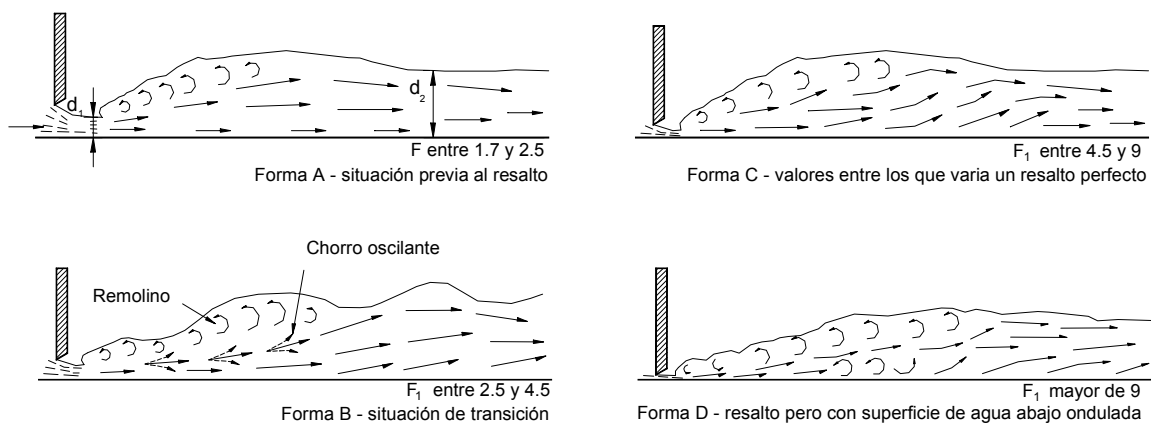


Figura 73. Formas características del resalto hidráulico en función del número de Froude

Para números de Froude entre 2,5 y 4,5, se forma un resalto hidráulico oscilante y el chorro fluctúa intermitentemente entre el fondo y la superficie a lo largo del canal de agua abajo. Esta corriente oscilatoria produce ondas superficiales indeseables porque se extienden aguas abajo hasta bastante lejos del cuenco. En la **Figura 73 B**, se representa este tipo de corriente.

Para número de Froude entre 4,5 y 9 se forma un resalto estable y bien proporcionado. La turbulencia aparece únicamente en el cuerpo principal del resalto mientras que la superficie agua abajo es relativamente tranquila. Cuando el número de Froude sobrepasa el valor 9, la turbulencia dentro del resalto y los remolinos superficiales aumentan, dando por resultado una superficie rizada con grandes ondas superficiales agua abajo del resalto.

En las **Figura 73 C** y **Figura 73 D** se representa el fenómeno para valores del número de Froude comprendidos entre 4, 5 y 9 y mayores de 9 respectivamente.

b) Cálculo del cuenco amortiguador en función del número de Froude

1). Número de Froude menor de 1,7.

Para $F = 1,7$ el tirante conjugado es aproximadamente el doble que el de entrada o alrededor del 40 por 100 mayor que el crítico. La velocidad de salida U_2 es aproximadamente la mitad de la velocidad de entrada o 30% menor que la crítica.

Si F es menor que 1,7 no es necesario ningún dispositivo excepto que la longitud del canal, a partir del punto en que empieza a cambiar el tirante, debe ser por lo menos $4d_2$ siendo d_2 el tirante conjugado del resalto, es decir el que le corresponde a la salida del resalto al tirante de ingreso d_1 . No son necesarios dados de impacto ni ningún otro procedimiento de amortiguación.

2). Cuencos para número de Froude comprendidos entre 1,7 y 2,5.

El fenómeno es el representado en la **Figura 73 A**. Puesto que la corriente no es muy turbulenta, no son necesarios dados ni umbrales. El cuenco deberá ser lo suficientemente largo para contener el resalto mientras dura el proceso de deceleración.

3). Cuencos para números de Froude entre 2,5 y 4,5.

Cuando el número de Froude está comprendido entre 2,5 y 4,5 no se produce un verdadero resalto hidráulico y la corriente se llama entonces de transición. Los cuencos que deben construirse para este tipo de corriente no son muy efectivos para asegurar la amortiguación, ya que los dispositivos ordinarios son impotentes para contrarrestar el oleaje superficial. Las olas que se producen se propagan más allá del extremo del cuenco y es necesario amortiguarlas con otros medios.

La **Figura 74** representa el cuenco, tipo I, que ha demostrado ser el más eficiente, cuando el número de Froude está en este intervalo, para disipar la mayor parte de la energía. Sin embargo, la acción de oleaje superficial no consigue reducirse enteramente. Algunas veces es necesario emplear amortiguadores de ondas para asegurar una corriente tranquila agua abajo.

Debido a la tendencia del resalto a extenderse y así como para reducir la acción del oleaje, la profundidad del agua en el cuenco debe ser alrededor de un 10% mayor que el tirante conjugado obtenido por medio del cálculo.

Algunas veces puede evitarse la necesidad de emplear este tipo de cuenco, dimensionando el dispositivo total de manera que el número de Froude, en la entrada, se salga de este intervalo de transición.

4) Número de Froude mayor que 4,5.

Cuando el número de Froude es mayor de 4,5 se forma un verdadero resalto hidráulico. Los elementos del resalto varían con el número de Froude. La instalación de dispositivos accesorios, tales como dados, bloques y umbrales a lo largo del cuenco, produce en el resalto un efecto estabilizador, que permite reducir su longitud y garantiza que no se saldrá del cuenco debido a un tirante inadecuado agua abajo.

En la **Figura 75** se representa el cuenco tipo II, que puede adoptarse si la velocidad de entrada no sobrepasa los 15 m/s. Este cuenco utiliza dados en la caída y la solera, así como un umbral final para acortar la longitud del cuenco, y reducir las altas velocidades dentro de la menor longitud posible. Este cuenco actúa disipando la energía en los bloques de impacto y también mediante la turbulencia propia del resalto. Su uso debe limitarse a velocidades no superiores a 15 m/s, ya que existe el peligro de destrucción de los bloques, debido a los esfuerzos de impacto si la velocidad es demasiado alta, así como la posibilidad de que aparezcan fenómenos de cavitación en los bloques o en la solera.

Deben tenerse en cuenta los esfuerzos adicionales sobre la solera producidos por las fuerzas dinámicas, que actúan en la cara de agua arriba de los hitos de impacto. Estas fuerzas dinámicas equivalen, aproximadamente, a las que produciría un chorro líquido chocando contra un plano normal a la dirección de la corriente y se expresan, con la fórmula siguiente, en kg/cm^2 .

$$Fuerza = \frac{1}{4645} \gamma A (d_1 + h_1)$$

γ = peso específico del agua en gramos por centímetro cúbico.

A = área de la cara de agua arriba del bloque en centímetros cuadrados.

$(d_1 + h_1)$ = energía propia o específica de la corriente al entrar en el cuenco en metros.

donde

d_s = es el tirante de ingreso

h_{u1} = es la altura cinética $\frac{U_1^2}{2g}$ en el ingreso al cuenco

En la cara de agua abajo aparecen subpresiones que aumentan la fuerza total. Sin embargo, puesto que los bloques están situados a una distancia de $0,8 d_2$, medida desde el principio del cuenco, se habrán producido ya algunas amortiguaciones en el momento en que el chorro alcanza el bloque y la fuerza real es menor que la indicada en la ecuación anterior, por lo que puede despreciarse el efecto de succión.

El cuenco tipo III, de la **Figura 76** se emplea cuando la velocidad de llegada es mayor de 15 m/s y cuando no se emplean bloques de impacto. Su longitud es mayor que la del tipo II porque la disipación de energía se confía fundamentalmente al resalto hidráulico; sin embargo, los dados de la caída y umbral final dentado todavía son eficaces para reducir la longitud. Teniendo en cuenta el reducido margen de seguridad contra la posibilidad de que el resalto salga fuera del cuenco, la profundidad del agua en él deberá tomarse aproximadamente un 5 por 100 mayor que el tirante conjugado.

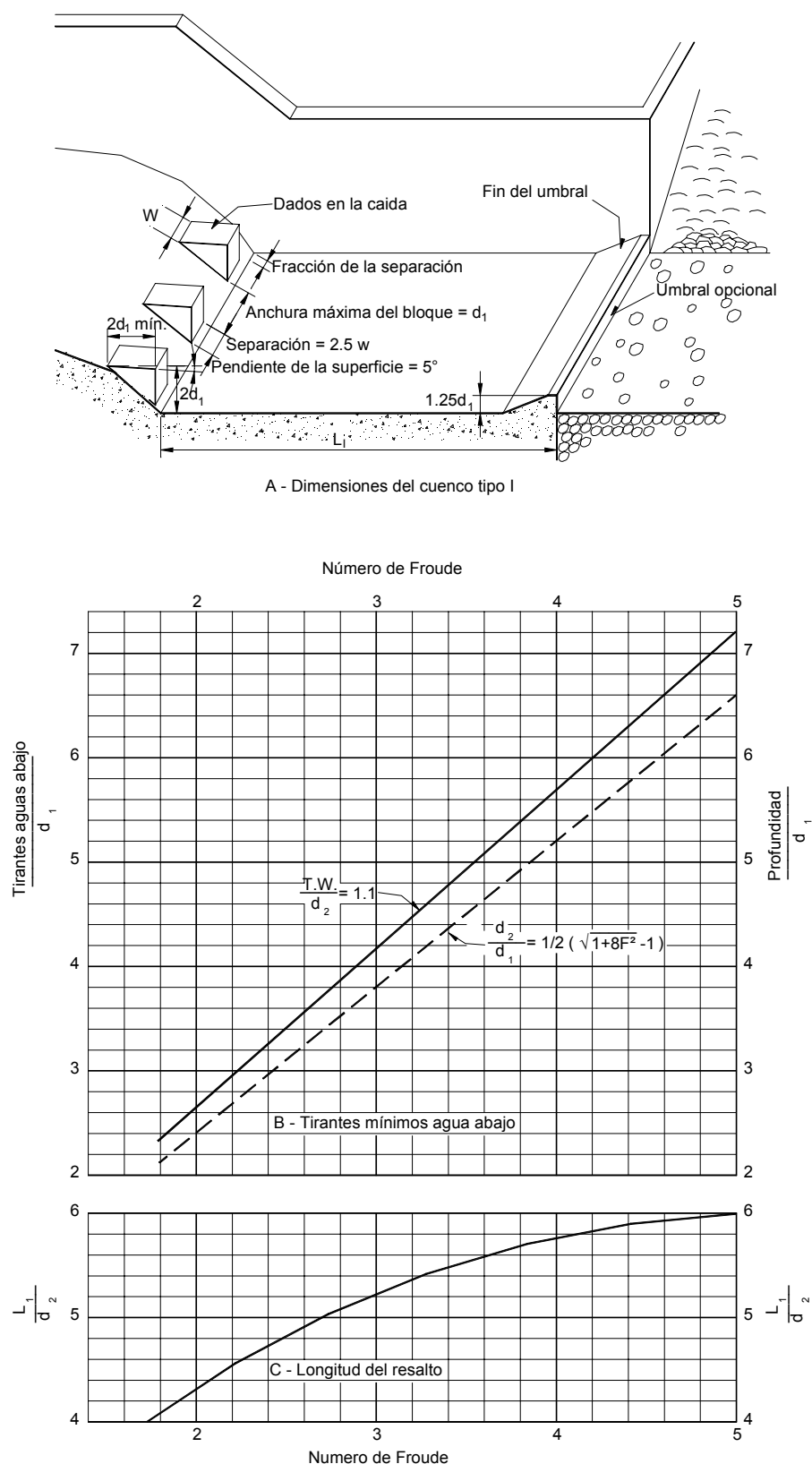


Figura 74. Características del cuenco amortiguador para números de Froude entre 2,5 y 4,5. (Tipo I)

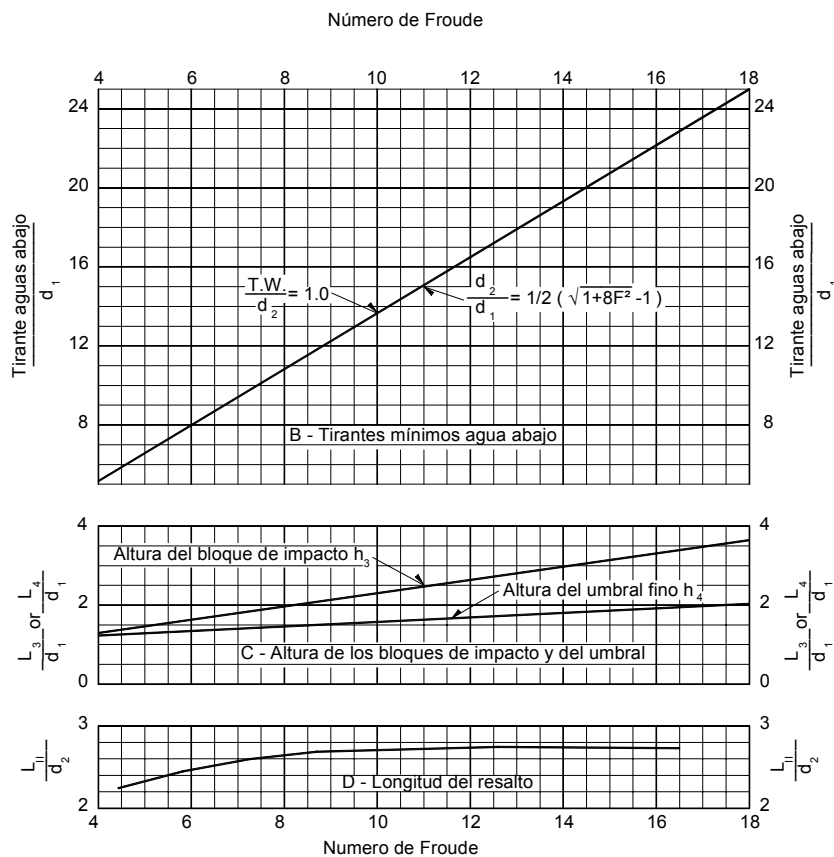
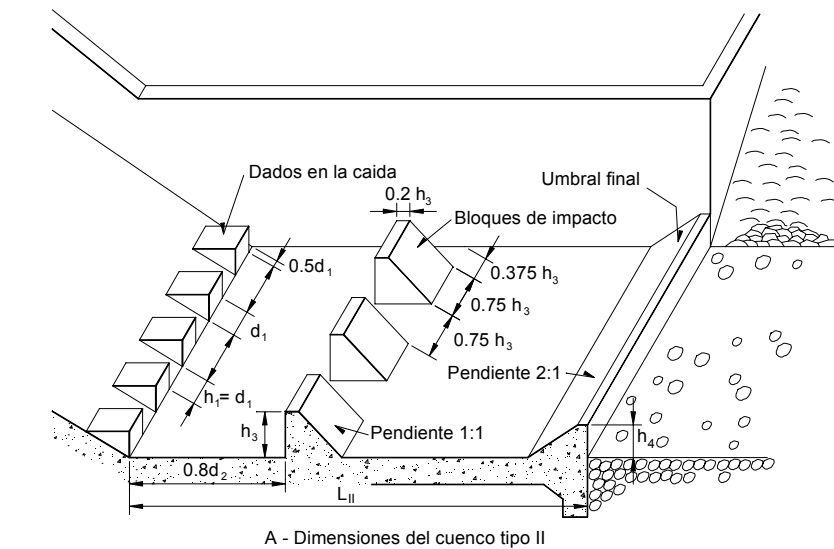


Figura 75. Características del cuenco amortiguador para números de Froude superior a 4,5 y velocidad de llegada inferior a 15 m/seg. (Tipo II)

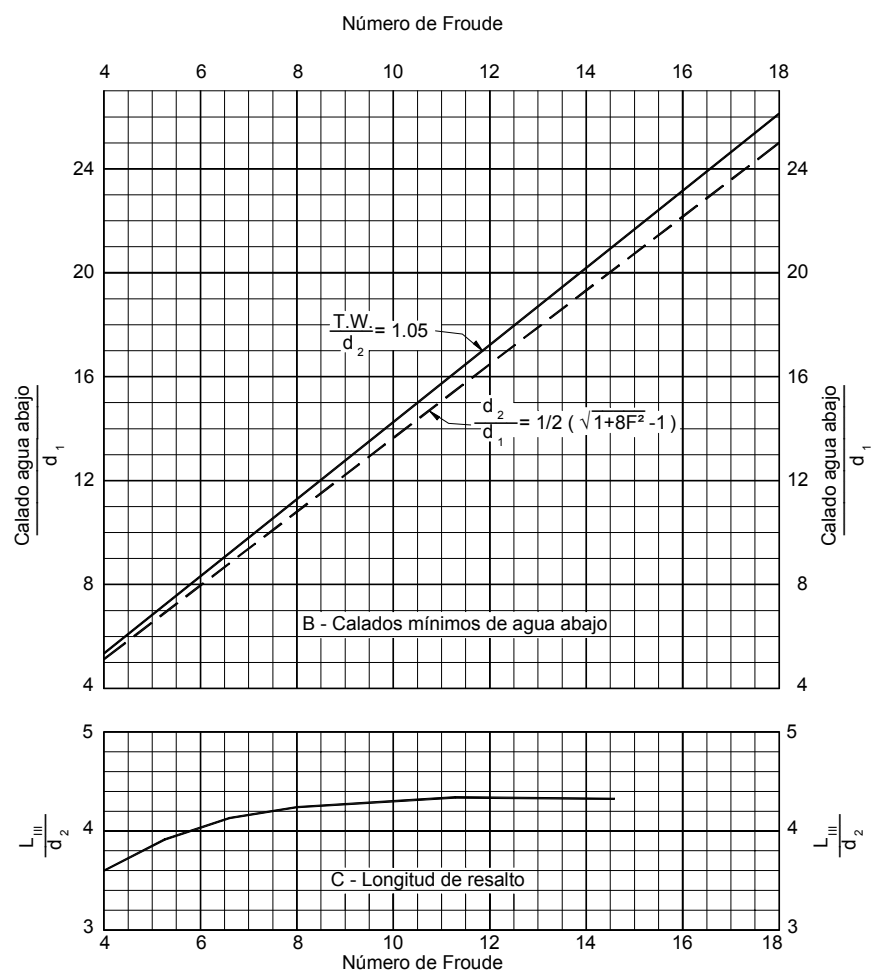
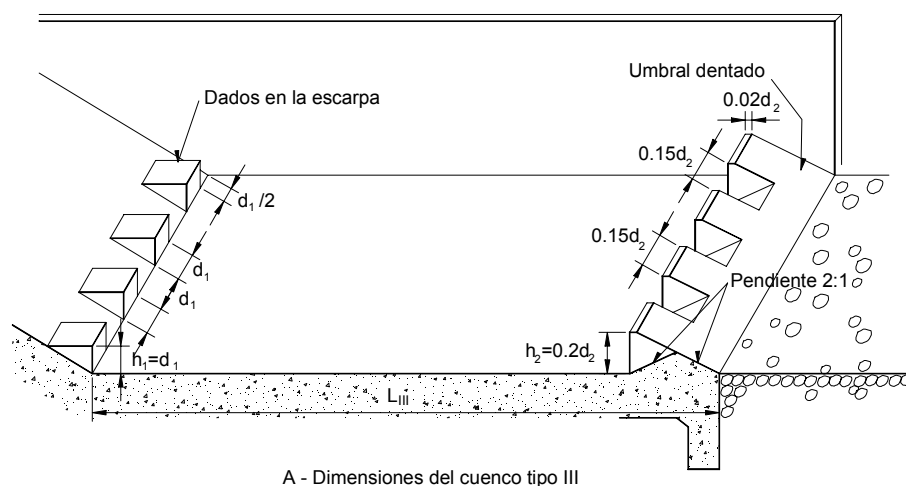


Figura 76. Características del cuenco amortiguador para números de Froude mayores de 4,5. (Tipo III)

c) *Profundidad del cuenco con relación a la altura hidráulica de caída.*

El ábaco de la **Figura 77** sirve para determinar aproximadamente la profundidad del cuenco amortiguador, en función de su ancho y de la diferencia de niveles entre el embalse y el nivel de agua abajo. Se han dibujado las curvas correspondientes a las hipótesis de que no existan pérdidas de carga en la entrada del cuenco y de que éstas sean de un 10 – 20 y 30% (Escalas A – B – C y D respectivamente). El conjugado d_2 dependerá de la energía específica disponible a la entrada del cuenco.

Cuando se conozca la energía específica, las pérdidas de carga en el canal de agua arriba pueden expresarse, en forma de alturas de velocidad, y determinar que porcentaje de pérdidas representa, con lo cual se puede obtener el calado conjugado entrando en el ábaco.

Cuando se requiere solamente una determinación aproximada de la profundidad, pueden valorarse las pérdidas en la siguiente forma:

- En el caso de un aliviadero, en que el cuenco esté directamente agua debajo de la coronación o que la longitud del salto no sea mayor que la carga hidráulica, no deben considerarse pérdidas.
- Si se trata de un aliviadero en canal, deberán considerarse pérdidas del 10% de la altura, siempre que la longitud del canal esté comprendida entre la carga hidráulica y cinco veces este valor.
- En el caso de que la longitud del canal sea mayor que cinco veces la carga hidráulica, deberán considerarse pérdidas del 20%.

El ábaco de la **Figura 77** da los valores del tirante conjugando en el resalto hidráulico. La profundidad agua abajo, en los distintos tipos de resalto, deberá incrementarse en la forma que se especificó.

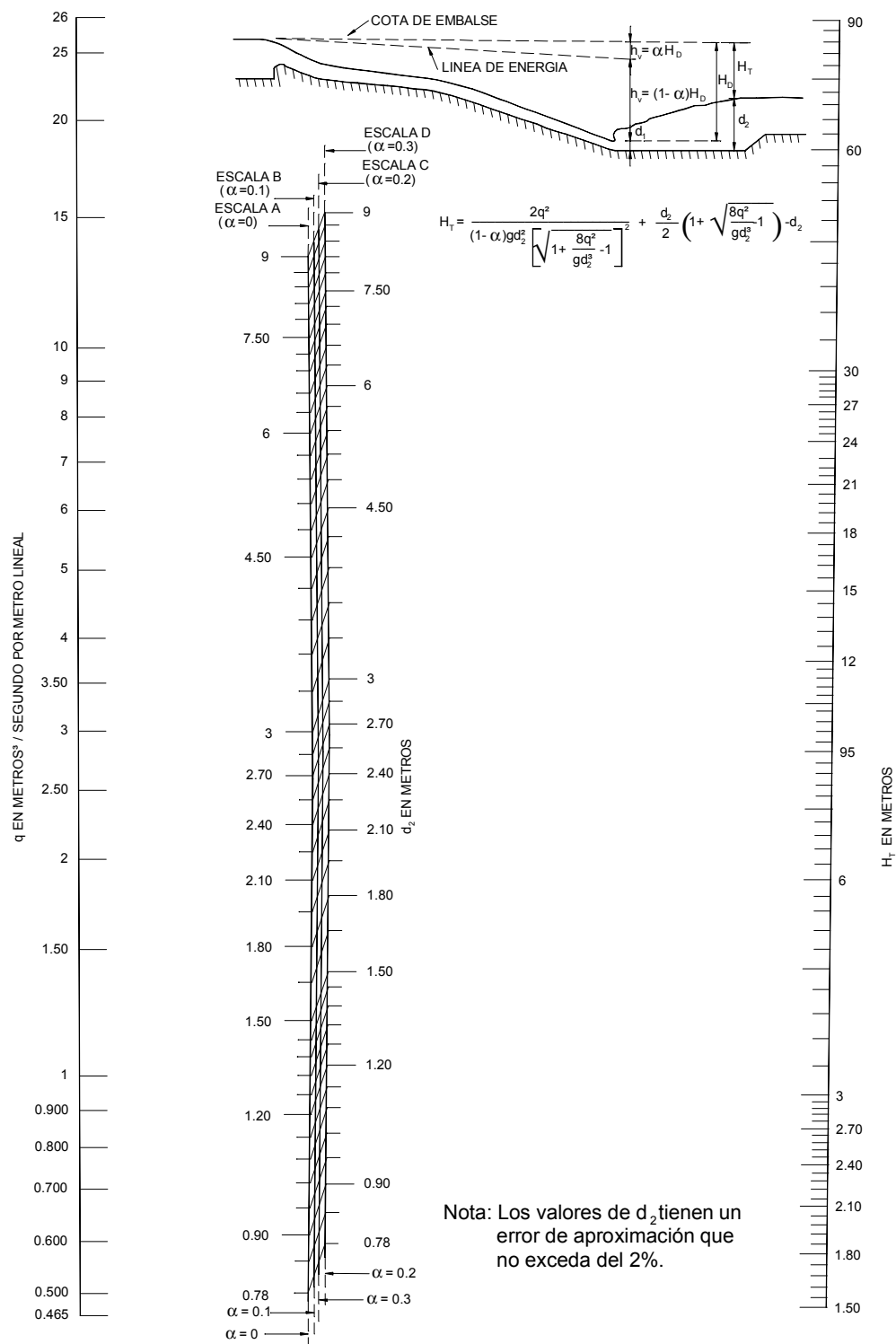


Figura 77. Abaco que relaciona los tirantes en el cuenco amortiguador y la carga hidráulica para distintas pérdidas de carga en el canal.

4. HIDRÁULICA DE CONDUCTOS A PRESIÓN

4.1. INTRODUCCIÓN

En conductos cerrados existen básicamente dos tipos de escurrimientos: los laminares y los turbulentos. Para identificar y observar las características cualitativas de estos escurrimientos puede realizarse una experiencia, denominada Experiencia de Reynolds, que se indica en la **Figura 78**.

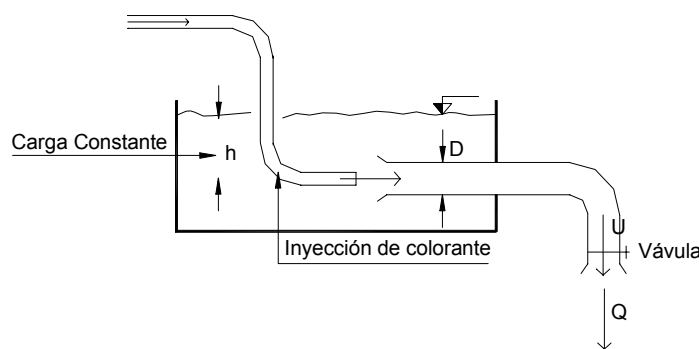


Figura 78. Experiencia de Reynolds

En el esquema de la **Figura 78** se muestra una tubería de diámetro D bajo la carga h de un tanque, en la cual se inyecta un colorante, y cuyo caudal Q y velocidad U pueden ser regulador mediante una válvula de control a la salida.

Si se inicia el movimiento con una velocidad reducida, dejando constante el diámetro y la viscosidad, se estabiliza el escurrimiento y se inyecta colorante, se observa una línea continua estable y permanente; sin perturbaciones, representativas de un movimiento laminar o en capas.

A medida que se abre la válvula se va aumentando la velocidad y empiezan a producirse alteraciones en el movimiento de las partículas y se observa una difusión del colorante en la masa líquida, lo que indica que las trayectorias ya no son paralelas y se entrecruzan formando un movimiento desordenado, denominado turbulento.

Un primer indicio del cambio de movimiento lo representan el aumento de velocidad. O sea que U es un factor provocador del movimiento turbulento. El cambio de U se establece por medio de la válvula.

Reynolds analizó el cambio del tipo de escurrimiento, introduciendo también cambios en el diámetro del tubo. Vio que aumentando el diámetro el movimiento se hacía turbulento. Finalmente manteniendo la velocidad y el diámetro constantes cambió la viscosidad y vio que la turbulencia aumentaba en forma inversa a la viscosidad. Encontró el número que lleva su nombre y que establece el tipo de escurrimiento, cuya expresión es:

$$R_e = \frac{UD}{\nu}$$

donde:

U : es la velocidad media del escurrimiento

D : es el diámetro del conducto

ν : es la viscosidad cinemática del líquido

Hay un cierto valor crítico Re_c que separa al régimen laminar del turbulento.

En resumen las características principales de ambos regímenes son:

Régimen laminar:

- Variación de velocidad ordenada
- Apariencia transparente e inmóvil
- Continuidad perfecta de los filetes

Régimen turbulento:

- La velocidad en cada punto de la masa fluida oscila repetidamente en forma desordenada en magnitud y dirección alrededor de un valor medio
- Trayectorias individuales imposibles de identificar
- Se habla de velocidad fluctuante

La rotura de la estabilidad del régimen laminar se produce bruscamente.

Hay una velocidad crítica por debajo de la cual el régimen laminar es estable. Para $U > U_c$ el régimen laminar es inestable, es decir se lo puede mantener con mucho cuidado, pero cualquier alteración (por ejemplo vibración del conducto) lo convierte en turbulento.

En la naturaleza, los procesos turbulentos son los más comunes: ríos, vientos, torrentes, tuberías, etc.

Según Schiller para conductos circulares:

$$R_e = \frac{UD}{\nu} < 2300 \rightarrow \text{laminar}$$

entre 2300 y 200.000 escasamente turbulento.

$R > 2.000.000$ francamente turbulento.

Para otro tipo de geometría de la conducción el diámetro no es un valor representativo por lo que el número de R_e se escribe en función del radio hidráulico: cociente entre el área y perímetro mojado.

$$R_H = \frac{A}{pm} \quad \text{o sea} \quad R_e = \frac{U R_H}{\nu}$$

Para conductos circulares

$$R_H = \frac{\pi r^2}{2\pi r} = \frac{r}{2} = \frac{D}{4}$$

o sea que si para definir R_e se usa el R hidráulico se obtiene:

$$R_{eR} = \frac{R_H D}{4}$$

o sea que los valores se dividen por 4 y el límite del régimen laminar se da para $R_{eR} = 575$

4.2. ESCURRIMIENTO LAMINAR

4.2.1. Consideraciones Generales

El escurrimiento laminar es aquél que se produce cuando el fluido se desplaza ordenadamente en capas o láminas y las fuerzas de inercia resultan despreciables respecto de las fuerzas viscosas. Ello implica la necesidad de que el número de Reynolds

$R_e = \frac{U D}{\nu}$ resulte menor que un cierto valor crítico que, en el caso de conductos circulares es del orden de 2200. En ese caso, las tensiones tangenciales de origen viscoso son suficientemente importantes como para absorber los efectos de inestabilidad turbulenta.

Para que el número de Reynolds del escurrimiento sea menor que el crítico pueden darse: que el fluido posea una viscosidad cinemática muy importante, que la velocidad del escurrimiento U sea baja o que las dimensiones lineales L del continente resulten reducidas.

En esta categoría se pueden incluir:

- Los escurrimientos llamados de Poiseuille y de Couette, para los que es posible obtener soluciones exactas de las ecuaciones de Navier-Stokes.
- Los escurrimientos con fuerzas de inercia despreciables (fluidos muy viscosos), como los llamados de Stokes y de Hele-Shaw, que pueden ser interpretados mediante soluciones aproximadas de las ecuaciones de Navier-Stokes.

4.3. ESCURRIMIENTO DE POISEUILLE

4.3.1. Ecuación de Movimiento en un Tubo de Sección Circular

En la **Figura 79** se considera el escurrimiento uniforme y permanente de un fluido incompresible. A efectos de obtener un resultado general se deben tener en cuenta las fuerzas de masa debidas a la atracción gravitacional, considerándose que el tubo de sección circular está inclinado respecto a la horizontal un ángulo α .

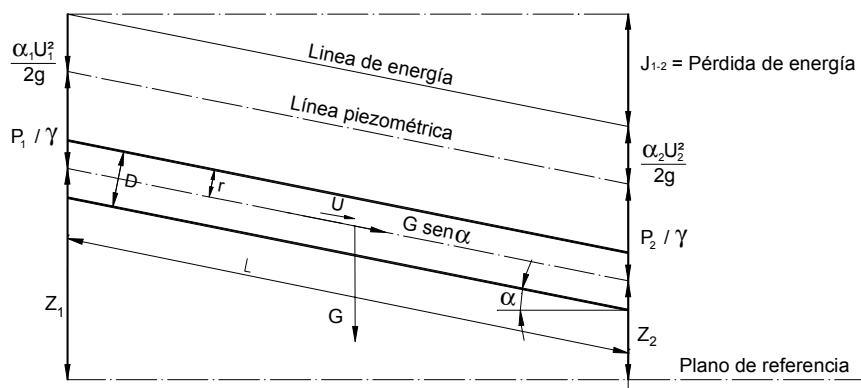


Figura 79. Esquema de cálculo en régimen laminar

Aplicando el teorema de Bernoulli para un fluido real en el tubo de corriente entre las secciones 1 y 2 se obtiene:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{\alpha_1 U_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{\alpha_2 U_2^2}{2g} + J_{1-2}$$

En escurrimiento uniforme $\alpha_1 = \alpha_2$, $U_1 = U_2$, es decir:

$$\frac{\alpha_1 U_1^2}{2g} = \frac{\alpha_2 U_2^2}{2g}$$

y entonces

$$J_{1-2} = \left(z_1 + \frac{p_1}{\gamma} \right) - \left(z_2 + \frac{p_2}{\gamma} \right)$$

Si ahora se determinan las fuerzas actuantes sobre el fluido contenido en el tubo entre las secciones 1 y 2 se obtiene:

a) *fuerzas de superficie normales*

$$P = p_1 A_1 - p_2 A_2 = (p_1 - p_2) A = \pi r^2 (p_1 - p_2) \quad \text{pues} \quad A_1 = A_2 = A$$

b) fuerzas de superficies tangenciales

$$F_{\tau} = \tau_0 \cdot 2 \pi L r = 2 \pi L r \mu \frac{du}{dr}$$

pues el área lateral = $2 \pi L r$ (sólo se consideran tensiones tangenciales de origen viscoso, lo que es válido sólo en régimen laminar).

c) fuerzas de masa

El peso del fluido es $G = \gamma \cdot r^2 \cdot L \cdot \pi$ pues el volumen es $V = \pi r^2 L$ y la componente en la dirección del movimiento será: $G \sin \alpha = \pi r^2 \gamma L \sin \alpha$, pero: $L \sin \alpha = z_1 - z_2$ como se aprecia en la **Figura 79**, y entonces se tendrá $G \sin \alpha = \pi r^2 \gamma (z_1 - z_2)$.

Como el escurrimiento es permanente y uniforme, puede aplicarse la primera ley de Newton de la mecánica, por lo que $\sum F_x = 0$,

$$\pi r^2 (p_1 - p_2) + \pi r^2 \gamma (z_1 - z_2) + 2 \pi r L \mu \frac{du}{dr} = 0$$

agrupando convenientemente y operando se llega a

$$du = - \frac{\gamma J r dr}{2 L \mu}$$

que es la ecuación diferencial del escurrimiento laminar en tuberías.

La integración conduce a:

$$u = \frac{\gamma J}{4 L \mu} (R^2 - r^2)$$

que es la ecuación parabólica de distribución de velocidades en una sección transversal circular en régimen laminar.

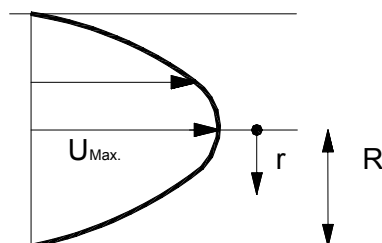


Figura 80. Distribución parabólica de velocidad en régimen laminar

La velocidad máxima se produce en el eje de la tubería ($r = 0$) y su valor resulta:

$$U_{\text{máx}} = \frac{\gamma J}{4 L \mu} \cdot R^2$$

El gasto que escurre por la tubería puede ser obtenido por integración, ya que por definición $Q = \int_A u \cdot \partial A$, resultando luego de operaciones algebraicas

$$Q = \frac{\pi \gamma \cdot J \cdot R^2}{8 L \mu}$$

y recordando $R = D / 2$ resulta

$$Q = - \frac{\pi \gamma \cdot J \cdot D^2}{32 L \mu}$$

que es la expresión del caudal para régimen laminar en conductos circulares.

Siendo la velocidad media $U = Q / A = 4 Q / \pi D^2$, la ecuación anterior se puede transformar en:

$$U = \frac{\gamma J D^2}{32 \mu L} = \frac{\gamma J R^2}{8 \mu L}$$

Comparando las expresiones de la velocidad media U y la velocidad máxima $U_{\text{máx}}$ se observa que $U = \frac{1}{2} U_{\text{máx}}$, es decir que la velocidad máxima es el doble de la media.

Finalmente, la pérdida de energía J se obtiene:

$$J = \frac{32 \mu U L}{\gamma D^2}$$

que es la fórmula de Hagen-Poiseuille para determinar la pérdida de energía en régimen laminar en conductos circulares.

4.3.2. Coeficiente de Coriolis en un Tubo Cilíndrico

El coeficiente de corrección α de energía cinética en la expresión de Bernoulli extendida a un tubo de corriente se define como:

$$\alpha = \frac{\text{Potencia cinética real en la sección (distribución de velocidades)}}{\text{Potencia cinética ficticia a partir de la velocidad media}}$$

Siendo la potencia cinética:

$$d N_c = \frac{d E_c}{dt} = \gamma \alpha q \frac{u^2}{2g}$$

y por lo tanto

$$\alpha = \frac{\int \frac{\gamma}{2g} u^2 dQ}{\frac{\gamma}{2g} U^2 Q} = \frac{\frac{\gamma}{2g} \int_0^R \pi r u^3 dr}{\frac{\gamma}{2g} \pi R^3 U^3} = \frac{\int u^3 dA}{U^3 A}$$

Desarrollando la integral y operando convenientemente se llega a que para tuberías en régimen laminar el coeficiente de Coriolis resulta

$$\alpha = 2$$

por lo que no es conveniente obviarlo en la expresión de la energía cinética:

$$\frac{\alpha U^2}{2g}$$

a diferencia de los escurrimientos turbulentos, donde α tiene un valor cercano a 1.

4.4. MOVIMIENTO TURBULENTO

4.4.1. Inestabilidad del régimen Viscoso

La existencia, por cualquier causa de perturbaciones en la corriente del fluido viscoso no es compatible con el concepto de régimen laminar. Bajo ciertas condiciones, cualquier fluctuación local de la velocidad se amortigua gradualmente por efecto de las fuerzas viscosas adicionales que se producen y se vuelve al régimen laminar.

En otros casos estas fuerzas no pueden ser suficientes para evitar estas fluctuaciones antes de que la perturbación se extienda a toda la masa líquida. En esas condiciones el régimen es turbulento, y no puede tratarse con las ecuaciones del régimen laminar ya halladas.

Los remolinos de la perturbación se extienden con rapidez a toda la corriente produciendo un complejo movimiento que varía constantemente en el tiempo, fenómeno que se conoce como turbulencia del fluido.

Las líneas de corriente se mezclan unas con otras y cambian de forma en cada instante.

La turbulencia no sólo implica un intercambio continuo de fluido entre las distintas zonas de la corriente, como se ve por la dilución del colorante, en la experiencia de Reynolds, sino que también aumenta grandemente el grado de disipación de energía como puede verse por el cambio brusco de la relación entre gradiente de presión (= pérdida de carga) y velocidad media. (**Figura 81**).

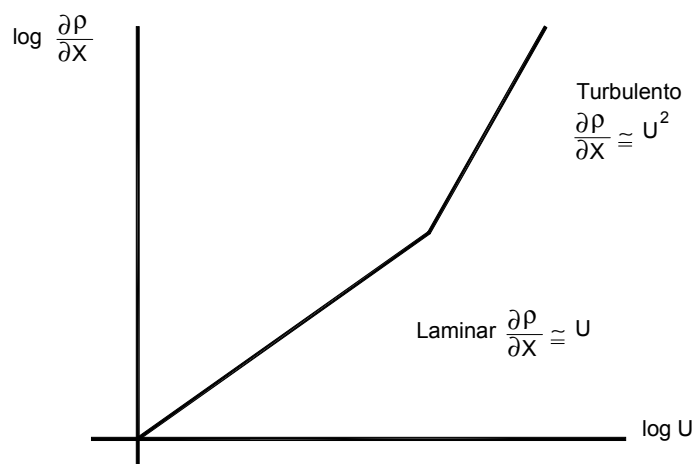


Figura 81. Disipación de energía en función de la velocidad del escurrimiento

Así como la materia colorante es arrastrada de uno a otro lado de la corriente por la mezcla debida a la turbulencia, partes del fluido con mucha energía cinética se trasladan de la región central hacia los contornos y viceversa. Por eso la distribución media temporal de velocidades en un régimen turbulento es mucho más uniforme que en un régimen laminar.

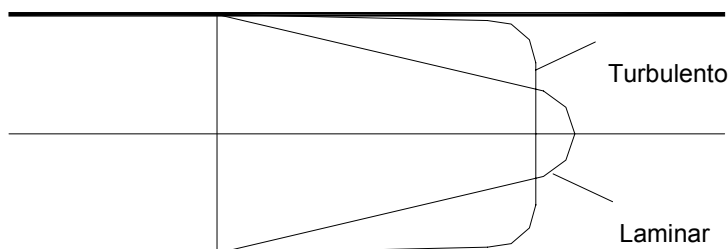


Figura 82. Distribución de velocidades

Se pasa de una parábola a una curva logarítmica con fuerte gradiente en los contornos (**Figura 82**). En ellos, el gradiente de velocidad es mucho mayor que en el movimiento laminar y por lo tanto es mayor el esfuerzo de corte.

Es decir, una corriente turbulenta puede concebirse como un sistema desordenado y continuamente variable de remolinos superpuestos al movimiento medio del fluido, en el cual los esfuerzos viscosos que se producen en el interior de cada remolino originan un grado de disipación de energía que excede notablemente el de la corriente media sola.

4.5. ESCURRIMIENTO TURBULENTO EN TUBERÍAS

4.5.1. Introducción

Se considerará el escurrimiento a presión (sección llena) en tubos de contornos rígidos indeformables. Se tratará exclusivamente el caso de escurrimientos permanentes y uniformes, es decir, en tuberías de sección constante circular y con gasto invariable en el tiempo. Si el movimiento fuera laminar, la pérdida de energía podría ser calculada mediante la ya conocida fórmula de Poiseuille.

4.5.2. Pérdidas de Energía

Como es obvio, el escurrimiento siempre se produce desde la sección de mayor energía hacia la sección de menor energía, es decir a expensas de un consumo de energía.

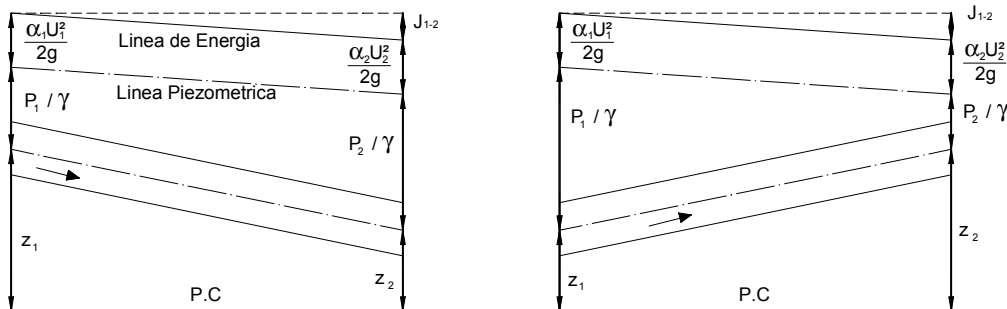


Figura 83. Escurrimiento en tubería

Puede suceder que la presión en el punto 2 sea mayor, menor o igual que en 1 dependiendo de la inclinación del tubo. (Ver **Figura 83**).

Si el tubo fuera horizontal, necesariamente deberá cumplirse que:

$$\text{pues} \quad \frac{\alpha_1 U_1^2}{2g} = \frac{\alpha_2 U_2^2}{2g} \quad \text{y} \quad z_1 = z_2$$

de modo que en ese caso particular la pérdida de energía es igual a la pérdida de presión:

$$\left(J = \frac{P_1}{\gamma} - \frac{P_2}{\gamma} \right)$$

En general, al ser $Q = \text{cte.}$ y $A = \text{cte.}$, serán: $\alpha_1 = \alpha_2$ y $U_1 = U_2$ de modo que: $\frac{\alpha_1 U_1^2}{2g} = \frac{\alpha_2 U_2^2}{2g}$ y la pérdida de energía coincide con la caída piezométrica. La línea de energía y la línea piezométrica resultan paralelas.

Aplicando el teorema de Bernoulli a las secciones 1 y 2 en cualquiera de los casos, se obtiene:

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{\alpha_1 U_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{\alpha_2 U_2^2}{2g} + J_{1-2}$$

y debido a lo expuesto: $\alpha = cte.$ y $U = cte.$, resulta

$$J = \left(Z_1 + \frac{p_1}{\gamma} \right) = \left(Z_2 + \frac{p_2}{\gamma} \right)$$

A las pérdidas de energía provenientes de los rozamientos que por efecto viscoso son finalmente disipadas en calor se las denomina “pérdidas de energía generales” y se producen por el escurrimiento en tuberías aunque éstas no tengan discontinuidades en su recorrido. A las pérdidas de energía provenientes de las resistencias de forma, en una tubería por ejemplo debidas a singularidades (válvulas, ensanchamientos, contracciones, bifurcaciones, codos, curvas, medidores, etc.) se las denomina pérdidas de energía locales.

4.5.3. Ecuación de Darcy-Weisbach

En los escurrimientos a presión el problema fundamental es relacionar las pérdidas de energía con las características geométricas e hidráulicas de los mismos.

En base a numerosas experiencias realizadas, se sabe que la energía perdida en el tramo Δl_{i-j} de un conducto, que se denominará ΔJ_{i-j} , cumple con ser:

- a) Proporcional a la longitud del tramo Δl
- b) Aproximadamente inversamente proporcional al diámetro D
- c) Aproximadamente proporcional a la altura cinética $U^2 / 2g$
- d) Función de μ y de ρ
- e) Depende de la naturaleza de las paredes de la conducción

Se puede entonces escribir la expresión que sigue:

$$\Delta J = cte. \Delta l \cdot \frac{1}{D} \cdot \frac{U^2}{2g} \cdot \phi \quad (naturaleza \text{ de las paredes}; D; U)$$

En la función ϕ aparecen como variables, además de la naturaleza de las paredes, el diámetro D y la velocidad media U . Esto se debe a que ΔJ es sólo aproximadamente proporcional a U^2 y a $1/D$, lo que se corrige con la nombrada función.

Si se procede a igualar:

Cte. ϕ (naturaleza de las paredes; D ; U) = f

Reemplazando, se obtiene finalmente la expresión de Darcy-Weisbach:

$$\Delta J_{i-j} = f \cdot \frac{\Delta l}{D} \cdot \frac{U^2}{2g}$$

4.6. COEFICIENTE DE FRICCIÓN

En general, f será función de las características del fluido, del conducto y del escurrimiento. Se admite que las propiedades físicas del fluido que intervienen son la viscosidad dinámica μ y la masa específica ρ , las características del conducto D (diámetro) y k (altura de rugosidad equivalente de las paredes, que se definirá más adelante) y las variables representativas del escurrimiento, sintetizadas en la velocidad media U . Luego,

$$f = f(\mu, \rho, D, k, U)$$

que mediante la aplicación del análisis dimensional se reducen a tres parámetros adimensionales

$$f = f\left(R_e, \frac{D}{k}\right)$$

En realidad, la expresión de f fue inicialmente buscada por medios exclusivamente empíricos. En 1857, Dupuit consideraba $f = \text{cte.}$ Para la misma época, ya Darcy consideraba $f = f(D)$, mientras que Prony y Weisbach se concentraron en agua para flujos altamente turbulentos, llegando a $f = f(k, 1/D)$. Finalmente, las expresiones racionales, obtenidas de una conjunción teórico-experimental permitieron la confección de diagramas como los de Moody y Rouse, en los que es posible obtener f tal como se lo define en la función.

4.6.1. Fórmulas Empíricas

Si se hace $f = 8gb$ (con g aceleración normal de la gravedad y b variable), se tiene:

$$j = j^* = \frac{8 g b}{D} \cdot \frac{U^2}{2g}$$

como por continuidad:

$$U A = Q \quad \therefore \quad U = \frac{Q}{A} = 4 \frac{Q}{\pi D^2}$$

reemplazando y operando:

$$j = j^* = 6,48 b \frac{Q^2}{D^5}$$

Esto permite resumir todas las fórmulas empíricas existentes, lo que se logra dando distintos valores a la variable b . Las fórmulas de referencia pueden consultarse en general en los manuales de Hidráulica, y en particular la expresión de Hazen y Williams, deducida de trabajos experimentales.

$$j = \frac{1}{(0,275 C)^{1,852}} \cdot \frac{Q^{1,852}}{D^{4,87}}$$

en la que C es un coeficiente función de la naturaleza de las paredes y cuyos valores pueden deducirse de la tabla siguiente:

donde: el diámetro D se expresa en m y el caudal Q en m^3/s

MATERIAL	C
Asbesto cemento	140
Fundición nueva	130
Idem con 5 años de servicio	119
Idem con 10 años de servicio	111
Idem con 20 años de servicio	96
Idem con 30 de servicio	87
Madera	120
Hormigón, encofrado metálico	140
Hormigón, encofrado de madera	120
Hormigón centrifugado	135
Acero soldado	Igual que fundición, pero adicionando 5 años de la edad
Acero remachado	Idem, pero agregando 10 años
P.V.C. y P. R. F.V.	145
Polietileno de alta densidad	145 - 150

Tabla 26. Valores de C

En la **Figura 84** se presenta el gráfico de la fórmula de Hazen y Williams, el que es válido para $C = 100^*$. Para valores distintos del coeficiente deberán afectarse los resultados multiplicando a cada incógnita por los factores que indican en la **Tabla 27**:

C	Factor de corrección para calcular		
	j	D	Q
80	1,51	1,09	0,8
90	1,23	1,04	0,9
110	0,855	0,97	1,1
120	0,735	0,94	1,2
130	0,631	0,91	1,3
140	0,518	0,87	1,4

Tabla 27. Factores de corrección para el cálculo de C

* Nótese que en la expresión el caudal se expresa en m^3/seg y en el gráfico en l/seg .

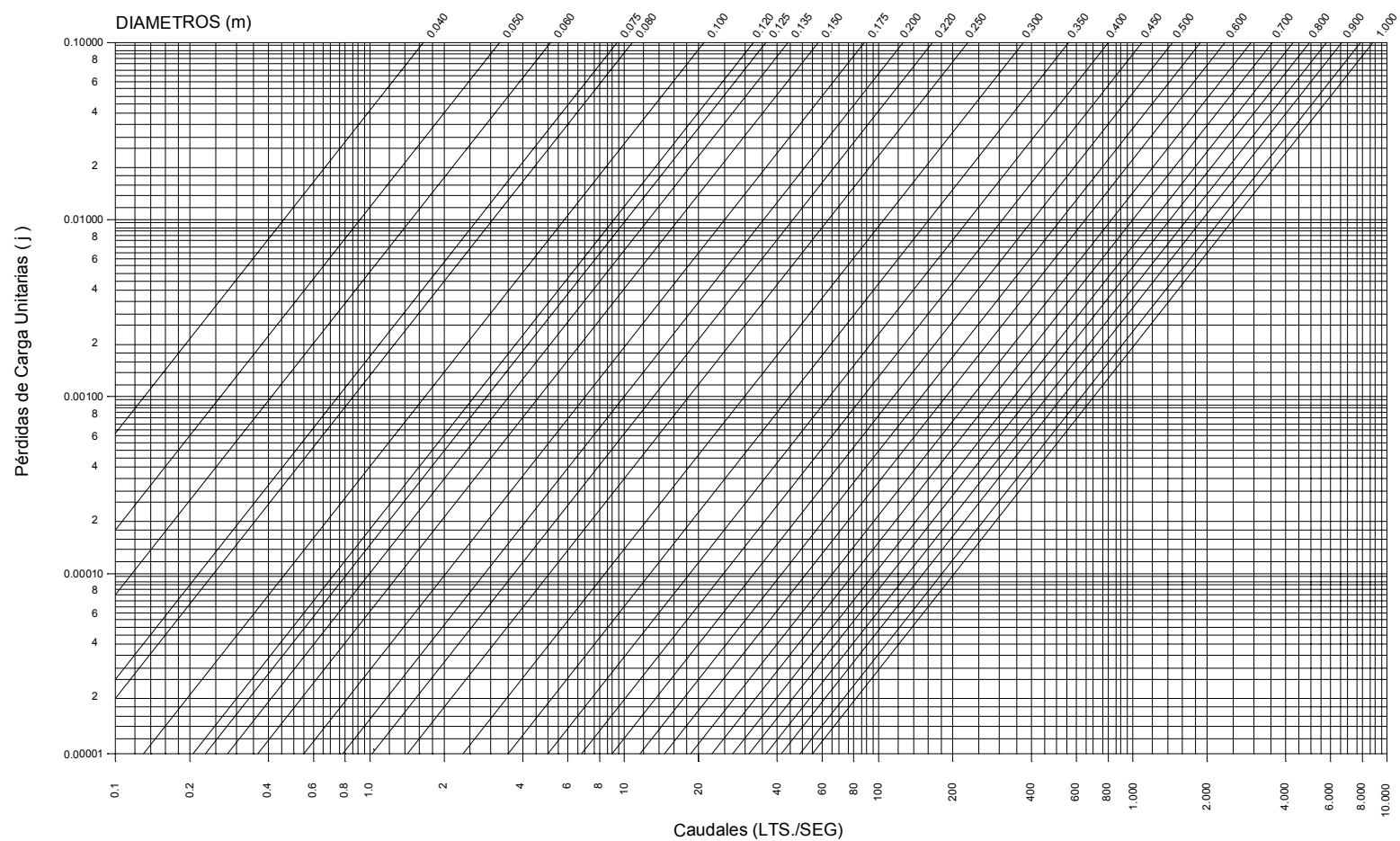


Figura 84. Gráfico de la fórmula de Hazen y Williams para $C = 100$

4.6.2. Fórmulas Racionales

Estas fórmulas han surgido a la luz de investigaciones posteriores y se fundamentan en criterios racionales. En su conjunto constituyen la moderna teoría hidrodinámica.

Siguiendo lineamientos experimentales, estas fórmulas hacen depender al coeficiente de fricción, f de las cinco variables siguientes; velocidad media U , diámetro D , masa específica o densidad ρ , viscosidad absoluta μ y rugosidad absoluta K .

Esta última variable se define como el diámetro de arena uniforme equivalente en cuanto a rugosidad se refiere, a la de un dado material. Se determina experimentalmente y su valor identifica y es propio de cada material en particular, tal como se describe, en forma sucinta, en la **Tabla 28** siguiente para los materiales más usados.

MATERIAL	K en m	
P.V.C.	$6 \cdot 10^{-6}$	
Fibrocemento	$2,5 \cdot 10^{-5}$	
Hormigón	K inferior	K superior
Encofrado de madera, juntas imperfectas, hormigón pobre	$1,8 \cdot 10^{-4}$	$4 \cdot 10^{-4}$
Hormigón centrifugado en tubos	$6 \cdot 10^{-4}$	$3 \cdot 10^{-3}$
Encofrado metálico nuevo, juntas bien ejecutadas	$1,5 \cdot 10^{-4}$	$5 \cdot 10^{-4}$
Encofrado metálico nuevo, juntas bien ejecutadas	$6 \cdot 10^{-5}$	$1,8 \cdot 10^{-4}$
Encofrado metálico, terminación perfecta por obreros calificados y juntas bien ejecutadas, paredes perfectamente lisas	$1,5 \cdot 10^{-4}$	$6 \cdot 10^{-5}$

Tabla 28. Valores de K

Todos los conceptos y fórmulas de la teoría hidrodinámica moderna se resumen en el gráfico de Rouse, también llamado “gráfico universal de resistencia” y que tiene como ejes coordenadas

$$1/\sqrt{f} \quad \text{y} \quad \text{Re}\sqrt{f}$$

Los valores del coeficiente de fricción f se obtienen mediante las siguientes expresiones:

a) Escurrimiento laminar

$$f = \frac{64}{\text{Re}}$$

La que también puede escribirse

$$\sqrt{f} \cdot \sqrt{f} = \frac{64}{R_e}$$

y queda en función de los parámetros del gráfico de Rouse como sigue

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = \frac{\text{Re} \sqrt{f}}{64}$$

b) Valor de f para conducción lisa

La expresión racional para las tuberías lisas es

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \text{Re} \sqrt{f} - 0,8$$

En la **Figura 85** se esquematiza el concepto de “contorno liso”. Se identifica con el símbolo δ' a la subcapa laminar, que es un pequeño espesor en las cercanías del contorno del conducto, en donde tienen lugar los efectos de origen viscoso y por lo tanto se mantienen condiciones de flujo laminar.

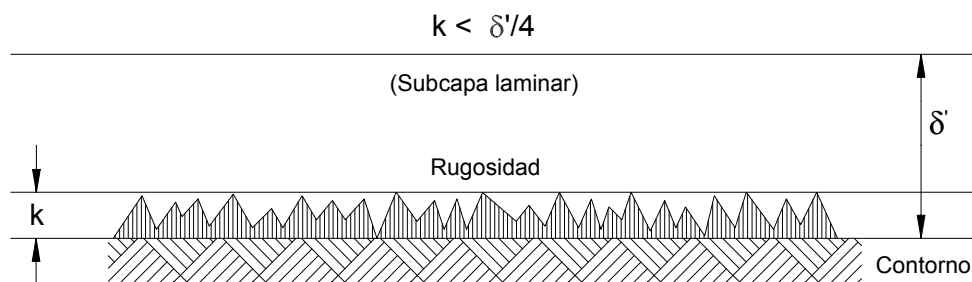


Figura 85. Condición de conducción lisa

Desde que todo material presenta rugosidad, la teoría y la experimentación demuestran que la validez de la expresión anterior tiene lugar siempre que la subcapa laminar emerja claramente sobre la rugosidad verificándose que K sea menor que $\delta'/4$.

c) Valor de f para contornos rugosos:

La experimentación demuestra que valores de K relativamente elevados con respecto a δ' , impiden la formación de la subcapa laminar y en consecuencia el valor del coeficiente de fricción dependerá de K y más precisamente de la relación D/K .

La expresión racional, corroborada por la experiencia se traduce en:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{D}{K} + 1,14$$

La validez de esta expresión, puede probarse que rige a partir de la condición

$$\frac{Re \sqrt{f}}{D/K} = 200$$

y siempre que se cumpla

$$K > 6 \delta'$$

Tal como puede apreciarse en la **Figura 86**.

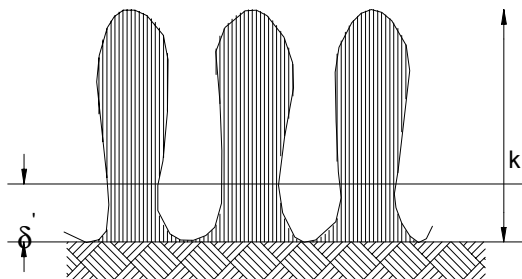


Figura 86. Conducciones rugosas

d) El gráfico de Rouse:

En la **Figura 87** se esquematiza la configuración que va a adquiriendo el diagrama de Rouse al representar en él las ecuaciones anteriores.

La figura se completa con los ejes logarítmicos de los Re y f , dando las primeras, curvas en las formas indicadas en la **Figura 82**.

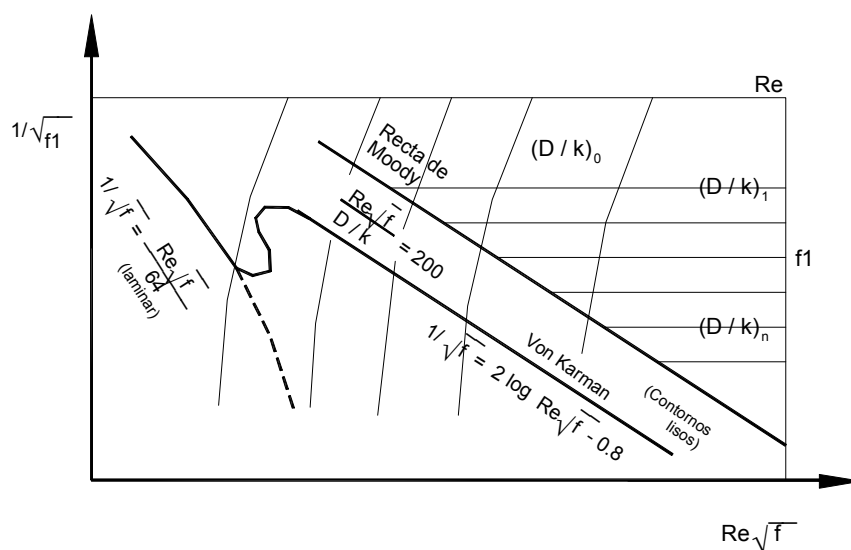


Figura 87. Representación de las ecuaciones anteriores

Para la zona entre las rectas para contornos lisos y la recta de Moody (contornos rugosos), se ha determinado una expresión empírica que hace depender a f de Re y de D/K , puesto que tanto la subcapa laminar, como la rugosidad tienen su influencia. Puede considerarse conceptualmente que la rugosidad emerge relativamente poco de la subcapa laminar.

La expresión de referencia, dada por los investigadores Colebrook y White, es:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{D}{2K} - 2 \log \left(1 + 18,7 \frac{D/2K}{Re \sqrt{f}} \right) + 1,74$$

Finalmente la **Figura 88**, además de resumir la actual teoría hidrodinámica, posibilita el cálculo de conducciones con un criterio racional y teniendo en cuenta incluso variaciones de temperatura (a través del número de Reynolds) que no posibilitan las expresiones empíricas.

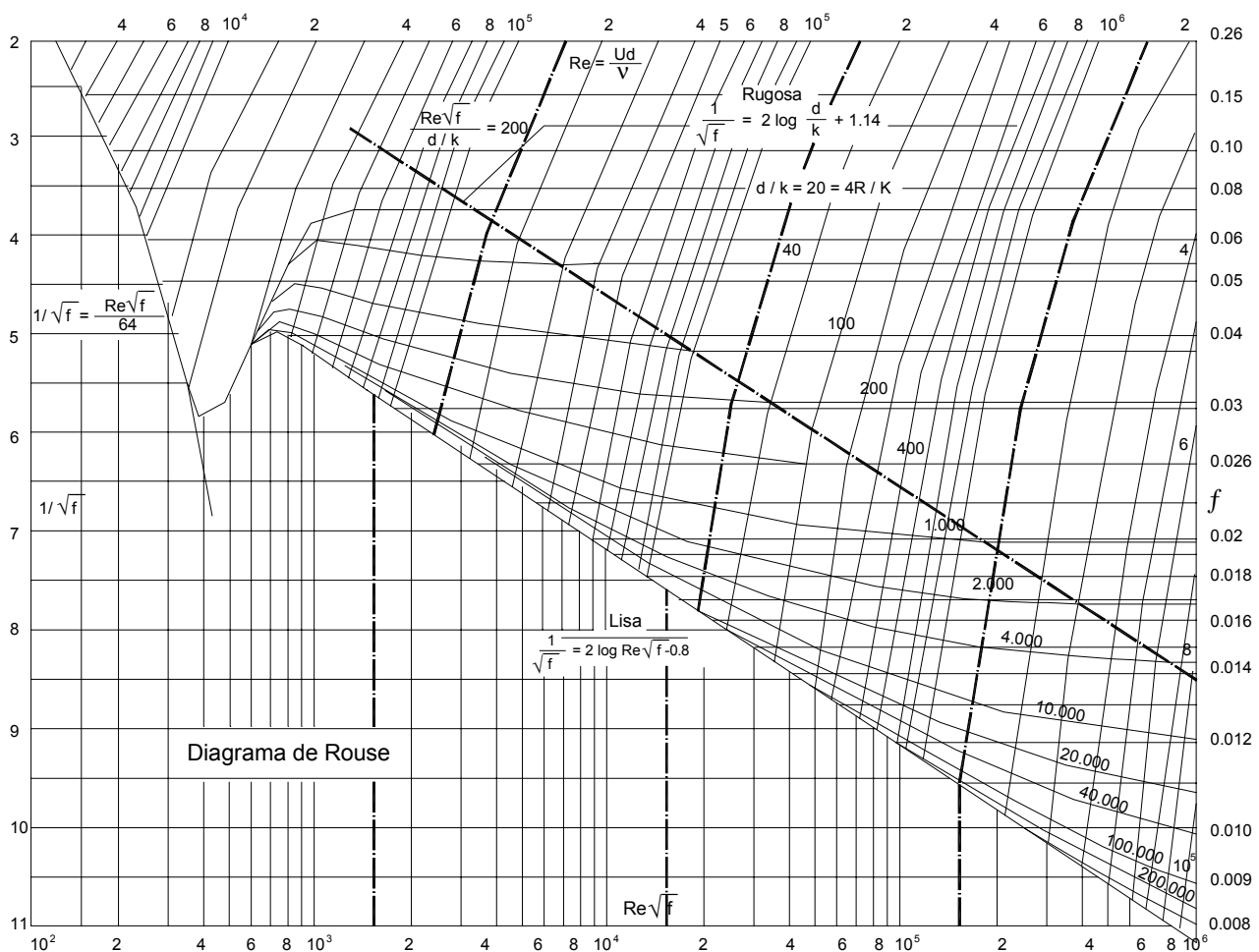


Figura 88. Diagrama universal de fricción de Rouse

4.7. APLICACIÓN DEL DIAGRAMA UNIVERSAL DE RESISTENCIA AL CÁLCULO DE TUBERÍAS

4.7.1. Determinación de la Pérdida de Energía

Son datos conocidos el gasto Q a transportar, la tubería disponible (y por ende su diámetro D y su coeficiente de rugosidad equivalente k) el líquido y su temperatura, que definen un coeficiente de viscosidad cinemática $\bar{\nu}$ y la longitud de conducción L entre el punto inicial y el final de la tubería. La incógnita es la pérdida de energía J , que me indicará la energía necesaria inicial (altura de un tanque elevado o presión de salida de una bomba) para que el escurrimiento sea efectivamente posible.

Los pasos a seguir son los siguientes:

- a) Se calcula la velocidad media $U = \frac{4Q}{\pi D^2}$
- b) Se calcula la relación D/k
- c) Se calcula el número de Reynolds $Re = \frac{UD}{\bar{\nu}}$, constatando que el mismo sea mayor que 2.300
- d) Con R y D/k se entra al diagrama de Rouse, cuidando de llevar el valor de Re siguiendo la forma curva y no descendiendo verticalmente, y se obtiene el valor del coeficiente de fricción f
- e) Conocido f , se calcula la incógnita mediante la ecuación de Darcy-Weisbach:

$$J = f \frac{L}{D} \frac{U^2}{2g}$$

4.7.2. Verificación de una Tubería Existente (Cálculo del Caudal)

La tubería y fluido son ya conocidos, por lo que D , k , L y $\bar{\nu}$ son datos.

La pérdida de energía está fija (el tanque o la bomba forman parte de la instalación) y se desea verificar qué gasto es capaz de transportar. La incógnita entonces es Q , para lo cual:

- a) Se calcula D/k
- b) Desconociéndose Q se desconoce U , y por lo tanto no es posible calcular Re ; una variante sería efectuar el cálculo por tanteos, a partir del f correspondiente con el D/k calculado; otra variante es el cálculo directo que se indica a continuación:
- c) Se calcula la abscisa del diagrama de Rouse

$$R_e \sqrt{f} = \frac{D^{3/2}}{v} \sqrt{\frac{2gJ}{L}}$$

obsérvese que puede calcularse el producto $R_e \sqrt{f}$ pese a que no se conocen R_e ni \sqrt{f} .

d) Siendo $U = \frac{4Q}{\pi D^2}$, la fórmula de Darcy-Weisbach se escribe

$$J = \frac{L}{D^5} \frac{8Q^2}{\pi^2 g}$$

se calcula el gasto

$$Q = \pi D \sqrt{\frac{DgJ}{8fL}}$$

e) se verifica el número de Reynolds

4.7.3. Proyecto de una Tubería (Cálculo del Diámetro)

Cuando se proyecta una conducción es evidente que se fijan el gasto Q a transportar, el líquido y su temperatura (o sea v) y la pérdida de energía disponible.

Luego, para un dado material componente de la tubería (con k conocido) será necesario determinar el diámetro D requerido.

Al desconocerse el valor de D , no pueden ser calculados los parámetros adimensionales D/k , Re , $R\sqrt{f}$, necesarios para la obtención del coeficiente f , por lo que se complica el cálculo. Ese cálculo será necesariamente iterativo, por lo que se plantea la metodología a seguir. La expresión de Darcy-Weisbach pueda ser escrita como:

$$J = f \frac{L}{D^5} \frac{8Q^2}{\pi^2 g}$$

y agrupando los valores conocidos

$$D^5 = \left(\frac{L}{J} \frac{8Q^2 f}{\pi^2 g} \right)$$

siendo

$$C_1 = \frac{8 Q^2 L}{\pi^2 g J} \quad ; \quad R = \left(\frac{4Q}{\pi v} \right) \cdot \frac{1}{D} = C_2 \frac{1}{D}$$

Entonces, la metodología recomendada es la siguiente:

a) Calcular las dos constantes

$$C_1 = \frac{8 Q^2 L}{\pi^2 g J} \quad y \quad C_2 = \frac{4Q}{\pi v}$$

b) Se elige arbitrariamente un valor de f_0 (por ejemplo $f_0 = 0,02$, que está en el centro de la ordenada del diagrama)

c) Se calcula un diámetro inicial $D_0 = \sqrt[5]{C_1 f_0}$

d) Con el valor D_0 obtenido se calcula $R_{eo} = C_2 / D_0$

e) Con el valor D_0 obtenido se calcula D_0/k

f) Con R_{eo} y D_0/k se entra al diagrama universal, extrayendo un nuevo valor del coeficiente de fricción f_1 , que en general será diferente de f_0

g) Si $f_1 \neq f_0$ es necesario reiterar el procedimiento efectuando los cálculos ya citados obteniéndose $D_1 = \sqrt[5]{C_1 f_1}$ $R_{e1} = C_2 / D_1$ y obtener del diagrama f_2

h) Cuando se alcance el valor $f_i \cong f_{i-1}$ se adopta como válido el diámetro D_i correspondiente a la última iteración

En caso de cálculos convencionales para tuberías que se comprarán en plaza, la iteración podría detenerse antes, cuando D_n y D_{n+1} se encuentren comprendidos dentro del entorno de dos diámetros comerciales consecutivos, pues de todos modos deberá adoptarse como D el diámetro comercial mayor más cercano.

4.8. RESISTENCIA DE FORMA

Cuando en un escurrimiento se producen pérdidas de energía por la presencia de singularidades (válvulas, diagramas, etc.) o la forma de los contornos, se dice que las pérdidas son debidas a la resistencia de la forma. Tratándose de tuberías se llaman pérdidas localizadas.

Si se considerara escurrimiento potencial y se supone que el esfuerzo viscoso es nulo, no hay ninguna forma que se oponga al escurrimiento. En cambio cuando el escurrimiento se produce en régimen laminar, se debe considerar la resistencia debida al frotamiento interno del fluido, es decir el esfuerzo tangencial que produce deformaciones.

4.8.1. Pérdidas de Carga Locales en Conductos

Casi todas las formas elementales de cuerpos sumergidos pueden asimilarse a una transición determinada en un conducto, o a dispositivos comunes.

Así, por ejemplo, un perfil hidrodinámico inmerso en una corriente, como el del lado izquierdo de la **Figura 89** produce una serie de contracciones y expansiones de la corriente similares a las generadas por un tubo Venturi. (Lado derecho de la **Figura 89**).

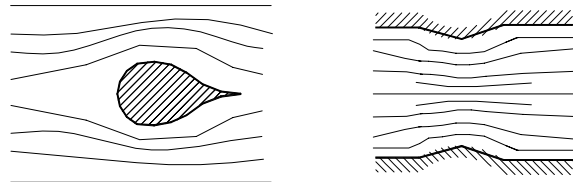


Figura 89. Modificación de las líneas de corriente por singularidades en el escurrimiento

Análogamente, un cuerpo con contornos más abruptos (lado izquierdo de la **Figura 90**) provocará en las líneas de corriente un esquema de contracción y expansión similar al que se produce en un estrechamiento brusco en una tubería (sector derecho de la **Figura 85**).

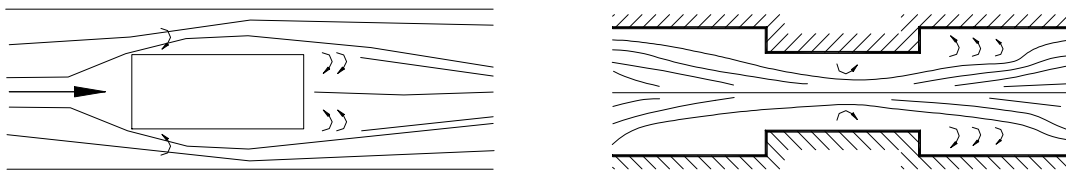


Figura 90. Modificación de las líneas de corriente por singularidades en el escurrimiento

Por último una placa colocada en forma normal a una corriente (**Figura 91**) generará efectos de contracción, expansión y separación de las líneas de flujo similares al de un diafragma u orificio en una tubería.

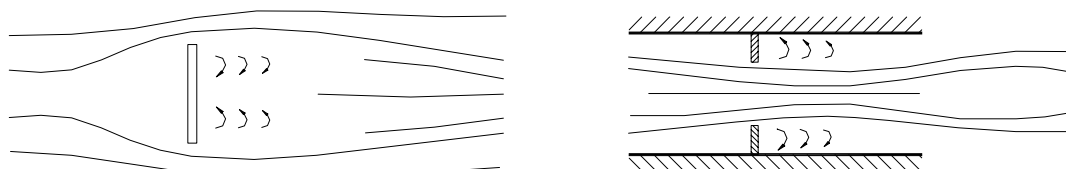


Figura 91. Modificación de las líneas de corriente por singularidades en el escurrimiento

La expresión general de las pérdidas de carga localizadas es:

$$J = K \frac{U^2}{2g}$$

donde K depende del tipo de transición o elemento colocado en el conducto, es decir de consideraciones esencialmente geométricas.

Como se dijera anteriormente, estas pérdidas no se producen en forma continua a lo largo de la tubería como las generales, sino que están localizadas en una sección. En rigor no sería en una sección sino en un pequeño tramo de tubería, cuya longitud es despreciable frente a la del tubo.

Las singularidades más comunes son:

- Cambios de sección (estrechamiento y ensanchamiento)
- Cambios de dirección (codos y curvas)
- Los dos efectos anteriores simultáneamente
- Interposición de accesorios (válvulas, filtros , medidores, etc.)

El efecto inmediato que produce cualquiera de los accidentes anteriores es una modificación del módulo o la dirección de la velocidad, lo que indica en cierto modo que las pérdidas locales dependen de la velocidad de la corriente.

Para gran número de casos se han determinado los valores de las pérdidas locales en forma experimental, otros son obtenidos analíticamente.

4.8.2. Ensanchamiento Brusco

(Ver Figura 92).

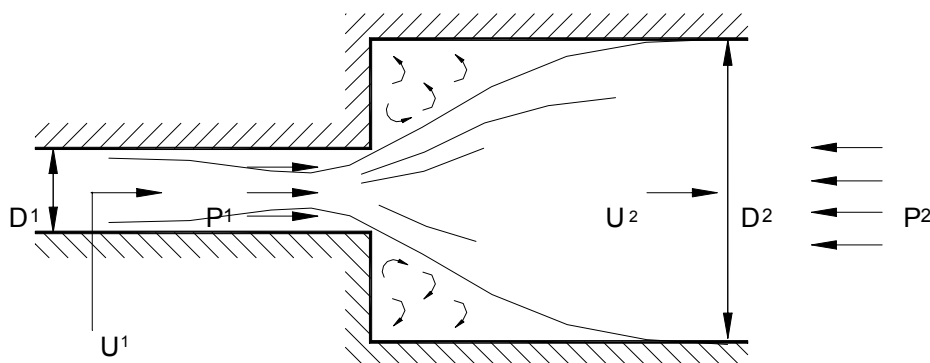


Figura 92. Ensanchamiento brusco

$$J_{ens} = \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2 \cdot \frac{U_1^2}{2g} = K \frac{U_1^2}{2g}$$

O sea que el valor de K es función sólo de la relación de áreas o de diámetros.

En el caso de una tubería que ingresa a un depósito, A_2 es muy grande en comparación con A_1 , o sea:

$$\left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2 \rightarrow \sim 1 \quad K = 1$$

$$J_{ens} = \frac{U_1^2}{2g}$$

4.8.3. Estrechamiento Brusco

(Figura 93)

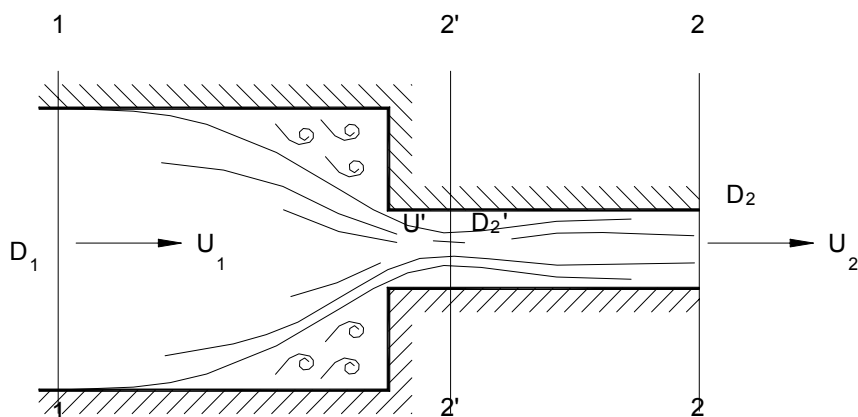


Figura 93. Estrechamiento brusco

Hay dos fenómenos:

- Un estrechamiento de la sección de escurrimiento desde 1 – 1 a 2' – 2'.
- Un ensanchamiento desde 2' – 2' hasta 2 – 2

En general, el proceso de conversión de energía de presión en energía cinética es de alto rendimiento o sea que en los escurrimientos donde las líneas de corriente son convergentes (velocidad creciente), las pérdidas de energía son pequeñas mientras que en los procesos inversos (caso borde), las pérdidas son mayores.

Es así que las pérdidas entre 1 -1' y 2' - 2' son despreciables frente a las que se producen entre 2' - 2' y 2 - 2.

$$\mu \cdot A_2 U_2' = A_2 U_2 \rightarrow U_2' \frac{U_2}{\mu}$$

$$J_{est} = \frac{1}{2g} \left(\frac{U_2}{\mu} - U_2 \right)^2 = \frac{1}{2g} U_2^2 \left(\frac{1}{\mu} - 1 \right)^2 \dots J_{est} = \frac{K_{est} U_2^2}{2g}$$

El coeficiente de contracción μ fue determinado especialmente por Weisbach para distintas relaciones de área.

También se puede tabular K en función de μ . Para el caso de tubería que arranca de un recipiente, $K = 0,5$, para arista viva y $K = 0,01$ a $0,05$, para arista redondeada.

4.8.4. Ensanchamientos Graduales

Obviamente las pérdidas son menores que en los ensanchamientos bruscos.

El coeficiente K de variación varía en función de la relación D_2/D_1 y el ángulo que define la geometría del ensanchamiento. (**Figura 94**).

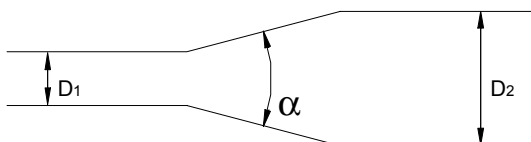


Figura 94. Ensanchamiento gradual

4.8.5. Cambio de Dirección. Codos

(**Figura 95**). Por efecto de la variación del campo de presiones y fuerzas no equilibradas se producen corrientes secundarias en el plano transversal, que superpuestas con el movimiento inicial originan un movimiento en doble espiral, cuya intensidad decrece hacia aguas abajo al alejarse del codo.

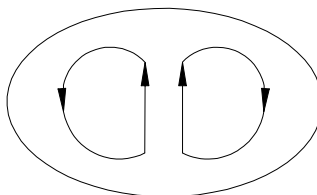


Figura 95. Corrientes secundarias en codos y curvas

Ese movimiento se produce a expensas de la energía que produce la corriente, verificándose en consecuencia una pérdida de energía local.

Los valores de K suelen darse en función del número de Reynolds y de la relación

$\frac{\text{Radio Codo}}{\text{Diámetro Tubo}}$ además del ángulo del codo.

4.8.6. Cálculo de Tuberías con Pérdidas Locales

Al proyectar una tubería se calculan las pérdidas en los tramos rectos (pérdidas generales) y luego se le suman las pérdidas locales. Muchas veces en este tipo de cálculos se desconoce el diámetro de la tubería y hay que determinarla por tanteo.

Entonces la tarea es muy compleja cuando hay varios artefactos instalados, para los cuales el valor de k es función del diámetro desconocido. De ahí surge la idea de encontrar un método menos complicado.

4.8.7. Método de la Longitud Equivalente

Consiste en agregar una cierta longitud de tubería ficticia a los tramos rectos existentes, de manera de no considerar los accesorios en la pérdida de energía. (**Figura 96**).

Por ejemplo

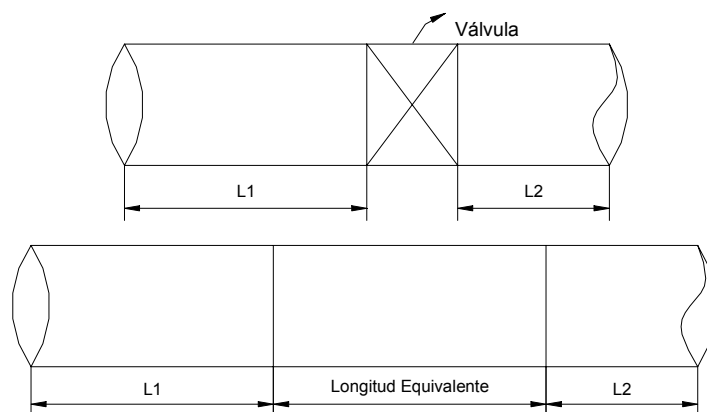


Figura 96. Longitud equivalente de una válvula

Se busca una longitud total que provoque la misma pérdida

$$L_{TOTAL} = L_1 + L_2 + L_{VÁLVULA}$$

y se calculan las pérdidas de energía por esa longitud total.

$L_{VÁLVULA}$ es la longitud de tubo del mismo diámetro que el considerado que produce igual pérdida de energía que el accesorio.

Entonces desde el punto de vista del cálculo se suprime el accesorio y se agrega idealmente a la tubería una longitud que sea equivalente a aquél en lo que a las pérdidas se refiere.

Es decir:

$$J_{acc} = K \frac{U^2}{2g} = f \frac{L_x}{D} \cdot \frac{U^2}{2g}$$

$$L_x = \frac{K D}{f}$$

Las longitudes equivalentes están tabuladas para distintos accesorios en función del diámetro de la tubería.

Esto es correcto para una tubería de determinado material, pues al cambiar el material, varía la relación D/K y en consecuencia f , lo que hace que varíe L_x o sea que según sea el material de la tubería, la longitud equivalente de un mismo accesorio adquiere valores muy diferentes.

De ahí que el uso de las tablas gráficas puede llevar a errores. Cabe acotar, sin embargo que en general no se da importancia a estos errores frente al valor que representan las pérdidas generales.

Hay un ábaco del Ing. L. Ivanisevich (manual de Hidráulica del Ing. D. Dalmati) donde se tiene en cuenta el valor de la rugosidad relativa.

Luego

$$L_{calc.} = L_{real} + L_{equivalente}$$

$$J = f \cdot \frac{L_{calc.}}{D} \cdot \frac{U^2}{2g} \text{ y el cálculo se realiza como es habitual.}$$

4.9. SISTEMAS DE TUBERÍAS

4.9.1. Descripción de Sistemas de Tuberías

- Compuestos o en serie: varias tuberías, una a continuación de otra.
- En paralelo: dos o más tuberías que partiendo de un punto vuelven a unirse en otro punto aguas abajo del primero.
- Ramificados: dos o más tuberías que se ramifican en cierto punto y no vuelven a unirse nuevamente.

4.9.2. Tuberías Equivalentes

Una tubería es equivalente a otra tubería o a un sistema de tuberías si para una pérdida de carga dada escurre el mismo caudal en la tubería equivalente que en el sistema de tuberías dado.

Frecuentemente se reemplaza un sistema de tuberías complejo por una sola tubería equivalente.

4.9.3. Tuberías en Serie

Cuando dos o más tuberías de diferentes diámetro o rugosidades se conectan de manera que el flujo pase por una y a continuación por la otra.

El problema típico es aquél que se pide la altura H para un caudal dado o el caudal que sale para una altura dada. (**Figura 97**).

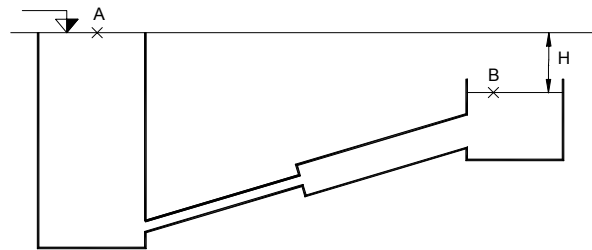


Figura 97. Tuberías en serie

Aplicando la expresión de Bernoulli entre A y B.

$$H + 0 + 0 = 0 + 0 + \underbrace{K_e \frac{U_1^2}{2g}}_{\text{embocadura}} + \underbrace{\frac{f_1 L_1}{D_1} \cdot \frac{U_1}{2g} + \frac{(U_1 - U_2)^2}{2g}}_{\text{ensanchamiento}} + \underbrace{\frac{f_2 L_2}{D_2} \frac{U_2^2}{2g} + \frac{U_2^2}{2g}}_{\text{desembocadura}}$$

Por continuidad resulta

$$\frac{\pi D_1^2 U_1}{4} = \frac{\pi D_2^2 U_2}{4} \quad U_1 D_1^2 = U_2 D_2^2$$

eliminando U_2

$$H = \frac{U_1^2}{2g} \left\{ K_e + \frac{f_1 L_1}{D_1} + \left[1 - \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^2 \right]^2 + \frac{f_2 L_2}{D_2} \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^4 + \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^4 \right\}$$

Conociendo los diámetros y longitudes, la ecuación anterior se escribe

$$H = \frac{U_1^2}{2g} (C_1 + C_2 f_1 + C_3 f_2)$$

donde C_1 , C_2 , C_3 son conocidos.

4.9.3.1. Métodos de Cálculo

- 1). Si se conoce el caudal: se puede calcular el número de Reynolds y los factores de fricción f se encuentran en los diagramas de Rouse o de Moody. H se calcula por simple sustitución.
- 2). Caso en que se conoce H y se pide el caudal: son desconocidos U_1 , f_1 , f_2 . Por lo tanto se eligen arbitrariamente valores de f_1 y f_2 , con los cuales se obtiene un valor de prueba U_1 ; con U_1 se calculan números de Reynolds y con los diagramas los nuevos valores de f_1 , y f_2 , con los cuales se recalcula un U_1 más aproximado. Las soluciones de prueba convergen rápidamente. Lo mismo se aplica cuando las tuberías en serie son más de dos.

4.9.3.2. Tuberías Equivalentes

Los problemas de tuberías en serie pueden resolverse por el método de las longitudes equivalentes. Dos sistemas de tuberías son equivalentes cuando la misma pérdida de altura produce el mismo caudal en ambos sistemas.

Para la tubería 1

$$J_1 = \frac{f_1 L_1}{D_1} \frac{U_1^2}{2g} = \frac{f_1 L_1}{D_1} \frac{16 Q^2}{2g \pi^2 S_1^4} = \frac{f_1 L_1}{D_1^5} \frac{8 Q_1^2}{\pi^2 g}$$

Análogamente para la tubería 2

$$J_2 = \frac{f_2 L_2}{D_2} \frac{U_2^2}{2g} = \frac{f_2 L_2}{D_2^5} \frac{8 Q_2^2}{\pi^2 g}$$

para que ambas tuberías sean equivalentes ha de verificarse

$$J_1 = J_2 \quad \text{y} \quad Q_1 = Q_2$$

$$\frac{f_1 L_1}{D_1^5} \frac{8 Q_1^2}{\pi^2 g} = \frac{f_2 L_2}{D_2^5} \frac{8 Q_2^2}{\pi^2 g}$$

por lo tanto:

$$\frac{f_1 L_1}{D_1^5} = \frac{f_2 L_2}{D_2^5}$$

$$L_2 = \frac{f_1}{f_2} \left(\frac{D_2}{D_1} \right)^5 \cdot L_1$$

que es la longitud de una tubería equivalente a la primera. Así dos o más tuberías que componen un sistema pueden reemplazarse por una única tubería que dé igual caudal para igual pérdida de altura.

4.9.4. Tuberías en Paralelo

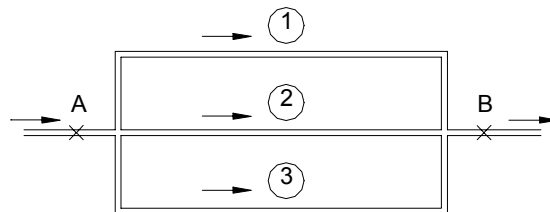


Figura 98. Tuberías en paralelo

(Ver **Figura 98**) Un sistema en paralelo es aquél en el que el flujo se divide entre las tuberías componentes y luego se reúne nuevamente.

En este caso la consideración es que la pérdida de carga entre A y B debe ser la misma calculada en cualquiera de las tres tuberías. En el caso de haber pérdidas localizadas las mismas se suman a las longitudes de cada tubería como longitudes equivalentes.

Las condiciones a satisfacer son: $Q = Q_1 + Q_2 + Q_3$

$$J_1 = J_2 = J_3 = \left(Z_A + \frac{P_A}{\gamma} \right) - \left(Z_B + \frac{P_B}{\gamma} \right)$$

Hay dos tipos de problemas:

- 1). Conocida la altura piezométrica en A y B, determinar el caudal: es de resolución fácil, pues se reduce al problema de calcular el caudal en una tubería sencilla y luego se suman los caudales para determinar el caudal total
- 2). Conocido el caudal total, encontrar la distribución de caudales y la pérdida de energía: en ambos casos se suponen conocidos los diámetros, rugosidades y propiedades del fluido. Se resuelve de la siguiente manera: se supone un caudal Q'_1 en la tubería 1. Con este Q'_1 se calcula la pérdida $J = J_1 = J_2 = J_3$, con estas

pérdidas se hallan Q'_2 y Q'_3 . Se supone que el verdadero Q se reparte entre las tres tuberías en la misma proporción en que lo hacen Q'_1 , Q'_2 , Q'_3 , o sea

$$Q_1 = \frac{Q'_1}{\Sigma Q'} \cdot Q \quad ; \quad Q_2 = \frac{Q'_2}{\Sigma Q'} \cdot Q \quad ; \quad Q_3 = \frac{Q'_3}{\Sigma Q'} \cdot Q$$

Se deben entonces verificar estos caudales comprobando los J_1 , J_2 , J_3 para los valores hallados Q_1 , Q_2 , Q_3 .

4.9.5. Tuberías Ramificadas

Son problemas del tipo que se esquematiza: se suele pedir el caudal en cada tubería, conociendo las alturas de los depósitos, diámetros y rugosidades, y las propiedades del fluido.

La hipótesis de cálculo es que en cada tubería deben cumplirse las ecuaciones de energía y de continuidad.

Es decir que el caudal que llega al nudo A, debe ser igual al que sale de él.

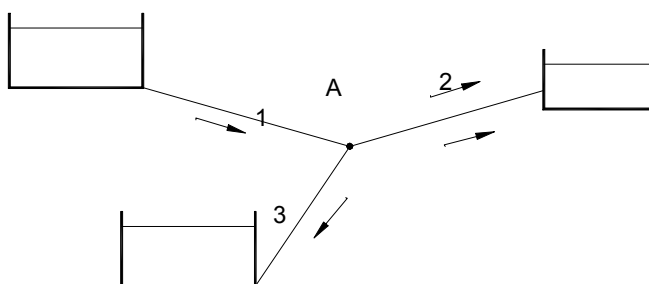


Figura 99. Tuberías ramificadas

El líquido, evidentemente, debe salir del depósito más alto y entrar en el más bajo, por lo que la continuidad implicará alguna de las condiciones siguientes:

$$Q_1 = Q_2 + Q_3 \quad \text{ó} \quad Q_1 + Q_2 = Q_3$$

Si la línea piezométrica en el nudo A está por encima de la superficie del depósito intermedio, el líquido entrará en éste; si la piezométrica en A está por debajo de la superficie libre del depósito intermedio, el líquido saldrá de él.

Para hallar una solución se supone una cota piezométrica en el nudo y se calculan Q_1 , Q_2 y Q_3 , hasta que verifiquen la ecuación de continuidad.

4.10. AFOROS EN CIRCUITOS DE BOMBEO

Básicamente la medición de caudales en circuitos de bombeo, se desarrolla según dos tipos de metodologías, a saber:

Medición directa: caudalímetros, métodos volumétricos, etc.

Medición indirecta por medición de presión: tubos Venturi, orificios, toberas, tubos de Pitot-Prandtl, estructuras especiales, etc.

4.10.1. Medición Directa

Consiste en la determinación del caudal que circula por el circuito mediante técnicas y/o dispositivos que miden directamente el caudal (volumen por unidad de tiempo).

Los dos tipos básicos de medición son los volumétricos y los que utilizan instrumentos específicos.

4.10.1.1. Método Volumétrico

Este método es apto para medir caudales relativamente pequeños, puesto que para que el error relativo de la medición que se genera en las etapa inicial y final del proceso sea aceptable, se requiere que la duración sea tal que el volumen medido sea al menos de 100 veces el valor del caudal. Obviamente esto puede llevar a la necesidad de disponer de instalaciones con importantes volúmenes para efectuar la medición.

4.10.1.2. Métodos con Instrumentos Específicos

Existen numerosos dispositivos de medición de caudales en circuitos a presión, variando fundamentalmente por su tipo de aplicación y el rango de caudales que se miden.

Así por ejemplo, se pueden mencionar desde los aparatos para micromedición domiciliaria hasta los grandes caudalímetros inductivos para determinar caudales impulsados en plantas de bombeo.

4.10.2. Métodos Indirectos Mediante Dispositivos de Aforos en Tuberías

Consisten en la medición indirecta de la magnitud que interesa que es el caudal, por medio de la medición de otras magnitudes, tales como niveles, presiones, etc.

El gasto en la sección de una tubería se puede medir indirectamente con dispositivos de aforo. Los más comunes son los venturímetros, toberas y diafragmas, que se adaptan generalmente a tuberías de medianas y grandes dimensiones, donde es necesario llevar un control de los gastos, como en el caso de redes de abastecimiento de agua.

4.10.2.1. Venturímetros

La función básica de los Venturímetros consiste en producir un estrangulamiento en la sección transversal de la tubería, el cual modifica las presiones. Con la medición de ese cambio es posible conocer el caudal que circula por la sección; el estrangulamiento de ésta es muy brusco, pero la ampliación hasta la sección original es, por el contrario, gradual.

En la **Figura 100** se presenta el corte longitudinal de un venturímetro colocado en una tubería, con algunos detalles sobre su geometría. En la deducción de la fórmula se supone despreciable la pérdida de energía, además de que los coeficientes α de corrección son iguales a 1.

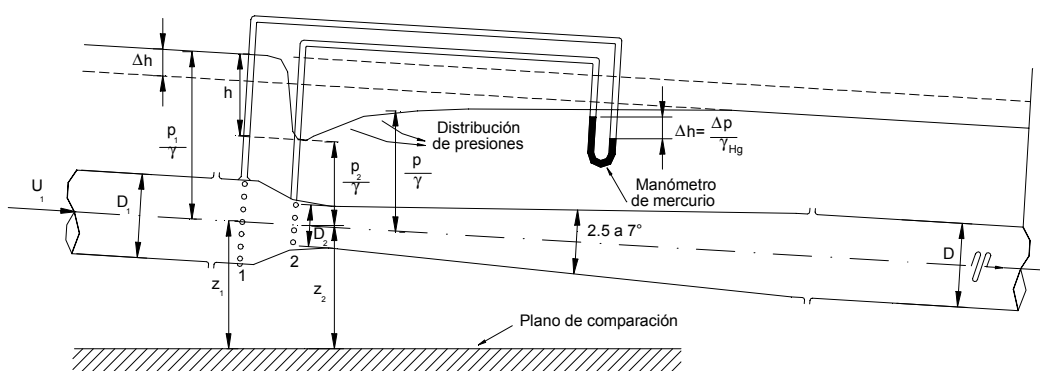


Figura 100. Venturímetro en una tubería

Con z_1 y z_2 como cotas de posición de las secciones 1 y 2, respecto de un plano de referencia cualquiera, la ecuación de Bernoulli resulta ser:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{U_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{U_2^2}{2g}$$

Por otra parte, de la ecuación de continuidad, resulta

$$U_1 = \frac{U_2 A_2}{A_1}$$

Como: $h = \left(z_1 + \frac{p_1}{\gamma} \right) - \left(z_2 + \frac{p_2}{\gamma} \right)$; sustituyendo se obtiene:

$$U_2 = \sqrt{\frac{2gh}{1 - \left(\frac{A_2}{A_1}\right)^2}}$$

y en términos de la deflexión en el manómetro de mercurio, el gasto es:

$$Q = \frac{C_v A_2}{\sqrt{1 - \left(\frac{A_2}{A_1}\right)^2}} \sqrt{2gh} = \frac{C_v A_2}{\sqrt{1 - \left(\frac{A_2}{A_1}\right)^2}} \times \sqrt{2g \Delta h \left(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1\right)}$$

Para corregir los errores cometidos, por la no inclusión de la pérdida de carga y al hecho de que se adopta $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$, la ecuación anterior se afecta de un coeficiente C_v y haciendo $m = \frac{A_2}{A_1}$

resulta:

$$C_d = \frac{C_v}{\sqrt{1 - \left(\frac{A_2}{A_1}\right)^2}} = \frac{C_v}{\sqrt{1 - m^2}}$$

donde $m = \frac{A_2}{A_1}$ es el grado de estrangulamiento, se obtiene finalmente:

$$Q = C_d A_2 \sqrt{2g \Delta h \left(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1\right)}$$

Mediante un análisis dimensional se demuestra que el coeficiente C_d depende del grado de estrangulamiento m , de los efectos viscosos y rugosidad del tubo, contenidos en los términos de pérdida de energía y, además, del tipo de venturímetro. Valores típicos medios fueron determinados experimentalmente y se presentan en la **Figura 101**.

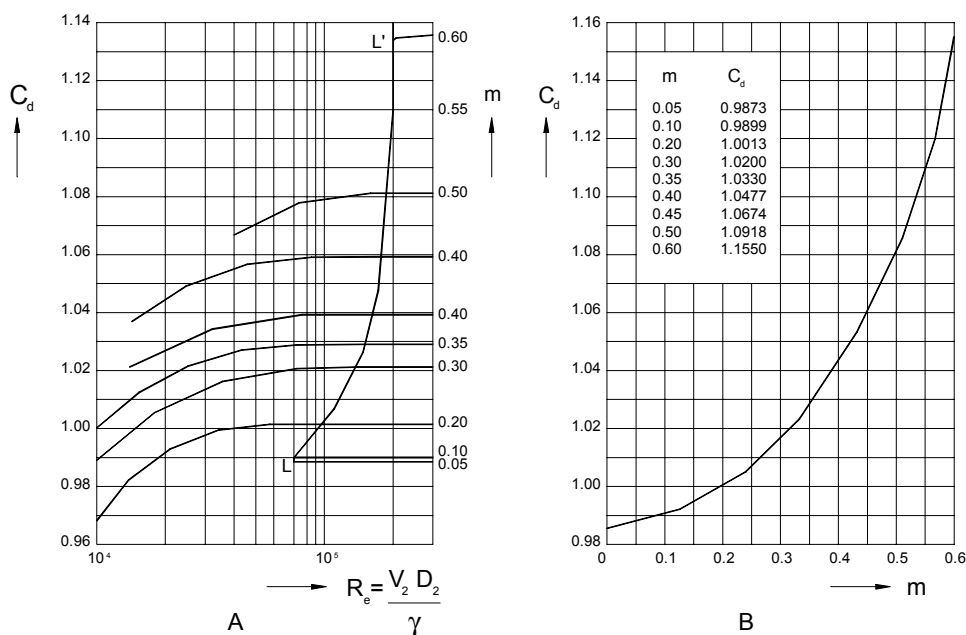


Figura 101. Coeficiente C_d para un venturímetro

la cual muestra que C_d depende de m y de R_e hasta el límite fijado por la línea LL' ; a la derecha de la cual, C_d es independiente de R_e y dependiente sólo de m , como se presenta en la **Figura 101 B**.

En esta **Figura** el número de Reynolds se calcula:

$$R_e = \frac{U_2 D_2}{\nu}$$

donde D_2 es el diámetro de la sección estrangulada, V_2 la velocidad media en la misma, y ν la viscosidad cinemática del líquido.

4.10.2.2. Diafragmas u Orificios

En tuberías donde se admita una gran pérdida de energía para efectuar el aforo, se puede utilizar un diafragma para estrangular la sección (**Figura 102**). Éste consiste en una placa, donde se practica un orificio de área A_0 , la cual se inserta dentro de la tubería en la sección deseada. La modificación en las velocidades ocasiona un cambio de presiones, antes y después del diafragma, cuyo valor determina el gasto.

Las ecuaciones de continuidad y de Bernoulli para las secciones 1 y 2 de la **Figura 102** son:

$$U_1 = \frac{A_2}{A_1} U_2$$

$$\frac{p_1}{\gamma} + \frac{U_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma} + \frac{U_2^2}{2g}$$

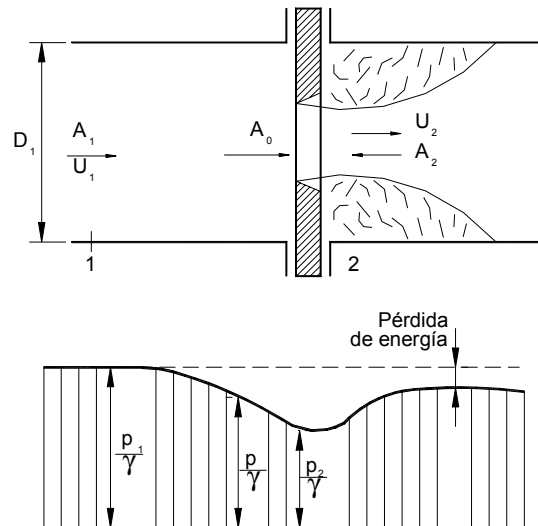


Figura 102. Diafragma en una tubería.

Con substituciones análogas a las del venturímetro, el gasto teórico es:

$$Q = \frac{C_v A_2}{\sqrt{1 - \left(\frac{A_2}{A_1}\right)^2}} \sqrt{2g \frac{(p_1 - p_2)}{\gamma}}$$

Con los coeficientes de contracción $C_c = A_2 / A_0$ y de abertura $C_\Delta = A_0 / A_1$ de la ecuación anterior se obtiene:

$$Q = \frac{C_c C_v A_0}{\sqrt{1 - C_c^2 C_\Delta^2}} \sqrt{2g \frac{(p_1 - p_2)}{\gamma}}$$

Al incluir el coeficiente de gasto C_d y medir la diferencia de presiones, en términos de la deflexión Δh , en un manómetro de mercurio, el gasto real es finalmente:

$$Q = C_d A_0 \sqrt{2g \Delta h \left(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1 \right)}$$

El coeficiente C_d depende no sólo de la geometría del diafragma y de la rugosidad de las paredes, sino también del número de Reynolds que incluye el efecto de viscosidad del flujo. De la **Figura 103** se pueden obtener los valores de C_d para el diafragma standard tipo VDI (Verein Deutscher Ingenieure). Para este tipo de diafragma, las tomas

piezométricas deben quedar localizadas 2.5 cm, antes y después de la placa. Se observa que para $Re \geq 10^5$, C_d es prácticamente independiente de Re .

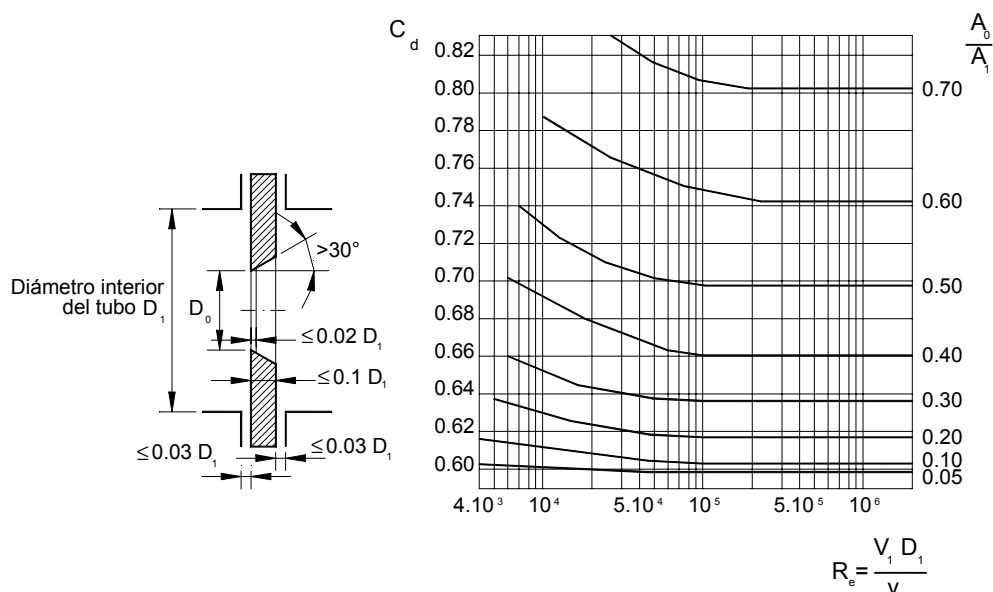


Figura 103. Diafragma tipo VDI y coeficiente de gasto

4.10.2.3. Toberas

En el caso de tuberías con diámetros mayores de 30 cm, se pueden emplear toberas en lugar de diafragmas. Dos formas comúnmente usadas se muestran en las **Figura 104** y **Figura 105**. La primera ha sido estudiada y sus dimensiones especificadas por la Verein Deutscher Ingenieure; su forma elimina el coeficiente de contracción haciéndolo igual a uno. Esto es, las dimensiones del orificio coinciden con las del área contraída de la **Figura 102** y vale la ecuación anterior con la única salvedad de $A_0 = A_2$ y $C_c = 1$.

De la **Figura 104** se puede obtener el valor de C_d en la ecuación siguiente:

$$Q = C_d A_2 \sqrt{2g \Delta h \left(\frac{\gamma_m}{\gamma} - 1 \right)}$$

Para la tobera de la **Figura 104**, C_d varía aproximadamente entre 0.95 para $Re = U_2 D_2 / \nu = 10^5$ hasta 0.98 para $Re = 10^6$, a partir del cual conserva constante este último valor.

Para lograr mejor precisión en los aforos con estos dispositivos, se recomienda tener un tramo de tubería recta – de por lo menos 10 a 40 D – antes de ellos y – de por lo menos 5 D – después de los mismos.

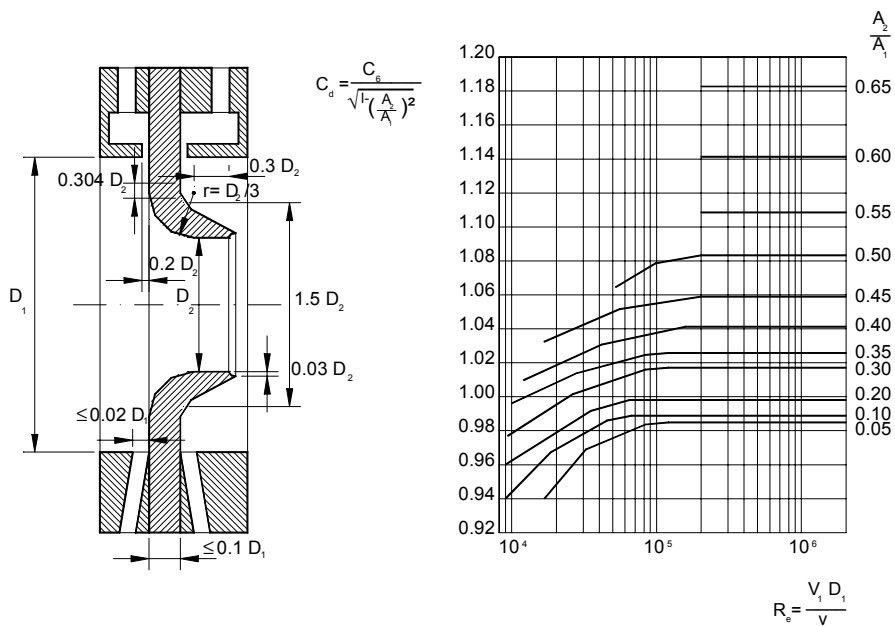


Figura 104. Tobera VDI y sus coeficientes de gasto

4.10.2.4. Aforador de Codo

Otro tipo de aforador es el llamado de codo y consiste en medir la diferencia de presiones que se genera entre el intradós y el extradós de una curva en una tubería. En la **Figura 106** se detalla la disposición de las tomas piezométricas.

El gasto se obtiene de la ecuación:

$$Q = C_d K A \sqrt{2g\Delta h}$$

donde A es el área de la tubería; $\Delta h = h_2 - h_1$ la diferencia en cargas de presión (expresada en metros de columna de agua) entre el extradós y el intradós; g la aceleración de la gravedad; C_d y K son coeficientes sin dimensiones (el primero de gasto y el segundo de forma) que dependen de la relación R/D radio del codo a diámetro del tubo, de acuerdo con la **Tabla 29**.

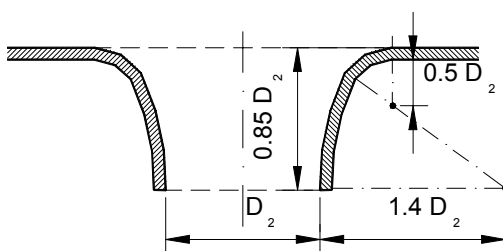


Figura 105. Diagrama de una tobera

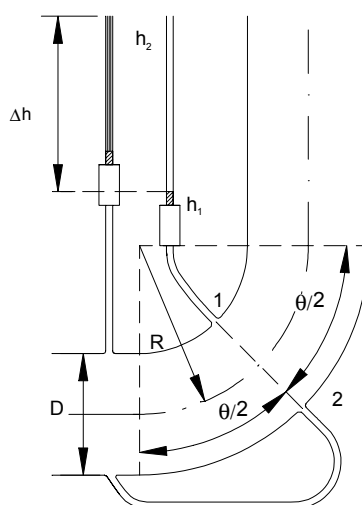


Figura 106. Aforador de codo

R/D	C_d	K
1.0	1.23	0.570
1.25	1.10	0.697
1.50	1.07	0.794
1.75	1.05	0.880
2.00	1.04	0.954
2.25	1.03	1.02
2.50	1.03	1.02
2.75	1.02	1.14
3.00	1.02	1.20

Tabla 29. Coeficiente K para el aforador de codo, según Addison

5. ASPECTOS BASICOS DE HIDROLOGÍA

El estudio de las fuentes superficiales a los efectos de la calificación de su aptitud cualitativa y cuantitativa para un abastecimiento de agua se halla vinculado en primera instancia a los aspectos hidrológicos, y en tal sentido el fenómeno de transformación lluvia-caudal, es el que debe ser estudiado y en el que se engloban todas las variables de importancia en hidrología a saber:

- precipitación
- infiltración
- evaporación
- evapotranspiración
- escurrimiento hipodérmico
- escurrimiento subterráneo
- escorrentía superficial

5.1. DEFINICIÓN DE HIDROLOGÍA

La *Hidrología* es una ciencia que trata de las aguas de la Tierra, su ocurrencia, su circulación y distribución, sus propiedades físicas y químicas y su relación con el medio ambiente.

El *ciclo hidrológico* comprende la circulación del agua desde los océanos, a través de la atmósfera, sobre la superficie terrestre y su posterior regreso a la Tierra. (**Figura 107**).

Cuando la lluvia cae, una parte se evapora, otra es interceptada por la vegetación, otra es almacenada en las depresiones y en la humedad del suelo como agua capilar en los poros del suelo o como agua higroscópica absorbida por las partículas.

El resto del agua se mueve: como *escurrimiento superficial* a lo largo del terreno hasta el cauce más próximo; otra parte se infiltra y escurre lateralmente en el suelo subsuperficial en el sentido de la corriente, como *flujo intermedio*; y una tercera parte se infiltra o percola hacia abajo para alcanzar las *capas subterráneas conformándose el caudal base*.

En realidad, estas tres formas de escurrimiento están íntimamente relacionadas y su separación es simplemente conceptual para favorecer el estudio de la hidrología.

El escurrimiento superficial y el flujo intermedio constituyen el *escurrimiento directo* que llega al cauce y descarga en la cuenca poco tiempo después de la lluvia, mientras que el *caudal base* llega al cauce con mucha demora respecto de la lluvia ocurrida.

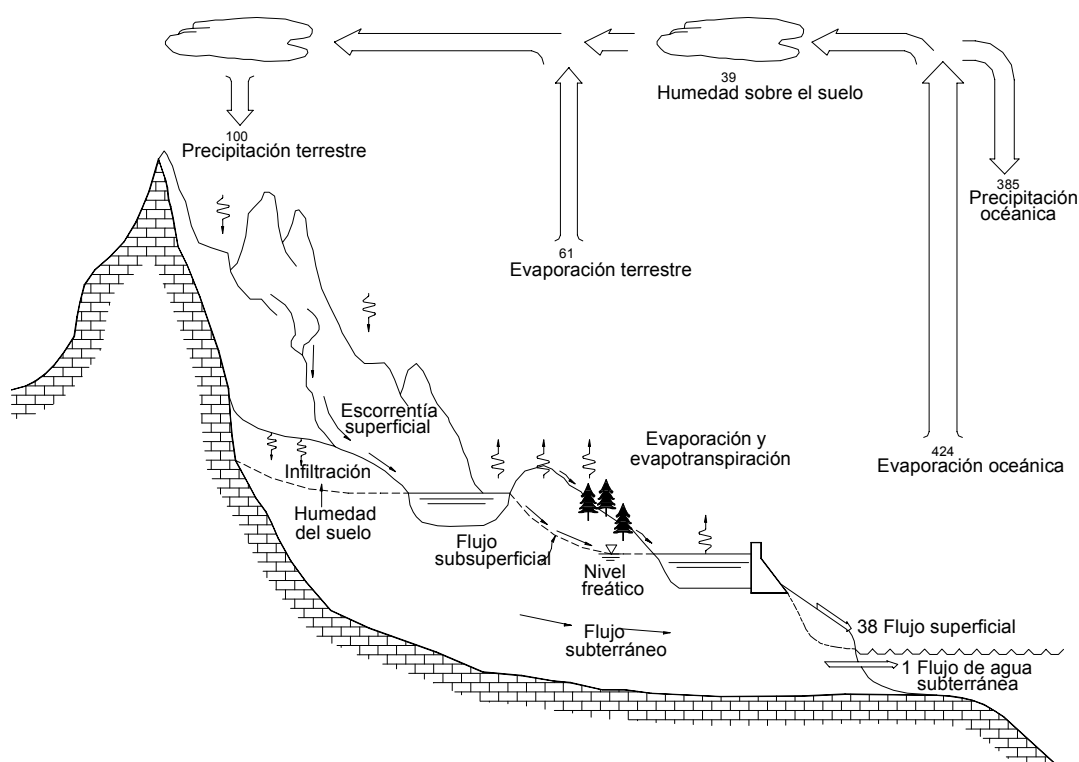


Figura 107. El ciclo hidrológico con un balance de agua promedio global anual en unidades relativas a un valor de 100 para la tasa de precipitación terrestre.

5.1.1. Concepto de Sistema

Los fenómenos hidrológicos son extremadamente complejos y pueden representarse en forma simplificada por medio del concepto de sistema. Un sistema es un conjunto de partes conectadas entre sí, que forman un todo.

El ciclo hidrológico puede tratarse como un sistema cuyos componentes son precipitación, evaporación, escorrentía y otras fases del ciclo hidrológico. Estos componentes pueden agruparse en subsistemas del ciclo total; para analizar el sistema total, estos subsistemas más simples pueden analizarse separadamente y combinarse los resultados de acuerdo con las interacciones entre los subsistemas.

En la **Figura 108**, el ciclo hidrológico global se representa como un sistema. Las líneas punteadas lo dividen en tres subsistemas:

- 1). *El subsistema de agua atmosférica*, contiene los procesos de precipitación, evaporación, interceptación y transpiración.
- 2). *El subsistema de agua superficial*, contiene los procesos de flujo superficial, escorrentía superficial, nacimientos de agua subsuperficial y subterránea, y escorrentía hacia ríos y océanos.

- 3). *El subsistema de agua subsuperficial*, contiene los procesos de infiltración, recarga de acuífero, flujo subsuperficial y flujo de agua subterránea. El flujo subsuperficial ocurre en la capa del suelo cercana a la superficie; el flujo de agua subterránea, en estratos profundos de suelo o roca.

Para la mayor parte de los problemas prácticos, sólo se consideran algunos procesos del ciclo hidrológico en un determinado momento, y únicamente se tiene en cuenta una pequeña porción de la superficie de la Tierra. Una definición de sistemas más restringida que el sistema hidrológico global es apropiada para tal tratamiento, la cual se desarrolla a partir del concepto de volumen de control. En mecánica de fluidos, la aplicación de los principios básicos de conservación de masa, de momentum y de energía para un sistema de flujo se lleva a cabo usando un volumen de control, que es una referencia en tres dimensiones a través de la cual el fluido circula. El volumen de control proporciona una estructura para la aplicación de las leyes de conservación de masa y energía y la segunda ley de Newton para obtener ecuaciones prácticas de movimiento.

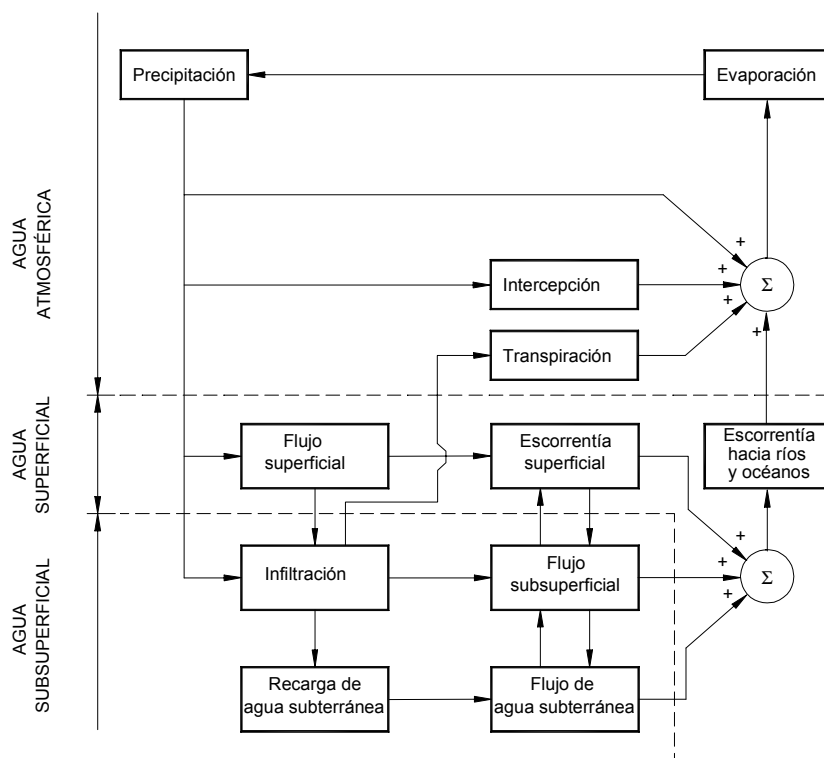


Figura 108. Representación en diagrama de bloques del sistema hidrológico global

5.1.2. La Humedad Atmosférica

La humedad atmosférica es uno de los elementos esenciales del ciclo hidrológico; fuente de todas las precipitaciones, controla además las tasas de evaporación del suelo y de la cobertura vegetal.

Algunas Propiedades del Vapor de Agua

a). Tensión de Vapor

En una mezcla de gas (o de vapores o gases perfectos) en la que cada uno de ellos ejerce una presión parcial independiente de la de los otros gases. La presión parcial así engendrada por el vapor de agua se llama “tensión de vapor”. Si la presión total del aire húmedo contenido en un recinto es p y si habiendo sido retirado todo ese vapor, la presión total, debida entonces únicamente al aire seco, es p' , la diferencia:

$$e = p - p'$$

es la tensión del vapor.

En efecto, la cantidad máxima de vapor de agua que puede contener un volumen determinado depende de la temperatura y es independiente de la presión, si no se considera la coexistencia de otros gases. Cuando un volumen determinado contiene el máximo de vapor a una temperatura dada, ese volumen está saturado.

La tensión de saturación del vapor (o saturante) es la presión ejercida por el vapor en un volumen saturado.

En definitiva se puede decir: el aire tiene una capacidad de absorción limitada para el agua en estado de vapor de agua, de tal suerte que para cada temperatura existe un “punto de saturación” a partir del cual toda cantidad adicional de agua no puede estar sino bajo la forma sólida o líquida. (Ver **Tabla 30**).

$t^{\circ} \text{ C}$	-20	-10	0°	10	20	30
tensión vapor (mm Hg)	0,78	1,96	4,58	9,21	17,54	31.83
peso del vapor g / m^3	0,89	2.16	4,95	9,42	17.32	30.40

Tabla 30. Curva de saturación

b). Condensación

Quando, por un proceso de enfriamiento, una masa de aire disminuye su capacidad de absorción de vapor, el exceso de vapor se condensa bajo la forma de gotas líquidas muy finas que forman las nieblas y las nubes, y hay una liberación de alrededor de 600 calorías por gramo de agua condensada. O sea la condensación de un gramo de vapor de agua eleva alrededor de 2° C la temperatura de un m^3 de aire a presión normal.

c). Humedad absoluta: h_a

Es la masa de vapor de agua contenida en un volumen (de mezcla) determinado. En gramos por m^3 es dada por la fórmula:

$$h_a = 217 \frac{e}{T} \text{ (en gramos por m}^3\text{)}$$

siendo e la tensión (o presión parcial) del vapor de agua en la atmósfera en milibares y T la temperatura en °C.

Se puede observar que la humedad absoluta no es otra que el peso específico del vapor de agua bajo la presión parcial e y a la temperatura T . Siendo la densidad del vapor de agua de 0,622 con relación al aire, a la misma temperatura y a la misma presión, puede encontrarse según la fórmula mencionada, y partiendo de la ecuación de los gases perfectos que:

$$R = 287 \cdot \frac{\text{Joule}}{\text{kg}} \cdot K$$

donde K es la unidad de temperatura absoluta (*grados Kelvin* $T^\circ K = T^\circ C + 273$)

A una temperatura T , la humedad absoluta no puede sobrepasar el valor máximo que corresponde a la “saturación” y que es dado en gramos por m³ según la curva de la **Figura 107**.

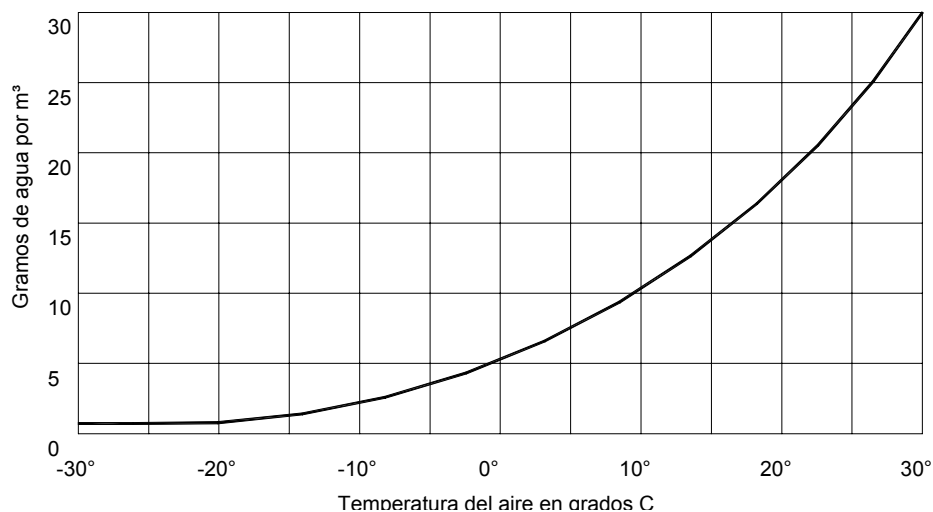


Figura 109. Curva de saturación.

d). Humedad relativa: ε

La humedad relativa ε es la relación entre la tensión del vapor real (observado) e y la tensión de saturación del vapor saturante e_s a la misma temperatura; se expresa generalmente en %:

$$\varepsilon \% = 100 \frac{e}{e_s}$$

Siendo según la definición la humedad absoluta

$$h_a = 217 \frac{e}{T}$$

será válido para condiciones de saturación:

$$h_s = \frac{217 e_s}{T}$$

si se efectúa el cociente:

$$\frac{h_a}{h_s} = \frac{e}{e_s}$$

o sea que la humedad relativa ε , además de ser la relación entre tensiones de vapor es la relación de humedad entre una dada condición y la de saturación.

e). Punto de rocío: T_r

El “punto de rocío” de una masa de aire húmedo a temperatura T , a presión p y teniendo una relación de mezcla (tasa de humedad) r , es la temperatura T_r a la que este aire debiera ser enfriado para convertirse en saturado, conservando la presión y la relación de mezcla sus valores iniciales p y r .

Para determinar el valor del punto de rocío, se utiliza un pequeño vaso metálico, en el que se introduce un poco de hielo triturado que hará descender la temperatura del metal hasta que se formará una delgada película de agua en su exterior. Luego se deje subir la temperatura hasta que la película de agua se evapora. El promedio entre las dos temperaturas es el punto de rocío.

Un instrumento sencillo para medir la humedad es el psicrómetro o termómetro de bulbo húmedo, consistente en dos termómetros iguales, y el bulbo de uno de ellos se mantiene constantemente húmedo mediante una mecha sumergida en agua. La lectura del termómetro húmedo será casi siempre inferior a la del termómetro seco.

La evaporación de 1 g. de agua contenida en una masa de 1 kg. de aire lo enfría aproximadamente en 2.5 °C. el proceso de evaporación y enfriamiento del aire continúa hasta que a cierta temperatura el aire queda saturado y no se evapora más agua. El proceso descrito tiene lugar en las proximidades del bulbo húmedo del termómetro.

Cada kg. de aire cederá una cantidad de calor que depende de la diferencia entre las temperaturas del aire y del bulbo húmedo y del calor específico del aire. A su vez, el calor necesario para la evaporación dependerá del calor latente de vaporización y de la diferencia entre las relaciones de mezcla (g de agua por cada kg. de aire) a la temperatura del bulbo húmedo y a la temperatura ambiente (dada por el termómetro de bulbo seco).

Es decir, se verifica la igualdad:

$$1000 c_p (T - T_w) \text{ (cal)} = L (w_w - w) \text{ (cal)}$$

siendo:

c_p = calor específico del aire

T = temperatura del aire

T_w = temperatura del bulbo húmedo

L = calor latente de vaporización

w_w = relación de mezcla para saturación a la temperatura T_w (sale de tabla)

w = relación de mezcla a la temperatura T (se despeja de la ecuación anterior)

Una vez conocido w , de la tabla de relación de mezcla para saturación ($w = f(T)$) se despeja la temperatura del punto del rocío T_d .

5.1.3. Precipitaciones

5.1.3.1. Causas de Precipitación

Para que se produzcan precipitaciones apreciables sobre la tierra es necesario que se produzcan dos hechos simultáneos:

- 1). Que las gotitas de lluvia aumenten su volumen entre 100.000 a 1.000.000 de veces a fin que puedan vencer la resistencia de las corrientes de aire.
- 2). Que exista vapor de agua, ajeno a la nube, a fin de “reponerla” continuamente a medida que en ésta se produzcan la condensación y caída de las gotitas.

5.1.3.2. Tipos de Precipitaciones

- 1). Por convección
- 2). Orográficas
- 3). Ciclónicas o de frentes

- 1). Se producen cuando el aire saturado es calentado por radiación solar, se dilata, se eleva y al encontrar en las alturas zonas muy frías se condensa. Se presentan en las regiones cálidas.

En las zonas ecuatoriales con abundancia de humedad apartadas por los alisios, las nubes se forman a la mañana, debido a la creciente insolación, y en las últimas horas de la tarde, provocan lluvias intensas.

- 2). Se producen cuando una corriente húmeda encuentra una barrera orográfica que provoca la elevación del aire húmedo y la precipitación por los mecanismos ya descritos.

Las precipitaciones son más intensas a “sotavento”, presentándose (las más de las veces) a “barlovento”, el efecto “foehn”, conocido en Argentina como viento zonda.

- 3). Son precipitaciones asociadas a la superficie de contacto (frentes) entre masas de aire. En estas zonas, llamadas de “convergencia” se producen torbellinos que elevan las masas calientes húmedas produciendo precipitaciones que son extensas y prolongadas denominadas “frontales”.

5.1.3.3. Obtención de Datos

Los datos para el estudio de las lluvias se toman de registros meteorológicos extraídos de las mediciones efectuadas mediante aparatos normalizados.

Entre dichos aparatos debe mencionarse al pluviómetro que mide la cantidad de agua caída en milímetros, llamada precipitación.

Los hay de varios tipos, pero ellos se componen de tres partes principales: la recepción, la retención y la medición. (**Figura 108** y **Figura 109**).

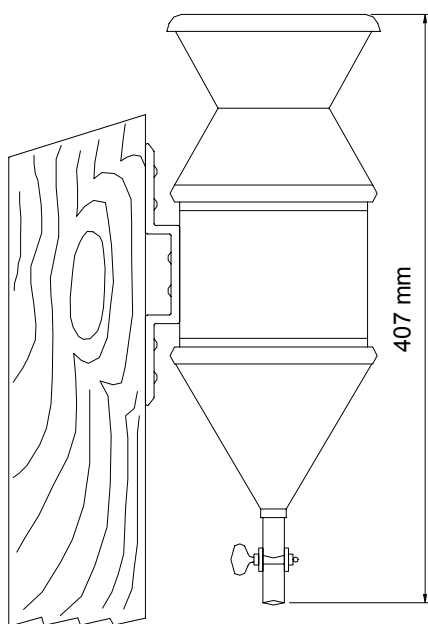


Figura 110. Pluviómetro Tipo “A” del Servicio Meteorológico Nacional

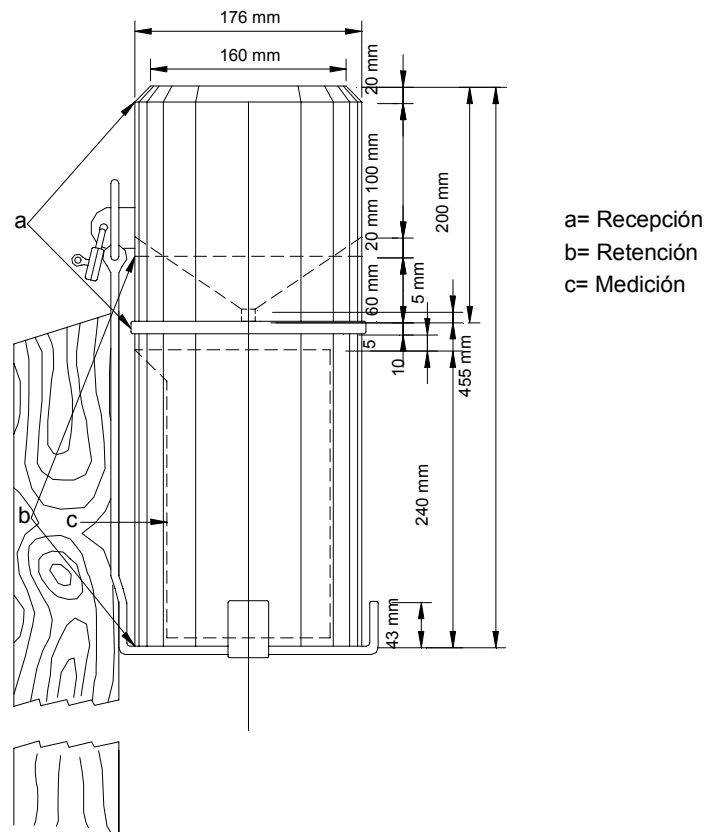


Figura 111. Pluviómetro Tipo “B” del Servicio Meteorológico Nacional

5.1.3.4. Dificultades en la Medición

- El pluviómetro, en sí, crea una perturbación aerodinámica que cambia el campo de las precipitaciones al crear un torbellino.
- Debe colocarse en lugares lejos de edificios y arboledas para evitar el efecto anterior.
- La abertura superior debe ser horizontal, se estima un error en las mediciones del 1% por cada grado de inclinación del pluviómetro, más cuando el declive es hacia donde sopla el viento, menos en caso contrario.
- Si el pluviómetro se eleva, la velocidad del viento aumenta y captaría menos que uno colocado al ras del suelo, por eso se coloca normalizadamente a 1,50 m.
- La causa más importante de la inexactitud de la captación de la lluvia es el viento, que siempre ocasiona un “defecto” en la captación. Para atenuar esa influencia se coloca un sombrerete al pluviómetro que incrementa la sección de captación de 200 cm² a 4.560 cm². En Argentina no se usa.

La determinación de la precipitación caída en la unidad de tiempo, llamada intensidad, se realiza con los pluviógrafos.

El croquis de la **Figura 110**, representa un pluviógrafo a sifón.

El agua cae en el receptor *E* y escurre a través de un tubito a un recipiente cilíndrico *C*; el flotador *F*, al elevarse comanda al brazo *A* del elemento inscriptor que registra las variaciones de nivel en una banda de papel envuelta en un cilindro *T* que gira alrededor de su eje accionado por un mecanismo de relojería. Cuando el agua está próxima a llenar el depósito *C*, actúa el sifón *S* que lo vacía bruscamente y la aguja *A* graba sobre *T* una línea vertical.

El diagrama impreso permite conocer la lluvia *h* caída en cualquier intervalo de tiempo *t*, (**Figura 113**).

Se denomina intensidad de la lluvia al cociente $\frac{dh}{dt} = i$

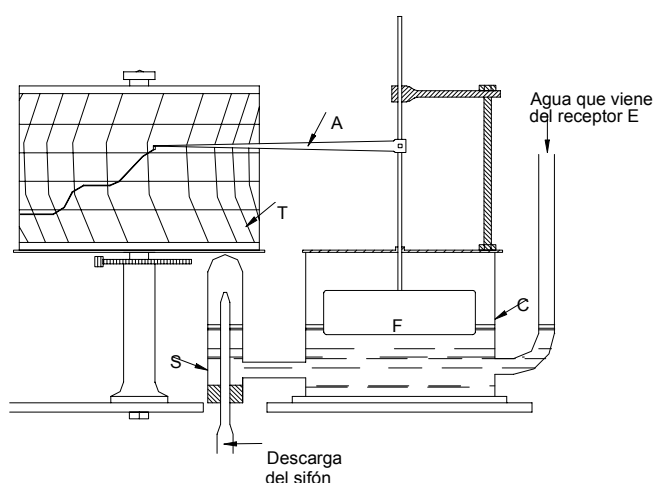


Figura 112. Pluviógrafo a sifón

La intensidad máxima se produce cuando la pendiente de la línea es mayor. Por supuesto, cuando no hay precipitación la línea es una horizontal. Cuando se lee, se vacía lo que pueda haber quedado en el tanque y se vuelve el aparato registrador a cero.

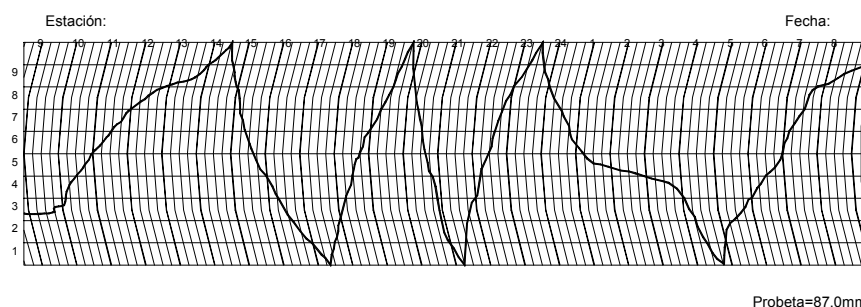


Figura 113.

Las intensidades medias se miden en:

- mm/día
- mm/mes
- mm/año

siendo este último dato el más usado como representativo de una región.

Se denomina hietograma a un gráfico en escalones que da la altura de lluvia caída por hora, es decir la intensidad media en el período de una hora. La curva de precipitaciones acumuladas es la integral de la anterior. Es una curva siempre creciente cuya ordenada, en cualquier instante es $P_c = \int_0^t i \cdot dt$, es la precipitación total caída hasta ese instante.

(Figura 114).

La pendiente de la tangente de la curva de agua acumulada en un punto da la intensidad instantánea en ese instante. La unidad de tiempo utilizada para la confección de los hietogramas en cuencas de drenaje grandes es la hora; en cambio en zonas urbanas se utiliza como unidad 5 o 10 min.

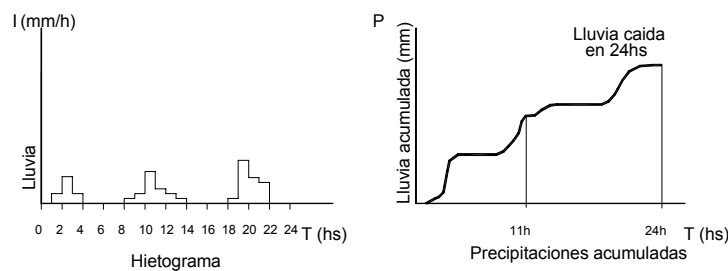


Figura 114. Hietograma y precipitación acumulada

En lo que respecta a la distribución temporal de las precipitaciones, esta varía de lugar en lugar. En la **Tabla 31** siguiente se da la distribución temporal utilizada por el Ing. Huergo para la cuenca del río Matanza, en lluvias de 24 hs.

$$P_1(mm) = P_T(mm) \frac{t_1}{T} \left(\frac{T+1}{t_1+1} \right)^{0.7}$$

siendo:

P_1 precipitación acumulada al tiempo t_1

P_T precipitación total al tiempo $T = 24$ hs.

Los valores correspondientes a las primeras doce horas son:

horas	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	12-24
%	24	37	45	51	56	61	65	68	71	74	77	80	100
parcial	13	8	6	5	5	4	3	3	3	3	3	20	

Tabla 31. Distribución temporal para la cuenca del Río Matanza

5.1.3.5. Curvas Intensidad – Frecuencia – Duración

Analizando las curvas de las fajas de los pluviógrafos se pueden ir calculando las intensidades máximas (medidas en mm/h) para distintas duraciones de lluvia, de 5 en 5 min., de 10 en 10 min, , de 1h en 1h, etc., observándose que la intensidad (en mm/h) media máxima aumenta a medida que disminuye el intervalo de tiempo considerado. Ese análisis se puede efectuar para todas las fajas de pluviógrafos disponibles, efectuando luego una clasificación de frecuencias de todas las precipitaciones de la misma duración.

Las familias de curvas que se obtienen se dibujan a continuación. Se observa que para una misma duración de lluvia la intensidad I (mm/h) es mayor a medida que aumenta la recurrencia. Igualmente para una recurrencia dada la intensidad aumenta a medida que disminuye la duración de la lluvia. Recordar que si en 5^m llovieron 15 mm ello equivale a un valor de I de 180 mm/hora.

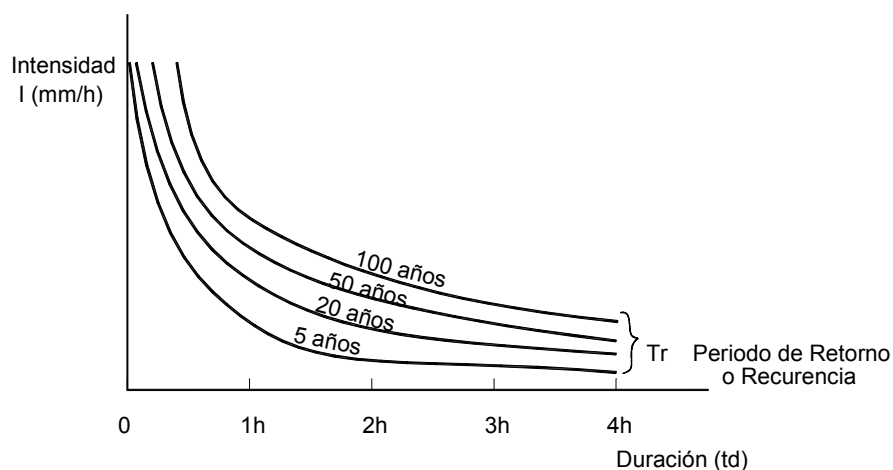


Figura 115. Curvas de I.F - D.

La mayor parte de las veces la familia de curvas se ajusta con expresiones matemáticas del tipo:

$$I \text{ (mm/h)} = a \frac{T_r^n}{t_d^m}$$

donde:

T_r = recurrencia

t_d = duración del evento

siendo a , n y m coeficientes a determinar en cada caso.

En algunas oportunidades la familia de curvas es presentada de esta otra forma (**Figura 116**):

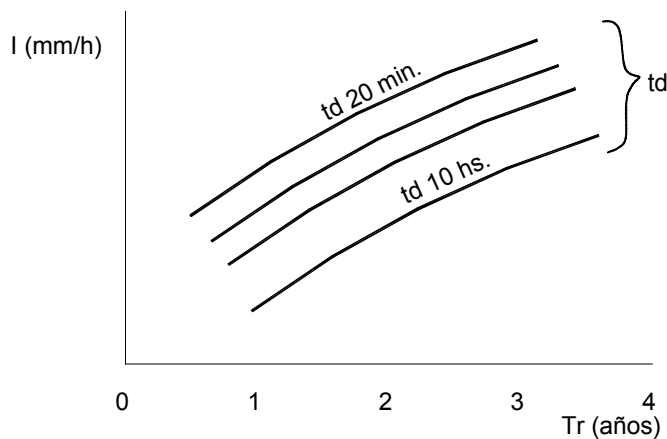


Figura 116. Curvas I – F - D

Acá también se observa que para una misma recurrencia Tr , a medida que disminuye la duración (td) aumenta la intensidad medida.

5.1.3.6. Precipitación Media Sobre un Area

El análisis de las precipitaciones sobre un área, cuya superficie puede variar de algunos kilómetros cuadrados (como en el estudio de un proyecto de saneamiento urbano), a miles de kilómetros cuadrados (como en el estudio de un evacuador de crecidas de una presa), se basa en el conocimiento de datos de precipitaciones en un cierto número de estaciones registradoras existentes en la zona considerada.

Dicho análisis se apoya en la hipótesis de que la precipitación puntual observada en una estación es representativa de las que caen en una zona más o menos extensa, según la densidad de la red pluviométrica alrededor de la estación. La legitimidad de esta hipótesis depende, por una parte, de las características meteorológicas de la tormenta y, por otra

parte, de la topografía de la región; por lo que en cada caso hay que analizar la precisión probable de los resultados ya que serán utilizados en cálculos posteriores.

La precipitación media sobre un área puede determinarse por algunos de los siguiente métodos, entre otros:

a) Media aritmética

Es el método más simple de obtener la altura de precipitación media sobre una zona. Consiste en hallar la media aritmética de los registros obtenidos en dicha área. Da buenas estimaciones en terrenos llanos, si los pluviómetros están uniformemente distribuidos y las cantidades registradas individualmente no difieren mucho de la media. Estas limitaciones pueden superarse parcialmente si las influencias topográficas y la representatividad del área se han tenido en cuenta en la selección de la ubicación de los pluviómetros. (**Figura 117**).

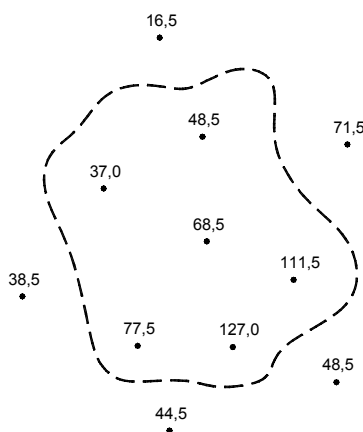


Figura 117. Precipitación media = $\frac{37,0 + 48,5 + 68,5 + 111,5 + 77,5 + 127,0}{6} = 78,5 \text{ mm}$

b) El método de Thiessen

Empleado satisfactoriamente por hidrólogos anglo sajones. Es un método geométrico algo arbitrario, pero bastante rápido. Consiste en ponderar los registros de cada estación, cuya distribución puede no ser uniforme, admitiendo que cada uno de ellos representa la precipitación media sobre una fracción de área (o cuenca) delimitada de acuerdo a la siguiente construcción.

Las estaciones disponibles se sitúan sobre un plano y se trazan una serie de rectas que unen estaciones vecinas (**Figura 118**). Por un punto medio de cada una de estas rectas se levanta una perpendicular; las intersecciones de estas mediatrices determinan un cierto número de polígonos, para cada uno de los cuáles la altura de precipitación media se toma igual a aquélla registrada en la estación comprendida dentro del polígono que la circunda. En el caso de polígonos correspondientes a estaciones situadas fuera de la cuenca considerada, parte de los lados de los polígonos se reemplazan por los límites de la cuenca. El área de cada polígono se determina planimétricamente y se expresa en por

ciento de la superficie total de la cuenca. La lluvia media del área total se calcula multiplicando la precipitación de cada estación por el porcentaje de superficie asignado y sumando.

Los resultados suelen ser más precisos que los obtenidos por simple media aritmética. La mayor limitación de este método es su falta flexibilidad, requiriéndose un diagrama de Thiessen nuevo cada vez que se produce un cambio en la red pluviométrica.

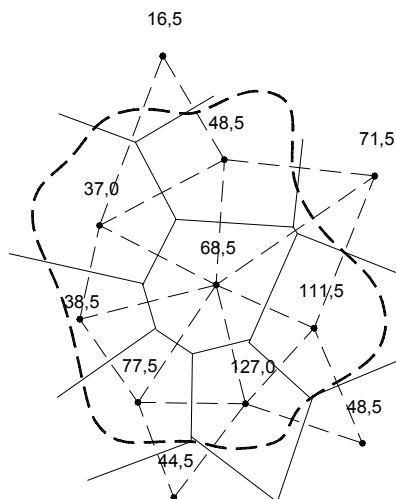


Figura 118. Método de Thiessen

Precipitación observada	Area (I)	Porcentaje área total	Precipitación ponderada (col.1 x col.3)
(mm)	(km2)	(%)	(mm)
16,5	37,3	2,3	0,4
37,0	302,0	18,6	6,9
48,5	264,8	16,3	7,9
71,5	24,8	1,5	1,1
68,5	322,7	19,8	13,6
38,5	29,0	1,8	0,7
77,5	211,0	13,0	10,1
111,5	235,8	14,5	16,2
127,0	198,6	12,2	15,5
	1626,0	100,0	72,4

Precipitación media = 72,4 mm

(I) área del polígono correspondiente dentro de los límites de la cuenca.

Tabla 32. Aplicación del Método de Thiessen

c) Método de las isohietas

Es el método más preciso para promediar la precipitación sobre un área. La ubicación de las estaciones y las precipitaciones registradas en cada una de ellas se dibujan sobre un plano, y se trazan las líneas de igual precipitación (isohietas). (**Figura 119**)

La precipitación media de una zona se calcula multiplicando la precipitación media entre isohietas sucesivas (normalmente se toma la media de dos valores consecutivos) por el área comprendida entre isohietas. Sumando dichos productos y dividiendo por el área total, se obtiene el resultado buscado.

El método de las isohietas permite usar e interpretar todos los datos disponibles y se adapta bien a la exposición y discusión. Al confeccionar un mapa con curvas isohietas, el analista puede hacer un empleo total de sus conocimientos sobre efectos orográficos y morfología de las tormentas y, en tales casos, el mapa final suele representar en forma más realista la distribución de las precipitaciones que la que se puede obtener con sólo las cantidades registradas. La precisión del método de las isohietas depende en gran parte de la pericia del analista. Por otra parte, un análisis incorrecto podría conducir a errores serios.

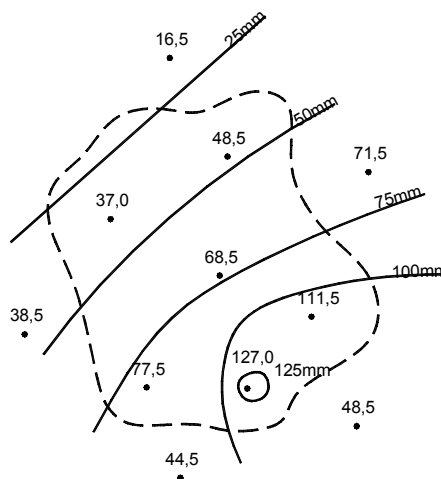


Figura 119. Método de las isohietas

Isohieta (1)	Area comprendida (2)	Area (I) neta (3)	Precipitación media (4)	Volumen de precipitación (3) x (4)
mm	km ²	km ²	mm	km ² x mm
125	4,1	4,1	125,0	512,5
100	331,8	327,7	112,5	36866,2
75	671,7	339,9	87,5	29741,2
50	1122,3	450,6	62,5	28162,5
25	1556,5	434,2	37,5	16282,5
menos de 25	1626,0	69,5	25,0	1727,5
		1626,0		113302,4

(I) dentro de los límites de la cuenca.

Tabla 33. Aplicación del método de la isohietas

$$\text{Precipitación media} = \frac{\text{volumen de precip.}}{\text{área de la cuenca}} = \frac{113302,4}{1626,0} = 69,7 \text{ mm}$$

En ciertos casos, en las cuencas se dispone nada más que de un pluviómetro, por lo que no es lógico extender a toda la cuenca las mediciones efectuadas en ese solo pluviómetro. En ese caso se utilizan coeficientes de reducción que son función de la extensión de la cuenca. En la **Figura 120** se muestra una curva de reducción proporcionada por el United States Bureau of Reclamation (USBR), válido para precipitaciones de cualquier duración. La **Figura 121**, en cambio, da los coeficientes de reducción en función de la duración de la lluvia. Para una misma área, a medida que la lluvia es más larga el coeficiente disminuye, lo que es lógico, pues en el caso de lluvias de larga duración debe pensarse en precipitaciones frontales de gran extensión, en vez de precipitaciones convectivas más cortas y menos extensas.

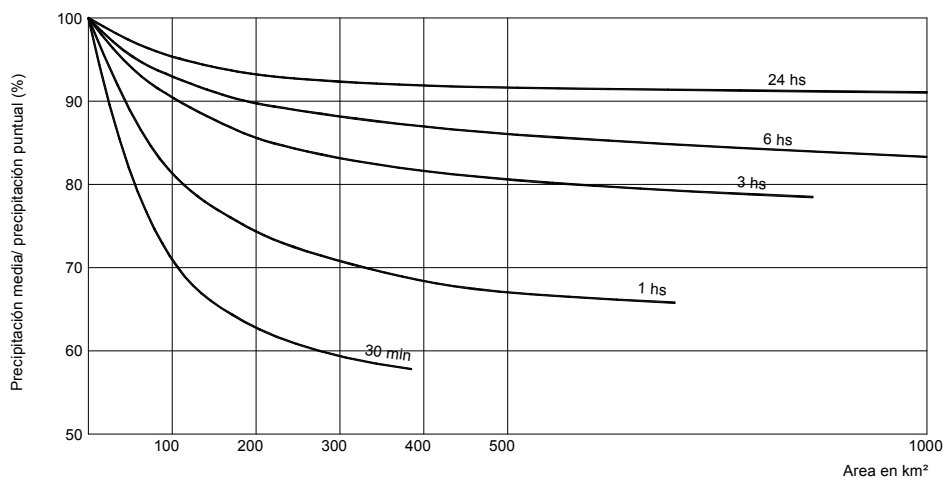


Figura 120. Curva de reducción proporcionada por el United States Bureau of Reclamation (USBR)

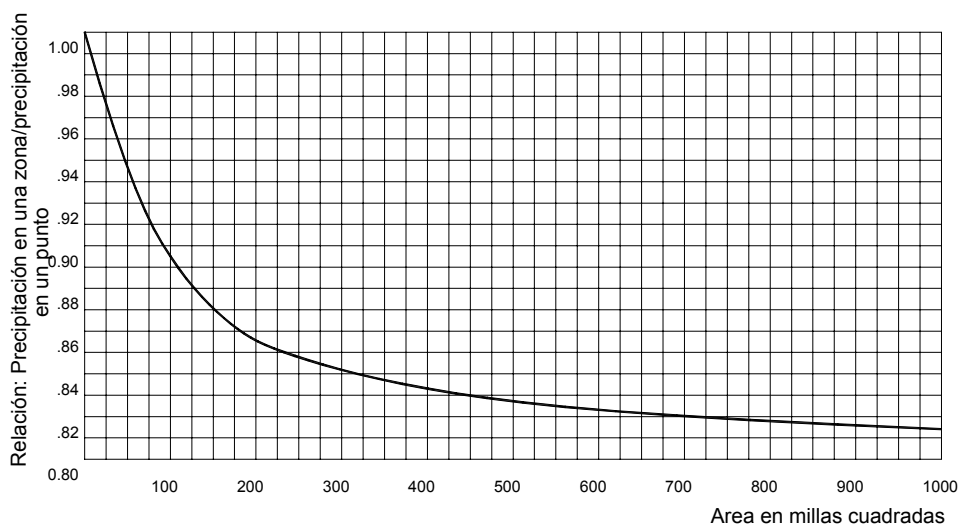


Figura 121. Ejemplo de factor para convertir la precipitación de 6 hs en un punto a la precipitación de 6 hs en un área al oeste del meridiano 105°

5.1.4. Infiltración

La importancia de la infiltración en el proceso del escurrimiento

La infiltración es el paso del agua desde la superficie del suelo hacia el interior de éste y se distingue de la percolación o filtración, fenómenos en estrecha correlación con la infiltración, pero cuya función es la circulación del agua en el interior del terreno. Es decir que la infiltración es un proceso de escurrimiento vertical desde la superficie hacia los estratos subyacentes del suelo, y que da origen posteriormente al proceso de percolación debido al gradiente de niveles piezométricos, conformando el flujo subsuperficial y subterráneo de predominación horizontal.

Considérese una columna vertical de terreno sedimentario situado en la “zona de aireación” del suelo. Dotado de una cierta porosidad (próxima al 30% en un suelo permeable), el terreno contiene numerosos vacíos que forman canales, en los cuáles el agua puede circular por gravedad, tanto vertical como lateralmente. Además de esos canales “de gravedad”, el terreno presenta minúsculos espacios con intersticios capilares que poseen una mayor afinidad, tanto para el agua como para el aire; las fuerzas capilares actúan aquí en todas direcciones y exceden a menudo a las fuerzas de gravedad. Dichas fuerzas capilares atraen agua de las zonas húmedas hacia las zonas más secas. Los canales “de gravedad” juegan, durante las precipitaciones, el papel de alimentadores de la red de distribución constituida por los poros capilares; esta alimentación continúa después de la lluvia hasta que se llena la red capilar o hasta que la reserva de agua de los canales de gravedad es agotada.

El agua almacenada así en la “zona de aereación” del suelo, constituye la humedad del mismo; esta puede alcanzar el 5% del peso seco del terreno en las arenas y más del 35% en las arcillas.

En la “zona de saturación” se hallan las capas acuíferas (de importancia muy variable) que constituyen las reservas subterráneas de agua propiamente dichas. Estas reservas subterráneas, contienen enormes masa de agua que se desplazan con velocidades de filtración pequeñas para llegar finalmente a los cauces superficiales con mucho tiempo de retardo.

La importancia del escurrimiento en los acuíferos está directamente vinculada al gradiente hidráulico existente, en el que a su vez puede ser fuertemente modificado por la actividad antrópica (explotación del recurso).

Flujo no saturado

En la **Figura 122** se muestran en forma esquemática los procesos de flujo subsuperficial y las zonas en que ellos ocurren. Tres procesos importantes son la infiltración de agua superficial en el suelo para convertirse en humedad del suelo, el flujo subsuperficial o flujo no saturado a través del suelo y el flujo de agua subterráneo o flujo saturado a través de los estratos de suelo o roca. Los estratos de suelo o roca que permiten el flujo de agua se denominan medios porosos. El flujo es no saturado cuando el medio poroso todavía tiene algunos de sus vacíos ocupados por aire y es saturado cuando los vacíos están llenos de agua. El nivel freático es la superficie donde el agua se encuentra a presión atmosférica en un medio saturado. Por debajo del nivel freático el medio poroso se encuentra saturado y a presiones superiores a la atmosférica. Por encima del nivel freático, las fuerzas capilares pueden saturar el medio poroso a lo largo de una corta

distancia en la franja capilar, por encima de la cual el medio poroso se encuentra usualmente no saturado, excepto después de una lluvia, cuando la infiltración desde la superficie del terreno puede producir temporalmente condiciones de saturación. Las salidas de agua subsuperficial y agua subterránea ocurren cuando el agua subsuperficial emerge para convertirse en flujo superficial en una corriente o manantial. La humedad del suelo se extrae por evapotranspiración a medida que el suelo se seca.

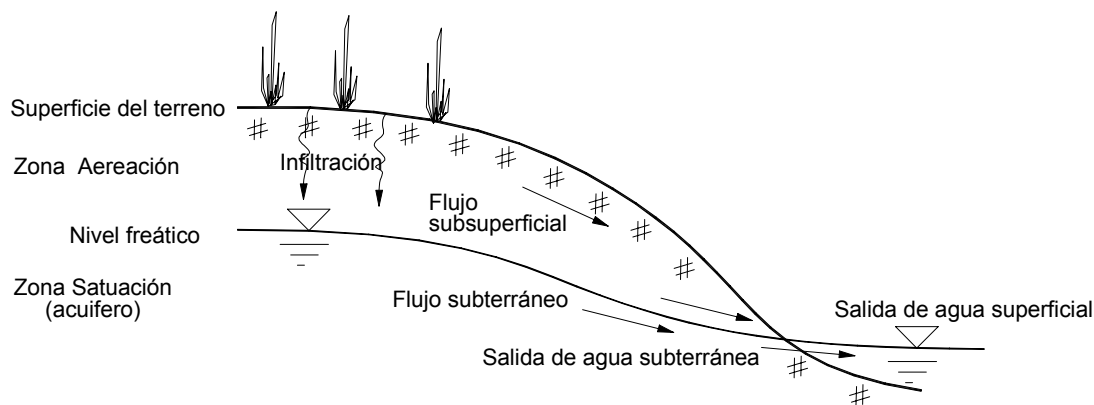


Figura 122. Flujo subsuperficial y subterráneo

Porosidad (η)

Por definición:

$$\eta = \frac{\text{volumen de vacíos}}{\text{volumen total}}$$

El rango de η para suelos es aproximadamente $0,25 < \eta < 0,75$, y su valor depende de la textura del suelo.

Una parte de los vacíos es ocupada por agua y el resto por aire. (**Figura 123**). El volumen ocupado por agua se mide utilizando el contenido de humedad del suelo θ que se define como

$$\theta = \frac{\text{volumen de agua}}{\text{volumen total}}$$

Luego $0 \leq \theta \leq \eta$: el contenido de humedad del suelo es igual a la porosidad cuando el suelo se encuentra saturado.

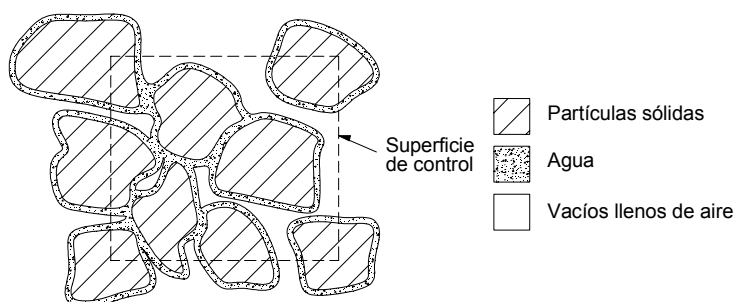


Figura 123. Estructura del suelo

La infiltración es el proceso mediante el cual el agua penetra desde la superficie del terreno hacia el suelo. Muchos factores influyen en la tasa de infiltración, incluyendo la condición de la superficie del suelo y su cubierta vegetal, las propiedades del suelo, tales como la porosidad y la conductividad hidráulica, y el contenido de humedad presente en el suelo. (**Figura 124**). Estratos de suelos con propiedades físicas diferentes pueden superponerse unos sobre otros formando horizontes: por ejemplo, un suelo limoso con una conductividad hidráulica relativamente alta puede estar superpuesto sobre una zona de arcilla de baja conductividad. Los suelos también presentan una gran variabilidad espacial aún dentro de pequeñas áreas, como en un sembrado. Como resultado de estas grandes variaciones espaciales y de las variaciones temporales de las propiedades del suelo que ocurren a medida que cambia el contenido de humedad de éste, la infiltración es un proceso muy complejo que puede describirse mediante ecuaciones matemáticas solamente en forma aproximada.

La tasa de infiltración f , que se expresa en pulgadas por hora o centímetros por hora, es la tasa a la cual el agua entra al suelo en la superficie. Si el agua se encharca en la superficie, la infiltración ocurre a la tasa de infiltración potencial, o sea a la mayor tasa de infiltración posible. Si la tasa de suministro de agua en la superficie, por ejemplo por lluvia, es menor que la tasa de infiltración potencial, entonces la tasa de infiltración real también será menor que la tasa potencial. La mayor parte de las ecuaciones de infiltración describen la tasa potencial. La infiltración acumulada F es la profundidad acumulada de agua infiltrada dentro de un período dado y es igual a la integral de la tasa de infiltración en ese período.

$$F(t) = \int_0^t f(T) dT$$

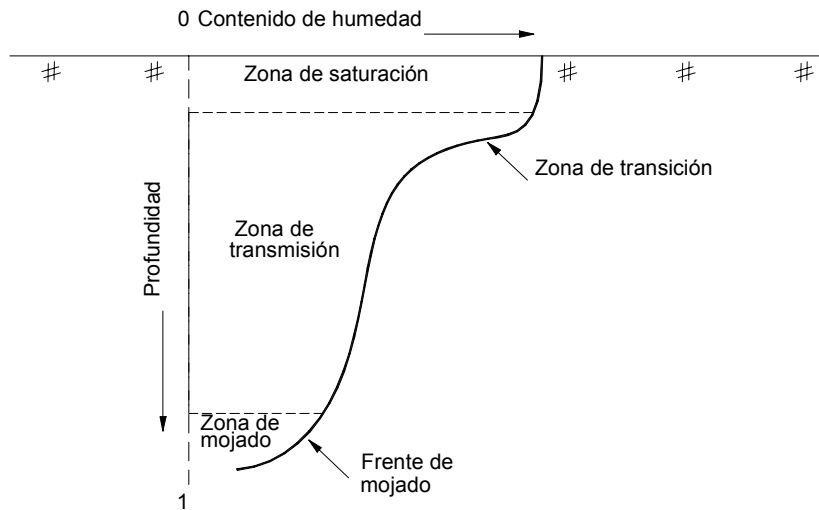


Figura 124. Zonas de humedad durante la infiltración

En el curso de un aguacero, la capacidad de infiltración potencial no es constante; presenta su valor máximo f_o al comienzo del aguacero y decrece después bastante rápido para tender asintóticamente, hacia un valor más o menos constante f_c . Horton ha mostrado que la capacidad de filtración normal de un suelo puede ser representada con una ecuación de la forma (ver **Figura 125**).

$$f = f_c + (f_o - f_c)e^{-K_f t}$$

donde:

K_f : es una constante positiva

e : la base de los logaritmos neperianos

t : el tiempo transcurrido desde el comienzo del aguacero

Se sustituye a veces la función f por su integral F que da el volumen infiltrado en el curso de la duración t (ver Figura 126):

$$F = \int_0^t f dt = f_c t + \frac{f_o - f_c}{K_f} [1 - e^{-K_f t}]$$

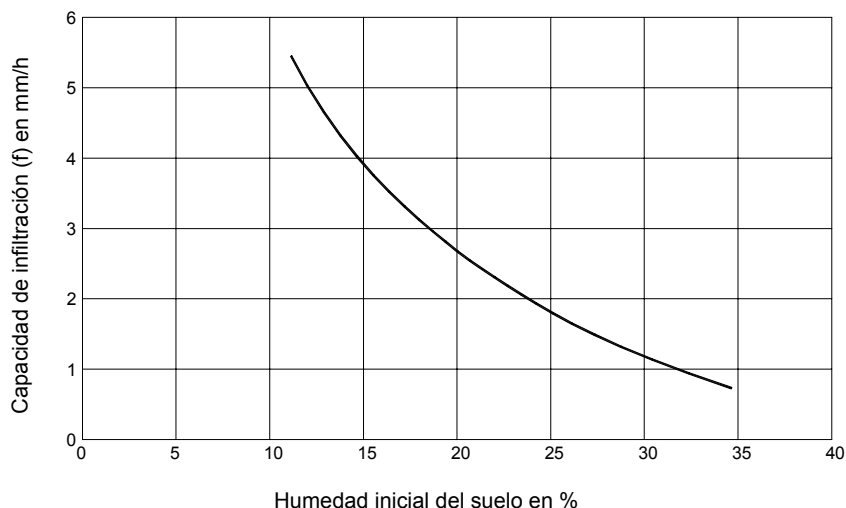


Figura 125. Influencia de la humedad inicial del suelo sobre la tasa de infiltración durante los primeros 10 minutos del aguacero (según Neal).

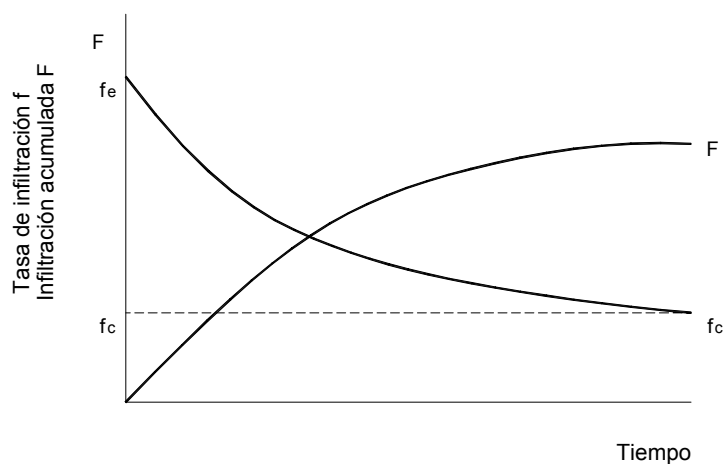


Figura 126. Tasa de infiltración e infiltración acumulada

5.1.5. Evaporación, Transpiración Déficit de Esguerrimiento

Los hidrólogos designan con el nombre de evaporación al conjunto de los fenómenos que transforman el agua en vapor por un proceso específicamente físico.

Grandes cantidades de agua son evaporadas por el proceso de la transpiración de las plantas que, con sus raíces, extraen de la profundidad del suelo el agua necesaria para su desarrollo y su vida; esta evaporación “biológica” es llamada “transpiración”.

Se agrupa bajo el nombre de evapotranspiración el conjunto de los procesos de evaporación y transpiración. La altura de la lámina de agua así “evapotranspirada” en una cuenca vertiente durante un período determinado, es su evaporación total en el curso de ese período.

Si los volúmenes de agua “retenidos” en la cuenca son los mismos, respectivamente, al comienzo y al final del período considerado, esa evaporación total es igual al déficit de escurrimiento de dicha cuenca; en esas condiciones el déficit de escurrimiento D , relativo a un período determinado, es definido como la diferencia (expresada en altura de lámina de agua) entre las precipitaciones P caídas en la cuenca y el volumen de agua Q escurrido en la sección de la estación de aforo correspondiente del curso de agua medido: $D = P - Q$; esta magnitud que engloba todas las pérdidas del balance hidrológico, interviene frecuentemente en los cálculos prácticos del ingeniero.

Factores fundamentales de la evaporación

Los factores que condicionan la tasa (es decir, la velocidad o el caudal de evaporación, generalmente expresados en mm por día, mes, año), pueden ser agrupados en dos categorías bien distintas según que sean propios de la atmósfera ambiental o de la superficie evaporante misma:

- 1). Los parámetros que caracterizan el estado de la atmósfera en la vecindad de la superficie evaporante y su aptitud para provocar la evaporación; esos parámetros condicionan el poder evaporante de la atmósfera.
- 2). Los parámetros que caracterizan la naturaleza y el estado de la superficie evaporante (superficie de agua libre, nieve, hielo, suelo desnudo, vegetación) y su aptitud para alimentar la evaporación y responder rápida o lentamente a las variaciones del poder evaporante de la atmósfera.

Con estas reservas, se examina a continuación, por orden de importancia, los factores principales del poder evaporante, a saber:

a) Déficit higrométrico o déficit de saturación de la atmósfera

Ley de Dalton

Desde 1802, Dalton había puesto en evidencia que, si todos los demás factores permanecen invariables, la velocidad o tasa de evaporación de una superficie de agua libre es proporcional al déficit higrométrico definido como la diferencia entre:

- la tensión de vapor saturante F_{te} correspondiente a la temperatura t_e del agua en la superficie;
- y la tensión de vapor f_a existente efectivamente en el ambiente.

$$\text{Déficit higrométrico} = F_{te} - f_a$$

La ley de Dalton, que no puede ser más que aproximada, se expresa generalmente designando por E la tasa de evaporación:

$$E = K \frac{(F_{te} - f_a)}{H}$$

En esta fórmula, H designa la presión total (gas + vapor de agua) encima de la superficie evaporante. La influencia de la presión H no interviene sino como término correctivo en todos los problemas de evaporación que se analizan y puede ser omitida en primera evaluación.

En el lugar del déficit higrométrico se introduce a veces en la fórmula el estado o el grado higrométrico e referido a la temperatura del agua t_e .

$$E = \frac{f_a}{F_{te}}$$

que no es otra cosa que la humedad relativa del aire. La fórmula anterior se plantea entonces, omitiendo la influencia de la presión barométrica H :

$$E = KF_{te}(1 - E)$$

b) Temperatura del aire

La tensión de vapor saturante del agua crece con la temperatura de ésta; la tasa de evaporación es, pues, para un mismo déficit higrométrico del aire, una función creciente de la temperatura del agua o de la superficie evaporante.

c) Insolación; radiación solar; cambios de calor

La evaporación absorbe calor; éste es suministrado principalmente por la radiación solar transformada más o menos selectivamente en energía calorífica por la superficie evaporante; sería pues, lógico incluir en las fórmulas de evaporación la intensidad de la radiación solar conjuntamente con las temperaturas del aire y del agua.

d) Velocidad y turbulencia del viento

El viento asegura el reemplazo del aire, más o menos saturado, al contacto con la superficie evaporante por nuevas capas que tienen una temperatura y una humedad generalmente más baja. Favorece pues, la evaporación, tanto más cuanto que su velocidad y su turbulencia son grandes.

Formulas empíricas que permiten el cálculo del poder evaporante de la atmósfera a partir de algunos datos meteorológicos.

No existiendo medidas directas, se podrán utilizar diversas fórmulas empíricas que permitan calcular las medidas anuales o mensuales del poder evaporante a partir de los datos meteorológicos corrientemente disponibles. Se obtendrán así resultados suficientes para estudios climatológicos e hidrológicos generales.

1) Fórmula de Lugeon

Según este autor, la evaporación total en el curso de un mes de n días sería dada con una aproximación suficiente, en la práctica, mediante la fórmula:

$$E = 0,398 n (F_e - F_a) \frac{273 + t}{273} \times \frac{760}{B - F_e}$$

- E es la altura de la lámina de agua evaporada en mm para el mes de n días
- F_e la tensión saturante del vapor de agua (en mm de Hg) que corresponde a la temperatura máxima media mensual t (se halla en tablas higrométricas)
- F_a la tensión media mensual real (en mm de Hg) del vapor de agua en el momento de las lecturas de t (se obtiene multiplicando F_e por el grado higrométrico medio observado)
- B la presión barométrica media mensual en mm de Hg.
- t el valor medio mensual de las máximas diarias de temperatura en °C

2) Fórmulas de Meyer

Esta fórmula, da la evaporación media mensual de un tanque de evaporación o de una capa de agua libre en función del déficit higrométrico medio y de la velocidad media del viento. Se expresa así:

$$E_m = C(F_e - F_a) \left(1 + \frac{U}{10} \right)$$

- E_m es la evaporación media mensual en pulgadas
- F_e la tensión de vapor saturante correspondiente a la temperatura media mensual del aire (en pulgadas de mercurio)
- F_a el vapor medio mensual de la tensión efectiva del vapor de agua en el aire (en pulgadas de mercurio)
- U la velocidad media mensual del viento (en millas por hora) medida a 25 pies sobre la superficie del agua.
- C Coeficiente empírico igual a 17 para los tanques de evaporación, o las lagunas poco profundas, e igual a 11 para los depósitos y lagos profundos (es necesario, en este caso, reemplazar en la fórmula F_e por F_n , tensión de vapor saturante correspondiente a la temperatura media mensual del agua).

Evaluación directa

En ciertos casos puede realizarse la evaluación directa de la pérdida por evaporación en un lago, por determinación de los restantes términos que intervienen en su balance hídrico. En efecto, entre un estado inicial y el final se tiene:

$$Q_e + P + F_e + V_i = Q_s + E + F_s + V_f$$

Q_e (Q_s) Volumen entrado al (salido del) lago como derrame superficial durante el período

P Volumen precipitado sobre el lago en el mismo período

F_e (F_s) Volumen entrado al (salido del) lago por escurrimiento subterráneo en el mismo período

V_i Volumen de agua en el lago en el instante inicial

V_f Volumen de agua en el lago en el instante final

E Volumen total evaporado en el período

La real dificultad reside en el conocimiento de los escurrimientos subterráneos.

El caso más favorable lo presentaría un lago de lecho impermeable entre dos instantes en que ofreciera igual nivel libre. Entonces,

$$E = P - \Delta Q$$

y en general se tendrá

$$E = P - \Delta Q - \Delta F - \Delta V$$

cuya aplicabilidad dependerá de la exactitud con que puedan evaluarse los términos del segundo miembro.

Evaporímetro Wild

Está constituido por una balanza, cuyo platillo soporta una pequeña vasija conteniendo el agua (superficie: 250 cm²; profundidad: 35 mm); se anotan o se registran las variaciones del peso de la vasija (**Figura 127**). Ofrece dos principales inconvenientes: el volumen de agua es muy pequeño y el papel térmico de las paredes es preponderante; el viento puede hacer oscilar la vasija y falsear las medidas.

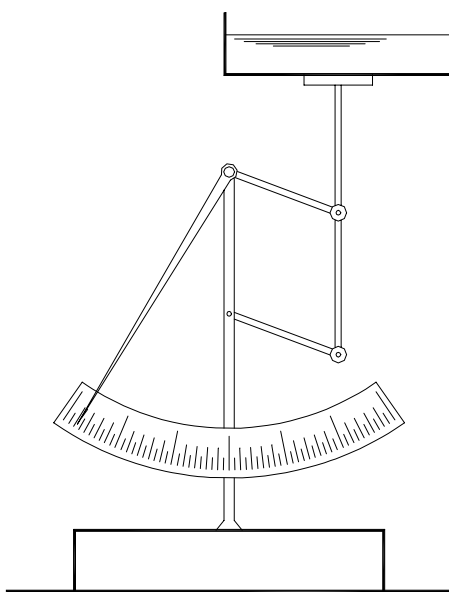


Figura 127. Esquema del evaporímetro Wild

Evaporación de las capas de agua

Estimación a partir de los resultados de tanques de evaporación (Figura 128 y Figura 129).

En la práctica, el ingeniero se ve obligado a menudo a evaluar la evaporación en grandes superficies de agua a partir de medidas efectuadas en “tanques de evaporación”. Se define el “coeficiente de un tanque” como el número – siempre inferior a la unidad – por el cual es necesario multiplicar la tasa de evaporación medida en ese tanque para obtener la correspondiente a una superficie de agua extensa sometida a las mismas condiciones atmosféricas.

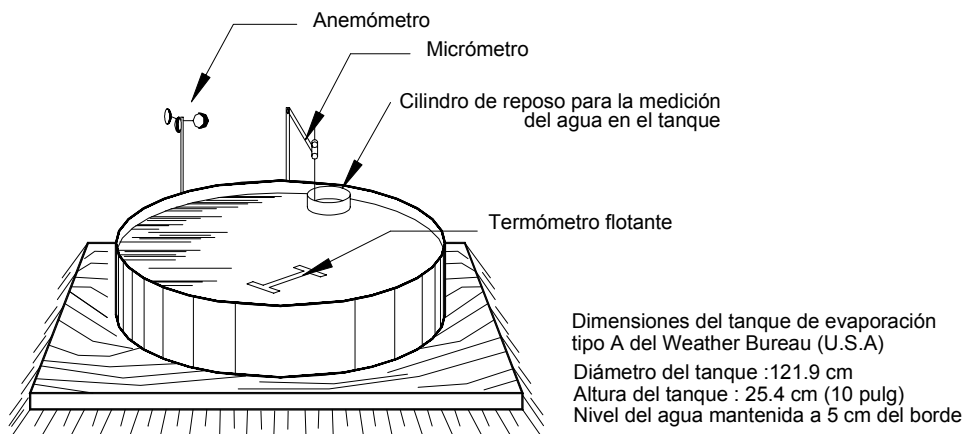


Figura 128. Dimensiones del tanque de evaporación

Coeficiente de tanque

- Tanque Clase A de U. S. Weather Bureau: 0,7 (variable de 0,6 a 0,8)
- Tanque colorado enterrado: 0,8 (variable de 0,75 a 0,85)
- Tanque colorado flotante: 0,8 (variable de 0,70 a 0,82)

Los valores mensuales de estos coeficientes presentan una dispersión bastante grande por razón del desequilibrio entre las temperaturas del agua del reservorio y la del evaporímetro, cuya masa y capacidad calorífica son muy diferentes.

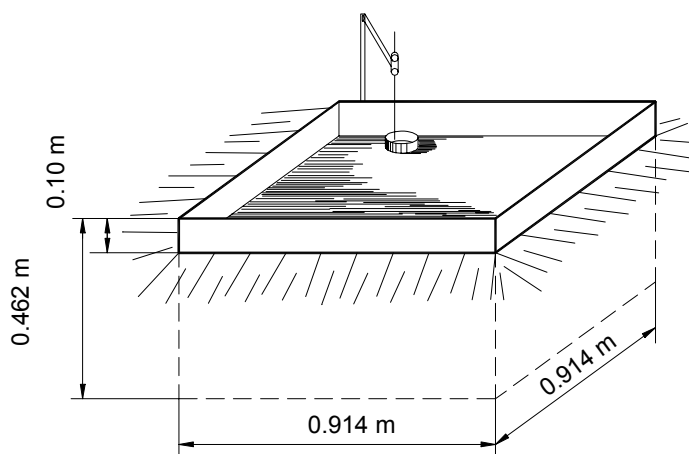


Figura 129. Tanque enterrado tipo “Colorado” (Estados Unidos)

Los tanques flotantes son particularmente utilizados cuando se quiere estudiar la evaporación de grandes superficies de agua (lagos o ríos). Su instalación puede ser difícil (problemas de amarre y estabilidad en una superficie de agua de nivel variable; las mediciones son evidentemente menos cómodas que en tierra y, a menudo, son demasiado falseadas en los días de gran viento por el agua introducida en la balsa por las olas o vertida bajo la acción de los movimientos de balanceo.

Mecanismo de la evaporación a partir de un suelo

La evaporación en un suelo desnudo, depende del poder evaporante atmosférico y de la precipitación en el período analizado, presentándose en cambio, bastante independiente de la granulometrías del suelo, de forma que los dos primeros factores son determinantes.

La fórmula de Turc:

$$E(m)/10 \text{ días} = \frac{P + a}{1 + \left[\frac{P + a}{L} \right]^2}$$

con $L = 1/16 \left(t + 2\sqrt{I} \right)$

y E = Evaporación para un período de diez días

P = Precipitación durante el mismo período

a = Apreciación de la evaporación de diez días sin precipitaciones – variable aproximada de 10 mm a 1 mm según la humedad del suelo.

t = temperatura media del aire en °C

I = Radiación global en cal/cm².día.

Es una expresión que ha sido ajustada para evaporación en períodos de diez días constatadas en suelo desnudo en diversas estaciones de observación en el mundo.

Déficit de Escurrimiento

Evaporación total o evapotranspiración

Balance hídrico y déficit de escurrimiento medio anual de una cuenca

Se designa:

P la altura media anual de las precipitaciones caídas en una cuenca vertiente (módulo o índice pluviométrico).

Q la altura media anual de la lámina de agua que, uniformemente repartida en la mencionada cuenca, representaría el volumen total transportado por la corriente.

El déficit de escurrimiento medio anual D es, por definición, la diferencia:

$$D = P - Q$$

En general, representa muy sensiblemente el monto de la evaporación total de la cuenca. En efecto, el 'balance de escurrimiento' de una cuenca vertiente para un período determinado puede ser esquematizado como sigue:

ACTIVO (entradas)	PASIVO (salidas)
1. Aporte del período considerado: a) Precipitaciones (lluvias, nieves): P b) Precipitaciones ocultas (condensaciones, rocío):	1. Escurrimiento del período considerado: Q
2. Recursos procedentes del período precedente: a) Aguas subterráneas y humedad del suelo b) Nieves y glaciares	2. Evapotranspiración del período considerado: D
	3. Recursos acumulados al final del período considerado: a) Aguas subterráneas y humedad del suelo b) Nieves y glaciares
} R	} $R + \Delta R$

$$\text{Balance: } P + R = Q + D + (R + \Delta R)$$

Se ve que si ΔR es nulo (igual valor de las reservas al comienzo y al final del período considerado) o insignificante ante P y Q (en un período de observación de larga duración) se tiene, sin duda:

$$D = P - Q$$

El interés práctico del déficit de escurrimiento reside en que su media anual sobre un largo período varía relativamente poco en grandes regiones si se consideran cuencas bastantes extensas fuera de la zonas de alta montaña; en clima templado oscila entre

400 y 600 mm según la temperatura media, la altura, las precipitaciones y el grado de continentalidad del clima.

Fórmula de Thornthwaite

Esta fórmula, bastante antigua (1944) se basa en los numerosos experimentos efectuados en depósitos enterrados (lisímetros). La evapotranspiración potencial se da por la relación:

$$(ET_p) = C t^a$$

donde:

ET_p es la evapotranspiración mensual en cm, para un mes ficticio de 30 días y una insolación teórica durante 12 de las 24 horas del día

t es la temperatura media mensual, en ° C, para el mes considerado

C y a son las funciones del “índice térmico anual” (constantes para un lugar dado)

a se calcula partiendo del “índice térmico mensual” dado por la fórmula:

$$i = \left(\frac{t}{5} \right)^{1.514}$$

se designa por I el índice anual igual a la suma de los 12 índices mensuales anteriores, la magnitud de a , adoptando las simplificaciones a la larga fórmula de Thornthwaite propuesta por Serra, se expresa por la fórmula:

$$a = \frac{1.6}{100} I + 0.5$$

El término C varía en el sentido inverso de I y, definitivamente la primera ecuación puede escribirse:

$$(ET_p) = 1.6 \left(10 \frac{t}{I} \right)^a$$

5.2. LA CUENCA

La cuenca vertiente en un punto, o “cuenca imbrífera” (**Figura 130**) es la totalidad de la superficie topográfica drenada por ese punto N en la Figura; todos los escurrimientos que se producen en la cuenca, debido a precipitaciones caídas en el interior de la misma atraviesan, de una forma u otra, la sección transversal, en dicho punto, al recorrido del cauce.

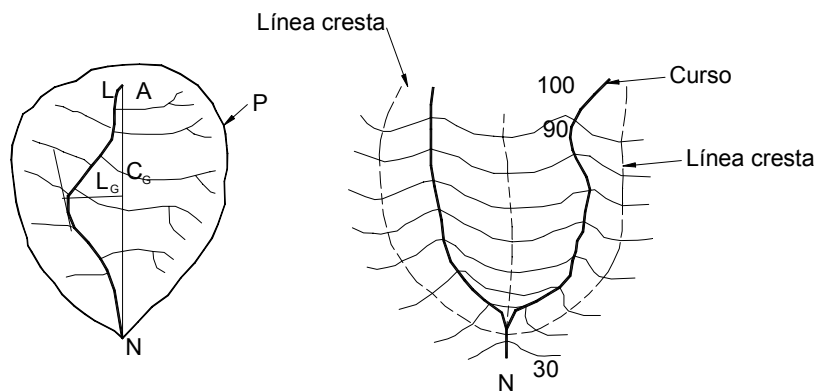


Figura 130. Definición de cuenca

Cada cuenca está separada de las que la rodean, por una línea de división o compartimento del agua “divorcium aquarum” que se traza en los planos topográficos con curvas de nivel a través de la línea de crestas. Esta línea corta a la corriente, o cauce emisario “únicamente” en el punto de salida de la cuenca.

Excepcionalmente, puede suceder que la cuenca contenga cuencas más pequeñas elementales cerradas, en las cuáles las aguas superficiales descargan a lagos o lagunas que no están unidos a la red hidrográfica de la corriente principal (si bien las capas freáticas están a veces intercomunicadas). En este caso, la cuenca vertiente real “cvr” es menor que la cuenca vertiente topográfica “cvt”.

En caso contrario, puede suceder que la cuenca vertiente topográfica que se delimita en la carta sea menor que la cuenca vertiente real, si es que existen por ejemplo alimentaciones de aguas subterráneas desde cuencas topográficas vecinas (terrenos cársticos, regiones llanas con un manto de sedimentos permeables, de topografía diferente a la de la superficie).

Pero estos son casos particulares que requieren un estudio hidrogeológico y morfológico específico sobre el terreno, o sea que en la mayoría de los casos ambas cuencas son iguales.

Forman parte de la definición de cuenca:

A área en km^2

P perímetro en km.

L longitud cauce principal en km.

C_G centro gravedad de la cuenca

L_c distancia desde la normal al cauce desde el C_G hasta el punto N

Toda precipitación que cae en la cuenca producirá un volumen precipitado, V_p , que – descontando la evapotranspiración – en el largo plazo cruzará en forma de escurrimiento un volumen V_E por el punto N de forma tal que

$$V_E (m^3) = \infty V_p (m^3)$$

siendo:

$$V_p = I (mm/h) \times A (m^2) \times 10^{-6} \frac{m}{mm} \times N^o \text{ horas}$$

donde $I (mm/h)$ es la intensidad media de la precipitación en la cuenca.

La precipitación se produce de determinada forma sobre la cuenca, y su variación temporal es el “hietograma”. El volumen que atraviesa el punto N también tendrá su relación con el tiempo, designándose la curva que da $Q = f(t)$ como “hidrograma”. (**Figura 131**).

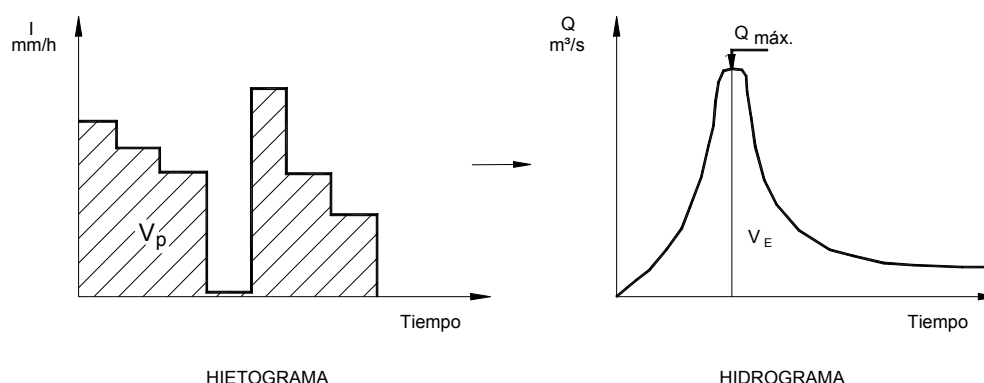


Figura 131. Hietograma e hidrograma

Gran parte del trabajo de la hidrología es conocer los procesos por los cuáles se pasa del hietograma al hidrograma.

En el hidrograma, las ordenadas indican el caudal en cada instante, siendo el área encerrada por la curva el volumen que sale por el punto N (Volumen evacuado).

Las relaciones entre ambos diagramas vienen dada por las características de la precipitación y de la cuenca.

De estas últimas se distingue:

- 1). *Forma*
- 2). *Suelo*
- 3). *Vegetación*

4). Acción humana

1). Forma

Se refiere a las relaciones cuantitativas y cualitativas que ligan al perímetro, superficie, pendientes, red hidrográfica, etc.

La red hidrográfica constituye el “sistema arterial” que lleva las precipitaciones al cauce principal, pudiendo estar más o menos desarrollado, teniendo una importancia vital sobre la forma del hidrograma.

Para una misma superficie (A) de una cuenca, la que tenga forma circular producirá a igualdad de un aguacero un hidrograma de salida, diferente al de una cuenca alargada. Gravelius, introdujo el “índice de compacidad”.

$$K = \frac{\text{Perímetro de la cuenca } P}{\text{Perímetro del círculo de área equivalente}}$$

$$P_c = 2\pi R; \quad R = \sqrt{\frac{A}{\pi}}; \quad P_c = 2 \cdot \sqrt{A\pi}$$

$$K = \frac{P}{2\sqrt{A\pi}} \cong 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

La idea de Gravelius parecería ser que, suponiendo el campo de isoyetas circular, una cuenca de este tipo produciría una mejor concentración de los afluentes sobre el cauce principal y erogaría mayor caudal instantáneo a igualdad de precipitación. (**Figura 132**).

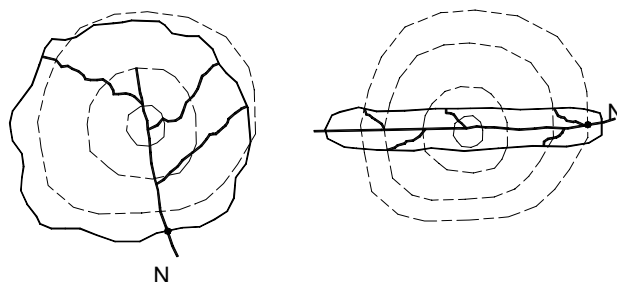


Figura 132. Forma de la cuenca en relación a las isohietas

Por lo tanto una cuenca erogaría un mayor caudal cuando menor sea el “índice de compacidad”, cuyo límite inferior (cuenca circular) es uno. El volumen V_e sería el mismo.

Interesa también la ubicación del cauce principal respecto a las laderas que enmarcan la cuenca. (**Figura 133**).

En (b) existe una concentración más rápida que en (a) y a igualdad de precipitaciones deben esperarse mayores caudales en (b) – Recordar que el volumen total de salida será el mismo en ambos casos.

En efecto, los vientos cargados de humedad se verán obligados a elevarse, bajar su temperatura y condensar su contenido de humedad, generándose precipitaciones sobre las laderas.

En la medida en que las mismas sean de mayor pendiente mas rápida será la afluencia de los caudales pico al cauce.

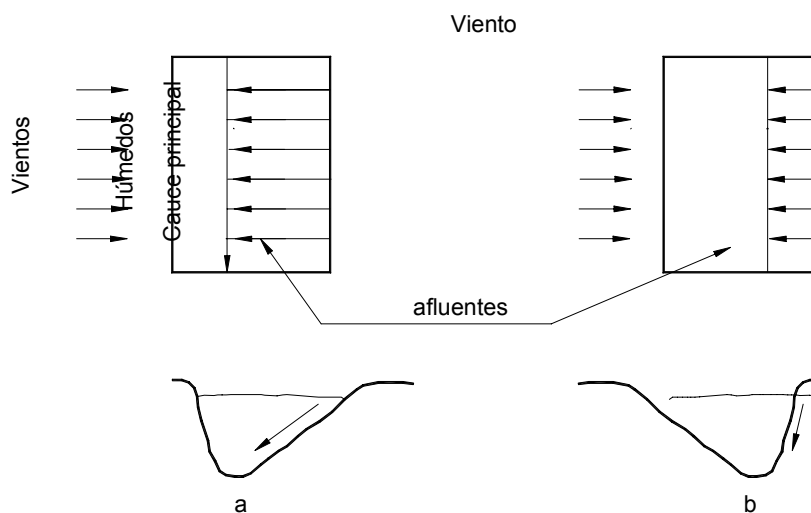


Figura 133. Influencia de la topografía y el cauce

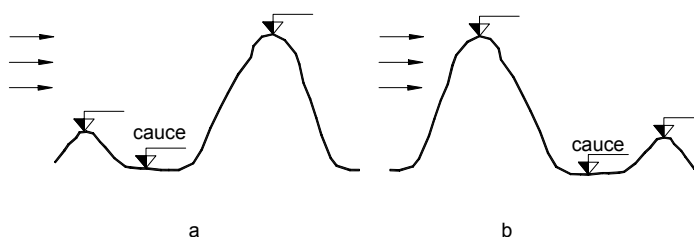


Figura 134. Influencia de la ubicación de las elevaciones

Otro caso se presenta cuando las elevaciones a sotavento son mayores que a barlovento – en (b) los derrames serán menores que en (a) – En este caso la forma influye sobre la distribución de la precipitación (**Figura 134**). En este caso la pérdida de humedad y condensación de la masa de aire generará precipitaciones sobre el lado izquierdo del diagrama (sotavento), mientras que sobre el lado derecho (barlovento) pasarán masas de

aire mucho más “secas”. Por lo tanto los cauces como el de la posición “b” recibirán menores aportes de escurrimiento superficial.

Dentro del concepto de forma interesa fundamentalmente el concepto de relieve, ya que por un lado los factores meteorológicos se presentan en función de la altitud y la erosión está muy ligada al tipo de relieve.

Para definir el relieve de la cuenca se traza la “curva hipsométrica” (**Figura 135**) que da en abscisas la superficie de la cuenca que se halla por encima de las cotas fijadas en ordenadas.

La curva no es el perfil longitudinal de la cuenca. En los tres casos de la figura siguiente se trata de cuencas de 1000 km² con altura máxima de 1000 m y mínima de 500 m.

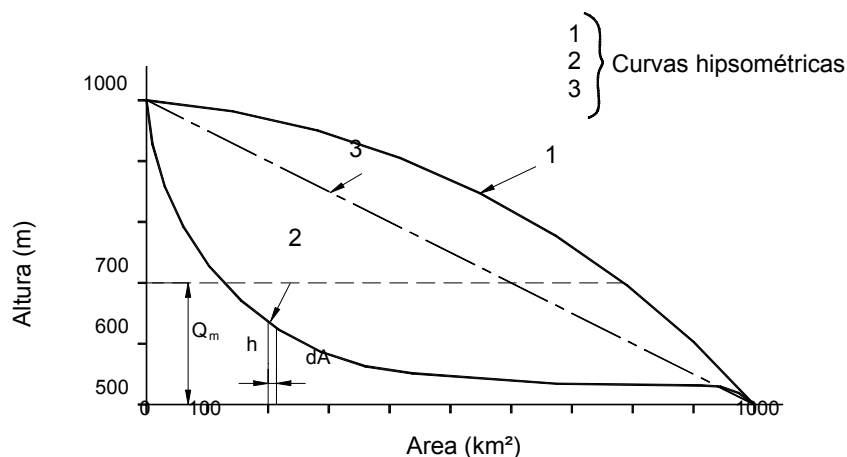


Figura 135. Curva hipsométrica

La cuenca de la curva

(1) tiene mayor superficie con alturas mayores y a igualdad de otras condiciones recibirá mayor precipitación que (2).

La cuenca de la curva

(3) en cambio presupone una variación uniforme y constante entre superficie y altura.

Se define como “altura media” de la cuenca al cociente de su volumen por su superficie proyectada horizontalmente, lo que observando la curva resulta:

$$h_m = \text{Altura media (m)} = \frac{\int h dA}{A} = \frac{\text{Sup. curva hipsométrica (Km}^2 \times \text{m)}}{\text{Área de cuenca (Km}^2 \text{)}}$$

Cuando mayor sea la altura media, mayor es la cantidad de superficie sobre altitudes mayores y por lo tanto, mayor será la precipitación.

La pendiente media de una cuenca es el promedio ponderado de la pendiente de todas las superficies elementales, no es la pendiente entre los puntos extremos de la cuenca.

Supóngase que:

D = la distancia vertical entre líneas de nivel sea constante

N = longitud de la curva nivel

Li = distancia entre curvas de nivel sucesivos será: (**Figura 136**)

$$i_i = \frac{D}{Li} \quad \text{pendiente}$$

que no cambia si se multiplica y divide por ni

$$i_i = \frac{D}{Li} \cdot \frac{ni}{ni}$$

obsérvese que el área entre dos curvas será:

$$a_i = Li \cdot ni$$

por lo que resulta:

$$i_i = \frac{D \cdot ni}{a_i}$$

La pendiente media ponderada entre las distintas áreas elementales que componen la cuenca será:

$$i = \frac{\sum (i_i \cdot a_i)}{\sum a_i}$$

y recordando el valor de cada pendiente i_i , la expresión anterior que da

$$i = \frac{\sum \left(\frac{D \cdot ni}{a_i} \cdot a_i \right)}{\sum a_i}$$

Siendo D constante sale fuera de la sumatoria y la suma de las áreas elementales es el área total de la cuenca.

O sea:

$$i = \frac{D \cdot \sum ni}{A} = \frac{D \cdot N}{A}$$

siendo N la longitud total de curvas de nivel en la cuenca.

Se observa que esta pendiente ponderada no resulta igual a una pendiente media de la cuenca que se hubiera estimado groseramente como:

$$i_m = \frac{\Delta H}{L}$$

En definitiva, la forma correcta desde el punto de vista hidrológico de calcular la pendiente media es:

$$i = \frac{DN}{A} \neq \frac{AH}{L}$$

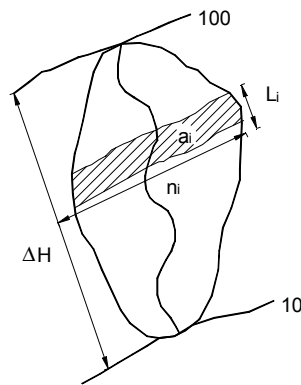


Figura 136. Esquema de cálculo de la pendiente media

Luego la “pendiente media” es igual a la longitud total de las curvas de nivel por la diferencia de cotas o equidistancia entre curvas de nivel dividido por el área total de la cuenca.

Se define como “coeficiente de masividad” (Martone) el cociente de la altura media por la superficie proyectada

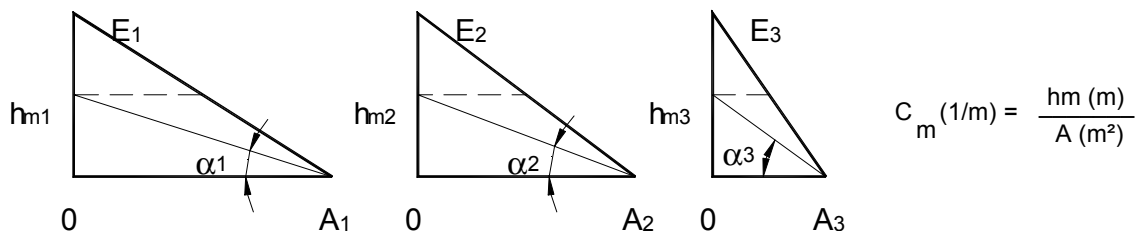


Figura 137. Coeficiente de masividad en tres cuencas

Las curvas hipsométricas de la **Figura 137** representan tres cuencas que tienen la misma altura media, además de tener las mismas alturas máximas y mínimas.

En los tres casos la energía potencial del agua es la misma. Pero el coeficiente de masividad dado por la $\tan \alpha$, es mayor en (3), proveniente de una superficie menor; luego el coeficiente de masividad permite diferenciar cuencas que tienen la misma altura media.

Cuando mayor es el “coeficiente de masividad”, mayor es la pendiente de la cuenca pues, de dos cuencas con la misma superficie la que tenga mayor C_m , tiene mayor altura media.

Puede haber cuencas con igual “coeficiente de masividad” y ser muy diferentes. (**Figura 138**).

$$C_m = \frac{1}{2} (1/m)$$

$$(1) \quad h_m = 3000 \text{ m}; \quad A = 300 \text{ km}^2 \quad H_T = 6000 \text{ m}$$

$$(2) \quad h_m = 2000 \text{ m}; \quad A = 200 \text{ km}^2 \quad H_T = 4000 \text{ m}$$

y si bien la escurrentía sería la misma, la energía potencial sería mayor en (1), por su mayor altura.

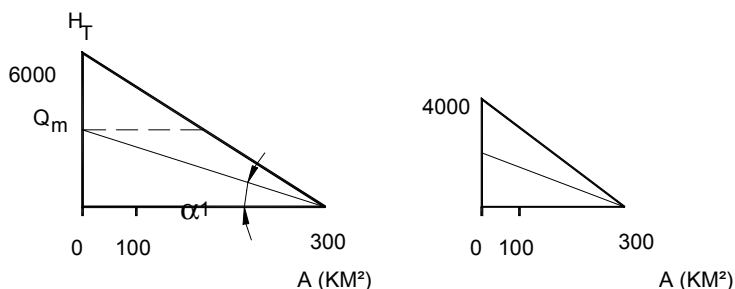


Figura 138. Cuencas con igual C_m .

Se resume entonces:

h_m da idea de la energía potencial del agua

C_m da idea de la energía cinética del agua

Dos cuencas pueden tener el mismo h_m y diferente C_m y viceversa, pero si dos cuencas tienen el mismo h_m y C_m se trata de la misma cuenca o bien de cuencas absolutamente similares.

Se denomina “coeficiente orográfico” al producto de la h_m y el C_m ; luego el “ C_o ” es un número.

$$C_o = h_m (m) \times C_m (1/m)$$

que combina el concepto de altura media del relieve (h_m) con el de pendiente de ese relieve (C_m). Cuanto más elevado es el C_o , mayor es la combinación de altura media y pendiente de la cuenca considerada.

Según estudios de Fournier se tiene:

$C_o > 6$ relieve acentuado

$C_o \cong 6$ relieve medio

$C_o < 6$ relieve suave

Cuando mayor sea la cantidad de cauces que arriben al cauce principal mayor será la escorrentía, el agua se concentra rápidamente y rápidamente alcanza el cauce principal.

Se define como densidad de drenaje a la sumatoria de las longitudes de los cauces que la integran, sobre la superficie:

$$C_D = \frac{\Sigma L}{A}$$

Cuando mayor sea C_D mayor será la escorrentía.

Para determinar el centro de gravedad de una cuenca se dibuja en escala el área y se la recorta. Luego, colgando el área recortada desde dos puntos diferentes, se obtiene el C_G , en la intersección de ambas verticales.

Cuando menor sea la distancia de C_G a la salida N , menor será el tiempo en que se presente el caudal máximo en N , luego que empiece a llover.

De dos cuencas alargadas de igual área, perímetro y coeficientes C_o , C_D , etc. producirá un caudal mayor (el volumen V_e no cambia) aquella con pendiente en el "mismo sentido" en el cual se desplaza la tormenta. (**Figura 139**).

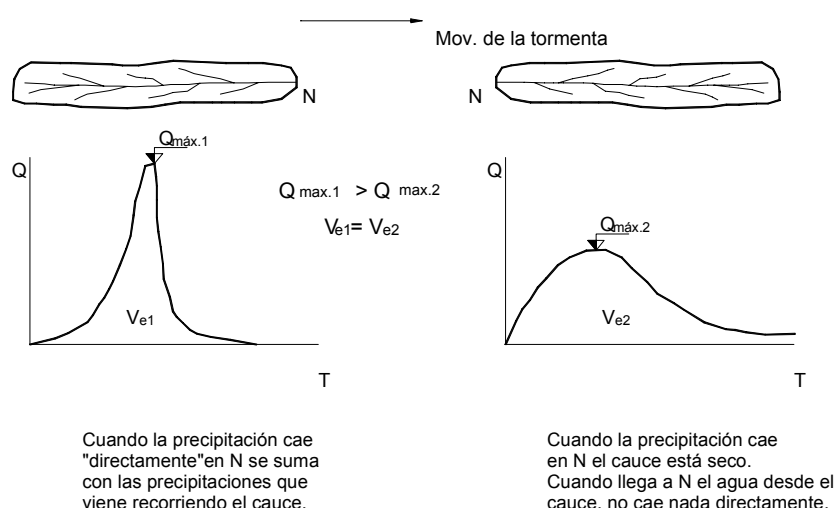


Figura 139. Relación entre el movimiento de la tormenta y el sentido del escurrimiento

2). Suelo

Fundamentalmente interesa conocer la clasificación de los suelos constituyentes de una cuenca por su relación directa con la infiltración, que afecta sustancialmente la forma del hidrograma. La parte superior de las cuencas suele estar constituida por terrenos rocosos que, independientemente de su grado de fracturación, son de tipo impermeable; inversamente, la parte inferior se asienta sobre terrenos de aluvión, depositados por el propio río en forma de terrazas. En estos últimos la infiltración es acentuada y es la principal alimentadora de las napas subterráneas. El estudio geológico del suelo de una cuenca es fundamental en la definición de la infiltración.

3). Vegetación

La cobertura vegetal de la cuenca añade su influencia sobre la estructura geológica condicionando la forma del hidrograma.

Los bosques actúan como retardadores del derrame, disminuyendo el pico de crecidas, aunque su efecto es menos importante en crecidas de gran magnitud. A su vez el colchón de hojas que se produce sobre la tierra también retarda el derrame e incrementa la infiltración. El bosque es sumamente eficaz en la fijación de los suelos y en la disminución de la erosión.

En general la cobertura vegetal natural retarda el derrame, a la vez que fija el suelo y aumenta la evapotranspiración. (Ejemplo bardas de Neuquén).

La cobertura vegetal artificial también retarda el derrame, a la vez que incrementa la infiltración por la roturación del suelo debido al enraizamiento y al arado.

4). Acción del hombre

Las obras del hombre modifican sustancialmente las relaciones de la escurrentía con el tiempo, en algunos casos incrementando los picos máximos y en otros disminuyéndolos a costa de retener artificialmente el agua. En las zonas andinas se han construido calles sobre antiguos cauces naturales, lo que produce un incremento del pico de las crecidas por mayor concentración. Otro caso similar es cuando se concentra en una única alcantarilla (de una vía férrea o carretera) un derrame que antes se producía a manto, es decir sobre una gran extensión y que al concentrarse crea verdaderos cauces que se continúan aguas abajo de dicha obra.

El uso irracional de las pasturas naturales por medio de concentraciones de rumiantes (en especial la cabra), provoca la desnudez del suelo y la destrucción de la cobertura superior por la forma de la pata.

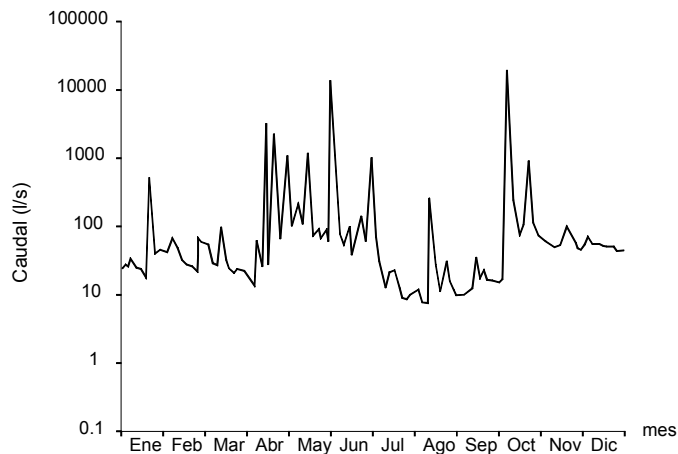
Una acción positiva del hombre es la construcción de obras de embalse destinadas a contener los derrames de crecidas y atenuar el pico máximo.

5.3. HIDROGRAMA

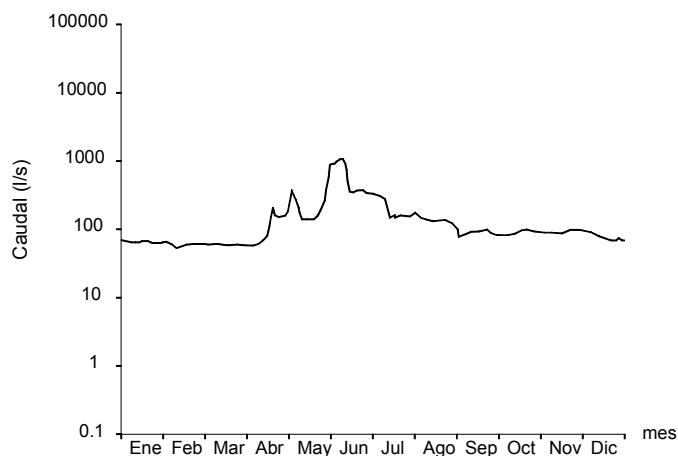
El hidrograma es una función en forma de gráfico o una tabla que muestra el valor del caudal de escorrentía superficial en función del tiempo en un lugar dado de la corriente del cauce principal de una cuenca. En efecto, el hidrograma es “una expresión integral de las características fisiográficas y climáticas que rigen las relaciones entre la lluvia y la escorrentía de una cuenca de drenaje particular” (Chow, 1959). Dos tipos de hidrogramas son particularmente importantes: el hidrograma anual y el hidrograma de tormenta.

Hidrograma anual

El hidrograma anual, una gráfica de caudal vs tiempo en un año, muestra el caudal de escorrentía superficial que resulta del balance de largo plazo de la precipitación, la evaporación, la infiltración y el caudal en una cuenca. En la **Figura 140** se muestran ejemplos de tres tipos principales de hidrogramas anuales.



a)- Río Peremne



b)- Río de régimen nival.

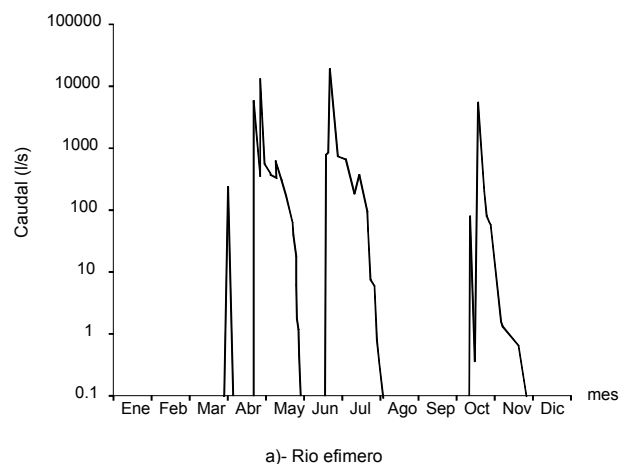


Figura 140. Hidrogramas anuales de diversos regímenes pluviales

Hidrograma de tormenta

El estudio de los hidrogramas anuales muestra que los picos de crecientes se producen en forma poco frecuente y son el resultado de la lluvia por sí sola o acompañada por el derretimiento de nieve.

En la **Figura 141** se muestran los componentes de un hidrograma típico de tormenta.

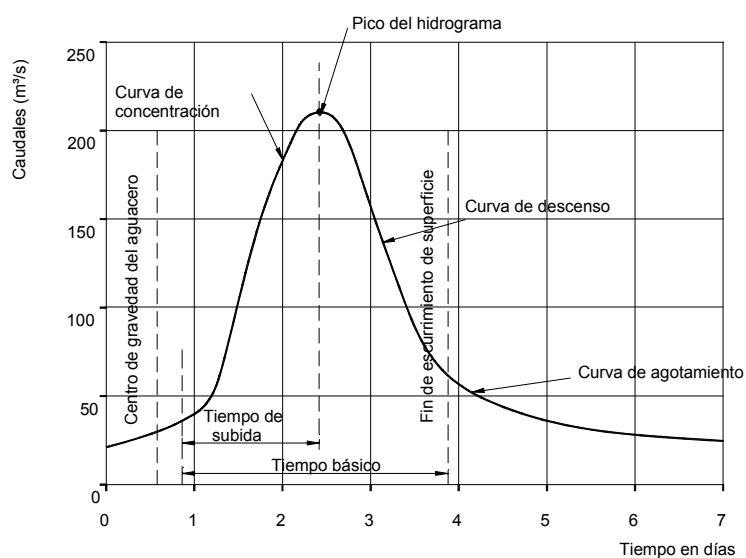


Figura 141. Hidrograma típico de tormenta

Separación del flujo base

En los hidrogramas resultantes de una tormenta a menudo resulta necesario separar, el denominado flujo base del escurrimiento superficial generado estrictamente por el evento pluviométrico.

Ese flujo base puede definirse como el escurrimiento que hubiera existido de todas maneras sin la existencia del evento meteorológico. En otras palabras, ese flujo base es el que llega al cauce sin ser producido por el evento (por ejemplo aportes de afluentes no afectados por la tormenta, infiltración, escurrimiento subterráneo, etc.).

Esta separación es necesaria puesto que el objetivo fundamental en un estudio hidrológico para diseño de obras es la determinación causa – efecto, del fenómeno precipitación – escorrentía, aislándolo de los caudales aportados por los otros mecanismos indicados.

Se han sugerido varias técnicas para separar el flujo base de la escorrentía.

Una de las más antiguas es la curva de abatimiento normal descrita por Horton.(1933). La curva de abatimiento normal o curva maestra de recesión de flujo base de un determinado curso, es una gráfica característica que se obtiene superponiendo muchas de las curvas de recesión que se observan en ese curso. Usualmente las curvas de recesión toman la forma del decaimiento exponencial:

$$Q(t) = Q_0 \cdot e^{-(t-t_o)/k}$$

donde Q_0 es el flujo en el tiempo t_o y k es la constante de decaimiento exponencial que tiene dimensiones de tiempo (Singh y Stall. 1971). La ecuación se linealiza al representar gráficamente el logaritmo de $Q(t)$ contra el tiempo en una escala lineal

Algunos métodos alternativos para la separación del flujo base son :

- a). el método de la línea recta
- b). el método de flujo base fijo
- c). el método de la pendiente variable

Estos métodos se ilustran en la **Figura 142**.

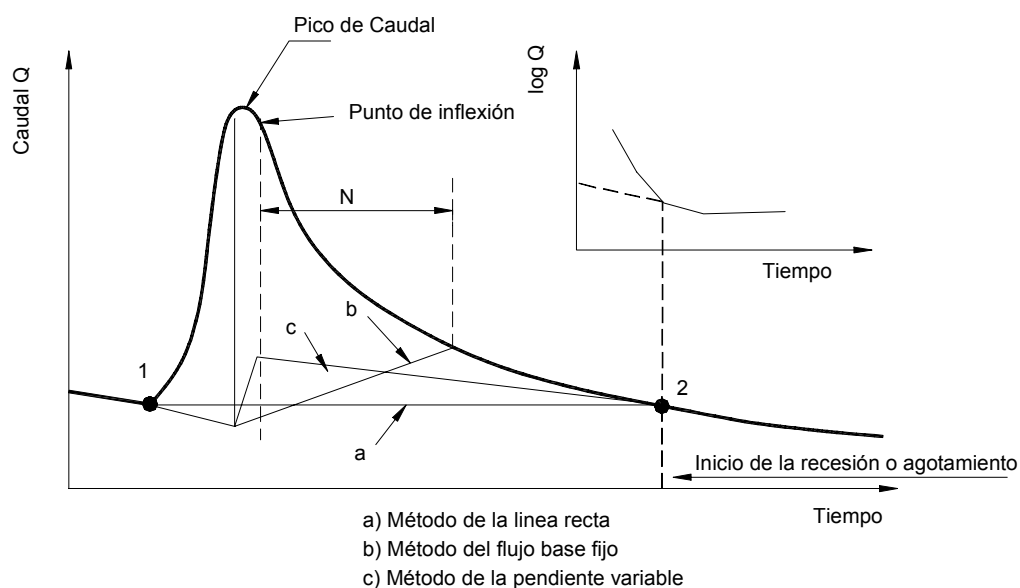


Figura 142. Métodos alternativos para la separación del flujo base

El método de la línea recta consiste en dibujar una línea horizontal desde el punto en el cual se observa que empieza la escorrentía directa superficial (Punto 1) hasta la intersección con el segmento de recesión (Punto 2). Este punto 2 puede ser identificado claramente en un diagrama $\log Q - T$, en donde se produce un quiebre. Este método es aplicable a las corrientes efímeras. Una mejora a este análisis consiste en usar una línea inclinada para conectar el punto de inicio de la escorrentía superficial con el punto en el segmento de recesión del hidrograma en el cual se reinicia el flujo base.

El método de flujo base fijo se supone que la escorrentía superficial termina en un tiempo fijo N después del pico del hidrograma. El flujo base antes de que empiece la escorrentía superficial se proyecta hacia delante hasta el momento del pico. Luego se utiliza una línea recta para conectar esta proyección en el momento del pico con el punto en el segmento de recesión en el tiempo N después del pico.

En el método de la pendiente variable la curva de flujo base antes de que se inicie la escorrentía superficial se extrapola hacia adelante hasta alcanzar el tiempo de pico de caudal, y la curva de flujo base después de que ha cesado la escorrentía superficial se extrapola hacia atrás hasta el momento del punto de inflexión en el segmento de recesión. Luego se utiliza una línea recta para conectar los extremos de las líneas que se extrapolan.

Factores que determinan la forma general del hidrograma de escurrimiento

Para poner en evidencia los principales factores que determinan la forma de los hidrogramas de escurrimiento “puro”, se considera a continuación con R.K. Linsley una cuenca ideal completamente impermeable, que tenga en planta la forma de un semicírculo y no conlleve ninguna posibilidad de retención en las depresiones superficiales. Esta especie de circo es drenado por una red hidrográfica muy cerrada en forma de rayos que llegan a la salida situada en el centro del círculo. Se supone que esa

cuenca puede ser dividida en cuatro zonas *A, B, C, D*, concéntricas de igual superficie por líneas isocrónicas y de tal modo que la duración del trayecto de una partícula entre los puntos de esas líneas y la salida sea la misma. (**Figura 143**).

De una manera general se llama tiempo de concentración t_c de una cuenca a la duración necesaria para que una gota de agua que cae en el punto “hidrológicamente” más alejado de aquélla, llegue a la salida.

Ejemplo

En el caso de la **Figura 143** se puede suponer, por ejemplo, que ese tiempo de concentración es de 4 horas para la zona *D* - situada hacia el exterior – del semicírculo, 3 horas para la zona *C*, 2 horas para la zona *B* y 1 hora para la zona *A* (la más próxima a la salida).

Se buscará, para una misma altura total de precipitaciones, por ejemplo de 10 mm, la forma del hidrograma observada en la salida en diversos tipos caracterizados por:

- la duración del aguacero: t_d
- la distribución espacial de las precipitaciones
- la variación de la intensidad de las precipitaciones en el curso del aguacero

Primer caso

Aguacero uniforme de 10 mm durante una hora, ($1 = 10 \text{ mm/h}$), sobre el conjunto de las cuatro zonas *A, B, C* y *D* $\left(t_d = \frac{t_c}{4} \right)$. Es decir que la duración del evento es de la cuarta parte del tiempo de concentración de toda la cuenca.

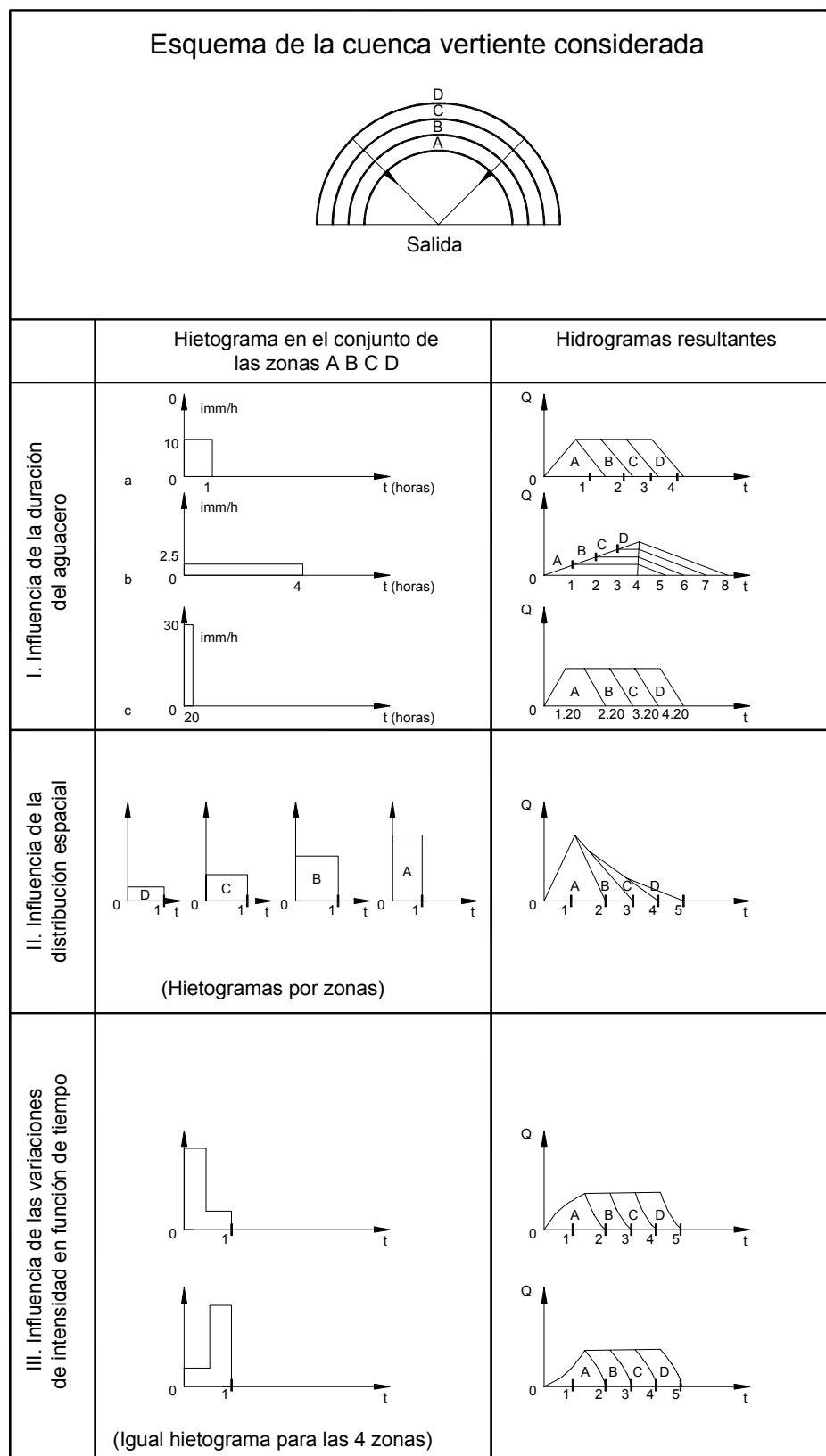


Figura 143. Influencia de la duración, la distribución espacial y las variaciones de intensidad de un aguacero sobre la forma del hidrograma correspondiente.

a) Hidrograma relativo a la zona A solamente

El escurrimiento procedente de la zona A provoca un aumento del caudal en la salida desde el comienzo del aguacero; se supone para simplificar que ese caudal aumenta linealmente hasta el fin de la primera hora (contada desde el comienzo de la lluvia) momento en que, como el tiempo de concentración de la zona A es precisamente de una hora, el conjunto de ésta contribuye a alimentar el caudal que pasa por la salida; este último es, pues, igual, en ese momento preciso; a la intensidad de la lluvia (o sea 10 mm/hora) multiplicado por la superficie de la cuenca vertiente. Pero en ese mismo instante, la lluvia cesa y al mismo tiempo el escurrimiento procedente de las zonas inmediatamente vecinas a la salida; el caudal relativo a la zona A disminuye, pues, linealmente y se anula al fin de la segunda hora.

Para esta sola zona A el hidrograma en la salida presenta pues, una forma triangular (**Figura 143**) que se puede caracterizar por:

- el tiempo de base, intervalo de tiempo comprendido entre el comienzo y el fin del escurrimiento provocado por el aguacero; el mismo es aquí igual a tiempo de concentración t_c de la zona A aumentado en la duración del aguacero t_d (o sea $t_c + t_d = 2 h$)
- el valor del caudal pico, igual aquí al producto de la intensidad (supuesta uniforme) de la lluvia por la superficie de la cuenca vertiente A.

b) Hidrograma relativo al conjunto de las cuatro zonas A, B, C, D

Cada una de las zonas restantes A, B, C, D producirá hidrogramas idénticos al de la zona A, estando cada una de ellas separadas por una hora con relación a la que le precede de aguas abajo hacia arriba.

En definitiva como lo muestra la **Figura 143** en su parte I, el hidrograma tendrá la forma de un trapecio cuya base será igual al “tiempo de concentración” (4 horas para el conjunto de la cuenca), más la duración de la lluvia (1 hora), o sea un total de 5 horas.

Se observa que el origen de la “meseta de sostenimiento del caudal máximo” del hidrograma coincide aquí con el fin de la lluvia y que el caudal pico del conjunto es igual al correspondiente a la zona A solamente.

Segundo caso

Aguacero uniforme que precipita 10 mm en 4 horas ($I = 2,5 \text{ mm/h}$) en el conjunto de las cuatro zonas ($t_d = t_c$)

La duración del aguacero aquí es igual al tiempo de concentración del conjunto de las 4 zonas A, B, C, D, mientras que en el caso anterior era igual al tiempo de concentración de solo la zona A.

Aplicando el razonamiento utilizado en el párrafo precedente, se llega al hidrograma triangular de la **Figura 143**. El “tiempo básico” del hidrograma es siempre igual a $t_c + t_d$ (aquí $4 + 4 = 8$ horas).

Se destaca que para la zona A por ejemplo, el caudal que llega a la salida crece linealmente desde el comienzo del aguacero hasta el fin del tiempo de concentración ($t_c = 1 \text{ hora}$) y se mantiene constante después en tanto que la intensidad de la lluvia permanece invariable.

El aumento del tiempo básico lleva a un ascenso y un descenso de la crecida más lento que en el primer caso, pero el caudal pico es el mismo, ya que a la inversa de lo que ocurría allí, hay integración en la salida de los caudales de cada una de las cuatro zonas A, B, C y D.

Tercer caso

Aguacero uniforme que precipita 10 mm en 20' minutos

$$\left(I = 30 \text{ mm/h}, \quad t_c = 4 \text{ hs} \quad y \quad t_d = \frac{t_c}{12} \right)$$

Se considera primero el hidrograma relativo a la zona A solamente. Su construcción puede aproximarse a la efectuada para el caso considerado anteriormente con el artificio siguiente: Se descompone A en 3 zonas A_1 , A_2 y A_3 de igual superficie con tiempos de concentración respectivos de 20, 40 y 60 minutos; es claro que se obtendrá para A un hidrograma trapezoidal, creciendo el caudal linealmente hasta el fin del aguacero, manteniéndose constante durante 40 minutos y volviendo a cero en 20 minutos. Las otras zonas B, C, D, darán hidrogramas idénticos al de la zona A, pero cada uno de ellos estará separado por una hora con relación al que le precede.

Para el conjunto de la cuenca se llega así a un tercer hidrograma de la columna derecha de la **Figura 143** en su parte I. El caudal máximo corresponderá a una intensidad de 30 mm/h que cae sobre un tercio de la superficie de la zona A; será pues, igual a los encontrados en el primero y segundo caso, los cuales corresponden, sin embargo, a intensidades instantáneas de lluvias respectivamente 3 y 12 veces más bajas.

Cuarto caso

Precipitación total media de 10 mm en una hora desigualmente distribuida en el conjunto de la cuenca según los diagramas de la **Figura 143**, parte II.

La **Figura 143** muestra que el tiempo básico del hidrograma es siempre igual a $t_c + t_d$ pero la no uniformidad de la distribución espacial de los aguaceros acarrea la disimetría del hidrograma.

Fuertes precipitaciones en la parte inferior de la cuenca provocan un ascenso rápido del caudal y conducen a un máximo situado hacia el comienzo del aguacero, mientras que se obtiene un diagrama de forma inversa si las lluvias de gran intensidad afectan la parte alta de la cuenca. En los dos casos el caudal pico es proporcional a la intensidad de la lluvia en la región más bañada.

Quinto caso

Precipitación total de 10 mm en una hora uniforme en toda la cuenca, pero desigualmente distribuida en el tiempo según los diagramas de la **Figura 143**, parte III.

La variación temporal de la intensidad de la lluvia supuesta en cada instante uniforme en el conjunto de la cuenca modifica la forma de ascenso y descenso de la crecida. Si las más fuertes intensidades se sitúan al comienzo del aguacero la curva de concentración (ascenso) presenta una concavidad dirigida, hacia abajo; esa concavidad es dirigida hacia arriba si se produce una recrudescencia de lluvia hacia el fin del aguacero.

5.3.1. Métodos de Determinación del Hidrograma

5.3.1.1. Método Racional

Es probablemente el método más utilizado para el cálculo de picos de crecidas y es especialmente recomendado para el caso de pequeñas áreas de drenaje menores de 100 ha. Tiene un fundamento “racional” pero en la práctica deja de serlo al exigir el uso de coeficientes empíricos. El método supone:

- 1). El caudal máximo se alcanza en la salida cuando toda la cuenca contribuye, es decir cuando $t_d = t_c$ (Tiempo de duración del evento t_d coincide con el tiempo de concentración de la cuenca t_c)
- 2). El caudal máximo se calcula con:

$$Q \left(\frac{m^3}{s} \right) = C \times \frac{I(mm/h) \times A(Km^2) \times 10^6 m^2 / Km^2 \times 10^{-3} m/mm}{3600 s/h}$$

$$Q \left(\frac{m^3}{s} \right) = \frac{C \times I \cdot A}{3,6}$$

Se tiene:

Q = caudal máximo en la salida de la cuenca (caudal pico) (m^3/s)

I = intensidad media de la precipitación sobre la cuenca (mm/h)

A = área de la cuenca (km^2)

C = coeficiente de derrame o escorrentía que incluye referencias a pendiente, permeabilidad y forma de la cuenca y tipo de distribución de la lluvia.

Analizando los términos de la expresión se puede establecer que, multiplicando ambos miembros por el tiempo T resulta:

$$QT = V_e = C \times V_p$$

es decir que C relacionaría el volumen aportado por la lluvia (V_p) con el volumen erogado por el punto N (V_e).

El hidrograma efectivo adopta la forma indicada en la **Figura 144** con una meseta en el caudal pico si $t_d > t_c$ y en el caso en que $t_c = t_d$ (el que más interesa) el hidrograma adopta la forma clásica, de la **Figura 145** (casi triangular).

El método sólo permite obtener el pico de crecida y el volumen total aportado V_E pero no la forma del hidrograma.

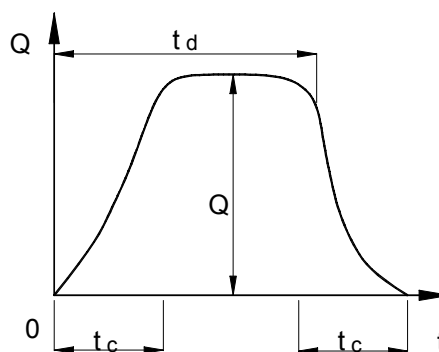


Figura 144. Hidrograma cuando $t_d > t_c$

Si se supone una forma triangular, se puede calcular el tiempo total OT de la siguiente forma:

$$V_E = C \cdot V_p = \frac{Q \cdot OT}{2} \therefore OT = \frac{2CV_p}{Q} = \frac{2V_e}{Q}$$

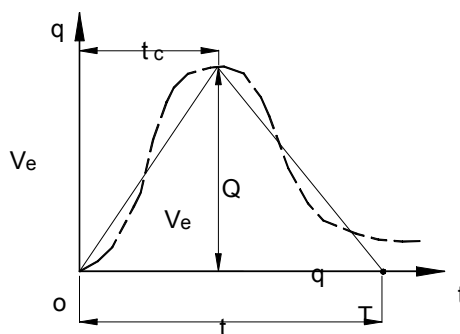


Figura 145. Hidrograma cuando $t_d = t_r$

La conversión del hidrograma triangular a un hidrograma común puede hacerse utilizando el procedimiento recomendado en la bibliografía (Proyecto de Presas Pequeñas, United States Bureau of Reclamation (USBR, 1970).

Relación Tiempo	Relación descarga	Relación Tiempo	Relación descarga
t / t_c	q / Q	t / t_c	q / Q
0	0	14	0,75
0,1	0,015	16	0,56
0,2	0,075	18	0,42
0,3	0,16	20	0,32
0,4	0,26	22	0,24
0,5	0,43	24	0,18
0,6	0,60	26	0,13
0,7	0,77	28	0,10
0,8	0,89	30	0,075
0,9	0,97	35	0,036
1,0	1,00	40	0,018
1,1	0,98	45	0,010
1,2	0,92	50	0,004

Tabla 34.

Existen diversas clasificaciones para el coeficiente C. Entre otras se puede indicar:

a) Manuel Hutte

Parques y jardines	0.1
Campos de deportes	0.1 a 0.2
Barrios con jardines	0.2 a 0.3
Barrios con manzanas abiertas	0.3 a 0.5
Barrios con manzanas cerradas	0.5 a 0.7
Barrios con edificación densa	0.7 a 0.9

b) Datos usados en Buenos Aires en proyectos de desagüe

áreas nuevas	0.50
zonas residenciales	0.70
zonas permeables	0,18

c) Bernard determina el valor de C sumando cada uno de los factores C' indicados en la **Tabla 35** siguiente y restando el resultado de 1.

Tipo cuenca	C'
1) Características fisiográficas	
Zonas con pendiente entre 0,3 ‰ a 0,6 ‰	0.3
Zonas con pendiente entre 3 ‰ a 4 ‰	0.2
Zonas con pendiente entre 30 ‰ a 50 ‰	0.1
2) Características del suelo	
Arcilla impermeable	0.1
Franco arcilloso	0.2
Arenoso	0.4
3) Tipo de cubierta vegetal	
Tierras cultivadas	0.1
Tierras boscosas	0.2

Tabla 35. Factores que afectan el coeficiente C

$$C = 1 - \sum C'$$

Ejemplo:

Calcular C en una zona de pendiente media ($i = 3 ‰$) de tipo arenoso y con tierras cultivadas.

$$C = 1 - (0.2 + 0.4 + 0.1) = 1 - 0.7 = 0.3$$

Se reitera que el método, es recomendable para zonas urbanas muy impermeables, o bien para áreas pequeñas. Se recomienda su uso para desagües pluviales en ciudades y para el cálculo de alcantarillas en caminos.

El procedimiento tiene los siguientes pasos:

- 1). Se calcula el tiempo de concentración t_c
- 2). Se determina una lluvia de $t_d = t_c$ y para una recurrencia dada, con ello se calcula I (mm/h) a partir de las curvas intensidad – frecuencia – duración.
- 3). Se selecciona C, en función del tipo del terreno, pendiente y cobertura vegetal.
- 4). Se calculan V_e y Q . Se dibuja el hidrograma triangular.
- 5). Se transforma el hidrograma triangular en otro curvilíneo por métodos como el descrito precedentemente del USBR.

5.3.1.2. El Método del Hidrograma Unitario

Propuesto en 1932 por Sherman, este método tiene por objeto la determinación del hidrograma del escurrimiento superficial en la salida de una cuenca a partir de los pluviogramas correspondientes de los aguaceros caídos en dicha cuenca. Ese método es objeto de numerosas variantes destinadas a simplificar su empleo o adaptarlo, bien al problema a resolver, bien a los datos experimentales, a menudo limitados, de que el ingeniero dispone.

Conviene subrayar desde ahora que los principios básicos del método se aplican exclusivamente a la fracción del caudal global en la salida aportado solamente por el escurrimiento superficial (el cual es preponderante en la fijación del caudal pico de una crecida. Los diagramas de los escurrimientos subterráneos y subsuperficial podrán ser calculados eventualmente por otro procedimiento y “compuestos” con el del escurrimiento superficial para obtener el hidrograma global. Además los pluviogramas de aguaceros considerados en la teoría del hidrograma unitario son los que representan las alturas de “lluvia neta”.

Tiempo básico del hidrograma unitario y tiempo de concentración de la cuenca; aguacero unitario

Se llama “tiempo de base” de un hidrograma global al intervalo de tiempo comprendido entre el comienzo y el final de un escurrimiento superficial provocado por el aguacero correspondiente.

El análisis de los diversos hidrogramas de escurrimiento superficial para una cuenca vertiente esquematizada en extremo, sugiere la idea de que si t_r es la duración del aguacero neto (y no del aguacero real) - supuesto uniforme en el tiempo y en el espacio- que cae en una cuenca cuyo tiempo de concentración es t_c , el tiempo básico T del hidrograma será:

$$T = t_r + t_c$$

Se puede, pues, admitir, con Sherman, que :

- 1). en una cuenca dada todos los hidrogramas resultantes de aguaceros uniformes de igual duración tendrán el mismo tiempo básico,
- 2). resulta de ello que las ordenadas homólogas de los diversos hidrogramas correspondientes a aguaceros de igual duración serán proporcionales a las intensidades de los aguaceros correspondientes (es decir, al volumen de agua aportada por aquellos).

En la práctica se escoge un aguacero unitario de duración $t_{r,u} \leq \frac{t_c}{3 \text{ a } 5}$ y se establece

experimentalmente, el hidrograma correspondiente para un volumen total escurrido igual a la unidad (es decir equivalente, por ejemplo, a una lámina de agua de 1 mm uniformemente distribuida por toda la cuenca). Este hidrograma es llamado hidrograma unitario de la cuenca considerada para el aguacero unitario de duración $t_{r,u}$. (Figura 146).

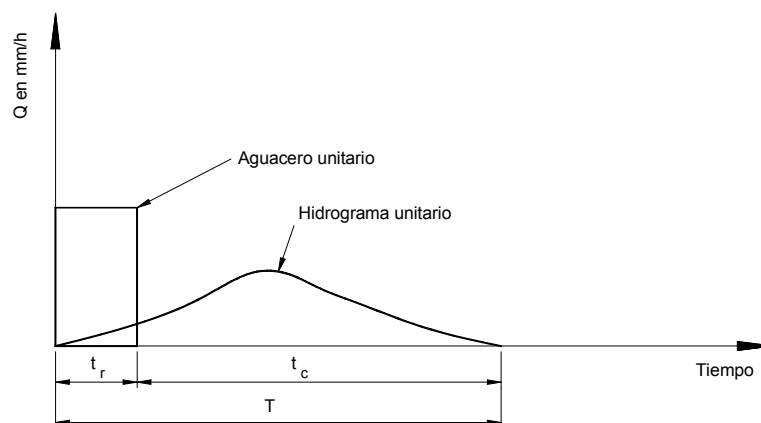


Figura 146. Aguacero unitario (unifórmemente) e hidrograma unitario correspondiente

Paso del hidrograma unitario al hidrograma buscado

Es claro que se pasará del hidrograma unitario así definido al correspondiente a un aguacero de igual duración $t_{r,u}$, pero que aporta un volumen de agua que representa una lámina de agua neta de P_n milímetros, multiplicando todas las ordenadas del “hidrograma unitario” por el valor P_n .

La **Figura 147** muestra el cálculo del hidrograma relativo a un aguacero de intensidad doble de aquél considerado como unitario.

Los aguaceros de duración más larga que los que puedan ser considerados “como unitarios” serán divididos en muchos aguaceros elementales suficientemente cortos para que se pueda establecer para cada uno de ellos, según el proceso de afinidad que acaba de ser indicado, los hidrogramas elementales y relativos; el hidrograma correspondiente al aguacero total será obtenido por suma – habida cuenta del desplazamiento de los orígenes – de las ordenadas de los hidrogramas de cada uno de los aguaceros elementales. (**Figura 148**).

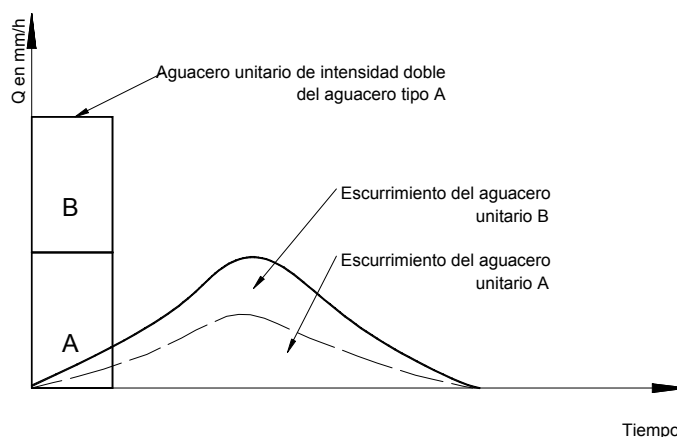


Figura 147. Cálculo del hidrograma correspondiente a un aguacero de intensidad doble de la del aguacero unitario

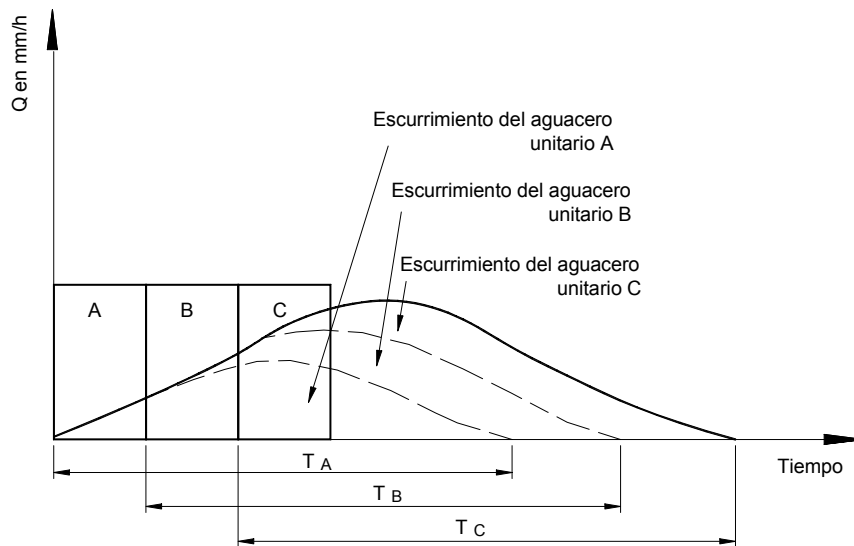


Figura 148. Cálculo del hidrograma correspondiente a un aguacero de duración triple a la del aguacero unitario, pero de igual intensidad

El hidrograma en S

Se designa así la curva de subida del hidrograma que correspondería a un aguacero uniforme de una duración igual al tiempo de concentración t_c de la cuenca; el caudal de escurrimiento crece primero lentamente al comienzo del aguacero (**Figura 149**) y luego rápidamente para llevar progresivamente en el tiempo t_c a un sostenimiento del caudal máximo límite; la curva de subida o de concentración de este hidrograma particular presenta, pues, la forma de una S más o menos alargada.

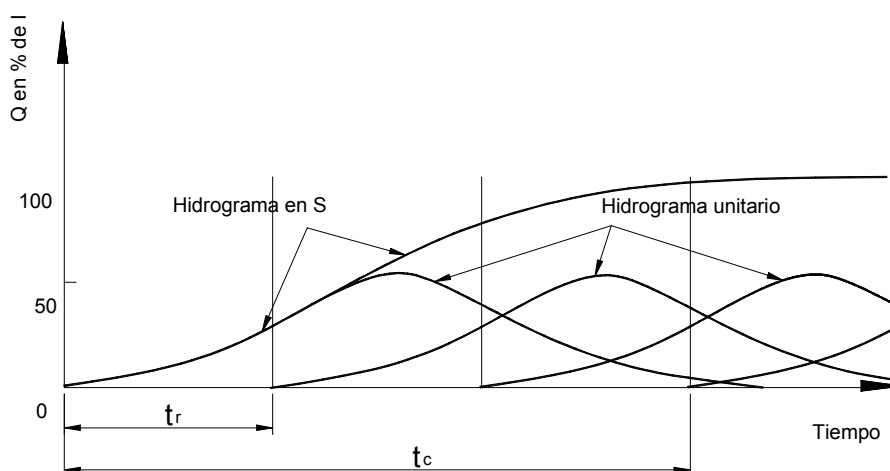


Figura 149. Construcción del hidrograma en S

Es fácil determinar bastante exactamente el hidrograma en S a partir de un hidrograma unitario observado en la cuenca para un aguacero, real de duración siempre notablemente inferior al tiempo de concentración t_c ; supóngase por ejemplo, que este último hidrograma corresponde a un aguacero de duración $t_d = \frac{t_c}{3}$; se obtendrá el hidrograma en S (el cual corresponde por definición a una duración de aguacero t_c) sumando las ordenadas de 4 hidrogramas iguales al hidrograma unitario observado cuyos orígenes se desplazan en $t_d = \frac{t_c}{3}$.

5.3.1.3. Método del Hidrograma Sintético de Snyder

Las relaciones empíricas presentadas por Snyder han resultado ser particularmente útiles en el estudio de las características de los escurrimientos de cuencas donde se dispone de registros de caudales, así como también sirve para implementar e interpretar estudios con destinos específicos, cuando se dispone de algunas series.

La principal característica de la aplicación de este método consiste en que extiende, por analogía, los hidrogramas unitarios calculados para una cuenca aforada a otras no aforadas, pero con características hidrográficas similares. Por lo tanto, este método es realmente un procedimiento para transponer hidrogramas unitarios de una cuenca aforada a una no aforada.

En las fórmulas de Snyder se usan los siguientes términos:

T_L	tiempo de retardo entre el punto medio de la lluvia de duración unitaria, D , al pico del hidrograma unitario en horas:
D	lluvia unitaria, cuya duración es igual a $\frac{T_L}{5,5}$ en horas
D'	lluvia unitaria usada para el estudio específico, en horas, y distinta de D
T'_L	tiempo de retardo desde el punto medio de la lluvia de duración D' , al pico del hidrograma unitario en horas.
q_p	gasto del pico del hidrograma unitario para la lluvia de duración unitaria D , en metros cúbicos por segundo por kilómetros cuadrados de cuenca.
q_{pR}	gasto del pico del hidrograma unitario para la lluvia de duración unitaria, D' , en metros cúbicos por segundo por kilómetro cuadrado de cuenca.
Q_p	caudal del pico del hidrograma unitario, en metros cúbicos por segundo.
A	área de drenaje en kilómetros cuadrados.
L_{ca}	longitud en Km. a lo largo del río desde la estación hasta el centro de gravedad de la cuenca.
L	distancia medida a lo largo del curso de agua de mayor longitud desde la estación hasta la cabecera más remota de la cuenca.

C_t y C_p coeficientes que dependen de las características de la cuenca de drenaje.

Las ecuaciones más comúnmente usadas son las siguientes:

$$T_L = 0752 C_t (L \cdot L_{ca})^{0.3} \quad \text{Tiempo de retardo}$$

$$D = \frac{T_L}{5,5} \quad \text{Duración lluvia unitaria}$$

$$q_p = \frac{2,76 C_p}{T_L} \quad \text{Gasto específico pico } \frac{m^3 / s}{km^2} . \text{ Si duración } D' > D$$

$$T'_L = T_L + 0,25(D' - D)$$

$$q_{pR} = \frac{2,76 C_p}{T'_L} \quad \text{Gasto pico para } D'$$

$$q_{pR} = \frac{q_p T_L}{T'_L}$$

$$Q_p = q_p A$$

$$Q_{pR} = q_{pR} A$$

Procedimiento para la elaboración del hidrograma sintético de Snyder

Se determinan los valores: área de la cuenca A , longitud del curso principal L , centro de gravedad de la superficie de la cuenca y longitud a lo largo del río desde el centro de gravedad de la cuenca hasta el punto en donde se quiere obtener el hidrograma.

Se estiman los coeficientes C_t y C_p , deduciendo sus valores de los correspondientes a otras cuencas aledañas en donde existan estaciones de aforo y se hayan determinado hidrogramas de crecientes reales.

De no existir estos datos se podrán tomar valores promedios para los coeficientes C_t y C_p es decir, del orden de:

$$C_t = 2$$

$$C_p = 0,625$$

Por aplicaciones de las fórmulas dadas anteriormente se calculan los valores que interesen: T_L , D , q_p y Q_p .

Entrando en el gráfico de la **Figura 150** se determinan los anchos del hidrograma para el 50 y el 75 % del gasto pico.

Como ya se ha determinado T_L y q_p se tienen las dos coordenadas para trazar el pico del hidrograma unitario, y como se dijo, se conocen también los anchos del mismo hidrograma para el 50 % del pico y para el 75 % de ese mismo valor; se tienen cinco puntos que junto con el hidrograma unitario, teniendo además en cuenta que el área del hidrograma unitario corresponde a la unidad de precipitación usada (un milímetro, 10 milímetros, etc.) multiplicada por el área de la cuenca.

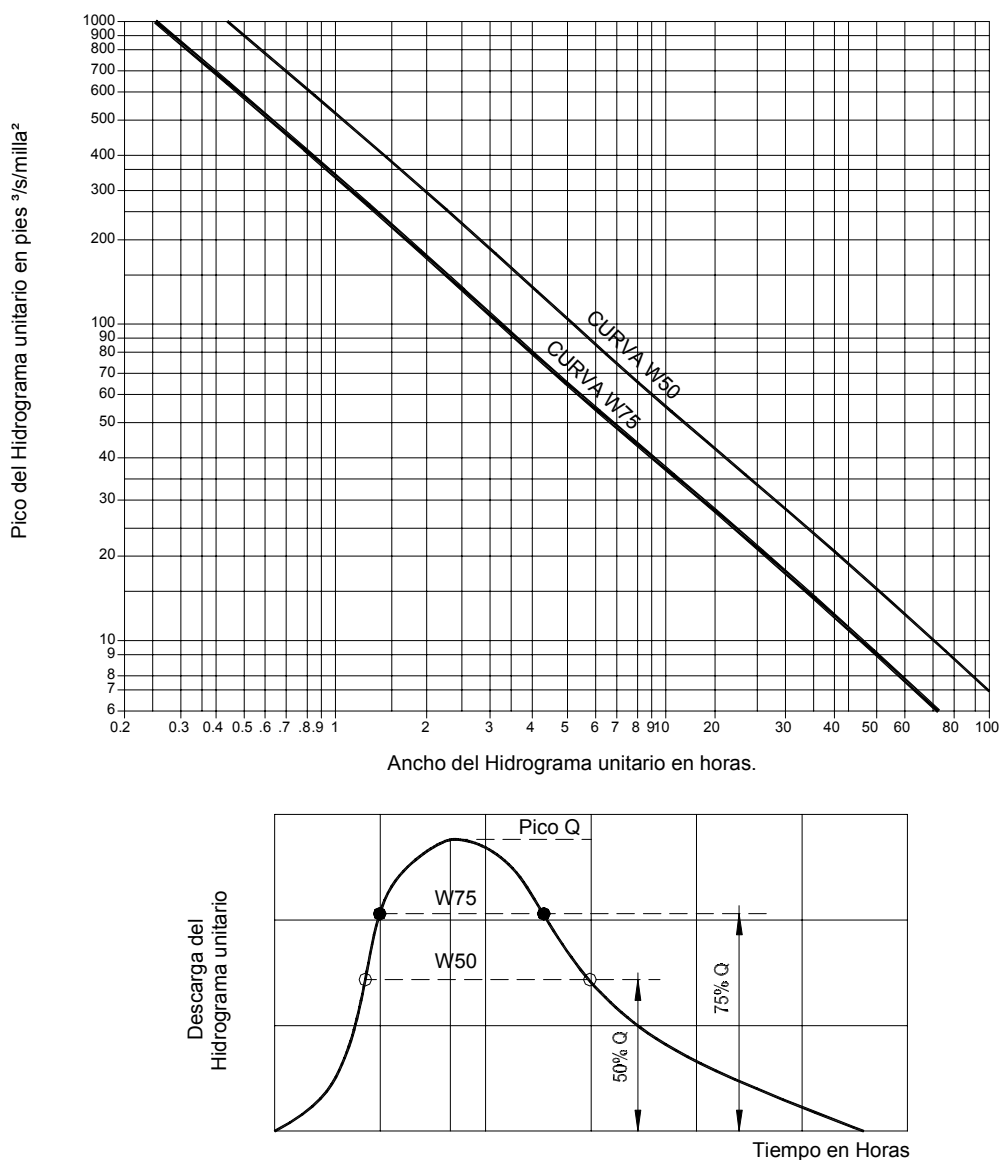


Figura 150. Hidrograma unitario sintético de Snyder

Este gráfico es válido para lluvia unitaria de 1" = 25 mm, no para 10 mm. Para poder usarlo hay que cambiar el coeficiente 2,76 en la formulación anterior por el valor 7.

5.3.1.4. Método del Hidrograma Triangular Sintético

Este método fue desarrollado por el Soil Conservation Service, U. S. Department of Agriculture (1957) pudiendo aplicarse confiablemente en cuencas de hasta 2500 Km². Para cuencas mayores es aconsejable subdividir en subcuencas de áreas menores al límite citado.

El Hidrograma Triangular sintético (HTS) correspondiente a una lluvia efectiva P_e (mm) se define de acuerdo a los siguientes parámetros: (**Figura 151**)

Q_p caudal pico (m³/.)

A área de la cuenca (Km²)

t_p tiempo al pico (horas)

t_c tiempo de concentración (horas) = $0,39 \left(\frac{L^2}{T} \right)^{0,385}$

P_e precipitación efectiva (mm)

t_r tiempo de descenso (horas)

t_b tiempo base

D duración de la lluvia (horas)

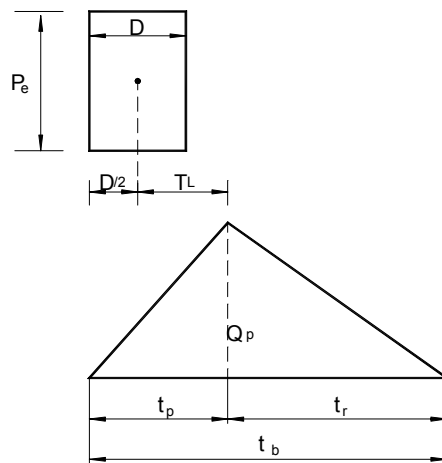


Figura 151. Hidrograma triangular sintético

La metodología parte de las siguientes relaciones

$$t_p = \frac{D}{2} + 0,6 \text{ } tc$$

$$t_r = 1,67 \text{ } t_p$$

$$Q_p = 0,208 \cdot \frac{A \cdot P_e}{t_p}$$

En el Manual de Hidrología del SCS (Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos) se establece la siguiente fórmula, que relaciona la esorrentía con la precipitación

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S}$$

$$I_a = 0,2 \cdot S$$

$$Q = \frac{(P - 0,2 S)^2}{P + 0,8 S}$$

Q esorrentía superficial = P_e

P precipitación

I_a retención inicial

S pérdidas

Los valores se expresan en lámina de agua (mm, por ejemplo).

El número de las curvas “standard” (CN) para el cálculo de la esorrentía superficial está definido así, en función de S expresado en pulgadas:

$$CN = \frac{1000}{10 + S}$$

$$S = \frac{1000}{CN} - 10$$

Llevado este valor de S en las ecuaciones anteriores se obtiene la ecuación siguiente que sirve para trazar las curvas de la **Figura 152** y en la cual Q y P se dan en milímetros es la siguiente:

$$Q = \frac{P - \frac{5080}{CN} + 50,8^2}{P + \frac{20320}{CN} - 203,2} = P_e$$

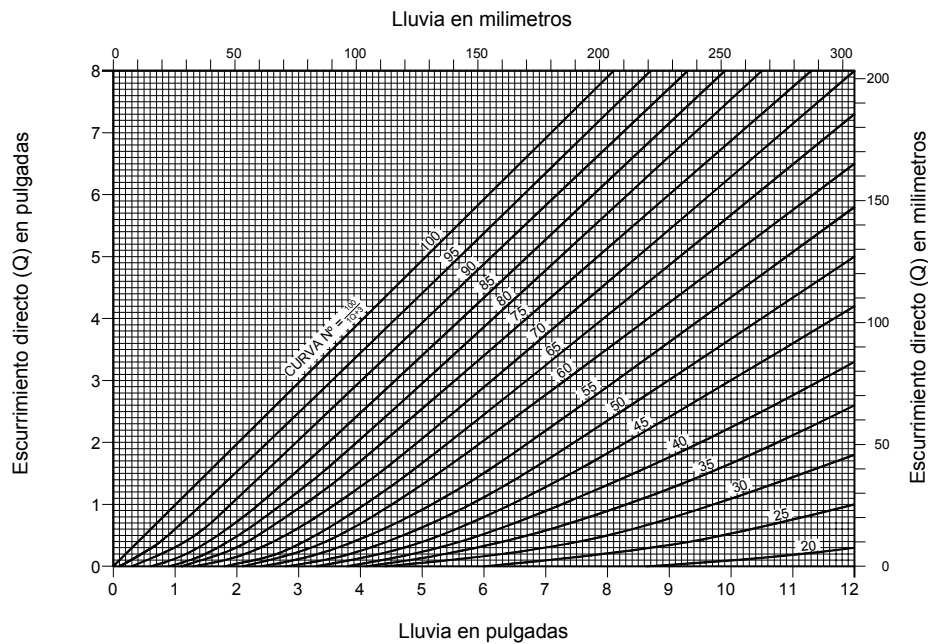


Figura 152. Solución de las ecuaciones de escorrentía del S.C.S

Los suelos han sido clasificados en 4 categorías de acuerdo a sus características hidrológicas:

1). Suelo Grupo A

Muy baja capacidad de escurrimiento superficial incluye arenas profundas de poco limo y arcilla, y también loess profundos y permeables.

2). Suelo Grupo B

Baja capacidad moderada de escurrimiento superficial. Incluye la mayor parte de los suelos arenosos menos profundos que los del *Grupo A* loess menos profundos y menos permeables que *A*, pero este grupo en general presenta una infiltración media superior al promedio luego de estar completamente húmedo.

3). Suelo Grupo C

Alta capacidad moderada de escurrimiento superficial. Comprende suelos delgados y suelos que contienen considerable cantidad de arcilla y coloides, aunque menor

que los suelos del *Grupo D*. Este grupo presenta infiltración inferior al promedio después de presaturación.

4). Suelo Grupo D

Muy alta capacidad de escurrimiento superficial. Incluye suelos arcillosos que se hinchan cuando están húmedos y también suelos delgados que presentan horizontes impermeables cerca de la superficie.

Este cuadro es válido para la condición de humedad antecedente.

Se entiende como “condición hidrológica pobre” cuando la vegetación cubre menos de la mitad del área, es “regular” cuando cubre entre la mitad y los tres cuartos de la superficie y “buena” cuando cubre más de las tres cuartas partes del área.

N° de Curva para la Condición II	Factores para convertir el número de Curva para Condición II a I y III	
	Condición I	Condición III
10	0,40	2,22
20	0,45	1,85
30	0,50	1,67
40	0,55	1,50
50	0,62	1,40
60	0,67	1,30
70	0,73	1,20
80	0,79	1,14
90	0,87	1,07
100	1,00	1,00

Tabla 36. Factores de conversión de curvas de escorrentía

Lluvia antecedente dentro de los 5 días previos en mm.		
Condición	Invierno	Verano
I Condición de suelos óptima, desde límite plástico a punto de marchitamiento	< 12	< 36
II Valor medio para las crecientes anuales	12 a 28	36 a 54
III Lluvia intensa o lluvia débil	> 28	> 54

Tabla 37. Condiciones hidrológicas en función de la lluvia antecedente

Valores del número de curva C N						
Uso de la Tierra Cubierta Vegetal	Tratamiento	Condición Hidrológica	Grupo Hidrológico de Suelos			
			A	B	C	D
Barbecho (tierras fuera de cultivo) Cultivos en hileras	Hileras rectas	-	77	86	91	94
	Hileras rectas	Pobre	72	81	88	91
	Hileras rectas	Buena	67	78	85	89
	En curvas de nivel	Pobre	70	79	84	88
	En curvas de nivel	Buena	65	75	82	86
	En terrazas	Pobre	66	74	80	82
	En terrazas	Buena	62	71	78	81
Grano fino (Cereales y otros)	Hileras rectas	Pobre	65	76	84	88
	Hileras rectas	Buena	63	75	83	87
	En curvas de nivel	Pobre	63	74	82	85
	En curvas de nivel	Buena	61	73	81	84
	En terrazas	Pobres	61	72	79	82
	En terrazas	Buena	59	70	78	81
Legumbres en siembra densa o en rotación de pasto	Hileras rectas	Pobre	66	77	85	89
	Hileras rectas	Buena	58	72	81	85
	En curvas de nivel	Pobre	64	75	83	85
	En curvas de nivel	Buena	55	69	78	83
	En terrazas	Pobres	63	73	80	83
	En terrazas	Buena	51	67	76	80
Pastos o campos naturales		Pobre	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84
		Buena	39	61	74	80
	En curvas de nivel	Pobre	47	67	81	88
	En curvas de nivel	Regular	25	59	75	83
	En curvas de nivel	Buena	6	35	70	79
Praderas		Buena	30	58	71	78
Permanentes						
Bosques (Lotes arbolados de Granjas)		Pobre	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	35	70	77
Áreas de Granjas		-	59	74	82	86
Caminos (superficie dura).Incluyendo derecho de vía		-	74	84	90	92
Áreas Urbanas:						
Baja densidad (15 a 18 % superficies impermeables)		69 – 71	75 – 78	82 – 84	86	
Media Densidad (21 a 27 % superficies impermeables)		71 – 73	77 – 80	84 – 86	88	
Alta Densidad (50 a 75 % superficies impermeables)		73 – 75	79 – 82	86 – 88	90	

Tabla 38. Valores del número de curva C N

5.4. CÁLCULOS HIDROLÓGICOS

Para, conocer el régimen hidrológico de un río es necesario efectuar aforos en forma continua, dependiendo esa continuidad del tipo de cauce. Lo ideal es efectuar aforos diarios (por cualquiera de los métodos descriptos) por lo cual se disponen de 365 registros por año. Los resultados obtenidos se vuelcan en gráficos que posteriormente se utilizan en estudios estadísticos de la disponibilidad del recurso, tales como movimientos de embalse, capacidad de las conducciones, estudios económicos de producción de energía, etc.

Curva de caudales cronológicos

Esta curva muestra la variación continua del caudal en función del tiempo, pudiendo ser llevada por día, semana o mes. En la **Figura 153** se ha trazado la curva cronológica anual de un cauce andino, en los cuales el año hidrológico comienza en julio por los aumentos de caudales por deshielos. Si esta curva se trazara para varios años repetiría la forma con las esperadas variaciones anuales. Se define como derrame anual (D) y se mide en hm^3 , el volumen total aportado por el río durante un año:

$$D = \int_0^t Q dt$$

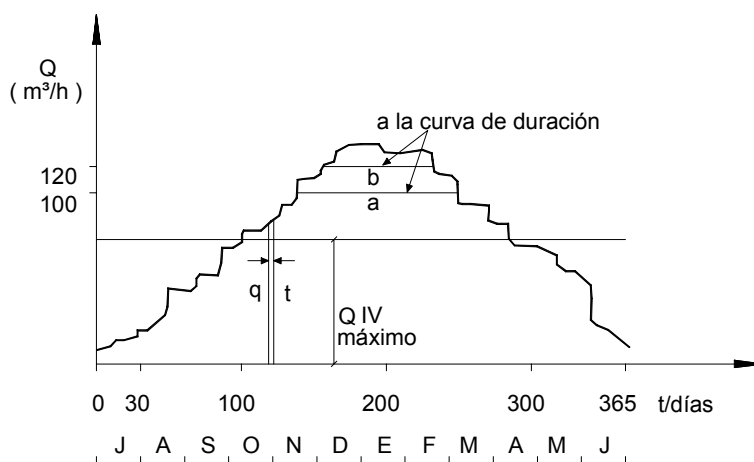


Figura 153. Curva de caudales cronológicos

El módulo anual del río o caudal medio anual Q_m (m^3/s) se define como:

$$Q_m = \frac{D}{T} = \frac{\int_0^T Q dt}{\int_0^T dt}$$

La **Tabla 39** que se podría obtener de los aforos tiene la siguiente forma:

mes año	Julio	Agosto	-----	Junio	Anual (hm3)
1905					D 1
1906					D 2
--					--
--					--
--					--
1985					D 11
Prom.	\bar{J}	\bar{A}	-----	\bar{J}	D M

Tabla 39. Presentación de caudales cronológicos diario

Con todos los valores diarios de un mes se obtiene el caudal medio de ese mes (Q_{mm})

$$Q_{mm} = \frac{\sum Q \text{ diarios}}{n^{\circ} \text{ días mes}}$$

con lo cual se puede trazar la curva de caudales medios mensuales (**Figura 154**), valida sólo para el año considerado. Observar que en cada mes el área encerrada por la curva y el eje del tiempo da el volumen mensual aportado por el río.

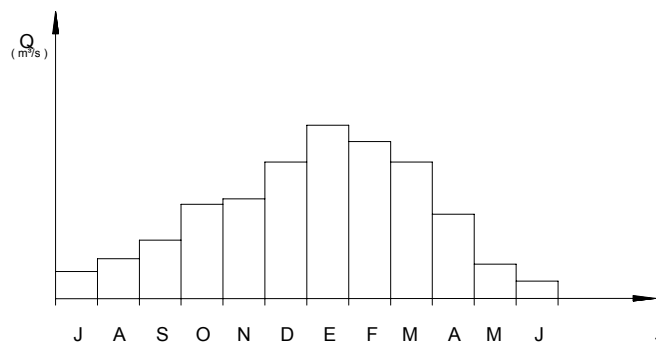


Figura 154. Caudales medios mensuales

En la práctica el derrame anual se obtiene en base a:

$$D(Hm^3) = (10^{-6} Hm^3 / m^3) (Q_{mm(31)} \times 2,68 \times 10^6 + Q_{mm(30)} \times 2,59 \times 10^6 + Q_{mm} \times 2,42 \times 10^6)$$

siendo

$Q_{mm(31)}$ los meses de 31 días en decir, $2,68 \cdot 10^6$ seg.

$Q_{mm(30)}$ los de 30 días con $2,59 \cdot 10^6$ seg. y $Q_{mm(F)}$ el mes de febrero con $2,42 \cdot 10^6$ seg. en el mes – Posteriormente se obtiene:

$$Q_{mm} = \frac{D \text{ (Hm}^3\text{)} \cdot 10^6 \text{ m}^3 / \text{Hm}^3}{31.557 \cdot 600 \text{ seg}} = \frac{D \text{ (Hm}^3\text{)}}{315576}$$

siendo, obviamente el denominador el número de segundos del año.

Con los aforos cronológicos de varios años se obtiene la **Tabla 40**, que permite calcular los caudales medios mensuales para todo el período de los años considerados como así también el derrame medio anual y luego el caudal medio para todo el período.

mes año	J	A	-----	J	Anual (hm3)
1905					D1
1906					D2
--					--
--					--
--					--
1985					D11
Prom.	\bar{J}	\bar{A}	-----	\bar{J}	DM

Tabla 40. Caudales cronológicos mensuales

Tanto el derrame medio anual como el caudal medio varían de año en año, por lo cual debe expresarse en cada caso el período para el cual se lo ha obtenido. El concepto es también válido para el caudal (o derrame) medio mensual.

Curva de volúmenes acumulados

Esta curva (**Figura 155**) es la integral de la curva de caudales cronológicos, es por lo tanto una curva de masa, siempre creciente, indicando su pendiente la variación de caudales del mes. La ordenada le da el volumen total (o derrame total) aportado por el río hasta el mes de enero y V_T por lo tanto el derrame anual. Luego la pendiente de la tangente a la curva da el valor del caudal medio del año considerado.

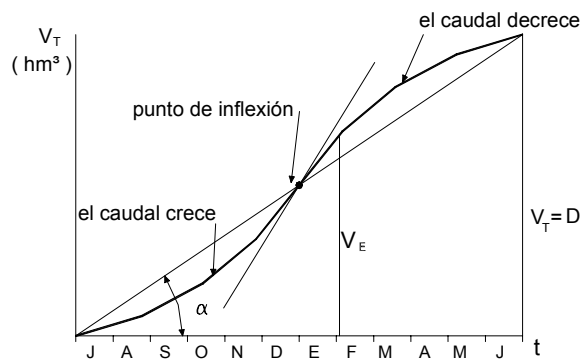


Figura 155. Curva de volúmenes acumulados

Curva de frecuencia de caudales

Esta curva (**Figura 156**) relaciona los caudales con número de veces que se han producido. Se obtiene tomando como ordenadas los distintos caudales (diarios, semanales o mensuales) y como abscisas el número de días, semanas o meses durante los cuales se ha presentado ese caudal. Para el caso de un año y tomando los datos de la tabla de caudales diarios para todos los días del año se obtiene una curva como la siguiente:

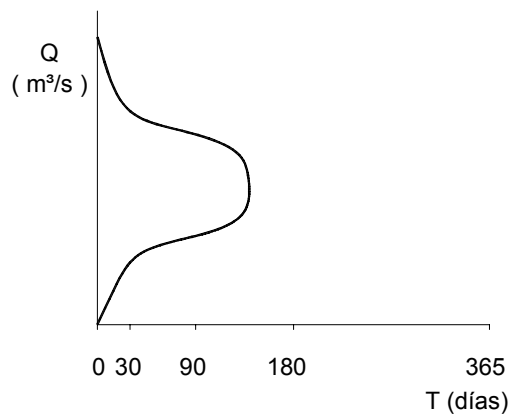


Figura 156. Curva de frecuencia de caudales

Obviamente los caudales extremos (los máximos diarios y los mínimos diarios de junio) tendrán una frecuencia muy baja. Para el caso considerado, la máxima frecuencia se presentará para los caudales de primavera y otoño. Generalmente se presenta la curva en forma de bastones, es decir en forma discontinua, tomando rangos de variación del caudal.

Curva de duración o permanencia de caudales

Esta curva (**Figura 157**) da el tiempo (ya sea en sus unidades específicas o en %) en que se presenta un caudal dado o mayor. También se puede obtener para un año o para diferentes períodos, cambiando año a año en este último caso. Lógicamente el caudal mínimo registrado tendrá una duración del 100 % y el máximo registrado una duración o permanencia del 0 %.

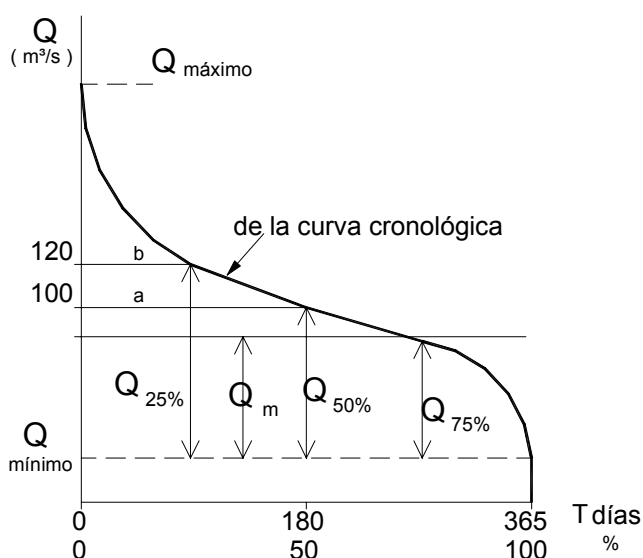


Figura 157. Curva de permanencia de caudales

La curva tiene la forma representada y se la obtiene clasificando los caudales y determinando la frecuencia en que se presenta cada uno de ellos o mayores. También se lo puede obtener de la curva de caudales cronológicos, cortando a esta última con horizontales y llevando como abscisas la parte de la horizontal encerrada por la curva y como ordenada el caudal correspondiente. Observar que el área encerrada por la curva de duración da el correspondiente anual y por lo tanto también el módulo o caudal medio.

Es común usar la curva de duración de caudales para definir los llamados “caudales característicos” de un río:

Caudal característico de aguas bajas: el que tiene una duración del 75%

Caudal característico de aguas altas: el que tiene una duración del 25%.

Caudal característico: de aguas medias con una duración del 50% que no tiene por que coincidir con el módulo del río en ese año. También se lo denomina caudal semipermanente.

La curva de duración indica el grado de regularidad de un curso pluvial.

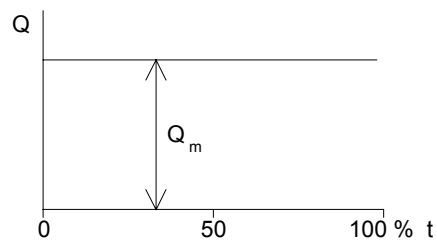


Figura 158. Río completamente regularizado

Si es una recta horizontal se trata de un curso regularizado, es decir por el cual circula siempre el mismo caudal, que es igual al módulo. (**Figura 158**).

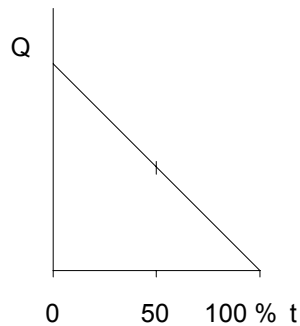


Figura 159. Río con variación anual uniforme

Si se trata de un recta a 45° presenta, una variación anual uniforme en cuyo caso el $Q_m = Q 50\%$. (**Figura 159**).

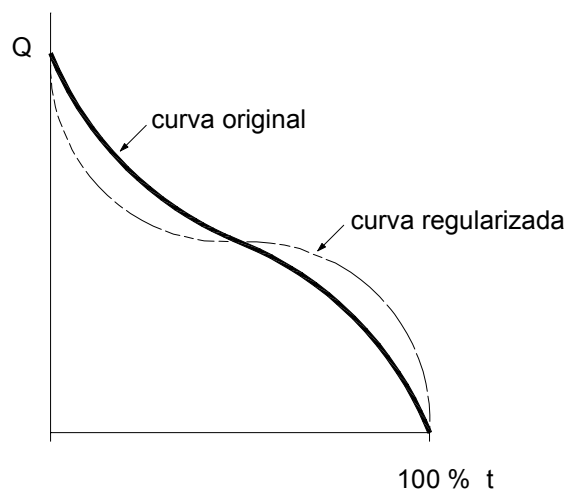


Figura 160. Río con obra de regularización

En los cauces reales a medida que se construyen obras de embalse que regularicen el derrame (lo cual implica que bajan los caudales máximos y aumentan los mínimos) la curva de duración tiende a horizontalizarse pudiéndose observar que si bien varían los caudales característicos (aumentan Q 75% y disminuye Q 25%) el caudal módulo permanece invariable, pues el derrame anual no ha variado. (Figura 160).

Variación de los módulos en el tiempo

Tanto el derrame mensual como el derrame anual de un río varían permanentemente, definiéndose el índice de hidraulicidad (i) como la relación entre una determinada media de un mes (o año) considerado respecto a la media del mismo mes o año para el período de n años.

$$i_{\text{mensual}} = \frac{D_{\text{mensual}}}{D_{\text{mensual media}}}$$

$$i_{\text{anual}} = \frac{D_{\text{anual}}}{D_{\text{anual media}}}$$

cuanto más se aleje i de la unidad mayor será la irregularidad plurianual del río.

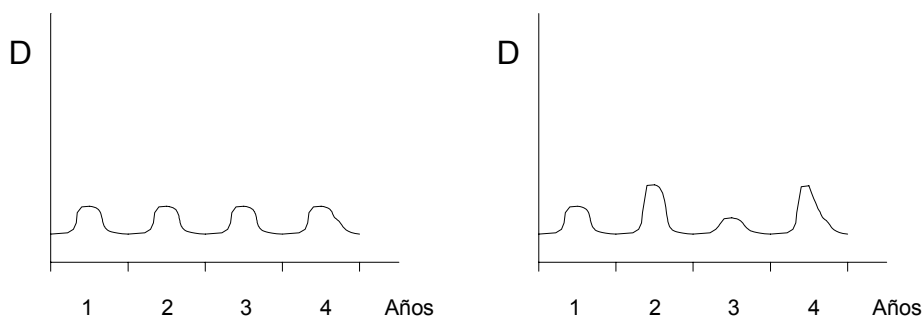


Figura 161. Irregularidad plurianual de un río

En el primer caso el índice tiende a uno, en el caso restante es diferente de uno poniendo de manifiesto la irregularidad del cauce. (**Figura 161**).

Si el uso del agua es la energía se comprende la importancia del índice de irregularidad y la conveniencia de no agrupar todos los aprovechamientos en ríos de una misma región.

Se han efectuado numerosas investigaciones tendientes a descubrir una ley periódica de la variación de los caudales medios anuales. En el río Rhin se presentan sequías similares aproximadamente cada 28 años; en los ríos cuyanos aparecen crecidas alrededor de cada once años.

5.5. DETERMINACIÓN DE CRECIDAS DE PROYECTOS

Una avenida extraordinaria en un cauce libre, sin obstrucciones, se considera un fenómeno natural del que no es responsable ningún individuo o colectividad.

Sin embargo, cuando se han creado obstrucciones en el cauce, incumbe a los promotores el asegurar que no aumenten los riesgos a los interesados de aguas abajo o bien responsabilizarse de los daños que puedan ocasionarse debido a la explotación o rotura de tales estructuras.

El dimensionamiento de obras tales como puentes, alcantarillas, desagües, defensas, cunetas, etc. requiere la determinación de una crecida de cálculo que pueda ser tolerada por la obra con una seguridad suficiente. El cálculo de esta crecida, denominada “crecida de proyecto” es un problema de mayor importancia para el proyectista y merecedor de especial atención, ya que las consecuencias de los errores en su determinación pueden ser muy graves.

El subdimensionamiento de una obra por haber adoptado una crecida de proyecto fácilmente superable puede determinar roturas y deterioros en las obras misma o su total destrucción, así como efectos sumamente graves e indeseables que de ella se derivan.

Por otra parte, un cálculo excesivo de la crecida de proyecto da lugar a obras sobredimensionadas con inversiones superfluas e injustificadas y hasta un inadecuado funcionamiento fluvial.

Todo lo expuesto muestra la necesidad de un cuidadoso análisis que debe preceder a la determinación de la crecida de proyecto y la atención que debe prestarse en el cálculo a los factores que establecen la seguridad deseable.

En ciertos tipos de obras, por ejemplo el aliviadero de una presa cuya rotura podría significar el peligro de numerosas vidas humanas y pérdidas materiales, la seguridad que debe buscarse es casi absoluta.

En cambio, en otros tipos de obras, las exigencias de seguridad resultan menores y puede establecerse y admitirse un cierto riesgo calculado ya que los beneficios derivados de una menor posibilidad de falla pueden no compensar las inversiones mayores necesarias, para dar paso a una crecida de proyecto mayor.

La selección de la crecida de proyecto implica un análisis técnico-económico del problema. Cuando aumenta el valor de la crecida de proyecto adoptada, aumenta el costo anual de la estructura de desagüe. Pero al mismo disminuye la probabilidad de daños y el costo de los daños provocados.

Representado gráficamente (**Figura 162**).

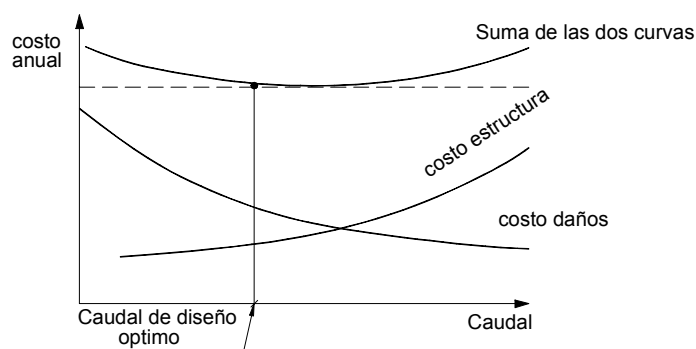


Figura 162. Optimización del caudal de diseño

Es decir, que el problema es obtener un adecuado compromiso técnico-económico, debiendo determinarse en cada caso la seguridad que se desea obtener.

Las consideraciones expuestas muestran que en la determinación de la crecida de proyecto debe considerarse no sólo la magnitud de la misma sino también y primordialmente su probabilidad de ocurrencia, que permita establecer el grado de seguridad con que se cuenta para no ser superada por una crecida mayor que la calculada.

Esta cuestión de la estimación de la crecida de proyecto dio origen a una serie de métodos o técnicas de cálculo que en general pueda ser agrupados en tres grupos.

- 1). Métodos Empíricos
- 2). Métodos Estadísticos
- 3). Métodos Hidrometeorológicos

5.5.1. Tiempo de Concentración

Par estimar el tiempo de concentración en el caso que se desee aplicar el método en una cuenca natural pequeña, podrá recurrirse a alguna fórmula empírica, o bien a valores usuales de velocidades de escurrimiento superficial en función de las pendientes medias del cauce principal de la cuenca. Al respecto pueden citarse como ejemplos de formulas empíricas, las siguientes:

Fórmula de Giandotti:

$$t_c = \frac{4 \sqrt{S} + 1,5 L}{0,8 \sqrt{H}}$$

en que:

t_c = tiempo de concentración en horas

S = superficie de la cuenca en Km^2

L = longitud del cauce principal, en Km.

H = altura media de la cuenca sobre el punto estudiado, en metros

Adicionalmente se debe verificar que:

$$\frac{L}{3,6} > t_c > \frac{L}{5,4}$$
$$t_c = 0.95 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

en que:

t_c = tiempo de concentración en horas

L = longitud del cauce principal en Km.

H = diferencia de elevación en m. Entre el comienzo del cauce principal y el punto estudiado

Si la intensidad de la lluvia fuera permanentemente uniforme en el tiempo, el tiempo de concentración sería igual al tiempo de equilibrio, a partir del cual la tasa del gasto es igual a la intensidad de la lluvia. El tiempo de concentración es generalmente mayor que el tiempo de desfase del gasto máximo, pero para cuencas pequeñas con una red de drenaje superficial simple, ambos tiempos son aproximadamente iguales.

El tiempo de concentración dependerá de la topografía de la cuenca, de las características de la red de drenaje, del tipo de superficies y su distribución dentro de la cuenca y de las condiciones iniciales de la cuenca.

En cuencas urbanas y en el diseño de redes de alcantarillado de aguas de lluvia, el tiempo de concentración se compone del tiempo necesario para que las partículas más distantes (o el flujo superficial) se incorporen a un determinado sumidero o tiempo de entrada, y el tiempo que demora el agua dentro de un colector hasta llegar a un determinado punto de él en donde se está calculando el gasto de diseño, o tiempo de flujo.

El tiempo de entrada puede calcularse teóricamente en base a la hidráulica de la lámina de agua que escurre más o menos uniformemente sobre el terreno hasta incorporarse a un sumidero. Sin embargo, la naturaleza en este tipo de escurrimiento y el tipo y cantidad de variables que influyen, hacen que estos procedimientos sean engorrosos y poco seguros. En la práctica, el tiempo de entrada puede estimarse en base a ábacos semiempíricos o utilizando valores más o menos fijos que recomienda la experiencia previa.

A este respecto es común utilizar tiempos de entrada (que varían entre 5 y 30 minutos, siendo los más comunes entre 5 y 15 minutos. Ello dependerá de la densidad y tipo de

edificación, de la distancia y distribución de sumideros y colectores, de la pendiente y de la probabilidad de la lluvia.

El tiempo de flujo se determina hidráulicamente (fórmula de Manning, por ejemplo), de las propiedades geométricas, topográficas e hidráulicas del colector considerado, suponiendo que éste escurra a máxima capacidad.

Debe dejarse en claro que la posición cronológica del intervalo que corresponde al tiempo de concentración, durante el cual se calcula la intensidad de diseño, está relacionada con la posición de la intensidad máxima, y no con el comienzo de la lluvia y para determinar dicha posición debe conocerse o suponerse la variación de la intensidad con el tiempo, para la lluvia de diseño considerada. Debe tenerse una clara conciencia de este hecho para evitar una aplicación errada del “método racional” y de alguna de sus variaciones.

5.5.2. Los Conceptos de Probabilidad en el Diseño

Los proyectos hidráulicos se ejecutan para que funcionen en el futuro sin conocerse completamente los escurrimientos medios, mínimos y máximos (oferta media, sequía y crecidas respectivamente) que afectarán la obra.

El dimensionamiento del proyecto debe realizarse en base a esa incertidumbre hidrológica y por lo tanto su economicidad dependerá del acierto con que se hayan establecido esos parámetros de cálculo.

Estos datos futuros e inciertos se obtienen a partir de los datos conocidos de series de frecuencias registradas, ya que se parte del principio de “retorno” de la naturaleza, o sea que existen altas probabilidades que en el futuro se “repitan” las series que se han presentado anteriormente.

Como una primera advertencia de esta conclusión, es que la serie de datos hidrometeorológicos medidos y procesados deben haberse realizado en las mismas condiciones. En otras palabras, deben constituir una información homogénea, lo cual no siempre es fácil de obtener. Esto implica que la homogeneización y depuración de datos es una de las primeras tareas a desarrollar en estudios hidrológicos.

Intervalo o Período de Recurrencia

Aplicando los conceptos de probabilidad al cálculo de las crecidas máximas, se define el intervalo o período de recurrencia como el “período promedio” en años dentro del cual una crecida determinada será igualada o superada sólo una vez.

Si se ordena en forma decreciente los caudales máximos de cada año de una serie de caudales, siendo N el número de años de observación, asignando a cada uno el número de orden “ m ”, el caudal mayor tendrá un número de orden $m = 1$ y el último término de la serie el orden N . Observar que el último término de la serie es N sólo si se ordena un caudal máximo por año. Así definido el intervalo de recurrencia T_R en años de una crecida de orden m está dada por:

$$T_R = \frac{N}{m}$$

Si $N = 40$; el período de recurrencia de la crecida máxima será de 40 años, y la crecida de orden $m = 2$, tendrá $T_R = 20$ años.

La probabilidad que en el número de años N se presenta el evento m será:

$$J = \frac{m}{N}$$

es decir:

$$T_{RJ} = 1$$

La mayor parte de los autores – sin embargo – fijan el valor de T_R

$$T_R = \frac{N+1}{m}$$

y lo tanto:

$$J = \frac{m}{N+1}$$

que conduce a resultados más conservadores.

En el caso anterior el período de recurrencia de la crecida máxima será : $T_R = 41$ años y $J = 0,024 \rightarrow 2,4\%$. Para valores de N (número de datos > 20) ambas expresiones son prácticamente iguales.

Si J es la probabilidad de que un evento ocurra en cualquier año la probabilidad de que no ocurra será: $P = 1 - J$, y la probabilidad de que ocurra en cualquier período de n años será:

$$J = 1 - P^n \quad \text{y} \quad T_R = \frac{1}{1 - P}$$

Las fórmulas anteriores usadas en conjunto permiten calcular el período de retorno para que un evento se presente durante la vida útil de obra con determinada probabilidad, tal como se calcula en la **Tabla 41**.

Valores de T_R para					
Probabilidades ocurrencia %	Vida probable en años				
J	1	10	25	50	100
1	100	995	2487	5260	9100
2	50	495	1238	2475	4950
10	10	95	238	460	940
25	4	35	87	175	345
50	2	15	37	72	145
99	1,01	2,7	6	11	22

Tabla 41. Relación entre período de retorno, probabilidad de ocurrencia y vida útil

La probabilidad J que un evento con un período de recurrencia de 1000 años, ocurra en una obra de vida útil 50 años será

$$1000 = \frac{1}{1-P} \rightarrow P = 0,999, \quad J = 1 - 0,999^{50} \cong 0,05 = 5\%$$

valores estos muy utilizados en Ingeniería Hidráulica.

Frecuencia de Eventos Extremos

Gumbel determinó que la probabilidad acumulativa J para que se produzca un evento que no tiene límite físico es:

$$J = 1 - e^{-e^{-b}} \quad \text{luego} \quad P = e^{-e^{-b}}$$

siendo e la base de los logaritmos neperianos y b un valor denominado variable reducida que relaciona a los elementos de la serie dada

$$b = \frac{1}{0,780} (X - \bar{X} + 0,45\sigma)$$

X es la magnitud del evento cuya probabilidad de ocurrencia es J

\bar{X} es la medida aritmética de los eventos de la serie

$$\sigma = \text{desviación estándar} = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{N}}$$

Además

$$T_R = \frac{1}{1 - e^{-e^{-b}}}$$

Se pueden obtener los mismos valores utilizando un papel de probabilidades, para lo cual se ordenan los datos de la serie en forma decreciente y se calcula su frecuencia relativa, adoptando un número total de elementos igual a $N + 1$.

Limitaciones de los procedimientos estadísticos

Se observa que la bondad del método está basado en registros suficientemente largos. Los registros, en los países desarrollados, abarcan entre 75 y 100 años; en Argentina se dispone de datos sistemáticos en muchos ríos a partir del año 1904 (75 años) pero en muchos países subdesarrollados los registros no van más allá de 10 años. Por lo tanto el primer obstáculo del método reside en la necesidad de disponer registros de muchos años.

Otro inconveniente es que no indica – en el caso del cálculo de avenidas de crecidas – si éstas tienen origen en eventos hidrometeorológicos distintos. Puede haber crecidas causadas por causas “no meteorológicas”, como el caso de la rotura de la morena frontal de la laguna Carricauquen (Río Barrancas), o bien producida por acciones no

simultáneas de fusión de nieve o lluvias intensas y que en ciertas ocasiones podrían ocurrir simultáneamente y eso sería imposible de discernir estadísticamente . El método en cambio es adecuado cuando se trata de estudiar eventos “homogéneos” como ser las lluvias máximas en un lugar en base a las lecturas de un pluviómetro o pluviógrafo.

El método estadístico es aconsejable de utilizar para períodos de recurrencia pequeños como, por ejemplo: el cálculo de alcantarillas, obras laterales, ataguías de desvío, en los cuales $T_R \cong 10$ años. En caso de $T_R > 10$ el método es aconsejable sólo cuando se dispone de un largo registro de datos.

6. FUENTES BIBLIOGRÁFICAS

- Apuntes de los cursos de Hidráulica General de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Buenos Aires (Ing. Luis Pérez Farrás) y de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Tecnológica Nacional Regional Avellaneda (Ing. Pablo M. Bronstein).(1989).
- Apuntes del curso de Hidrología de la Universidad Nacional de La Plata –Ing. Picandé (1975).
- Apuntes del curso de Hidrología y Aprovechamientos Hidráulicos de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Buenos Aires, Ing. Armando Sánchez Guzmán. (1980).
- Discharge Measurements Structures. International Institue for land reclamation and improvement. Netherlands. (1976).
- Handbook of Applied Hydrology – Ven Te Chow – Ed. Mc. Grawhill. (1964).
- Hidráulica General. Manuel Sotelo Avila. Ed. Limusa. (1980).
- Hidrología aplicada – Ven Te Chow – Ed. Mc. Graw Hill. (1993).
- Hidrología aplicada para Ingenieros, Linsley Kohlers Paulus. (1974).
- Hidrología. Remenieras Editores Técnicos Asociados. (1974).
- Manual de Hidráulica de Dante Dalmati. Centros de Estudios de Ingeniería de la Universidad Nacional de La Planta.
- Mecánica de los Fluidos. Víctor L. Streeter. Editorial Mc Graw Hill. (1976).
- Proyecto de presas pequeñas – United States Bureau of Reclamation Editorial Dossat. (1970).
- Tablas y gráficos de Hidráulica General. Facultad de Ingeniería de la Universidad de Buenos Aires. (1974).
- Tratado ilustrado de meteorología. Richmond Longley. Editorial Bell S.A. Bs. As. (1973).