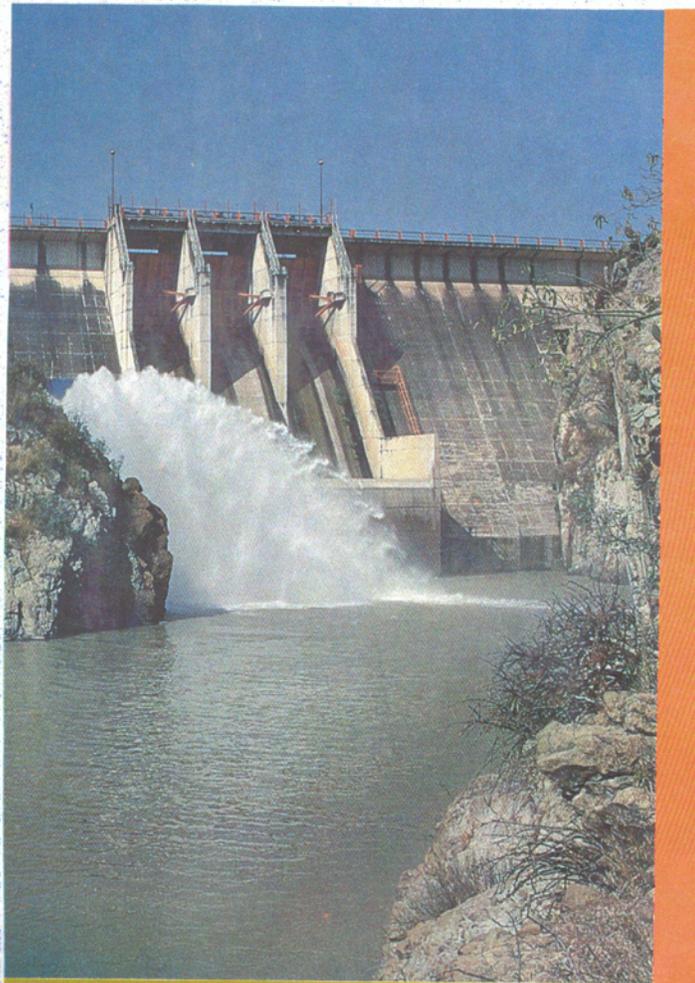


Enzo
LEVI

Tratado
elemental
de
hidráulica



Colección Clásicos del Agua



Tratado elemental de
hidráulica

Título:

Tratado elemental de hidráulica

Diseño y producción:

Subcoordinación Editorial y Gráfica

Revisión literaria:

Javier Sicilia Zardain y Antonio Requejo del Blanco

Diagramación y formación:

Gema Alín Martínez Ocampo y Luisa Guadalupe Ramírez Martínez

Diseño de portada:

Oscar Alonso Barrón

Foto de portada: Presa Ignacio Allende, Gto. "La Begoña"

© Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 1996

Segunda edición

ISBN 968-7417-10-2

Reservados todos los derechos. Prohibida su reproducción parcial o total por cualquier medio, mecánico, eléctrico, de fotocopia, térmico u otros sin permiso del editor.

Paseo Cuauhnáhuac Núm. 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos
C.P. 62550

Tel.: (73) 19-44-66 ext. 141 o 145
19-44-66 ext. 727

Fax: (73) 19-38-81

Hecho en México

Made in Mexico

Dedico esta obra al Ing. Gerardo Cruickshank García que me introdujo, hace 50 años, en el estudio de la hidráulica.

ÍNDICE

Bosquejo biográfico del Dr. Enzo Levi Lattes	1
Introducción	9
El agua en la naturaleza	11
Lluvias y evaporación	13
Estados del agua	13
Nubes y lluvias	14
Tipos de precipitación	16
Mediciones pluviales	18
Distribución de las lluvias en México	20
La lluvia y el riego	23
Evaporación	25
Mediciones evaporimétricas	26
Corrientes superficiales	29
Formación de los ríos	29
Modificación de los cauces	30
Cuencas alimentadoras	32
Concepto de gasto	33

Principio de continuidad	34
Escurrimientos máximos	35
Hidrogramas	38
Capacidad de embalses	44
Velocidad de una corriente	45
Distribución local de las velocidades	44
Velocidad media	46
Medición de velocidades	48
Medición directa de gastos	53
Aforo por flotadores y molinetes	52
Estaciones de control	54
Corrientes subterráneas	57
Presión hidrostática	57
Presión en conductos cerrados	60
Desagüe de acuíferos	62
Ley de Darcy	63
Determinación práctica de k	66
Hidráulica de las corrientes	69
Corrientes libres	71
Ecuación de Bernoulli para corrientes libres	71
Fórmula de Torricelli	74
Tubo de Pitot	77
Vórtices	79
Ondas en canales	83
Número de Froude	85
Regímenes de flujo	86
Tirante crítico	86
Modelos hidráulicos	90
Ondas marinas	94
Principio de la cantidad de movimiento	97
Potencia de un chorro	99
Salto hidráulico	101
Ondas de choque	105
Pozos de oscilación	108
Perturbaciones periódicas	111
Corrientes a presión	117
Teorema de Bernoulli	117
Sifones	120
Presión en conductos cerrados	122
Venturímetro	124

Expansiones bruscas	126
Pérdidas globales	129
Bombeo	131
Canales y tuberías	135
Fórmula de Chézy	135
Radio hidráulico	137
Fórmula de Manning	139
Empleo de la fórmula de Manning	141
Estimación de avenidas máximas	147
Número de Reynolds	149
Fórmula de Darcy - Weisbach	154
Diagrama de Moody	155
Problemas sobre pérdidas por fricción	160
Pérdidas locales	167
Cálculo del gasto en tuberías	174
Estructuras hidráulicas	177
Características generales	179
Advertencias preliminares	179
Paredes de contención	181
Cimentaciones	185
Terraplenes	192
Revestimientos	197
Transiciones	200
Tanques amortiguadores	202
Presas, vertedores y obras de toma	205
Objeto y características de las presas	205
Presas de tierra	206
Presas de enrocamiento	209
Vertedores de demasías	211
Compuertas	220
Obras de toma	225
Canales	227
Generalidades	227
Velocidades límite	229
Pérdidas por conducción	231
Tirante óptimo	232
Trazado del canal	236
Bocatomas	240

Túneles	241
Caídas	242
Acueductos	244
Sifones invertidos	245
Aliviadores	246
Alcantarillas	246
Puentes a través del canal	248
Hidráulica agrícola	251
El agua en el suelo	253
Humedecimiento del suelo	253
Textura del suelo	254
Los poros del suelo	256
Densidad aparente	257
Condiciones del agua en el suelo	259
Saturación	260
Retención capilar	261
Humedad de marchitamiento	262
Agua disponible y superflua	263
Coefficiente de riego	265
Coefficiente de drenaje	269
Irrigación y drenaje	271
Demanda de agua de las plantas	271
El riego	272
Riego superficial	274
Riego por aspersión	275
Drenaje	277
Disposición de canales y drenes	278
Aforo en canales	281
Generalidades	281
Vertedor rectangular sin contracciones laterales	283
Vertedores rectangulares de cresta ancha	285
Vertedores con contracción lateral	289
Vertedor triangular	291
Orificios	293
Medición de compuertas	295
Curvas de gasto	297
Índice alfabético	299

Bosquejo biográfico del Dr. Enzo Levi Lattes

El 2 de marzo de 1993 falleció el Dr. Enzo Levi Lattes, considerado por muchos como el más connotado investigador en hidráulica de nuestro país. Es objeto de este escrito bosquejar la vida profesional de quien fuera un hombre verdaderamente extraordinario.

El Dr. Levi nació en Turín, Italia, el 9 de octubre de 1914. En 1935 obtuvo el grado de doctor en matemáticas otorgado por la Universidad de Turín, con la tesis *Teoremas tauberianos relativos a la transformación de Laplace*. Como primera actividad profesional impartió durante tres años cursos de matemáticas y física en escuelas italianas.

En vísperas de la Segunda Guerra Mundial, la situación de Italia se tornó complicada y el Dr. Levi y su esposa, Nadia, decidieron emigrar al nuevo continente. Durante el mes que duró su travesía por el océano Atlántico, el Dr. Levi aprendió español leyendo *Don Quijote* y se dedicó al estudio de la topografía. Después de arribar a un puerto en el norte de Chile, Enzo y Nadia Levi se trasladaron a Bolivia por ferrocarril.

De 1939 a 1949, el Dr. Levi radica en Bolivia, desempeñando diversos cargos que le permitieron hacerse ingeniero hidráulico mediante la práctica profesional. Así, de 1939 a 1940, trabajó como ingeniero topógrafo para el Ministerio de Agricultura; de 1940 a 1941, como jefe de la sección geodésica del Instituto Geográfico Militar Boliviano; de 1941 a 1942, como jefe del Proyecto de Riego del Valle de Cochabamba; de 1942 a 1945, como ingeniero residente en la construcción de las presas "La Angostura" (después llamada presa "México") y "La Tamborada"; de 1945 a 1947, superintendente de construcciones en la presa "La Angostura"; y de 1947 a 1949, administrador de construcciones del Instituto Americano de Cochabamba. También impartió cursos de matemáticas y geodesia en el Instituto Militar Boliviano, y de matemáticas e hidráulica en la Facultad de Agronomía de la Universidad de San Simón. Durante el periodo en que trabajó en Bolivia, Enzo Levi interactuó principalmente con cuatro ingenieros mexicanos: Eligio Esquivel, Gerardo Cruickshank, Alfredo Marrón y Enrique Espinosa.

En 1949, por invitación del Ing. Marrón, el Dr. Levi se trasladó a México. Bajo las órdenes del Ing. Aurelio Benassini, trabajó en la Jefatura de Irrigación y Control de Ríos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos; de 1949 a 1951, como ingeniero especializado en hidrodinámica. De 1951 a 1967 fungió como jefe del Laboratorio Hidráulico de Tecamachalco. En 1957, el Dr. Levi se unió al Ing. Fernando Hiriart, al Dr. Raúl Marsal y al Dr. Emilio Rosenblueth para formar el grupo de investigadores fundadores del Instituto de Ingeniería de la UNAM. De 1957 a 1987, Enzo Levi se desempeñó como investigador del Instituto de Ingeniería. Fue allí donde desarrolló la mayor parte de sus enormes contribuciones a la hidráulica y la mecánica de fluidos. De 1957 a 1973, El Dr. Levi siguió colaborando con el laboratorio de Tecamachalco, como investigador y asesor. Desde 1987, hasta un día antes de su fallecimiento, el Dr. Levi trabajó como especialista en hidráulica en el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

La actividad docente de Enzo Levi en México también fue muy rica y variada. Dictó cursos de mecánica de fluidos, mecánica del medio continuo e hidráulica en la Facultad de Ingeniería de la UNAM; de mecánica de fluidos, matemáticas aplicadas, métodos matemáticos y mecánica del medio continuo en la División de Estudios de Posgrado de la misma facultad; y de hidráulica y ecuaciones diferenciales en la Escuela Superior de Ingeniería Química e Industrias Extractivas del IPN.

Adicionalmente, el Dr. Levi fue consultor de la Fundación Ford, de las empresas Ingenieros Civiles Asociados (ICA), de Estudios y Proyectos A.C., y de la Corporación Peruana del Santa.

Entre las múltiples investigaciones hidráulicas de Enzo Levi se cuentan el desarrollo de criterios generales de diseño de vertedores convergentes, la invención de sifones autocebantes, el diseño de dispositivos de frenado de corrientes de alta velocidad, la determinación de la geometría óptima de vertedores en curva, el desarrollo de tomas de gasto constante, el diseño de dispositivos para la protección de pilas de puente contra la socavación, el desarrollo de metodologías para el análisis de hidrogramas complejos, el estudio de la naturaleza de láminas de vertientes, el diseño óptimo de caídas para canales no revestidos, el estudio y entendimiento del mecanismo de formación de vórtices inducidos por chorros y su aplicación al tratamiento de agua, el estudio de la naturaleza de estelas tridimensionales, la explicación del fenómeno de eyección turbulenta, la invención del sello de vórtice para flechas giratorias, la explicación del fenómeno de producción intermitente de vórtices, el establecimiento de la Ley Universal de Strouhal, el estudio del mecanismo de falla de revestimiento en canales de alta velocidad y el estudio de la historia de la hidráulica.

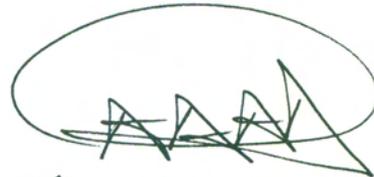
El Dr. Levi también participó en el diseño de múltiples obras hidráulicas, entre las que están las presas "Sanalona", "Endhó", "Humaya", "Nezahualcóyotl", "Miguel Hidalgo", "Falcón", "Las Lajas", "Totolica", "El Túnel", "Urepetiro", "Tepecoacuilco", "Benito Juárez", "El Cazadero", "Chihuahua", "San Pedro Piedra Gorda", "El Rejón", "El Bosque", "El Pujal", "La Begoña", "San Bernabé", "El Niágara", "La Boca", "Peñuelitas", "Tenasco", "Iturbide", "Tepetitlán", "Susticacán", "López Rayón", "Álvaro Obregón"; "Solís", "El Sordo", "La Boquilla", "La Amistad", "El Estribón", "Presidente Alemán", "La Venta", "El Infiernillo", "Santa Rosa", "Cupatitzio", "La Soledad" y "Mazatepec".

La producción científica y tecnológica de Enzo Levi fue muy vasta. Publicó más de un centenar de artículos científicos, técnicos y de divulgación, y más de una veintena de libros y folletos, entre los que destacan: *Teorías y métodos de las matemáticas aplicadas*, *Mecánica de fluidos: Introducción teórica a la hidráulica*, *Elementos de mecánica del medio continuo*, *El agua según la ciencia* y la presente obra *Tratado elemental de hidráulica*. El Dr. Levi también tuvo en su haber cuatro patentes y actualmente se encuentra en trámite otra más de su última invención.

El Dr. Levi se hizo acreedor de múltiples premios y reconocimientos por su brillante trayectoria profesional. Entre éstos destacan la Membresía Correspondiente Extranjera de la Academia de Ciencias de Francia, la Membresía Honoraria del Comité Regional Latinoamericano de la Asociación Internacional de Investigaciones Hidráulicas, el premio nacional "Nabor Carrillo", otorgado por el Colegio de Ingenieros Civiles de México, la

Membresía Honoraria de la Asociación Mexicana de Hidráulica, el Profesorado Emérito de la UNAM, el premio de la Academia Nacional de Ingeniería, el premio "Universidad Nacional" y el premio "Hunter Rouse", otorgado por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles. Debe destacarse que este último reconocimiento es considerado por muchos como el más importante en hidráulica, en el mundo.

A pesar de que sin duda alguna los logros del Dr. Levi a lo largo de su vida profesional fueron sumamente notables, todos aquellos que lo conocimos como persona recordaremos principalmente su calidad humana, su trato amable y gentil, su nobleza y altruismo. En suma, siempre estará presente en nosotros no sólo el eminente investigador, el egregio maestro, el célebre ingeniero e inventor, sino el gran hombre.

A handwritten signature in black ink, consisting of several sharp, angular strokes that form a stylized representation of the name. The signature is enclosed within a simple, hand-drawn oval shape.

Álvaro Alberto Aldama Rodríguez

Introducción

Uno de los propósitos de la Comisión Nacional del Agua es alentar la participación directa de los productores agrícolas en el aprovechamiento de los recursos hídricos con fines de riego. No sólo es deseable que ellos se vuelvan autónomos en la administración, operación y conservación de las obras existentes sino, también, que sepan tomar la iniciativa en la construcción de obras nuevas de captación, conducción, distribución y drenaje del agua en las parcelas.

Esencial, para este objeto, es la formación de técnicos calificados de nivel medio, capaces de plantear y resolver los problemas inherentes de la manera más correcta y adecuada. Para ello es necesario poner a su disposición textos de carácter elemental que cubran los diferentes aspectos de las técnicas que se necesitan.

En el campo específico de la hidráulica y de sus aplicaciones agrícolas, es reducida la literatura disponible para estudiantes de nivel medio. Hay muchos tratados de hidráulica y entre ellos unos muy buenos; pero todos destinados al estudio universitario y que, por lo mismo, son impropios para **nuestro objeto.**

Su primer inconveniente consiste en la utilización tradicional del cálculo diferencial e integral, que se encuentra fuera del alcance de individuos, cuyos conocimientos matemáticos, se limitan a álgebra y trigonometría elementales.

El segundo es de carácter metodológico. A nivel universitario es usual empezar por establecer leyes generales, deducir de ellas como casos particulares diferentes aplicaciones, y dejar para el alumno la resolución de problemas. Por el contrario, toda enseñanza elemental implica un proceso análogo al del aprendizaje natural: pasar de lo conocido a lo desconocido, de lo particular a lo universal, y apoyar este proceso con ejemplos de aplicación.

Finalmente, los textos universitarios suelen estar destinados a cursos específicos: hidrología, hidráulica general, obras hidráulicas, hidráulica agrícola y se tratan en textos distintos, que abundan en análisis y pormenores que sólo interesan a quien alcanza cierto nivel de especialización. Hace falta un tratado más modesto y limitado en sus métodos y objetivos, pero que contenga un poco de todo.

La presente obra intenta llenar esa laguna ofreciendo, con perspectiva natural y medios sencillos, pero de manera razonada y con abundantes problemas resueltos, una exposición racional de la materia en términos elementales.

Después de la descripción de los fenómenos naturales de lluvia y escurrimiento, se ofrecen las herramientas analíticas necesarias para el diseño hidráulico, se describen las estructuras hidráulicas más usuales, subrayando los principales cuidados que su buen funcionamiento y durabilidad requieren, y, por último, se tratan brevemente los fundamentos de la hidráulica agrícola.

Es deseo del autor que esta obra, producto de su experiencia en actividades de campo y laboratorio, resulte útil para muchos.

El agua en la naturaleza

LLUVIAS Y EVAPORACIÓN

Estados del agua

El agua se encuentra en la naturaleza en tres estados: líquido, sólido (hielo) y gaseoso (vapor de agua). El estado líquido es el más abundante; pero consiste en su mayor parte en *agua salada*. En efecto, si dividiéramos toda el agua del globo terrestre en mil partes, hallaríamos que 975 de ellas son saladas. Quedan apenas 25 partes de *agua dulce* de las cuales, algo así como las dos terceras partes son *hielo*, casi todas ubicadas en las regiones polares, especialmente en la Antártida. De lo restante, se estima que el agua que se encuentra oculta bajo el suelo es cerca de cien veces la que escurre en la superficie. Esta última parte -aunada con el agua subterránea más fácil de explotar- es suficiente para satisfacer nuestras necesidades, y lo será para muchas generaciones por venir si la administramos con sensatez. Más adelante habrá que pensar con seriedad en desalar grandes cantidades de agua marina y fundir témpanos de hielo.

El agua dulce es la que se requiere para usos domésticos, agrícolas e industriales. Sin embargo, no la consumimos toda. Consumimos sólo el agua que se toma y la que, utilizada en el riego, es absorbida por las raíces de las plantas. El agua con que se lava la ropa no desaparece: sale sucia y -lo que es peor- *contaminada* por detergentes que luego es difícil separar; pero podemos seguir contando con ella. Existen contaminaciones del agua todavía más graves que incluyen sustancias tóxicas para la fauna acuática y hasta para el hombre y los demás animales, que provienen de las *aguas residuales* de industrias fabriles. Hay también *aprovechamientos inocuos*,

como son las plantas hidroeléctricas que se limitan a extraer energía del agua corriente sin alterar su calidad.

Nubes y llluvias

Si se exceptúa el agua extraída de pozos que alcanzan napas subterráneas estancadas de origen antiguo, toda la que utilizamos proviene directa o indirectamente de la *lluvia*. A su vez, la lluvia nace del *vapor de agua* que la atmósfera recibe en grandes cantidades por evaporación de superficies oceánicas y continentales. Este vapor necesita primero pasar al estado líquido; esto no sucede mientras el aire no llegue a saturarse de él. En efecto, la atmósfera es capaz de absorber vapor de agua, manteniéndolo en estado gaseoso, hasta cierto *límite de saturación*, que crece con la temperatura ambiente de acuerdo con el cuadro siguiente:

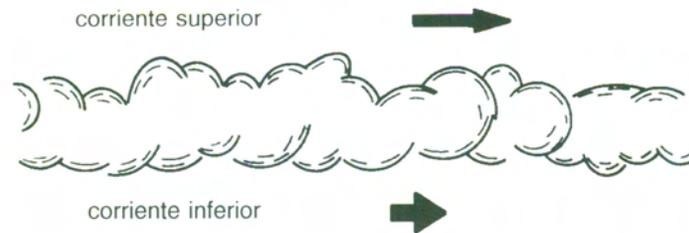
Temperatura °C	-15°	-10°	-5°	0°	+5°	+10°	+15°	+20°	+25°	+30°
Peso máximo de vapor (g/m ³)	1.40	2.16	3.26	4.85	6.81	9.42	12.85	17.32	23.07	30.40

Por ejemplo, con temperatura de 10°C el aire permanecerá transparente (porque el *vapor de agua es invisible*) mientras el contenido de vapor no pase de 9.42 gramos por m³ de aire. Si excede este límite, el vapor sobrante se condensa en gotitas que enturbian la atmósfera en forma de *neblina*, o bien se reúnen en *nubes*.

Para que tal condensación se produzca, no es indispensable que el contenido de vapor aumente; es también posible -como sugiere el cuadro anterior- que, al estar la atmósfera próxima a la saturación, la temperatura ambiente disminuya por algún motivo. Consideramos por ejemplo una masa de aire que se encuentra a 30°C y contiene 25 g/m³ de vapor de agua; si su temperatura baja a 20°C, no pudiendo ya contener en forma gaseosa más de 17.32 g/m³ de vapor, es preciso que la diferencia, o sea 7.68 g/m³, se condense. Este mecanismo explica las *lluvias nocturnas* y *matutinas* que se desencadenan justamente en las horas más frías del día.

Otro mecanismo es el de las nubes que se forman como estratos relativamente delgados entre dos capas de aire de velocidad y temperatura diferentes (Fig. 1).

Figura 1



Imaginemos por ejemplo que la capa superior esté a una temperatura de 0°C y contenga 4 g/m^3 de vapor; la inferior, a 20°C , con 16 g/m^3 de vapor. Ninguna alcanza la saturación. Pero la fricción entre las dos capas crea una agitación turbulenta que va mezclando aire de ambas. El resultado no es muy simple; pero si -con un razonamiento algo burdo- suponemos que la mezcla adquiera temperatura y humedad medias, o sea 10°C y 10 g/m^3 de vapor, como 10°C no admiten más que 9.42 g/m^3 de éste, he aquí que 0.58 g/m^3 tienen que condensarse.

De la nube a la *lluvia* hay un gran paso. Las gotas que componen la nube son minúsculas, con diámetros entre 1 y 3 centésimas de milímetro, de modo que la turbulencia natural de la atmósfera es más que suficiente para sostenerlas.

La *precipitación* sólo ocurre con gotas de 0.5 a 2 mm de diámetro; y como el volumen crece con el cubo de éste, el volumen -y por lo tanto el peso- de tales gotas es como 100,000 a 1,000,000 de veces más grande que el de las gotitas de las nubes. Para que se forme una única gota de lluvia es pues necesario que se conglo meren centenas de miles de gotitas o bien, que una de ellas, consiga sustraer al aire que la rodea una gran cantidad de vapor de agua que, condensándosele alrededor, haga que su tamaño aumente en forma desmesurada.

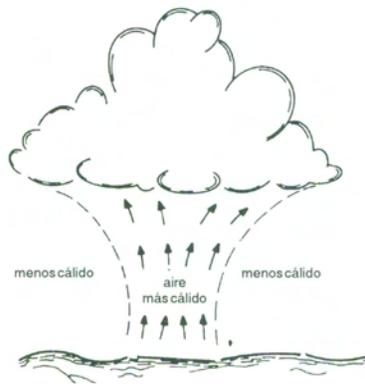
Por último, hay que señalar que, si bien la formación de grandes gotas es necesaria para que caiga la lluvia, de ningún modo la garantiza. La precipitación podría muy bien *no llegar hasta el suelo*, como en el caso típico de esas regiones desérticas en que la capa inferior de aire es tan caliente que las gotas *al cruzarla vuelven a evaporarse*.

Tipos de precipitación

Con referencia al mecanismo que las engendra, las lluvias suelen clasificarse en tres categorías llamadas convectiva, orográfica y ciclónica.

a) *Lluvias convectivas*. Cuando con tiempo calmoso el aire próximo al suelo se calienta (o bien directamente por la radiación solar o indirectamente por el calor del terreno), se vuelve más ligero, se levanta y se dilata. Como la temperatura de la atmósfera se reduce con la altura (algo así como en 1°C cada 100 m) a cierto nivel se producirá la condensación del vapor de agua y nacerán nubes, de esas blancas y brillantes que parecen enormes bolas de algodón y que se llaman *cúmulos* (Fig.2).

Figura 2



La condensación produce calor y éste hace que la masa de aire siga su ascenso, se enfríe más y crezca la condensación. Es posible entonces que a cierta altura el frío o bien la agitación turbulenta de la atmósfera sean tales que la lluvia se desencadene. Estas precipitaciones que se llaman *convectivas* son, pues, efecto de un tiempo calmoso caluroso que favorece los movimientos verticales del aire. Los cúmulos se forman por lo general durante la mañana, y en la tarde dan lugar a tormentas -y a veces granizadas- acompañadas por relámpagos y truenos. En la noche las nubes se disuelven en la atmósfera y al amanecer el cielo por lo general se ve despejado. Estas lluvias suceden durante todo el año en las zonas más próximas al Ecuador, donde son responsables de la mayor parte de los 2,500 mm de lluvia que las caracteriza. En otras regiones estas precipitaciones son exclusivas del verano.

b) *Lluvias orográficas*. Cuando un viento cargado de humedad, que por lo general sopla desde el mar hacia la tierra, alcanza una serranía, las masas de aire húmedo se ven forzadas a elevarse siguiendo el declive del suelo. A suficiente altura el enfriamiento producirá nubes y eventualmente lluvia o nieve (Fig.3).

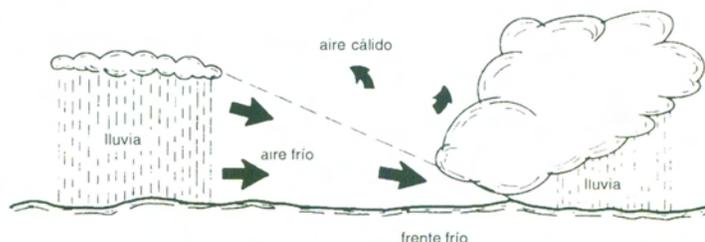
Figura 3



Esta es la razón por la cual es tan frecuente ver los altos picos coronados de nubes. A veces este mecanismo se produce en ausencia de montañas, sólo por el paso del aire húmedo desde la superficie marina cálida a más fría del suelo; por ello, es frecuente ver desde el avión un nublado continuo que cubre el suelo y termina justamente en la orilla del mar. Las precipitaciones orográficas, es decir, causadas por el relieve, suceden al lado de la serranía que enfrenta el viento. En el lado opuesto pueden presentarse zonas de pluviosidad escasa, de naturaleza semiárida.

c) *Lluvias ciclónicas*. Los *ciclones*, que cuando son muy intensos se llaman *huracanes*, son vórtices atmosféricos gigantes cargados de vapor de agua, animados por un movimiento giratorio y por otro de traslación que los hace recorrer grandes distancias. Ambos movimientos pueden ser causa de precipitaciones. El primero, porque crea en el centro del ciclón una zona de presión baja; el aire exterior, empujado por su presión mayor, se precipita hacia dicho centro, haciendo que las masas más calientes y húmedas -y por tanto más livianas- suban, se enfríen y produzcan nubes y lluvias. El traslado del ciclón, por su parte, favorece el enfriamiento de masas de aire de temperatura muy diferente. Entonces no hay choque, sino un levantamiento del aire caliente, forzado por el aire frío que se le mete por debajo en forma de cuña. La línea de separación entre ambos, a nivel del suelo, es lo que se llama un *frente frío*. La zona de precipitación, por el lado del aire caliente, puede abarcar de 300 a 500 km a la redonda a partir de dicho frente; por lo general se trata de lluvias ligeras pero continuas. Al contrario, por el lado del aire frío se producen chubascos que proceden también del aire caliente, ahora obligado a elevarse a medida que la cuña de aire frío va avanzando (Fig.4).

Figura 4



Para concluir, conviene recordar que a menudo las lluvias son el resultado de una *combinación* de varios mecanismos de los tipos arriba descritos, que actúan en sucesión. Por ejemplo, una perturbación ciclónica puede muy bien, debido a la configuración del terreno, dar origen a precipitaciones orográficas o facilitar, incrementando la humedad atmosférica, lluvias convectivas.

Mediciones pluviales

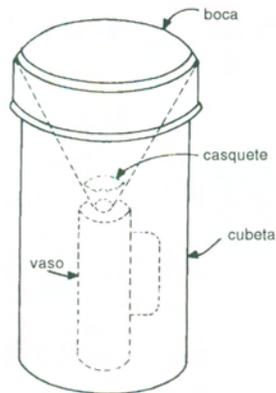
Las precipitaciones suelen medirse en *alturas de lluvia*, expresadas en milímetros y décimas de milímetro. Para ello se imagina que el agua cae sobre un terreno plano, horizontal e impermeable, sin que suceda ninguna pérdida por evaporación. Al terminarse la precipitación, debería quedar sobre el suelo cierta lámina de agua, cuya altura sería la de la lluvia caída. Naturalmente la medición no puede realizarse así, ya por la imposibilidad de evitar pérdidas, ya por la dificultad de apreciar con tanta exactitud el espesor de una lámina de agua, por lo general muy delgada.

Se acude por lo tanto a dispositivos especiales, de los cuales el más sencillo y de mayor difusión es el *pluviómetro*. Su principio consiste en recibir en un vaso angosto el agua caída sobre una superficie mucho más extensa. Así, el tirante en el vaso resulta notablemente mayor que la altura de lluvia y más fácil de medir.

El pluviómetro adoptado por la CNA, representado en la Fig.5, consta de cuatro partes separables: el embudo colector, la cubeta de protección, el vaso de recepción y el casquete-tapón.

El *embudo colector*, cuyo objeto es recibir la precipitación y dirigirla hacia el vaso, posee una entrada (boca del pluviómetro) limitada por un aro metálico que termina en la parte superior con una arista viva, a fin de provocar una

Figura 5



división neta entre las gotas que caen dentro y las que caen fuera de la boca. La abertura inferior del embudo, bastante angosta, está cerrada por el *casquete-tapón* que, al mismo tiempo que permite el escurrimiento del agua hacia el *vaso de recepción*, impide su evaporación una vez que haya entrado. Este vaso es un cilindrito de 7 cm de diámetro por 20 de alto con asa, que se puede sacar para medir su contenido. La *cubeta protectora*, que encierra el vaso, sirve de aislante para que éste no se caliente demasiado y se facilite así la evaporación, y también para recibir el agua que eventualmente se derrama al llenarse el vaso durante lluvias de intensidad excepcional.

Hemos mencionado que el diámetro del vaso de recepción es de 7 cm; el diámetro de la abertura de la boca del pluviómetro es de 22.2 cm. Si calculamos las áreas respectivas, resulta que la de la boca es casi diez veces la sección del vaso. En efecto, se tiene:

$$\begin{aligned} \text{área boca} &= 3.14 \times 22.2^2/4 = 387 \text{ cm}^2 \\ \text{sección vaso} &= 3.14 \times 7^2/4 = 38.5 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

El tirante de agua en el vaso será, por tanto, diez veces la altura de lluvia caída; de modo que si sumergimos una fina regla metálica en el vaso, manteniéndola vertical, la parte que se moje se expresará en centímetros y milímetros por el mismo número que expresa, en milímetros y décimas de milímetro, la altura de lluvia. Pero, mientras esta última lectura tendría que realizarse por un operador experto y un aparato de medición muy fino, la primera es sencilla y cualquiera puede efectuarla con un poco de cuidado.

En el caso de que, al llenarse el vaso, el agua sobrante caiga a la cubeta, se vacía el vaso de recepción, se vuelve a llenar con el contenido de la cubeta, se vacía nuevamente, siguiendo así hasta agotarlo. Tomando en cuenta que el vaso tiene 20 cm de alto, sólo habrá que medir el tirante del último llenado parcial y sumarlo al número de vasos llenos multiplicado por 20 cm, para obtener (transformando luego centímetros en milímetros) la altura de lluvia caída.

La colocación del *pluviómetro* reúne condiciones para que las mediciones sean correctas. En primer lugar, su boca debe quedar horizontal, tiene que ser de un metro por lo menos, para evitar que la humedad de éste afecte la lectura. Además, el aparato debe situarse *lejos de todo estorbo* (como árboles, paredes, montículos), que pueda reducir la cantidad de lluvia que normalmente entraría en él. En el caso de que la proximidad de un obstáculo sea inevitable, hay que procurar que la distancia entre éste y el pluviómetro sea por lo menos dos veces la altura del obstáculo. Para terminar, debe evitarse en lo posible la *acción del viento*, que es la principal causa de error en la medición de las precipitaciones. La velocidad del aire y la formación de vórtices en la proximidad inmediata del aparato, provocan una desviación local de las trayectorias de las gotas de lluvia y reducen el número de las que entran en la boca, con lo que el agua recogida dará una altura de lluvia menor que la real. Por este motivo no conviene colocar el pluviómetro sobre una azotea. En el caso de que esto sea inevitable, hay que ubicarlo en el centro de la misma.

Defecto de los pluviómetros es que su lectura (que puede hacerse una vez por día, y que no puede realizarse *durante* una precipitación) dará una *altura total*, no las intensidades instantáneas; lo cual no nos permitirá diferenciar un chubasco concentrado en pocos minutos, de una llovizna de todo un día, cuyas alturas sean iguales. Sin embargo, en muchos casos (por ejemplo cuando se quiera determinar la capacidad de una alcantarilla) esta distinción es muy importante. Para obviar el inconveniente, se utilizan *pluviógrafos*, o sea, una curva, que representa a cada instante la precipitación total recolectada indispensable en lugares distantes, donde el aparato no puede ser controlado día con día por una persona responsable.

Distribución de las lluvias en México

En un territorio tan disparejo en su estructura como el de México, es natural que la distribución de precipitaciones sea muy variada. Además, la influencia

de los ciclones -cuya aparición, tamaño y desarrollo son imprevisibles- con contribuciones sumamente irregulares. Por lo general, las tormentas de gran intensidad se presentan en la *estación de lluvias*, que queda comprendida entre junio y noviembre. Hace excepción la porción noroeste de Baja California, donde dicha temporada es invernal. Lo usual es que durante cuatro o cinco meses del año se precipite del 60 al 80% de la lluvia anual, de la cual, del 24 al 40%, se concentra en un sólo mes. Con esta premisa, pasaremos a considerar las lluvias medias anuales en diferentes regiones del país (Fig.6). Pero antes hace falta explicar la función de frontera del *Trópico de Cáncer*.

La elevada temperatura de las zonas próximas al Ecuador crea sobre la Tierra una faja central donde se verifica continuamente un ascenso general de masas de aire húmedo y cálido, con las consiguientes bajas de presiones locales y fuertes lluvias. Al llegar estas masas -ya con poca humedad- a grandes alturas, se dirigen hacia el polo correspondiente a su hemisferio. Enfriadas en el recorrido, vuelven a bajar a una latitud de alrededor de 30°, creando allí una banda de alta presión, para luego regresar hacia el Ecuador. Se trata ahora de masas secas, que se han calentado en la bajada, que por lo tanto se encuentran muy alejadas de su punto de saturación y se presentan escasas en esa zona. En esa franja se encuentran el desierto de Gobi en Asia, del Sahara en África septentrional y del Kalahari en la meridional; en México, le corresponden las regiones áridas de Baja California (valle de Mexicali y Laguna Salada) y Sonora (desierto de Sonora y Altar). Esta faja seca termina poco más o menos en los trópicos (de Cáncer en el hemisferio norte y de Capricornio en el sur), ubicados a 23°27' de latitud.

Conviene pues dividir al país en dos zonas: al norte y al sur del Trópico de Cáncer. Al norte, la lluvia media anual es relativamente escasa; varía desde menos de 50 mm en las regiones desérticas mencionadas hasta más de 500 mm en la Mesa del Norte y las costas de Sonora y Sinaloa. Precipitaciones más elevadas, pero que no pasan de 1,000 mm por año, se tienen en la costa tamaulipeca y en las serranías. Mayores de 1,000 mm hay en ciertas partes de la vertiente de la Sierra Madre Occidental que mira hacia el Pacífico. Los estados más áridos son los de Baja California, con un promedio de cerca de 150 mm de lluvia.

Al sur del Trópico de Cáncer, en las regiones costeras de clima subtropical y tropical, con algunas excepciones entre las cuales destaca la península de Yucatán, la precipitación anual supera, y frecuentemente por mucho, los 1,000 mm. Menos de 1,000 tenemos en la Mesa Central y en su prolongación **hacia el sureste que pasa por Oaxaca y alcanza el Pacífico cerca de Salina Cruz.**

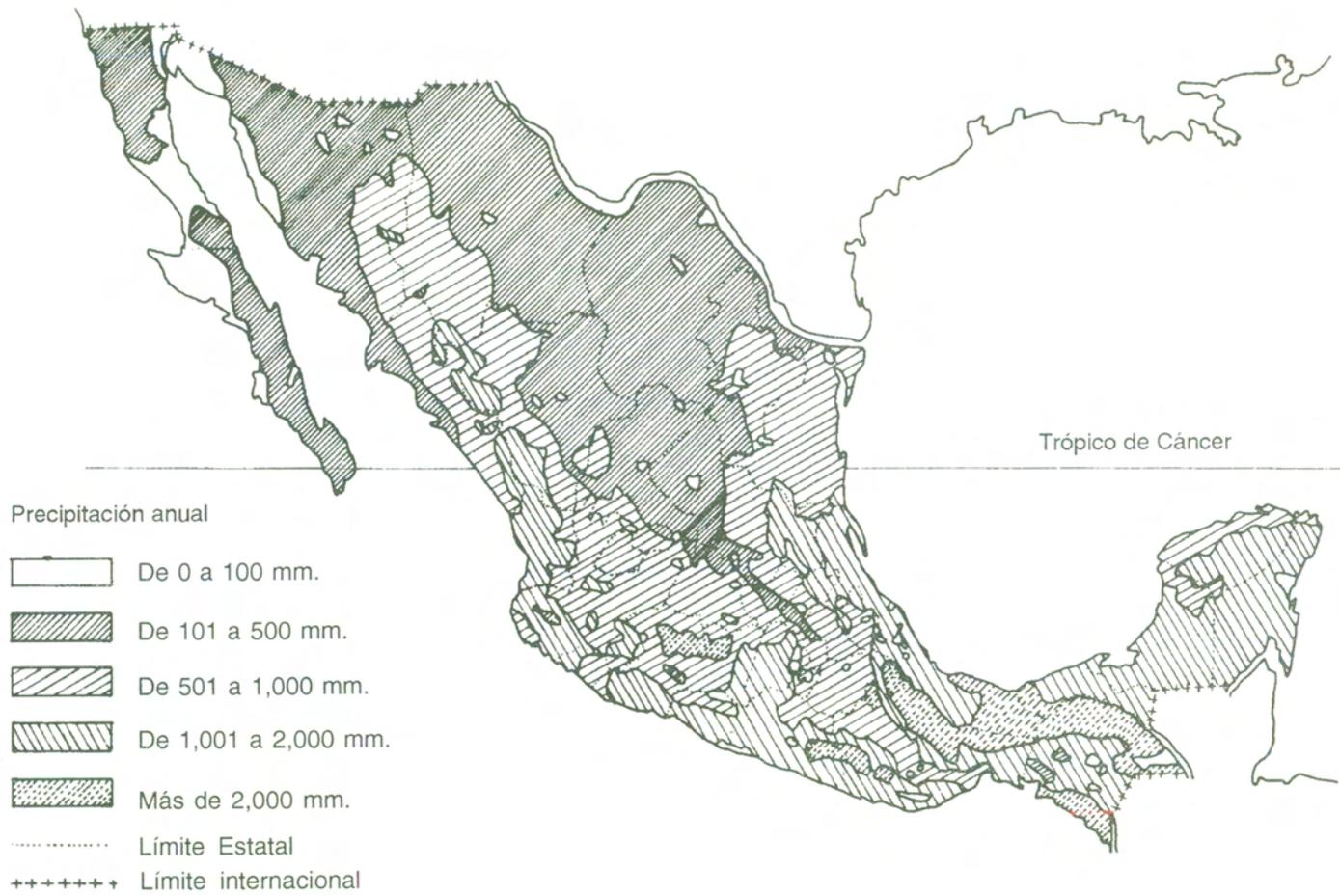


Figura 6

Sin embargo, en casi ninguna de estas zonas hay precipitaciones menores de 500 mm. Más de 1,000, y a veces de 2,000 mm, se registran en toda la costa del Golfo, desde Tampico hasta Campeche.

Las regiones más lluviosas del país, donde se alcanzan 4,000 mm por año y más, son la cuenca alta de los ríos Tecolutla y Nautla; la sierra al norte de Oaxaca, que rodea por el oeste y el sur el embalse de la presa Presidente Alemán; la región de los Tuxtlas; la sierra que corre en el límite entre Chiapas y Tabasco; y, sobre el Pacífico, la alta cuenca de los ríos Cahuacán y Suchiate, al norte de Tapachula. Más de 3,000 mm por año se registran en el estado de Oaxaca, en la vertiente que baja de Miahuatlán a Puerto Ángel, y cerca del límite de Guerrero, al norte de Pinotepa Nacional. Es evidente que todas estas son precipitaciones de tipo orográfico.

En cierta publicación se consigna que sobre México se precipitan en promedio anual $1,530 \text{ km}^3$ de lluvia. Veamos cuál fue la altura de lluvia supuesta para realizar el cálculo. Siendo de $1,963,000 \text{ km}^2$ la superficie del país, dicha altura resulta ser $1,530/1,963,000 = 0.00078 \text{ km} = 780 \text{ mm}$.

La lluvia y el riego

Con vista en la explotación agrícola y tomando en cuenta la precipitación anual, se han establecido clasificaciones climáticas, como la siguiente:

regiones áridas con precipitaciones menores de 400 mm/año

semiáridas con precipitaciones entre 400 y 700 mm/año

semihúmedas con precipitaciones entre 700 y 1,000 mm/año

húmedas con precipitaciones mayores de 1,000 mm/año

Naturalmente se trata de una clasificación sumamente general y, por tanto, poco precisa. Basta con observar que en ella no se toma en cuenta en lo absoluto la distribución de las lluvias a lo largo del año, factor tan importante para la agricultura. Nótese además que, así considerada, una región puede cambiar de categoría de un año a otro, según sea más o menos lluvioso. Otros factores importantes que la clasificación no considera son la temperatura, la humedad atmosférica y los vientos.

Por lo que al riego se refiere, y siempre con el fin de dar una idea aproximada, suele sugerirse que

en climas áridos el riego es *necesario*

en climas semiáridos es *conveniente*

en climas semihúmedos es *opcional*

en climas húmedos es por lo general *innecesario*

En estos últimos se suele presentar más bien la exigencia opuesta, o sea la del *drenaje*, que consiste en eliminar parte de las aguas recibidas, ya que su exceso perjudica el desarrollo de las plantas.

El cultivo que recibe humedad sólo de la lluvia se llama de *temporal*. Su mayor conflicto, además de la frecuente escasez del líquido, está en los adelantos o atrasos, y en muchos casos en la precipitación intempestiva con respecto a las necesidades de las plantas, necesidades variables según su fase de crecimiento. Es por esto que un *riego de auxilio* puede ser útil hasta en climas húmedos.

Finalmente, es de interés señalar que el agua de lluvia posee una ventaja sobre la de riego en lo que concierne a la alimentación de las plantas. Recuérdense las descargas de la electricidad contenida en las nubes (llamadas *relámpagos* si tienen lugar entre nube y nube, *rayos* si ocurren entre la nube y el suelo) que suelen acompañar a las tormentas. Estas descargas provocan en el aire la combinación de sus componentes: nitrógeno, hidrógeno y oxígeno, produciendo como compuestos *nitrógeno amoniacal* y *nitratos*. Formadas en la atmósfera, estas sustancias se precipitan con la lluvia y, al infiltrarse, se incorporan al suelo y favorecen el desarrollo vegetal.

Mediciones realizadas en zonas templadas hacen presumir que de este modo penetran cada año en el terreno algo así como 5 kg de nitrógeno amoniacal y poco menos de 2 kg de nitratos por cada hectárea. Restando las pérdidas por drenaje, puede suponerse que lleguen a incorporarse a cada hectárea de suelo, en forma fácilmente asimilable, entre 5 y 6 kg anuales de nitrógeno, que equivalen a unos 30-35 kg de nitrato de sodio comercial. Si consideramos que un cultivo puede extraer del suelo poco más del doble de esta cantidad, vemos que se trata de una contribución nada despreciable para mantener su fertilidad.

Evaporación

La evaporación es un fenómeno de suma importancia tanto para el ingeniero agrónomo como para el hidráulico. Para el primero, significa una pérdida de humedad del suelo; para el segundo, una reducción en los volúmenes de agua embalsados o transportados en canales a cielo abierto. Empezaremos por considerar este último aspecto, que es el más sencillo.

El volumen perdido por la evaporación de una *masa de agua expuesta a la atmósfera* depende de la extensión de la superficie de contacto entre ambas; hasta se puede decir que -en igualdad de condiciones- su magnitud es proporcional a dicha extensión. En cuanto a los factores ambientales que influyen sobre ella, hay que considerar:

a) *Temperatura*. La diferencia de temperatura entre el agua y el aire, con que ésta está en contacto, promueve la evaporación. Dicha diferencia nace por lo general por efecto de los rayos solares que, al atravesar el agua, calientan el fondo y las paredes del depósito o canal que, a su vez, calientan el agua. Por tal motivo influyen en la evaporación la transparencia de la misma, el color claro u oscuro del fondo y, más que todo, el *tirante* (o profundidad) de la masa líquida, ya que en igualdad de condiciones se calienta más el agua menos profunda.

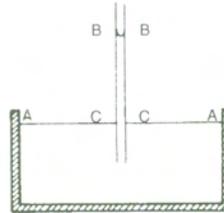
b) *Humedad atmosférica*. Sabemos que la atmósfera está en condiciones de recibir menos vapor de agua cuando más próxima se encuentra de su punto de saturación. Por tanto un clima seco favorece la evaporación más que uno húmedo.

c) *Vientos*. Con aire tranquilo, el vapor que emana de una superficie líquida permanece cerca de ella; la humedad de la capa de aire contigua va, así, aumentando y con esto la evaporación decrece poco a poco. Pero si hay un viento que barre este aire húmedo y lo reemplaza continuamente por otro más seco, la evaporación conserva toda su intensidad.

En el caso de la evaporación del suelo, además de los factores arriba mencionados, incluye su *capilaridad*. El fenómeno de la capilaridad es muy conocido. Supongamos que, como muestra la Fig. 7, se sumerge en un vaso con agua un tubo muy delgado (*tubo capilar*). Se ve de inmediato que el líquido no conserva en el tubo el mismo nivel AA que en el vaso (posición CC), sino que asciende hasta alcanzar otro nivel, BB, tanto más elevado **cuanto más delgado es el tubo. Además puede observarse que la superficie**

BB no es horizontal como AA, sino cóncava, y que su curvatura crece al reducirse el diámetro del tubo.

Figura 7



Este último efecto se debe a la atracción que se manifiesta entre una superficie sólida y el agua, la que hace que ésta, en contacto con la pared interior del tubito, suba algo más arriba del nivel CC. Pero, al formarse la concavidad, de inmediato surge una fuerza, debida a la *tensión superficial* (que es la que hace que ciertos insectos puedan caminar sobre el agua sin hundirse), y esta fuerza estira el agua hacia arriba, hasta el nivel BB tal, que el peso de la columnita BC de agua equilibre la tensión mencionada.

Ahora bien, en el interior del suelo no existen tubitos, pero sí algo similar: intersticios sumamente delgados entre las partículas constituyentes, que forman conductos tortuosos por los cuales el agua puede elevarse. La evaporación del agua del suelo afecta más a las moléculas fluidas que están alejadas de las paredes de tales conductos que a las que se les adhieren; lo que hace que la curvatura superficial de las columnitas capilares aumente. Con esto la fuerza capilar crece y el agua sube.

Si no fuera por este *efecto de bombeo*, la pérdida de agua por evaporación en la superficie del suelo tendría poca importancia práctica; es el movimiento ascendente que reemplaza continuamente el agua evaporada por otra, el que hace de ella un factor que hay que considerar en la previsión de las necesidades de riego. En efecto, en un suelo desnudo, en clima semiárido, la evaporación puede con facilidad alcanzar el 50% de la lluvia recibida por el suelo. Cuando hay vegetación, la evaporación se reduce de manera notable; pero entonces aparece otra pérdida, la de *transpiración*, que es la evaporación de la humedad vegetal a través de la superficie de las hojas.

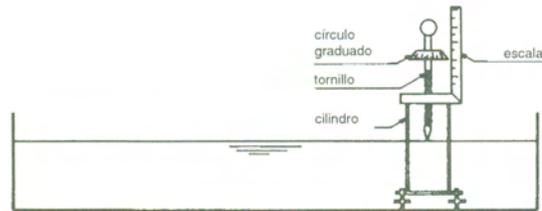
Mediciones evaporimétricas

Al igual que se habla de una altura de lluvia, se habla también de una *altura de evaporación*, que es el tirante de agua perdido por causa de ésta. La

mengua puede ser de varios milímetros diarios; pero su cuantía varía mucho con la época del año, el hecho de que el día sea soleado o nublado, y además con los factores que mencionamos más arriba. La medición de la evaporación se realiza por medio de un aparato llamado *evaporímetro*.

El evaporímetro (Fig.8) es en esencia, un depósito cilíndrico de fierro galvanizado de 1.24 m de diámetro y 26 cm de profundidad, provisto de dispositivos para medir el tirante de agua.

Figura 8.



Estos son: un *tornillo micrométrico* con escala graduada y un *cilindro de apoyo* para éste, de 10 cm de diámetro, provisto de tres tornillos niveladores que se utilizan para hacer que su borde superior quede perfectamente horizontal.

El tornillo micrométrico, terminado en punta, se instala sobre el cilindro de apoyo cada vez que quiere realizarse una lectura. Se introduce sin que alcance el agua y luego se atornilla lentamente hasta conseguir su contacto con la superficie líquida; contacto que se comprueba observando que la punta del tornillo se junte con la de la imagen reflejada. Rígidamente conectado con el tornillo hay un círculo graduado, que termina en una arista que se mantiene en contacto con una escala vertical dividida en centímetros y milímetros. La posición de la punta se define leyendo los milímetros sobre la arista y las décimas de milímetros sobre el círculo.

Las lecturas se realizan cada día, o bien dos veces por día, siempre a las mismas horas. Conviene que el nivel del agua en el depósito se mantenga entre 17.5 y 20 cm. Cuando ha bajado demasiado, hay que agregar más agua, sin olvidar efectuar dos lecturas, antes y después de la adición. Si llueve, hay que restar a la lectura evaporimétrica la altura de lluvia caída. Con tal motivo, el evaporímetro se instala siempre al lado de un pluviómetro.

El evaporímetro se suele asentar sobre un pedestal de madera, más o menos a 15 cm de altura sobre el suelo. Su defecto fundamental consiste en el hecho de que el calentamiento del depósito por insolación puede incrementar la

evaporación. Por tal motivo, a veces se entierra el depósito en el suelo; pero siempre dejando que sobresalga unos 10 cm, a fin de que no entren en él aguas escurridas cuando llueve. Los inconvenientes de esta disposición consisten en que puede facilitar la corrosión del depósito, y en la imposibilidad de descubrir pequeñas fugas que sugerirían una evaporación mayor que la real.

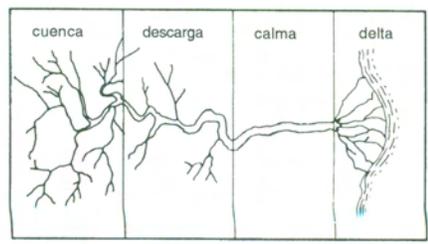
CORRIENTES SUPERFICIALES

Formación de los ríos

La formación de los cauces fluviales es consecuencia de la labor mecánica que la corriente realiza al escurrir por los declives del terreno, erosionándolos y transportando hacia abajo todos los materiales sueltos que es capaz de arrastrar. Gracias a este desgaste, va trazando su camino y profundiza poco a poco su lecho: rápidamente donde la naturaleza del terreno opone poca resistencia y lentamente cuando encuentra roca o material compacto. Como la capacidad erosiva del agua crece con su velocidad, las corrientes serranas, que bajan con violencia por fuertes pendientes, cavan lechos rectos, angostos y hondos; mientras que en los llanos, hasta los ríos de más caudal se vuelven perezosos, tortuosos y poco profundos. Por este mismo motivo, los materiales de arrastre arrancados en los tramos superiores se acumulan en los inferiores, donde el lecho tiende a levantarse por encima del nivel de la planicie que lo rodea, agravando así la amenaza de inundaciones.

En todos los ríos que alcanzan su completo desarrollo se suelen individuar cuatro partes que se esquematizan en la Fig.9:

Figura 9



a) *La cuenca alimentadora* que recibe las aguas de las precipitaciones y las dirige hacia surcos y arroyuelos que, guiándolas hacia las partes más bajas, las concentra en un único lecho.

b) *El tramo de descarga* en que las aguas, ya reunidas en un cauce torrencial bien definido, bajan con gran velocidad, erosionando y arrastrando materiales.

c) *El tramo de calma* de pendiente suave y escurrimiento lento. Aquí, el cauce se estabiliza; si las aguas abandonan algún material durante el estiaje, lo vuelven a arrastrar con las crecientes. En el centro del lecho se encuentra excavado otro *cauce menor*, por donde escurren las aguas normales, mientras que el *cauce mayor* aloja las crecientes. Es en este tramo donde nacen y se desarrollan esas curvas y contracurvas típicas que se denominan meandros.

d) *La desembocadura o estuario* que se suele caracterizar por el *delta*, es una zona de depósito de los materiales que el río ha logrado arrastrar hasta el final de su curso, y que con los años sigue ensanchándose y avanzando, con lo que adquiere una forma triangular típica que se parece a la letra delta mayúscula del alfabeto griego. En los torrentes que desembocan en otro mayor, o en un río, nacen formaciones parecidas que suelen llamarse *conos de deyección*.

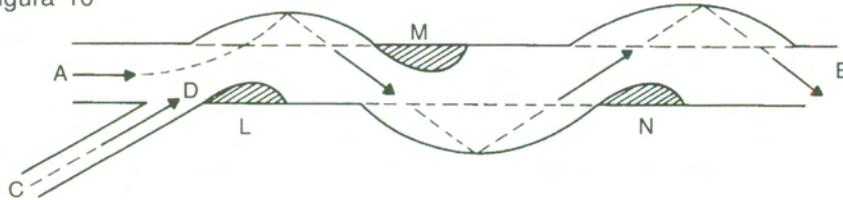
Los *materiales de arrastre* se clasifican, según su tamaño, en cantos rodados, guijarros, grava, arena y limo. Mientras más pequeño es un cuerpo más fácil resulta su arrastre, pues la velocidad requerida para moverlo es menor; en tanto que las corrientes muy lentas pueden acarrear limo (que la turbulencia mantiene en suspensión), sólo las rápidas pueden hacer rodar piedras de tamaño considerable. De aquí se deduce que a cada reducción de velocidad de una corriente, corresponde el depósito de los materiales que ya no pueden ser transportados.

Al recorrer un cauce en época de estiaje, se puede juzgar acerca de las velocidades locales de la corriente con sólo observar el tamaño de los sedimentos: la presencia de cantos rodados o guijarros es indicio de velocidades bastante altas, mientras que un depósito de arena suele asociarse con una reducción brusca en la pendiente o un remanso. Tras una represa suelen verse, perfectamente delimitados, el limo, la arena aguas arriba y, más arriba todavía, la grava, que atestigua la deceleración progresiva de la corriente, frenada por la presencia de la estructura.

Es interesante notar que aunque todos los materiales de arrastre son producto del mismo mecanismo erosivo, su tamaño final depende, por un lado, de la acción moledora a que fueron sometidos por la corriente y, por otro, de la resistencia del material que los constituye. Así, es fácil encontrar pizarra en la arena, mientras que los cantos rodados son a menudo de origen granítico.

Modificación de los cauces

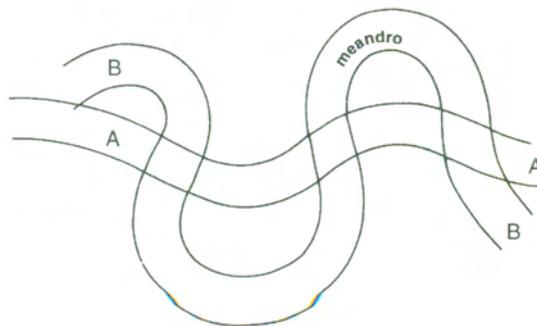
Figura 10



La Fig.10 muestra de manera esquemática cómo un cauce en su origen rectilíneo, puede torcerse. Sea AB el cauce original, en el cual el afluyente CD, en ocasión de una avenida excepcional con fuerte acarreo, (causado por ejemplo por un deslave) ha dejado un depósito L. Este forma un *banco* que estrecha el lecho y dirige la corriente hacia la margen izquierda. Principia así una *erosión lateral y de fondo*, debida, ya sea al impacto resultante o a la formación de remolinos. La corriente viene luego reflejada hacia la margen derecha; los materiales de la orilla izquierda se disgregan y son arrastrados hasta el primer sitio en que pueden depositarse, gracias a una velocidad baja. Dicho sitio está en la zona M que la corriente desviada abandona. Allí, se forma poco a poco un segundo banco que, a su vez, induce a la corriente a cavar otra curva, ahora en la margen derecha, con características y efectos similares a los anteriores. Luego nace en N un tercer banco, con una curva al frente, y así sucesivamente. El tramo AB, de origen rectilíneo, se vuelve serpenteante y el nivel de fondo, en un principio uniforme, se profundiza en las partes externas de las curvas y se levanta en las internas.

Los cauces sinuosos son favorables a la formación de los *meandros*. En efecto, tales cauces pocas veces son estables; si el río corre por un terreno fácil de erosionar, las altas velocidades que se desarrollan en la parte cóncava de las curvas provocan siempre socavaciones, asociadas con sendos depósitos en la convexa: un cauce como el AA de la Fig. 11 se va transformando en el BB.

Figura 11



Hasta puede ser que un lazo llegue a cerrarse, con lo que el meandro *se corta* y el río se vuelve a enderezar por un momento. De este modo se explican los tramos de meandro abandonados que se observan con frecuencia al lado de ríos serpenteantes.

Por último, es importante señalar que en tramos rectos pueden producirse levantamientos y hundimientos temporales de fondo. En efecto, cuando ocurre una creciente el caudal de agua aumenta hasta alcanzar un pico, para luego decrecer, y las velocidades varían en consecuencia. Las altas velocidades cerca del pico socavan el cauce y sacan de él material; las bajas depositan material y devuelven al lecho su forma inicial. Por tanto, quien quiera apreciar el caudal del río, considerando lo que levanta su superficie libre durante una avenida, corre el riesgo de subestimarlos, por no tomar en cuenta la profundización temporal del cauce, que la turbiedad de las aguas no deja percibir.

Cuencas alimentadoras

Las aguas de lluvia, manantial y los productos de deshielo que no se pierden por infiltración en el suelo, absorción de las plantas o evaporación, ni se embalsan en vasos cerrados formando charcos o lagunas, tienen que escurrir en arroyos, torrentes o ríos. Como ya se ha mencionado, la zona que sustenta esas corrientes, es la cuenca alimentadora. Los límites de la cuenca, llamados *parteaguas*, siguen las líneas que unen las cumbres de los cerros, corriendo por las crestas de los lomeríos que dividen vertientes opuestas. Son líneas bien reconocibles en la serranía, menos claras en terrenos ondulados o llanos, pero que un topógrafo puede ubicar sin mucha dificultad.

De la definición anterior se infiere que la cuenca de un río incluye las de todos sus afluentes. Así, por ejemplo, el valle de México (por su desagüe) y las cuencas de los ríos San Juan y Tula forman parte de la cuenca del río Moctezuma; las de los ríos Santa María y Verde, de la del Tampaón; las del Moctezuma y Tampaón, de la del Pánuco.

El caudal de los ríos depende fundamentalmente de la *intensidad y distribución de las precipitaciones* sobre su cuenca; pero resulta también influido por características de la misma cuenca, de las cuales se enumeran a continuación las principales:

a) La *posición geográfica* de la cuenca, su orientación y exposición a los vientos, y en general todos esos factores topográficos que, como se vio en el capítulo anterior, regulan las precipitaciones de carácter local.

b) La *elevación* de las serranías que rodean la cuenca y la *pendiente* de sus laderas. Esta última característica influye directamente sobre la velocidad con que el agua escurre hacia el valle; por tanto, laderas de igual largo y pendiente descargarán al cauce al mismo tiempo, aportándole un caudal mayor que si, teniendo pendientes muy diferentes, descargan en tiempo diferentes. La pendiente influye asimismo sobre la infiltración en el suelo, tanto mayor -para suelos de iguales características- cuanto más suave resulta el declive.

c) En igualdad de condiciones de precipitación, la cantidad de agua captada por la cuenca depende de la *superficie* de ésta o de la parte que recibe la lluvia.

d) La *naturaleza del suelo* debe ser por otra parte considerada. Hay escurrimientos mínimos cuando el agua de lluvia se hunde en terrenos sueltos o calcáreos; máximos, cuando cae sobre suelos arcillosos compactos o rocosos sin grietas abiertas, que resultan casi impermeables. Por la misma razón, los suelos labrados absorben más agua que aquéllos sin labrar.

e) La *vegetación* recoge buena parte del agua llovida, para dejarla caer al suelo más tarde. De este modo, prolonga el escurrimiento pero reduce su intensidad. Por otro lado, parece que grandes extensiones de tierras cubiertas por bosque, que casi no reciben los rayos solares, enfrían las corrientes de aire cercanas favoreciendo la condensación del vapor de agua que contienen, lo que explica la mayor frecuencia de precipitaciones en cuencas boscosas.

La acción reguladora de la vegetación es, a su vez, de suma importancia, ya que impide que el agua escurra rápida y violentamente erosionando laderas, destruyendo terrenos de labranza y arrastrando al río volúmenes importantes de sus materiales, que son los que enturbian sus aguas durante las avenidas.

Concepto de gasto

La evaluación de la *cantidad de agua llovida* sobre una cuenca por efecto de una tormenta, se efectúa multiplicando la altura de lluvia por el área de

la proyección horizontal de la cuenca, o de la parte que ha recibido la precipitación. Para cuencas de tamaño grande o mediano, dicha área puede delimitarse y medirse en un mapa topográfico a escala 1:50,000 del Instituto Nacional de Estadísticas, Geografía e Informática (INEGI). El cálculo del volumen llovido se facilita recordando que

$$1 \text{ mm de altura de lluvia} = 1 \text{ litro/m}^2 = 10 \text{ m}^3/\text{ha}$$

Conociendo el volumen llovido, prever el que va a escurrir no es sencillo. Por ser tantos los factores que pueden influir sobre el flujo, éste varía muchísimo de una cuenca a otra. Mientras que serranías de fuerte pendiente y vegetación escasa no retienen más del 50% del agua llovida, un terreno casi horizontal y permeable logra absorber hasta más del 90 por ciento.

Es pues, preciso, realizar mediciones directas de las cantidades de agua que escurren. Pero, ¿cómo mediremos? Cubicar el volumen total que en cierto momento se aloja en el río no es posible; además, no tendría utilidad. La corriente puede variar no sólo de un momento a otro, sino también de un punto a otro del cauce. Se requiere pues un parámetro capaz de cuantificarla local y temporalmente.

Supongamos que se desea estimar el tránsito de vehículos en una carretera. Lo más adecuado sería apostarse en determinado lugar y llevar la cuenta de cuántos de ellos pasan por allí en un determinado tiempo. Ahora bien, para medir el agua de un río conviene proceder de la misma manera, estimando el volumen que cruza una sección determinada en cierta unidad de tiempo; este volumen se llama gasto. Gastos grandes se medirán en metros cúbicos por segundo (m^3/s); medianos en litros por segundo (l/s); pequeños en litros por hora o hasta por minuto.

Principio de continuidad

El aforo del tránsito en una carretera varía -debido a las diferentes velocidades de los vehículos- de un punto a otro de la misma. No pasa así con el agua; mientras que el flujo en un tramo de río en que no hay aportes desde afuera (por ejemplo por la entrada de un afluente) o salidas (por ejemplo por una derivación para riego o tan sólo por infiltraciones) sea permanente (es decir, que no cambie con el tiempo) el *gasto medido ha de ser el mismo*

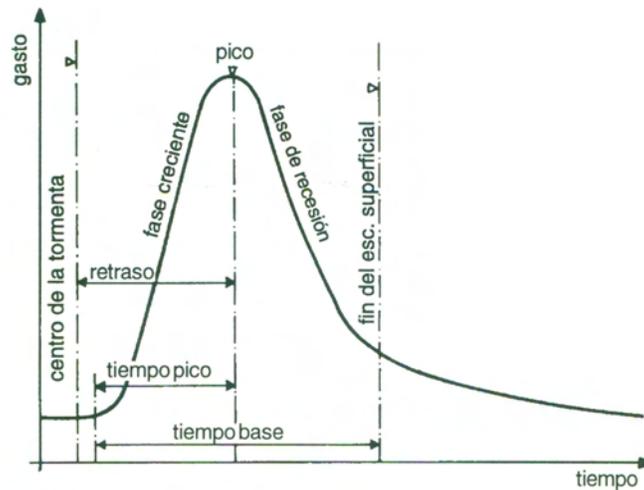
dondequiera que se realice la medición. Esta es una ley de importancia fundamental para la hidráulica; se la llama *principio de continuidad*. Su justificación es sencilla. Si considerando dos secciones distintas, en la primera pasara un gasto mayor que en la segunda, entre las dos el agua tendría que irse acumulando más y más, almacenándose volúmenes que con el tiempo se harían desmesurados. Tampoco sería posible que en la segunda sección pasara un gasto mayor que en la primera, porque no habría de dónde sacarlo.

Escurremientos máximos

Si consideramos el escurrimiento de una cuenca como consecuencia de una tormenta, es fácil entender que no se tratará en lo absoluto de un flujo uniforme. Imaginemos, en efecto, una precipitación que afecte a toda la cuenca o buena parte de ella. Desde el instante en que el suelo deja de absorber toda la lluvia que cae sobre él, el agua comienza a fluir por las laderas, se reúne en quebradas y arroyos, y al final alcanza el cauce del río. Un observador situado al lado del río verá llegar antes las aguas que alcanzaron primero el lecho, por provenir de zonas más próximas; después se agregarán a éstas las que vienen de más y más lejos, aportando siempre más caudal. Ha empezado la *avenida*, y se encuentra en su *fase creciente* (o de *concentración*). Después de un tiempo más o menos largo, que depende principalmente del tamaño y forma de la cuenca, llegará un momento de aporte máximo, en que se juntarán aguas de todas partes: es cuando la avenida alcanza su *pico*. Luego las laderas más cercanas, que son las que por más tiempo han echado sus aguas al río, se secarán dejando de contribuir; el gasto empezará a bajar, y seguirá así hasta que la aportación de los sitios más alejados se agote. Esta última es la *fase de recesión* de la avenida, mucho más tardada que la creciente (Fig. 12, que representa un hidrograma).

A veces, para poder dar dimensiones a puentes, alcantarillas u otras estructuras de alivio, hace falta evaluar el gasto máximo -el del pico- que puede escurrir de una cuenca pequeña, por una precipitación de intensidad determinada que la cubra toda. Hay varias fórmulas aproximadas que se pueden utilizar con tal objeto, tomando en cuenta los principales factores que, como sabemos, son la

Figura 12



intensidad mencionada y la superficie, pendiente y naturaleza física de la cuenca. Podemos recordar aquí la *fórmula de Bürkli-Ziegler*:

$$Q = KA i \sqrt[4]{S/A}$$

en la cual las letras significan lo siguiente:

Q = gasto máximo, medido en litros por segundo

A = superficie de la proyección horizontal de la cuenca, en hectáreas

i = intensidad de la lluvia, en litros por segundo por cada hectárea

S = pendiente media de la cuenca, en metros de desnivel por kilómetro de distancia

K = coeficiente característico del terreno, para el cual se aconsejan los valores siguientes:

0.6 para suelos muy impermeables (roca compacta, arcilla)

0.5 para suelos medianamente impermeables (como faldas de cerros con pocos vegetales)

0.4 para suelos medianamente permeables (como terrenos de cultivo)

0.3 para suelos muy permeables (arenosos, sueltos, conos de deyección recientes)

Aplicación. Sea una cuenca de 540 ha de superficie y 1,200 m de longitud, que baja desde la cota 1,980 m hasta la de 1,710 m sobre el nivel del mar, con terreno labrado ($K = 0.4$). Queremos estimar por medio de la fórmula de Bürkli-Ziegler el gasto máximo que se puede esperar a consecuencia de una precipitación de 10 mm durante media hora.

Primero calcularemos i , considerando que, si en media hora (o sea en 1,800 s) cayeron 10 mm de lluvia, en un segundo cayó en promedio

$$i = 10/1,800 = 0.0055 \text{ mm/s} = 0.055(\text{m}^3/\text{ha})/\text{s} = 55 \text{ l/s por hectárea}$$

Para determinar la pendiente media S , recordaremos que se trata de la relación entre el desnivel total, que es de

$$1,980 - 1,710 = 270 \text{ m}$$

y la longitud de la cuenca que es de 1.2 km. Resulta así

$$S = 270/1.2 = 225 \text{ m/km}$$

Reemplazando estos valores en la fórmula, y escribiendo además en ella $A = 540 \text{ ha}$, $K = 0.4$, se obtiene que

$$Q = 0.4 \times 540 \times 55 \sqrt[4]{225/540} = 11,800 \sqrt[4]{0.417}$$

$$= 11,880 \times 0.803 = 9,545 \text{ l/s} = 9.545 \text{ m}^3/\text{s}$$

Nótese que para extraer la raíz cuarta, basta con sacar dos veces seguidas la raíz cuadrada.

El gasto máximo escurrido por hectárea, en el ejemplo considerado, fue

$$Q/A = 9,545/540 = 17.7 \text{ l/s.ha}$$

Razonable para una cuenca pequeña, un gasto unitario así sería bastante excepcional en cuencas grandes. En efecto, se ha supuesto una precipitación uniforme sobre toda la cuenca, lo que es posible si ésta resulta cubierta por una sola nube. En cuencas medianas y grandes son más probables tormentas parciales.

De todos modos, no se pueden excluir crecientes o riadas excepcionales, debidas a concentraciones ciclónicas de gran violencia. Por ejemplo, en el año 1909, el río Santa Catalina en Nuevo León, con una cuenca de 1,410 km², descargó hasta 9,024 m³/s lo que, considerando que 1 km² = 100 ha y 1 m³ = 1,000 litros, equivale a

$$\frac{9,024 \times 1,000}{1,410 \times 100} = 64 \text{ l/s.ha}$$

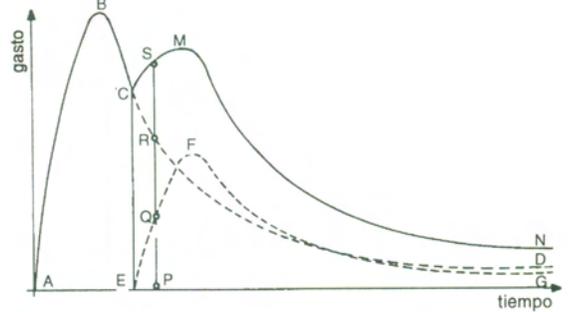
Hidrogramas

En la Fig. 12 se ha reproducido un *hidrograma*, curva que representa la variación del gasto de cierta corriente a consecuencia de una tormenta que cayó sobre su cuenca. La curva une puntos que representan, para diferentes instantes, los gastos que les corresponden. Casi siempre, los aforos se efectúan a intervalos de tiempos fijos tanto más largos como más grande es la cuenca porque, cuanto más extensa es ésta, más tiempo dura la avenida y con mayor lentitud crece y decrece el gasto. Así, mientras que en un arroyo hay que medir el gasto, por ejemplo, cada 10 minutos, para un río bastan cuatro, dos o hasta una sola medición al día.

La forma del hidrograma, en *campana asimétrica*, es muy similar para todas las corrientes siempre que el escurrimiento sea efecto de una tormenta

intensa aislada y relativamente breve. Si por el contrario, una lluvia sucede a otra, las aguas de todas se suman y el hidrograma se deforma, dejando a veces sobresalir picos que revelan su composición múltiple. Por ejemplo, la Fig. 13 muestra el caso en que una primera avenida, de hidrograma ABCD,

Figura 13



se estaba desarrollando normalmente cuando, en el instante E, sobrevino una segunda avenida, de hidrograma EFG. Los aportes de ambas se suman, y nace el nuevo hidrograma ABCMN tal, que la ordenada PS de cada uno de los puntos S es la suma de la ordenada PR del primer hidrograma y la PQ del segundo:

$$PS = PR + PQ$$

Regresemos ahora a la Fig. 12, y observemos con cuidado la curva allí representada. Se distinguen claramente la fase corriente, el pico y la fase recesiva. Hay otros detalles que conviene señalar. En primer lugar, nótese que el gasto no arranca con valor cero; lo que significa que, al empezar la creciente, ya escurría por el cauce un gasto uniforme relativamente pequeño. Esto es muy usual en los *ríos perennes*, o sea los que llevan agua todo el tiempo: el gasto representa el escurrimiento residuo de precipitaciones anteriores.

El *inicio de la creciente*, que se nota porque el hidrograma empieza a subir, ocurre un poco después de desatarse la tormenta, ya que las aguas caídas requieren cierto tiempo para escurrir y concentrarse en el cauce. En la Fig. 12 se ha marcado el *centro de la tormenta*, o sea el instante en el cual la tormenta alcanza su intensidad máxima. Se llama *retraso* de la avenida, con respecto a la lluvia, el tiempo que transcurre entre el centro de la tormenta y el pico (que representa, en cierto sentido, el *centro* de la avenida) y *tiempo pico* el que va del comienzo de la avenida al pico.

Observando el hidrograma, es fácil darse cuenta en qué momento empieza la avenida, porque en ese instante la gráfica se yergue de repente; pero es muy difícil percibir en qué momento termina, debido al tendido de la curva recesiva, que manifiesta el hecho de que, cuando la precipitación ya ha dejado de escurrir sobre la cuenca, el cauce sigue siendo alimentado por la que se infiltró en el subsuelo y se mueve a través de él con lentitud extrema. De todos modos, quien tenga experiencia podrá notar que el escurrimiento superficial ha terminado al suavizarse la pendiente del tramo de bajada del hidrograma, como se ha señalado en la Fig. 12.

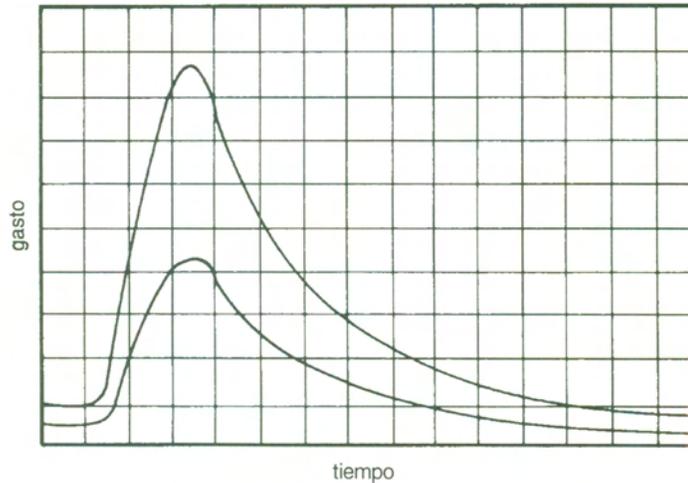
El tiempo que dura el aporte de agua de superficie al cauce se llama *tiempo base*. El nombre se debe al hecho de que esta duración, en un punto dado del río, es siempre poco más o menos la misma, cualquiera que haya sido la intensidad de la avenida; lo que se explica por el tiempo que la cuenca tarda en desaguarse. Los efectos de la duración e intensidad de la tormenta son despreciables en comparación con factores que dependen más bien de las características de la cuenca misma: tamaño, pendiente, permeabilidad y vegetación. Son otras las consecuencias de la lluvia: si ésta ha sido abundante, se tendrán gastos grandes y pico elevado; si fue escasa, los gastos y el pico serán reducidos. Por tanto, si queremos recabar información del hidrograma acerca de la intensidad de la precipitación, tenemos que fijarnos en la altura del pico.

Resumiendo, todos los hidrogramas de *avenidas simples* (o sea, resultado de una única tormenta) se parecen en su forma: tramo creciente relativamente corto y parado, y tramo de recesión muy largo. Sus principales rasgos son el tiempo pico, el tiempo base y la magnitud del pico. Los dos primeros dependen de las características de la cuenca; por tanto, en una sección determinada de cierto río no cambian, cualquiera que sea la *intensidad de la lluvia*. Lo que nos informa acerca de esta última característica es la magnitud del pico. Por tanto, hidrogramas de dos lluvias distintas registradas en un mismo sitio serán -como se expresa con términos geométricos- *curvas afines*, o sea, que todas sus ordenadas varían en una misma proporción. Véase la Fig. 14 que representa dos hidrogramas cuyos picos son uno el doble del otro, y que por tanto son tales que cualquier ordenada del mayor es doble de la del menor que corresponde a la misma abscisa.

Este resultado se utiliza para la predicción de la magnitud de los picos, muy importante para aprestar la *defensa contra eventuales desbordamientos*. En efecto, supongamos que se dispone del hidrograma típico de una sección del río determinada. Entonces, midiendo (como se explicará más adelante) el gasto que cruza esa sección en cierto momento de una creciente, y

comparándolo con el que da el hidrograma mencionado en correspondencia al mismo instante (calculando el tiempo a partir del inicio de la avenida), se puede, por simple proporción, obtener un valor aproximado del gasto que alcanzará en el pico, y que es el máximo que puede esperarse. No hay que olvidar por cierto, que si antes de la avenida ya corrió agua en el cauce, este gasto previo hay que agregarlo al que dé el cálculo anterior. De hecho, las grandes crecientes casi siempre no se deben a una tormenta aislada, sino a la ocurrencia de varias precipitaciones excepcionalmente intensas una tras otra.

Figura 14



Capacidad de embalses

Se llama *embalse* a un depósito destinado a almacenar las aguas de una corriente. Los lagos son embalses naturales que se alimentan por un *tributario* y descargan por un *emisor* o *desaguadero*. La irregularidad de las corrientes naturales hace con frecuencia necesaria la construcción de *embalses artificiales*, con objeto de proveerse de aguas para el uso humano o ganadero, riego, aprovechamiento industrial o producción de energía eléctrica.

Para crear un embalse, hace falta cerrar con un *bordoo* *cortina de contención* un vaso natural de capacidad adecuada. El vaso casi siempre se localiza en

una expansión del lecho o -si se quiere que el almacenamiento sea grande- en una expansión del valle. Es muy importante darle al embalse la *capacidad adecuada* (sin quedarse por debajo, pero sin excederse) para no hacer dispendios inútiles. Para esto hay que saber prever los volúmenes que se almacenarán, calculándolos con base en el hidrograma, o bien directamente, a partir de la medición de los gastos que escurren.

Por *ejemplo*, decir que un arroyo lleva 35 l/s significa que en un segundo pasan por él 35 litros de agua. Si el gasto se mantuviera constante durante 20 minutos, el volumen escurrido en ese periodo sería

$$35 \text{ l/s} \times (20 \times 60)\text{s} = 42,000 \text{ l} = 42 \text{ m}^3$$

Cuando el gasto varía, se procede de manera parecida. Supongamos que se quiere determinar el volumen total escurrido en un arroyo durante una avenida que duró seis horas y media. Se realizaron aforos cada media hora, con los resultados siguientes:

hora	0.00	0.30	1.00	1.30	2.00	2.30	3.00	3.30	4.00	4.30	5.00	5.30	6.00	6.30
gasto m ³ /s	0.0	4.2	13.8	18.0	12.7	8.6	6.2	4.6	3.3	2.5	1.6	1.0	0.6	0.0

Como media hora equivale a 1,800 segundos, el volumen buscado se obtiene multiplicando por 1,800 cada uno de esos gastos y sumando los productos, o bien -lo que da lo mismo- sumando todos ellos y multiplicando luego la suma por 1,800. Queda

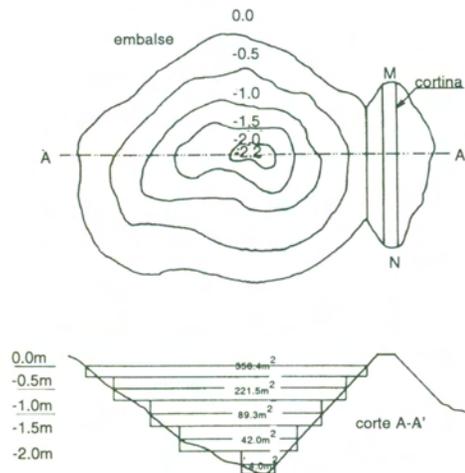
$$(4.2 + 13.8 + 18.0 + 12.7 + 8.6 + 6.2 + 4.6 + 3.3 + 2.5 + 1.6 + 1.0 + 0.6) \times 1,800 = 77.1 \times 1,800 = 138,780 \text{ l} = 138.78 \text{ m}^3$$

Si se quiere almacenar toda el agua que escurre en un periodo largo, se calcula su volumen de manera parecida, utilizando gastos medios que se obtienen promediando los resultados de observaciones realizadas durante varios años.

El problema inverso es el de *medir volumen de agua contenido en un embalse* que ya existe. Entonces falta hacer un levantamiento topográfico del contorno del vaso, a nivel de la superficie libre del agua, y determinar por sondeo las profundidades de puntos del terreno sumergido en número suficiente para poder trazar las líneas de nivel a varias profundidades. Luego se mide el área encerrada dentro de cada curva de nivel, se multiplican todas esas áreas por las distancias verticales a las cuales afectan y se suma, como muestra el ejemplo siguiente.

En la Fig. 15 se ha representando en planta y corte un pequeño embalse, cerrado por la cortina MN. En la planta aparecen las curvas de nivel para

Figura 15



profundidades de 50 en 50 cm por debajo de la superficie del agua. Sobreponiendo a la figura un papel transparente, cuadrículado con separaciones de 1 m de lado (a escala), y contando el número de cuadrillos y fracciones de cuadrillo contenidos en el interior de cada línea de nivel, se obtuvieron las áreas correspondientes que se ven anotadas en el corte. Se aproximó luego la forma del embalse por medio de la pirámide invertida de cilindros sobrepuestos que se ha dibujado también en el corte, suponiendo que el área de la superficie libre corresponda a un cilindro de 25 cm de alto, las tres inferiores a cilindros de 50 cm de alto y la última, que termina en la cota -2.2 m, a uno de 45 cm. El volumen de agua embalsado resulta con buena aproximación igual a

$$358.4 \times 0.25 + (221.5 + 89.3 + 42.0) \times 0.5 + 4.0 \times 0.45 = 267.8 \text{ m}^3$$

Velocidad de una corriente

No menos importante que el concepto de gasto de una corriente es el de su *velocidad*. El agua escurre porque baja, arrastrada por su peso, o sea, por la *fuerza de gravedad*. Esto provoca el escurrimiento por laderas y cauces del mismo modo que hace resbalar un cuerpo por un plano inclinado. Galileo descubrió que, si no hubiese fricción, este movimiento sería uniformemente acelerado. Lo mismo acontecería con las corrientes, si no fuese por la *resistencia* que oponen al roce directo del agua con el terreno y el choque con obstáculos locales, como piedras o vegetación. De hecho, la velocidad de las corrientes naturales, aceleradas por la gravedad y frenadas por la fricción, suele alcanzar cierta regularidad en tramos de ríos o canales poco más o menos rectilíneos y de ancho y pendiente (en sentido longitudinal) invariables. Si la velocidad que allí se alcanza es casi constante, se suele decir que se ha conseguido un *movimiento uniforme*.

Además de la pendiente, lo que controla la velocidad son las *resistencias pasivas*, que resultan de:

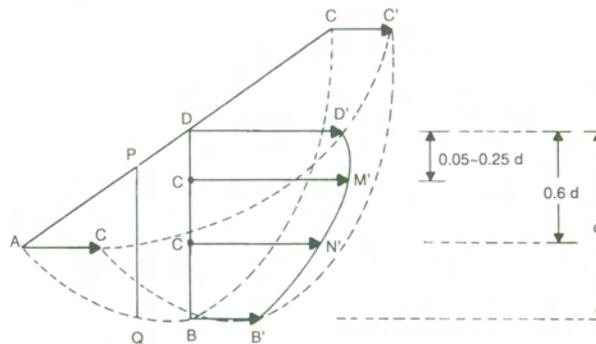
- a) la naturaleza del lecho y eventual vegetación sumergida
- b) ensanchamientos y contracciones del cauce
- c) levantamiento o profundización del fondo
- d) curvas y otros cambios de dirección
- e) pilas de puente y otros obstáculos

Por lo general, la influencia de la pendiente sobre la velocidad resulta tanto más considerable cuanto más reducidas son las resistencias pasivas. Si se compara, por ejemplo, un río ancho y profundo, en el cual la resistencia ofrecida por el lecho afecta sólo a una parte pequeña de la gran masa de agua en movimiento, con un riachuelo angosto e irregular, vemos que -con igual pendiente- la velocidad en el segundo es siempre menor que en el primero. Esta consideración sirve también para explicar un hecho importante: que la velocidad de un río durante las avenidas es siempre mayor que en estiaje, porque en estiaje el cuerpo de agua que escurre es delgado y por tanto más sensible a las irregularidades del lecho.

Distribución local de las velocidades

Lo anterior se debe a que la resistencia del cauce afecta más a esa parte de la corriente que le queda más cerca. Por tanto es un error imaginar que el agua avance en bloque, como si fuese una masa de hielo: de un punto a otro de una misma sección transversal las velocidades varían, siendo mayores en la zona central. Esto, cuando el cauce es recto; porque alteraciones más extrañas todavía se notan en las curvas.

Figura 16



Dejando a un lado por el momento este último caso, supongamos que la curva ABC de la Fig. 16 represente una sección transversal de un cauce recto y ADC la superficie libre del agua en ella.

Las flechas que se ven en la figura representan las velocidades. Por ejemplo, al punto A le corresponde la velocidad AA'; lo que significa que la partícula líquida que en cierto instante se encontraba en A, un segundo después estará en A'. Asimismo, todas las partículas que antes llenaban el área plana ABCD, un segundo después cubrirán la superficie A'B'C'D'. Si la velocidad de todas ellas fuera igual, esta última superficie sería también plana y paralela en ABCD; pero por lo dicho antes resulta abombada.

Se podría creer que la máxima velocidad se alcance en la superficie libre del agua, en un punto D cerca del centro del río; no obstante, no es así: *el punto de velocidad máxima* es M, que queda por debajo de la superficie, a una distancia DM entre el 5 y el 25% -según los casos- de la profundidad total DB.

La razón de este hecho se quiso encontrar primero en el roce del agua con el aire que tiene encima; sin embargo, es posible calcular que este roce no

es significativo; además, si lo fuera, al soplar un viento paralelo a la corriente y con igual velocidad, la velocidad máxima tendría que manifestarse en la superficie, lo que no sucede. Otra explicación sería que entren en juego efectos de turbulencia y corrientes secundarias; pero no se ha encontrado todavía una explicación clara; este fenómeno queda entre los varios misterios hidráulicos que faltan aclarar.

Velocidad media

En vista de esta variedad de velocidades, es natural buscar una de ellas que sea *representativa* del flujo a través de la sección ABC. Si el agua avanzara en bloque, ABCC'B'A' sería un cuerpo cilíndrico, con sus dos bases ABC y A'B'C' iguales y paralelas; y la velocidad, que sería su ancho, se obtendría dividiendo el volumen de dicho cuerpo entre el área de la base ABC. Resulta natural extender esta misma definición, es decir, definir en todo caso la velocidad media a través de la sección ABC así:

$$\text{Velocidad media en ABC} = \frac{\text{volumen ABCC'B'A'}}{\text{área ABC}}$$

Todo esto se ve sencillo; pero queda el problema de medir el volumen. Como sus espesores son las velocidades, la solución sería medir éstas en un número suficiente de puntos de la sección; lo que por lo general se hace. Sin embargo, la cosa resultaría mucho más simple si pudiéramos *medir directamente* la *velocidad media*. Los hidráulicos se preocuparon desde hace mucho tiempo por ubicar en la sección un punto en el cual la velocidad fuera precisamente igual a la media. Sin embargo, dada la gran variedad de formas de las secciones y características físicas de los cauces, este problema no tiene solución general. Sólo si nos limitamos a una vertical DB se puede hallar el punto N en que la velocidad es igual a la velocidad media sobre ella. Se ha encontrado que la profundidad de N es poco más o menos el 60% de la total DB (Fig. 16). Nótese que esta relación vale no sólo para esa vertical, sino para cualquier otra, como por ejemplo PQ.

La curva D'M'N'B' que une los extremos de las velocidades de las partículas que están sobre DB, así como las análogas que se pueden trazar para las demás verticales como PQ (que no se han dibujado en la figura para no

complicarla), se llama *perfil de velocidad* de la vertical correspondiente, DB o PQ que sea.

Regresando a la velocidad media en toda la sección ABC, vamos a establecer un principio fundamental para la hidráulica. Consideremos nuevamente el cuerpo líquido ABCC'B'A', encerrado entre las superficies ABC y A'B'C'. Es fácil entender que *su volumen representa el gasto*, tomando en cuenta que, por definición, el gasto a través de la sección ABC es el volumen de agua que la cruza en un segundo. La expresión dada más arriba para la velocidad media se puede por tanto volver a escribir

$$V_m = Q / A \quad (1)$$

donde se tiene

V_m = velocidad media en la sección
 Q = gasto a través de la sección
 A = área de la sección

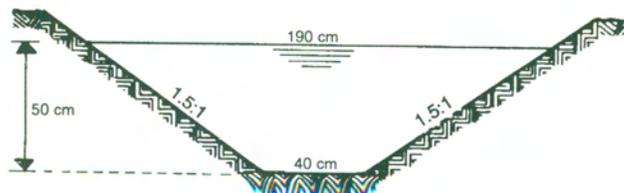
Si despejamos el gasto en la expresión (1), obtenemos

$$Q = V_m \times A \quad (2)$$

o sea, que *el gasto es el producto de la velocidad media por el área de la sección*.

En las fórmulas (1) y (2), el gasto se suele dar en m^3/s , la velocidad en m/s y el área en m^2 . Pero esto no siempre es así; el gasto de corrientes pequeñas se mide en l/s , y las velocidades bajas en cm/s . Cada vez que se utiliza una de las fórmulas anteriores hay que asegurarse que las unidades que *se adoptan sean uniformes*, asociándose l/s con dm^3/s y dm^2 , y cm^3/s con cm/s y cm^2 .

Figura 17



Aplicación. Un canal no revestido, con plantilla de 40 cm y taludes 1.5:1, se ha diseñado para que lleve un gasto de 320 l/s con un tirante de agua de 50 cm (Fig. 17). Sabiendo que la máxima velocidad admitida para que la corriente no erosione el suelo en que el canal está excavado es de 60 cm/s, se pregunta si las condiciones de trabajo previstas son aceptables.

Siendo los taludes de 1.5:1 (o sea, su proyección horizontal 1.5 veces la vertical), la sección transversal del canal tiene un ancho de superficie libre de

$$0.40 + 2 \times 1.5 \times 0.50 = 1.90 \text{ m}$$

Por tanto el área de dicha sección es:

$$A = \frac{1.90 + 0.40}{2} \times 0.50 = 0.575 \text{ m}^2$$

Aplicando ahora la fórmula (1), con esta área y el gasto

$$Q = 320 \text{ l/s} = 0.320 \text{ m}^3/\text{s}$$

se obtiene la velocidad media

$$V_m = \frac{0.320}{0.575} = 0.56 \text{ m/s} = 56 \text{ cm/s}$$

que es menor a 60 cm/s. El diseño propuesto se puede considerar aceptable.

Medición de velocidades

Los métodos más usuales para medir velocidades son: (a) por flotadores, y (b) por molinete.

Un *flotador* es un cuerpo arrastrado en suspensión por la corriente, a una velocidad que resulta poco más o menos igual a la de las partículas fluidas que lo rodean. Puede improvisarse con cualquier cuerpo ligero, no sumergible, fácilmente visible como recortes de madera, frutas, aserrín, o bien, para mayor precisión, bolas de cera, rodajas de corcho lastradas con clavos o plomo, esferas de metal huecas, o pequeños frascos, lastrados con agua y que asomen sólo el cuello. Las condiciones que tiene que reunir un buen flotador son que:

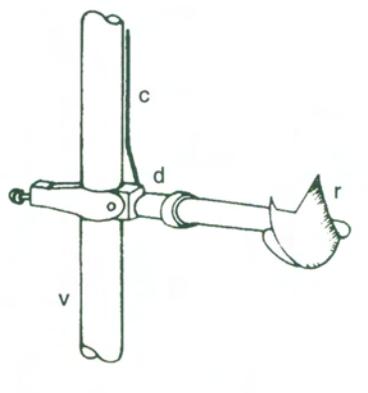
- a) La parte expuesta al viento sea lo más posible reducida, sin dejar de ser bien visible.
- b) La parte sumergida no sea tampoco muy voluminosa, para que perturbe lo menos posible el movimiento del agua.
- c) Su forma sea, si es posible, simétrica, con el fin de que, si el flotador gira alrededor de su eje durante el movimiento, siga ofreciendo al aire y al agua la misma resistencia.
- d) Sea de fácil manejo, capaz de resistir sacudidas bruscas, sencillo de construir, ligero y económico, a fin de que pueda transportarse sin dificultad y su pérdida eventual no importe mucho.

Para determinar la velocidad del flotador hay que medir el tiempo que tarda, arrastrado por la corriente, en recorrer un *tramo recto* de longitud conocida, y luego dividir esta longitud entre el tiempo. Si el flotador no ha sido detenido por estorbos o remansos, el cociente se puede considerar igual a la *velocidad superficial* de la corriente a lo largo de la trayectoria de aquél.

El *molinete* es un aparato más complicado, pero más útil, en cuanto que permite medir la velocidad de la corriente en cualquier punto, sea cual sea su profundidad. Está compuesto de dos partes principales: un *rodete*, que el agua hace girar con una velocidad que aumenta con la de la corriente, y un *detector*, que cuenta o tan solo señala las vueltas del rodete. Además, el molinete ha de estar provisto de su *calibración*, que es una tabla o ecuación que permite pasar el número de vueltas en un tiempo determinado a la velocidad local de la corriente. El fabricante entrega el molinete con la calibración; sin embargo, para los aparatos de empleo muy frecuente o sujetos a un trabajo pesado en que puedan resultar golpeados por cuerpos flotantes, ésta ha de ser comprobada y eventualmente rectificada en un *laboratorio de tara* por lo menos una vez por año.

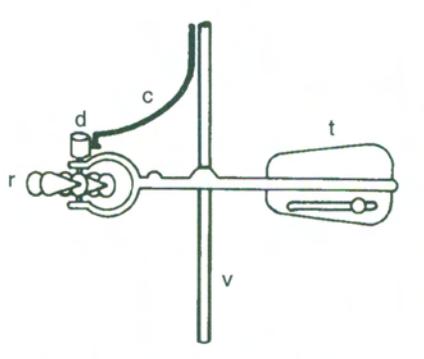
Los molinetes más utilizados son de dos tipos: de hélice y de copas. El *molinete de hélice* tiene un rodete (r) constituido por una hélice de eje horizontal (Fig. 18). En (d) está el detector de vueltas, conectado a través del

Figura 18



cable (c) con un dispositivo receptor. El *molinete de copas*, ilustrado en la Fig. 19, tiene más bien un rodete de eje vertical, alrededor del cual se fija una corona de conos huecos, que gira por el impulso del agua. El mayor impulso se registra en el lado donde la corriente agarra al cono por su lado abierto.

Figura 19



El molinete de copas está provisto de un *timón* (t) (que se puede agregar también al de hélice) para mantenerlo siempre en dirección del flujo. El molinete de hélice debe orientarse con mayor cuidado que el de copas, porque mide mal velocidades oblicuas.

Cuando el molinete se emplea en corrientes, se inserta una varilla (v) que el operador mantiene vertical, apoyada en el fondo. Sobre ella el apartado se desliza, para poderlo fijar a cualquier profundidad. Para trabajar en corrientes

profundas, el molinete se suspende de un cable sostenido por la mano, o mejor, por un cabrestante. En tal caso, debajo del molinete se cuelga un *escandallo* de plomo, de forma ahusada (para ofrecer la menor resistencia) y provisto de aletas, con peso adecuado a la violencia de la corriente, cuya finalidad es mantener en lo posible el molinete en la misma posición durante todo el aforo.

El *detector de vueltas*, indicado con (d) en las figuras, consiste esencialmente en un contacto eléctrico que se cierra cada cinco, diez u otro número conocido de revoluciones del rodete. Un cable (c) lo conecta con un contador electrónico, o bien, en los aparatos más antiguos, con un audífono. El observador, provisto de un cronómetro, cuenta el número de vueltas efectuadas en el tiempo a que está referida la fórmula o tabla de calibración (60 segundos, por ejemplo) y de aquélla deduce la velocidad del agua. Debido a la variabilidad de las perturbaciones que la turbulencia produce en la corriente, siempre conviene realizar varias lecturas sucesivas y luego promediarlas.

Medición directa de gastos

La medición del gasto se puede realizar de dos maneras distintas: (a) en forma directa, recibiendo la corriente en un depósito y midiendo el tiempo que éste tarda en llenarse, y (b) procediendo a medir velocidades y luego aplicando la relación (2) que liga el gasto con la velocidad.

La *medición directa* puede realizarse con un depósito portátil o fijo, por volumen o bien por tiempo. El *depósito portátil* conviene cuando la corriente cae en forma de chorro; el depósito se mete rápidamente por debajo de la corriente, se mide el tiempo que tarda en llenarse y se obtiene el gasto dividiendo el volumen -conocido- del depósito entre el tiempo de llenado. La medición, así realizada, válida para chorros pequeños y de poca velocidad, se presta a errores con chorros violentos, porque al entrar al depósito parte del agua puede rebosar, y al henchirse éste, las oscilaciones de la superficie no permiten apreciar el instante preciso en que se alcanza el llenado. Es más conveniente trazar en el interior del depósito *dos marcas* que encierren un volumen conocido, y medir el tiempo que tarda el agua en subir de una a otra.

De la misma manera se puede proceder con un depósito fijo. Para dar un ejemplo, regresemos al vaso de la Fig. 15. Supongamos que el embalse esté al nivel -1.0. Dejamos entrar agua en él y vemos que se alcanza el nivel -0.5

después de 136 segundos. Si el gasto fue constante, se pregunta su cuantía. El volumen llenado fue, con los datos de la figura:

$$\frac{221.5 + 89.3}{2} \times 0.50 = 77.7 \text{ m}^3$$

Por tanto el gasto resulta ser

$$Q = \frac{77.7}{136} = 0.571 \text{ m}^3/\text{s} = 571 \text{ l/s}$$

Más práctico y preciso es, cuando se puede, proceder por *peso y tiempo*. Se sabe que un litro de agua pesa un kilogramo. Esto suele expresarse diciendo que el *peso específico* del agua es del 1 kg/l, o bien, multiplicando todo por mil, de 1000 kg/m³. Como el peso específico se suele denotar con la letra γ (gamma) del alfabeto griego, escribiremos que

$\gamma = 1,000 \text{ kg/m}^3$

Tomando en cuenta lo anterior, el volumen de un cuerpo de agua puede deducirse de su peso con un simple cambio de unidades (de kilogramos a litros) y el gasto -recibido en un depósito móvil- puede determinarse como sigue: (a) pésese el recipiente vacío; (b) colóquese bajo el chorro durante un tiempo determinado; (c) retírese y vuélvase a pesar. Si al segundo peso se resta el primero y luego se divide entre el tiempo, el mismo número que así da los kg/s recibidos en el depósito, da el gasto en l/s.

Por *ejemplo*, supóngase que para medir el gasto erogado por un caño se utilice un barril que pesa 28 kg. Si al entrar agua en él durante 30 s su peso sube a 65 kg, el gasto en peso resulta

$$\frac{65 - 28}{30} = 1.23 \text{ kg/s}$$

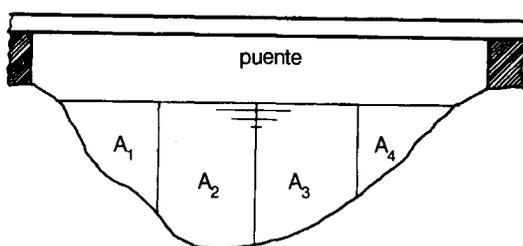
Por tanto, el gasto en volumen será $Q = 1.23 \text{ l/s}$.

Aforo por flotadores y molinetes

Es muy raro que la medición directa de gastos pueda aplicarse a canales o cauces naturales. Para ello hay que proceder de acuerdo con la fórmula (2), midiendo en una sección transversal perpendicular a la corriente área y velocidad media, y multiplicándolas luego entre sí.

En el caso de un arroyo pequeño, basta con medir la velocidad en el centro y multiplicarla por el área de la sección que se calcula con consideraciones geométricas, dibujándola y subdividiéndola en figuras elementales: triángulos y rectángulos. En el caso de corrientes mayores, conviene realizar el aforo en una sección provista de un *punte* o *pasarela*. A falta de ésta, se puede establecer una *estación de aforo* cruzando el río con un *cable* y corriendo sobre él una *canastilla* en la que va sentado el aforador. En todo caso hay que recordar que la estación tiene que estar ubicada en un tramo lo más recto posible, *de sección uniforme y sin obstrucciones*, en el cual no se tengan aportes o fugas de agua.

Figura 20



Con marcas en el puente, en el cable soporte de la canastilla, o de no disponerse de éstos con una cinta de acero estirada a través de la corriente, se subdivide la sección en tramos, así como se muestra en la Fig.20, se miden por sondeo sus profundidades y se calculan sus áreas A₁, A₂,... Luego, por medio de flotadores o molinetes, se determinan las velocidades medias V_{m1}, V_{m2},... en cada uno de los tramos. El gasto que escurre en el río será la suma de todos los productos de las velocidades por las áreas de los tramos correspondientes. Por ejemplo, en el caso de la figura, se tiene que

$$Q = V_{m1} A_1 + V_{m2} A_2 + V_{m3} A_3 + V_{m4} A_4$$

En cuanto a las mediciones de velocidad, hay que distinguir entre las obtenidas por flotador y las de molinete. En el caso de utilizar *flotadores*, la velocidad media se obtiene multiplicando la superficial que estos dan por un coeficiente que, según las condiciones, varía entre 0.80 y 0.90. Para precisar su valor, conviene realizar por una única vez una medición cuidadosa utilizando un molinete. De no ser esto factible, se aconseja tomar para el coeficiente el valor 0.85.

En el caso de aforar con *molinete*, la velocidad media se puede medir directamente colocando el aparato en el centro del tramo, a una profundidad igual al 60% del tirante local. Un resultado más confiable se obtiene realizando dos lecturas, una al 20% y otra al 80% del tirante y promediándolas. Naturalmente lo mejor sería tomar muchas lecturas en diferentes puntos. El procedimiento que se aconseja depende del tiempo disponible y de la constancia o variabilidad del gasto: no hay mucha urgencia cuando se mide el flujo permanente en un canal; pero los gastos fluviales pueden cambiar rápidamente, y si se tarda en el aforo se corre el riesgo de incurrir en grandes errores.

Estaciones de control

Muy útil y práctico, para medir el gasto, es valerse de una *estación de control*, provista de una escala *limnimétrica*, o sea, de una regla vertical, graduada en metros, decímetros y centímetros, clavada en el cauce o adosada a una pared; siempre que se haya determinado previamente por medición directa su *curva de gastos*, o sea, una gráfica que permite conocer, para cada altura de agua leída en la escala, el gasto correspondiente. De tal forma el observador está en condición de apreciar a cada instante el gasto del río y, en particular, reconocer las avenidas y sus intensidades.

Por cierto, requisito indispensable para una estación de control es que la correspondencia entre la lectura de escala y gastos sea *unívoca*, o sea que a cada lectura corresponda un gasto único, bien definido. Ahora, es difícil que esto ocurra en un río, debido a las socavaciones y rellenos temporales a que el cauce puede estar sujeto. Ya tuvimos ocasión de mencionar, por ejemplo, que durante una crecida el lecho suele hacerse más hondo que en fase recesiva. Por tanto, una estación de control debe estar colocada en un tramo donde el cauce sea rocoso o convenientemente revestido, y libre de depósitos de sedimento. Tramos con tales características pueden encontrarse

debajo de estructuras importantes, como puentes, o bien encauzamientos a través de zonas urbanas; aunque lo más frecuente es que estén revestidas las paredes y no el fondo del lecho. En tales condiciones, conviene atravesar el fondo con un umbral sobresaliente, de concreto o mampostería.



CORRIENTES SUBTERRÁNEAS

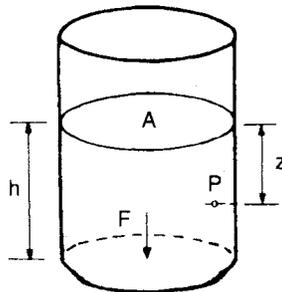
Presión hidrostática

Las corrientes (o *napas*) subterráneas se clasifican en dos categorías: las *freáticas* y las *artesianas*. Las primeras bajan por su propio peso; las segundas por efecto de una presión que las empuja, de modo que hasta pueden subir. Para estudiarlas, es pues necesario que empecemos por entender bien el concepto de presión.

La presión es una fuerza por unidad de superficie. En la hidráulica, es fundamental apreciar la presión ejercida por el agua sobre paredes, obstáculos y hasta sobre sí misma. Consideremos por ejemplo el depósito cilíndrico de la Fig.21, parcialmente lleno de agua.

Ésta ejerce sobre el fondo una fuerza F igual a su propio peso. Es fácil calcularla: en efecto, siendo este peso igual al volumen del agua por su peso

Figura 21



específico γ , y el volumen igual al área del fondo A multiplicada por h, resulta que

$$F = \gamma A h$$

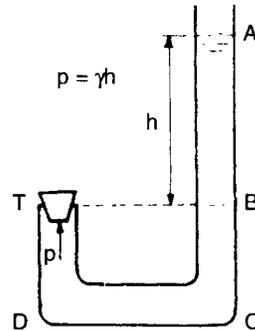
Como a su vez la presión p sobre el fondo es igual a la fuerza actuante por unidad de área, se tiene que $p = F/A$, o sea que

$$p = \gamma h \quad (3)$$

Esta fórmula importantísima expresa la presión en función del tirante h, en el caso de que el agua esté inmóvil. Por este motivo h se llama *carga estática* y p, *presión estática*.

La presión no se ejerce sólo hacia abajo, sino en *todas las direcciones*. Por ejemplo, en las condiciones ilustradas por la Fig.22, el agua ejerce una presión (hacia arriba) sobre el tapón T, y ésta es efecto de la columna líquida AB que queda por encima del nivel de la boca cerrada por el tapón.

Figura 22



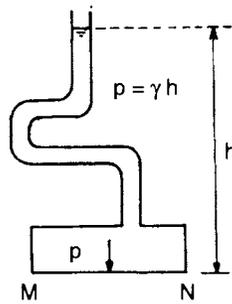
La columna BC no importa, en cuanto su acción queda equilibrada, y por tanto neutralizada por la de la columna simétrica TD. Si $AB = h$, la presión sobre el tapón se expresa de nuevo por la fórmula (3).

Conviene subrayar el hecho de que, aunque las figuras 21 y 22 representen depósitos cilíndricos, la presión no tiene nada que ver con la forma del recipiente ni con el peso total del agua contenida. El recipiente podría ser por ejemplo tronco-cónico; si el tirante en él es el mismo que en el cilíndrico, la presión sobre el fondo es la misma. Esto se debe a que, al definirse la presión como fuerza por unidad de superficie, se hace abstracción de lo que es la forma o extensión de la superficie misma. Así también, en el caso de tenerse, como muestra la Fig.23, un tubo torcido insertado en la tapa de una caja

herméticamente cerrada y todo lleno de agua, la presión sobre el fondo MN seguirá igual a γh .

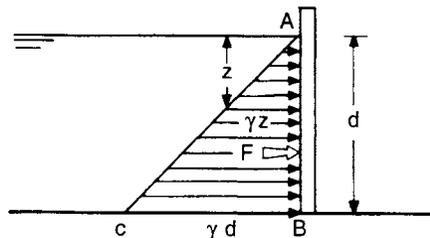
Otro aspecto de la fórmula (3) es que permite considerar la presión en forma independiente de la existencia de un fondo, tapón u otra superficie sólida que la reciba. Por ejemplo, podemos afirmar que en el punto P de la Fig.21, punto que se encuentra dentro del líquido a profundidad z , existe una presión $p = \gamma z$; y esa presión podría contraer un globo allí colocado, o ser notada por un ser viviente. Es bien sabido que un hombre-rana no puede hundirse más allá de cierto límite, por los daños fisiológicos que le ocasionaría una presión excesiva.

Figura 23



Como ya mencionamos, la *presión hidrostática se ejerce igualmente en todas las direcciones*. Por tal motivo una pared que sostenga un embalse debe ser convenientemente reforzada para aguantar el empuje del agua, que es necesario saber calcular. Para esto consideremos, en la Fig.24, una pared AB con agua hasta el nivel d.

Figura 24



Marquemos con una flecha a cada profundidad z la presión γz correspondiente, dirigida hacia la pared. El conjunto de todas estas presiones llena un *prisma de carga* cuya sección vertical es el triángulo rectángulo ABC de base γd , y cuyo largo, en sentido normal a la figura, es igual al de la pared. El empuje F resulta pues igual al peso de este prisma, que se obtiene multiplicando el área de ABC, que es $\gamma d^2/2$, por el largo b de la pared:

$$F = \gamma d^2 b/2 \quad (4)$$

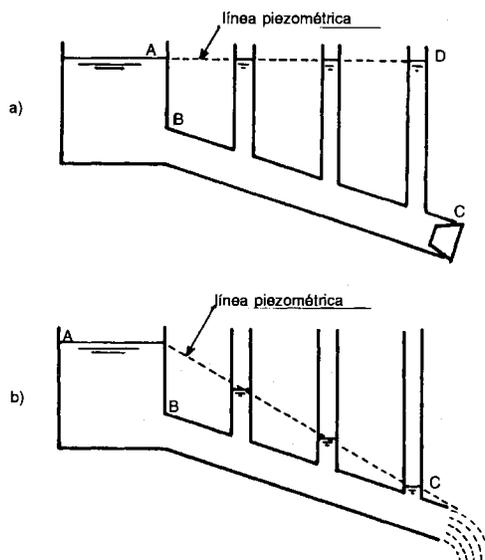
Por *ejemplo*, si tenemos una carga de 2 m de agua tras una pared de 15 m de largo, el empuje será

$$F = 1,000 \times 2^2 \times 15/2 = 30,000 \text{ kg}$$

Presión en conductos cerrados

La presión se obtiene conociendo la carga estática; pero para poderla medir se requiere que la columna de agua que la ejerce posea una *superficie libre*, o sea que esté en contacto con la atmósfera. La altura de esta columna dará dicha carga. En el caso de que el agua esté confinada, por ejemplo, dentro de una tubería, esa columna no existe y hay que crearla. Lo que suele hacerse es abrir en la pared del conducto perforaciones e insertar en ellas sendos tubos verticales, como muestra la Fig. 25. Estos tubos se llaman *piezómetros*, o sea, medidores de presión. La Fig. 25a ilustra el caso en que el conducto

Figura 25



está tapado. Entonces, por el conocido *principio de los vasos comunicantes*, los niveles en el depósito inicial y en todos los piezómetros se igualan. La *línea piezométrica* AD, que señala la altura de la carga estática en cada punto, resulta horizontal. Si, como en el dibujo, el conducto baja, las presiones a lo largo de él van creciendo.

Supongamos ahora (Fig.25b) que el agua fluya por la tubería y desemboque en C, cayendo en forma de chorro. Al salir, la corriente se libera de toda la presión que tenía dentro del conducto y adquiere la del medio que la rodea, o sea la *presión atmosférica*.

Si en C hubiera un piezómetro, el agua no subiría en él. Otros puntos de la tubería siguen sujetos a presión, pero ésta es tanto más reducida cuanto más cerca están de la salida. La *línea piezométrica* es ahora AC.

Resumiendo, la *carga de presión* en un punto es la altura a la cual subiría el agua en un tubo piezométrico conectado en correspondencia a dicho punto. Para pasar de ésta a la presión, hay que multiplicar dicha altura por el peso específico γ del agua, que es de 1 ton/m^3 . Por tanto, en el agua la *presión, medida en ton/m^2 , está dada por el mismo número que expresa la carga en metros*.

Si el líquido de que se trata no es agua, se puede proceder como en el *ejemplo* siguiente: la columna de un barómetro de mercurio alcanza en cierto momento 69 cm de altura. Se pide calcular la presión atmosférica correspondiente.

Como el peso del mercurio es 13.6 veces el del agua, una carga de 69 cm de mercurio equivale a una carga de

$$69 \times 13.6 = 938 \text{ cm} = 9.38 \text{ m de agua}$$

La presión atmosférica es por tanto de 9.38 ton/m^2 .

Como observación final, queremos señalar que usualmente la presión en recipientes cerrados y tuberías se mide en kg/cm^2 . Se quiere una fórmula para transformarla en ton/m^2 . Se tiene que

$$1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = \frac{10,000 \text{ kg}}{10,000 \text{ cm}^2} = 10 \text{ ton/m}^2$$

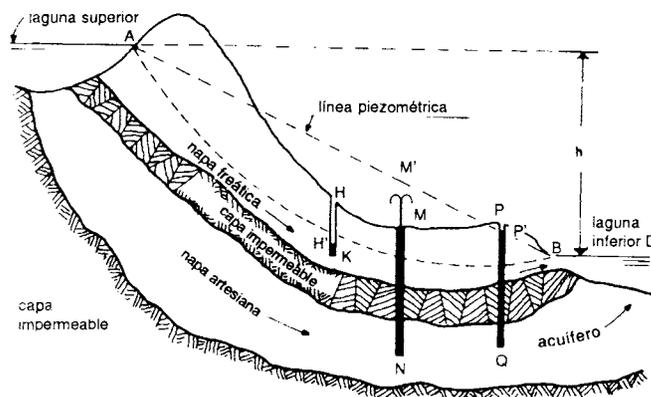
Desagüe de acuíferos

Vimos ya que una buena porción del agua de lluvia se infiltra en el suelo, pero que parte de ella vuelve a aflorar más abajo en zanjas, quebradas y cauces que cortan su camino. El resto alimenta las corrientes del subsuelo, o *napas subterráneas*.

De éstas hay dos tipos: las *freáticas* y las *artesianas*. Para entender la diferencia, obsérvese la Fig.26 que representa en corte dos lagunas de niveles distintos y el cerro que las separa.

En el subsuelo existen *dos acuíferos* (o capas permeables), separados por una capa impermeable, que van de una laguna a la otra. Mientras que el primer acuífero linda superiormente con la atmósfera, el segundo se encuentra encerrado entre dos estratos impermeables. Por consiguiente, la corriente subterránea que proviene de las infiltraciones de la laguna superior bajará libremente hacia la inferior dentro del primer acuífero, ofreciendo a la atmósfera, presente en los poros del suelo, una superficie libre que se llama *superficie de saturación*. Esta es una *napa freática*. Por el contrario, la corriente inferior, entubada entre fronteras impermeables, quedará bajo presión. Se trata de una *napa artesisiana*.

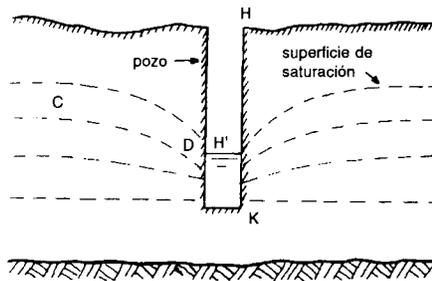
Figura 26



Supongamos ahora que se cava un pozo HK, terminado dentro del acuífero superior. El agua freática entra en él y la superficie de saturación desciende,

siguiendo un perfil CD poco más o menos parabólico, hasta alcanzar el nivel H' de la superficie del agua en el pozo (Fig.27).

Figura 27



El abatimiento se explica por la fuerte aceleración que el desagüe provoca en la napa. En efecto, la ley $V_m = Q/A$ manifiesta que, a gasto constante, la sección A de la napa disminuye en proporción inversa al crecimiento de la velocidad V_m .

Veamos en seguida qué sucede cuando el pozo, como MN y PQ en la Fig.26, alcanza la napa artesiana. Al estar la napa bajo presión, el nivel del agua tendrá que subir, de acuerdo con la Fig.25b, hasta la línea piezométrica, (recta AB) en la Fig.26. Ahora, se dan dos casos: o bien (PQ) que dicha línea corte el pozo, dentro del cual se establece la superficie libre P'; o bien (MN) que la boca del pozo quede por debajo de la línea piezométrica; en tal caso nace un surtidor MM' permanente, que en teoría debiera alcanzar dicha línea. En la práctica, debido a la resistencia del aire y al peso del agua misma, el chorro llega algo más bajo.

El pozo MN se llama *pozo surgente*; el pozo PQ, en que el agua no desborda, pero recupera muy rápidamente su nivel P' luego de achicarse el pozo, se llama *semisurgente*.

Ley de Darcy

Si cavamos en el suelo un hoyo y lo llenamos de agua, vemos que ésta baja poco a poco de nivel hasta desaparecer. En suelos de pura grava, el agua se pierde de inmediato; en otros, arenosos, tarda un poco más en sumirse; en los arcillosos puede mantenerse por mucho tiempo sin acusar pérdidas de importancia. Esta característica de los suelos, de permitir con más o menos

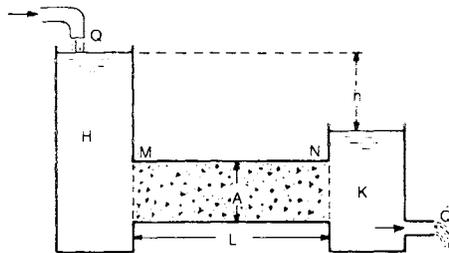
facilidad la penetración del agua, se llama *permeabilidad*. Los primeros suelos considerados son muy permeables; los últimos poco. Es evidente que la permeabilidad depende de la *granulometría* del suelo (tamaño y cantidad de las diferentes partículas sólidas que lo componen) y de su *compactación*.

Se pueden también observar otras particularidades. Si el hoyo fue cavado en terreno no demasiado permeable, se nota que el nivel baja más rápido al comienzo que después; hasta que al fin, al quedar tan sólo una pequeña lámina en el fondo, ésta tarda mucho en desaparecer. Por otro lado, si a poca distancia del hoyo cavamos una zanja profunda, el vaciado se acelera notablemente. En resumen, se puede afirmar que el gasto infiltrado es tanto mayor

- a) cuanto más permeable es el suelo
- b) cuanto mayor es la carga de agua
- c) cuanto más corto es el recorrido que el agua filtrante realiza dentro del suelo

Para cuantificar estos resultados, consideremos un dispositivo como el que muestra la Fig.28: dos depósitos H y K, conectados a través de un *filtro* MN, que no es más que un conducto lleno de arena, de largo L y sección transversal A.

Figura 28



Supongamos que, entregando continuamente al depósito H un gasto Q, igual al que sale de K, se mantiene constante la diferencia de nivel h entre los dos. Ensayando en condiciones semejantes, Darcy encontró, en 1856, que el gasto resulta directamente proporcional a la carga h y a la sección A, e inversamente proporcional a la longitud de recorrido L, o sea,

$$Q = k A h/L \quad (5)$$

donde k representa un factor constante, al que se suele llamar *coeficiente de permeabilidad*. Esta es la ley de Darcy.

Como el gasto tiene que depender de la resistencia que el medio poroso opone al avance de la corriente, es obvio que en la expresión (5) el factor que toma en cuenta dicha resistencia -y por tanto la permeabilidad del medio- tiene que ser el coeficiente de permeabilidad; de allí su nombre. Es importante recordar que el *coeficiente de permeabilidad es una velocidad*. En efecto, si en la fórmula (5) expresamos A en m^2 , h y L en m , para que Q resulte en m^3/s hace falta que k se dé en m/s . Normalmente k es una velocidad muy pequeña, por lo que se suele expresar en centímetros por minuto, hora, día y hasta año.

Una idea de los órdenes de magnitud del coeficiente de permeabilidad en varios materiales la da la tabla siguiente:

Material	Coeficiente k
grava	de 50 m/min a 50 cm/min
arena con grava fina	de 50 cm/min a 5 cm/min
arena limpia	de 5 cm/min a 5 cm/hora
arena arcillosa	de 5 cm/hora a 50 cm/año

Como *ejemplo* de aplicación de la ley de Darcy, supongamos que un estanque esté limitado por un terraplén de 320 m de largo, 12 m de ancho medio y taludes 1:1, tras el cual el tirante de agua sea de 4.50 m. Calcular la pérdida diaria de agua almacenada, sabiendo que el coeficiente de permeabilidad del terraplén es $k = 170$ cm/año.

Siendo el talud 1:1, el agua tras el terraplén mojará una altura de talud de

$$4.50 \times \sqrt{2} = 4.50 \times 1.414 = 6.36 \text{ m}$$

Luego se tiene

$$\text{área } A = 320 \times 6.36 = 2,035 \text{ m}^2$$

$$\text{carga media } h = 4.50/2 = 2.25 \text{ m}$$

$$\text{longitud de recorrido } L = 12 \text{ m}$$

$$\text{coeficiente } k = 170 \text{ cm/año} = 0.0046 \text{ m/día}$$

y reemplazando en la fórmula (5)

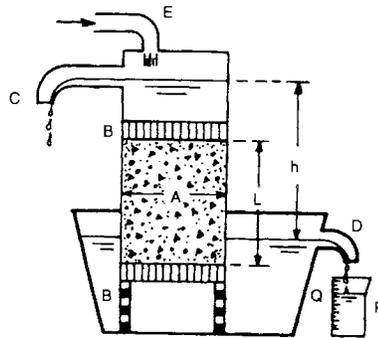
$$Q = 0.0046 \times 2,035 \times \frac{2.25}{12} = 1.75 \text{ m}^3/\text{día}$$

En determinados casos ésta puede ser una pérdida onerosa. Para terraplenes apisonados, que se desea aseguren una buena impermeabilidad de embalses o canales, se suele recomendar un k de unos 10 cm/año.

Determinación práctica de k

Para determinar en *laboratorio* el coeficiente de permeabilidad de una muestra de tierra, se emplean aparatos llamados *permeámetros*, de los cuales la Fig. 29 muestra un tipo sencillo, constituido por un cilindro en el cual se coloca la muestra entre dos bloques porosos B hechos de arena gruesa con un aglutinante.

Figura 29



Es muy importante que la muestra esté compactada exactamente como en el suelo original, o en el terraplén que se quiere construir, según sea el objeto del ensayo. El agua, vertida desde arriba, cruza el primer bloque poroso que casi no la obstaculiza, y alcanza la muestra, que atraviesa más o menos rápidamente, según su permeabilidad. Cruza luego el segundo bloque, cuya finalidad es impedir que la corriente se lleve partículas de la muestra, y sale finalmente por el desagüe D, cayendo a una probeta graduada P. Más arriba se tiene un desagüe C, que controla el nivel del agua en el aparato. La

determinación del gasto Q que atraviesa la muestra se realiza midiendo el tiempo que tarda el agua en llenar la probeta. Naturalmente, antes de medir hay que dejar pasar cierto tiempo, para que el agua logre llenar todos los huecos de la muestra y así el flujo se regularice.

Conociendo el diámetro interior del permeámetro, se calcula la sección A de la muestra; L es su altura, y la carga h es la diferencia de nivel entre las superficies libres del agua en la entrada y la salida. Las medidas así obtenidas se reemplazan en la fórmula, deducida de la (5),

$$k = QL / Ah$$

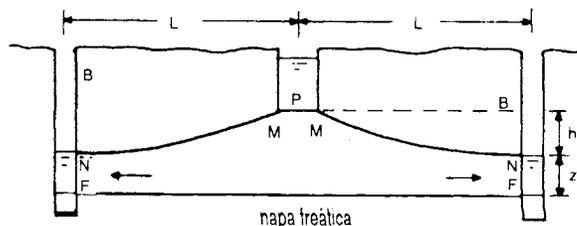
que da el coeficiente de permeabilidad.

Como *ejemplo*, supongamos que, en un permeámetro de 20 cm de diámetro interior, se haya colocado una muestra de 17 cm de alto, bajo una carga de 35 cm de agua, y que el gasto medido en la probeta haya sido de 2.3 cm³/min. Tendremos: $L = 17$ cm, $h = 35$ cm, $Q = 2.3$ cm³/min, $A = 3.14 \times 10^2 = 314$ cm², por lo que resulta

$$k = \frac{2.3 \times 17}{314 \times 35} = 0.0035 \text{ cm/min} = 0.21 \text{ cm/hora}$$

Cuando se quiere determinar la permeabilidad de un suelo, conviene realizar la prueba *en el campo*, para que la textura natural se conserve. Esto hace falta cuando, por ejemplo, se pretende construir un estanque o cortar un canal en un terreno que se sospecha causará importantes pérdidas por infiltración. Entonces se puede proceder como sigue. Cávese un pozo P (Fig.30) y practíquense todo al derredor perforaciones B que penetren hasta la napa freática, igualmente espaciadas sobre una circunferencia de radio L de 5 a 10 m, concéntrica a P .

Figura 30



Tales perforaciones, si la napa freática no es demasiado profunda, pueden hacerse con un simple barreno de gusano. El agua freática aparecerá a niveles F que conviene medir con bastante precisión, a partir del nivel del suelo. Llénese luego el pozo P con agua hasta una altura determinada; y, a medida que ésta se hunde, échese más, para mantener el nivel constante. Pronto se verá que el agua sube en las barrenaciones B , hasta detenerse en una altura N . Esto se debe a que sobre la napa freática se estableció una corriente subterránea, con superficie de saturación MN .

Medido el nivel de los puntos N , se calcula la carga h como desnivel entre el fondo MM del pozo y N , o bien como promedio de dichos desniveles si los puntos N resultan a profundidades distintas. El gasto infiltrado será igual a la cantidad de agua que hay que añadir cada minuto en el pozo para mantener el nivel. Para aplicar la fórmula anterior falta todavía el área A . Esta se suele considerar igual a la superficie cilíndrica de altura $FN = z$ a través de la cual la corriente de infiltración entra en las perforaciones B (o un promedio de las z , si éstas varían de una barrenación a otra); o sea, $A = Q \cdot L \cdot z$. Conociendo así Q , L , A y z , los reemplazamos en la fórmula y obtenemos el coeficiente de permeabilidad buscado.

Hidráulica de las corrientes

CORRIENTES LIBRES

Ecuación de Bernoulli para corrientes libres

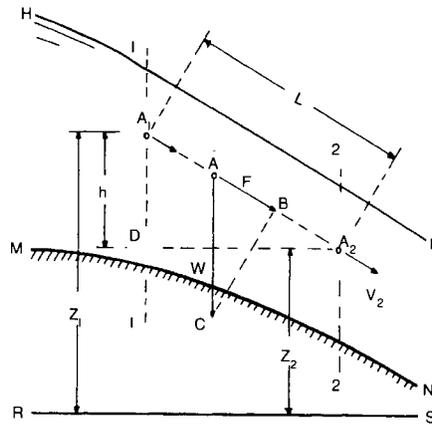
La *hidráulica* es la ciencia que permite predecir, mediante modelos matemáticos o físicos, el comportamiento del agua en la naturaleza o bien en obras de aprovechamiento. Se suele dividir en *hidrostática*, que trata del agua quieta, e *hidrodinámica*, cuyo tema es el agua en movimiento. La *ley fundamental* de la hidrostática se expresa por la fórmula $p = \gamma h$; la de la hidrodinámica por la *ecuación de Bernoulli*, que vamos a deducir a continuación para el caso de *corrientes libres*, o sea, de aquéllas arrastradas por su propio peso.

Conforme el agua baja, su velocidad varía. Nos proponemos determinar teóricamente la relación entre caída de nivel y velocidad. Consideremos con tal objeto (Fig.31) un tramo de corriente cuya sección longitudinal sea HKMN, representando HK la superficie libre, MN el fondo del cauce.

Supongamos que el escurrimiento se realice en condiciones tales que los efectos de fricción con las paredes y el aire puedan despreciarse.

Observemos una partícula fluida A en su avance. Al cruzar la sección 1 la hallamos en la posición A_1 , con velocidad V_1 ; en la sección 2, ha bajado a la posición A_2 con velocidad V_2 . Sea h el desnivel y L la distancia entre A_1 y A_2 . Lo que provoca el movimiento de la partícula es la fuerza F , componente de

Figura 31



su peso W en la dirección de la trayectoria A_1A_2 . Ahora, como los triángulos ABC y A_1DA_2 son semejantes, resulta que

$$\frac{AB}{AC} = \frac{A_1D}{A_1A_2} \quad \text{o sea,} \quad \frac{F}{W} = \frac{h}{L}$$

Como el peso es igual al producto de la masa m por la *aceleración de gravedad* g , que vale

$$g = 9.8 \text{ m/s}^2$$

podemos escribir $W = mg$ en la proporción anterior. Obtenemos

$$\frac{F}{m} = g \frac{h}{L} \quad (6)$$

Por otro lado, la ley de Newton $F = ma$ expresa que F/m no es otra cosa sino la *aceleración* a , que la fuerza F comunica a la partícula. A su vez, la aceleración es lo que la velocidad varía en la unidad de tiempo; de modo que, si la partícula A tarda un *tiempo* de t segundos en pasar de la sección 1 a la 2, se tiene

$$\frac{F}{m} = \frac{V_2 - V_1}{t} \quad (7)$$

Conviene ahora hacer desaparecer t de esta última expresión. Para esto, consideremos que la *velocidad media* en el trayecto de 1 a 2 $(V_1 + V_2)/2$, es igual al espacio L recorrido dividido entre el tiempo t empleado en recorrerlo:

$$\frac{V_1 + V_2}{2} = \frac{L}{t}$$

De aquí se saca, dividiendo ambos miembros entre L/t, que

$$\frac{t}{L} \frac{V_1 + V_2}{2} = 1$$

Multiplicando el segundo miembro de la ecuación (7) por esta última cantidad, que vale 1, no lo alteramos; por lo que dicha ecuación se puede escribir así:

$$\frac{F}{m} = \frac{V_2 - V_1}{t} \frac{t}{L} \frac{V_1 + V_2}{2} = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2L}$$

Reemplazando a F/m su valor dado por la (6), queda por fin

$$g \frac{h}{L} = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2L}$$

o sea

$$h = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \quad (8)$$

Si ahora a partir de un plano horizontal cualquiera RS medimos los niveles z_1 , z_2 de A_1 y A_2 , tenemos que

$$h = z_1 - z_2$$

y esto, reemplazado en la ecuación (8), la transforma en

$$z_1 - z_2 = \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g}$$

o sea

$$\boxed{z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{V_2^2}{2g}} \quad (9)$$

De aquí se desprende que el *binomio* $z + V^2/2g$ *conserva el mismo valor* al pasar del punto A_1 al punto A_2 de la trayectoria. Esta ecuación (9), válida para conductos abiertos, representa un caso particular de otra más amplia (en cuanto toma en cuenta también las variaciones de presión que se manifiestan en corrientes entubadas) que veremos más adelante, publicada por Daniel Bernoulli en 1738. Por tanto, la (9) se suele llamar *ecuación de Bernoulli para corrientes libres*.

Es importante subrayar que, como V^2 se mide en m^2/s^2 y g en m/s^2 , $V^2/2g$ se expresa en metros (esto debe ser así, porque de otro modo no podría sumarse a la altura z). A esta longitud $V^2/2g$ los hidráulicos la llaman *carga de velocidad*, dejando para z el nombre de *carga de altura*. La ecuación (9) puede, por tanto, interpretarse también diciendo que, *al avanzar la partícula en su trayectoria, lo que pierde en carga de altura lo gana en carga de velocidad, y viceversa*.

Fórmula de Torricelli

Un siglo antes de Bernoulli, Evangelista Torricelli -el inventor del barómetro- había propuesto una ecuación que equivale a la (8) en el caso de que el

movimiento nazca de un estado de quietud. En tales condiciones podemos escribir $V_1 = 0$, $V_2 = V$, y la (8) da

$$h = V^2/2g \quad (10)$$

Esta es la *fórmula de Torricelli*. A veces conviene invertirla, expresándola como

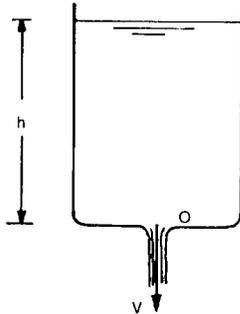
$$V = \sqrt{2gh} \quad (11)$$

En el empleo de la fórmula (11), conviene recordar que $\sqrt{2g} = 4.43$.

A pesar de su extrema sencillez, las relaciones anteriores sirven para resolver problemas interesantes, de los cuales ofrecemos a continuación algunos ejemplos.

Ejemplo 1 (Fig.32). Un depósito posee en el fondo un orificio circular O, de 4 cm de diámetro. Si la carga h sobre el fondo es de 90 cm, calcular el gasto que sale del orificio.

Figura 32



La fórmula (11) permite calcular la velocidad de salida

$$V = 4.43 \times \sqrt{0.90} = 4.20 \text{ m/s}$$

El área del orificio es

$$A = 3.1416 \times 0.04^2/4 = 0.00126 \text{ m}^2$$

El gasto se obtiene aplicando la fórmula $Q = VA$:

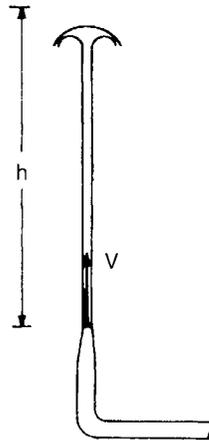
$$Q = 4.20 \times 0.00126 = 0.0053 \text{ m}^3/\text{s} = 5.3 \text{ l/s}$$

Este valor en realidad es excesivo, porque el roce con los bordes del orificio frena el chorro. Más adelante se verá cómo tomar en cuenta tal efecto.

Ejemplo 2 (Fig.33). Un chorro sale de una boquilla dirigida hacia arriba, con velocidad $V = 3.40 \text{ m/s}$. Se pregunta: (a) Hasta qué altura máxima puede llegar; (b) Si el gasto Q arrojado es de 2 l/s , ¿cuál es el diámetro interior de la boquilla?

La altura máxima h (de hecho no alcanzada, por lo motivos ya expuestos al hablar de los pozos artesianos) se obtiene utilizando la fórmula (10):

Figura 33



$$h = \frac{3.40^2}{19.6} = 0.59 \text{ m}$$

La sección de la boquilla se calcula por medio de la fórmula $Q = VA$:

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{0.002}{3.40} = 0.000588 \text{ m}^2 = 5.88 \text{ cm}^2$$

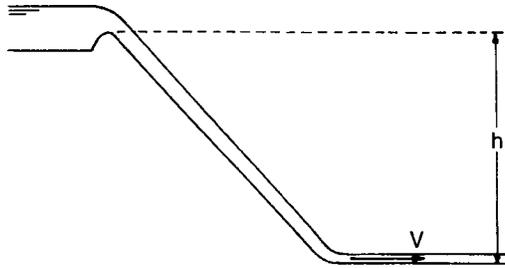
y siendo $A = \pi D^2/4$, el diámetro D resulta del cálculo siguiente:

$$D^2 = 4 \frac{A}{\pi} = \frac{4 \times 5.88}{3.1416} = 7.49 \text{ cm}^2$$

$$D = \sqrt{7.49} = 2.74 \text{ cm}$$

Ejemplo 3. (Fig.34). La corriente que cae por el paramento de un vertedor realiza un salto h de 28 m. Se pregunta qué velocidad V se alcanza al pie de la estructura.

Figura 34



Aquí se utiliza nuevamente la fórmula (11); se obtiene

$$V = 4.43 \times \sqrt{28} = 23.4 \text{ m/s}$$

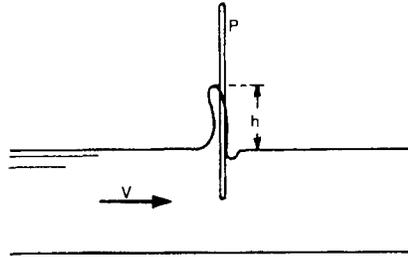
También esta velocidad resulta sobrada, en cuanto no se ha tomado en cuenta la fricción del agua con el paramento.

Tubo de Pitot

Una aplicación práctica de la fórmula (10) es la que sigue. Supongamos que tenemos que medir la velocidad de una corriente en un lugar determinado sin disponer de aparatos adecuados. Un valor aproximado lo podemos

obtener al sumergir en ella una *varillita* P manteniéndola vertical, así como se muestra en la Fig.35.

Figura 35

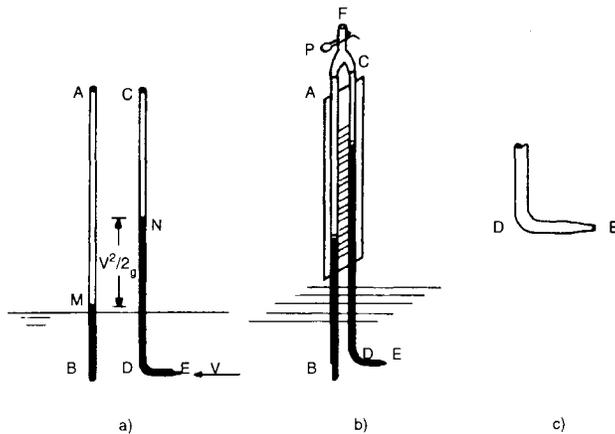


La altura h a la que sube el agua en contacto con la varillita representa la carga de altura en que la carga de velocidad se ha transformado en el choque. Basta pues medirla y utilizar luego la fórmula (11). Si la altura h fue por *ejemplo* de 3.4 cm, resulta

$$V = 4.43 \times \sqrt{0.034} = 0.82 \text{ m/s}$$

Es natural que, dada la tosquedad del procedimiento, no se pueden esperar resultados muy precisos. Una medición correcta utilizando este mismo principio, se obtiene con un aparato inventado por Pitot en 1732, tubo de Pitot, y que puede construirse como sigue. Toméense dos tubitos de vidrio de 4 o 5 mm de diámetro interior. Córtese el tubo AB (Fig.36a) a escuadra,

Figura 36



y caliéntese con soplete un tramo DE del tubito CE; dóblese en D en ángulo recto (con cuidado, para no estrangularlo), y estírese en E, haciendo que adquiera una forma cónica. Luego de enfriado, córtese a escuadra y límese su punta E, de modo que le quede un pequeño agujero (Fig.36c).

Si ahora los dos tubitos se colocan verticales en la corriente, manteniendo la punta de CE dirigida hacia ella, el agua subirá en AB hasta el punto M, un tanto más arriba de la superficie libre, por *efecto capilar*; en el tubito CE, que es el que se llama propiamente *tubo de Pitot*, subirá hasta N, o sea una carga de velocidad más; en efecto, al detenerse, la corriente que entra en ella gana en altura lo que pierde en velocidad. La diferencia entre los dos niveles da por tanto el $V^2/2g$ (Fig.36a).

La Fig.36b sugiere una disposición más práctica, fijando los dos tubitos a un tablero graduado. Como con frecuencia la apreciación del nivel M se dificulta por las oscilaciones de la superficie del agua, se aconseja unir en la parte superior los tubitos por medio de una Y, ACF, que se conecta con dos mangueritas, y se determina en su extremo superior por otra que se puede apretar con una pinza P. Aspirando por F y cerrando luego la pinza, se elevan simultáneamente las dos columnas líquidas a una altura en que la lectura del desnivel resulte fácil.

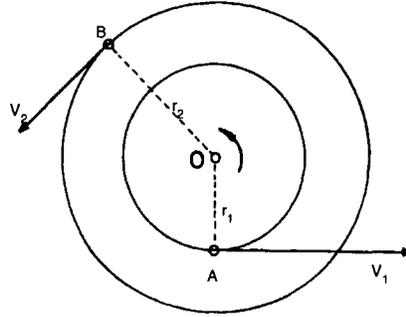
Vórtices

Al realizar el desagüe de un recipiente como se ve en la Fig.32, es fácil que, al bajar el tirante, nazca un vórtice. Se trata de un fenómeno familiar, que se crea por ejemplo cuando se destapa el desagüe de un lavamanos o fregadero.

Si depositamos sobre la superficie libre del vórtice un pequeño flotador A, vemos que -mientras el vórtice no sea demasiado intenso- éste recorre con velocidad uniforme V_1 una órbita circular, regresando periódicamente al punto de partida. Otro flotador B, más apartado del centro de rotación O, seguirá una trayectoria concéntrica más grande, pero con velocidad V_2 menor.

De hecho se ha comprobado que, en los vórtices naturales, vale con buena aproximación la proporción inversa (Fig.37)

Figura 37



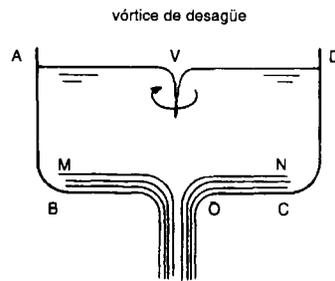
$$V_1 : V_2 = r_2 : r_1$$

que se expresa en forma algebraica escribiendo

$$V = k / r \quad (12)$$

donde k representa una constante característica, tanto más grande cuanto más intenso es el vórtice. Para que esta ecuación sea válida dimensionalmente, si V se expresa en m/s y r en m, k tiene que expresarse en m²/s. La (12) se conoce como *ley del vórtice libre*.

Figura 38



Un vórtice tipo desagüe está siempre asociado con una corriente convergente o divergente. En el caso de un depósito ABCD con orificio O (Fig.38), la corriente se aloja en el fondo y alimenta el chorro (capa MNBC).

En la capa superior, ADMN, el agua queda momentáneamente quieta, para después formar el vórtice V. Este último se revela por la aparición de un

pequeño hoyo en forma de *embudo*, alrededor del cual el agua gira. El hoyo se agranda y profundiza a medida que -al descargarse el depósito- el tirante se reduce. A través de él penetra aire, que ahueca el centro del chorro.

Por medio de la ecuación de Bernoulli (9) es posible determinar la forma que adquiere el perfil del embudo. En efecto, tomemos (Fig.39) como eje z el de rotación del vórtice, y como nivel $z = 0$ la superficie del agua, antes que nazca el vórtice. Una vez formado el vórtice, toda la superficie baja, manteniendo ese nivel sólo a distancia r muy grande, donde ya el agua no gira. Para proceder con rigor matemático, hay que suponer que esto suceda para $r = \infty$, donde la ecuación (12) da

$$V = K/\infty = 0$$

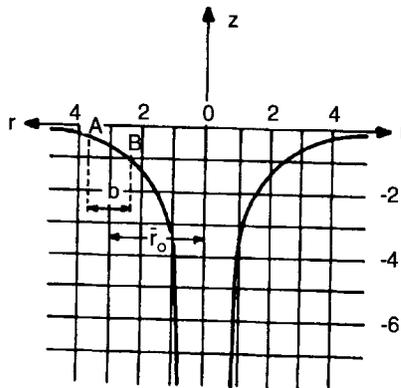
Ubiquemos pues a distancia infinita, donde $z = 0, V = 0$, el punto 2; es decir, escribamos en la ecuación (9) $z_2 = 0, V_2 = 0$. Si en lugar de z_1, V_1 escribimos z, V , por considerar que el punto 1 represente un punto cualquiera de la superficie, dicha ecuación se hace

$$z + \frac{V^2}{2g} = 0$$

Pero, por la (12), $V^2 = k^2/r^2$; reemplazando queda

$$z = - \frac{k^2}{2gr^2} \quad (13)$$

Figura 39



Esta es la *ecuación del perfil del embudo*, en coordenadas r y z .

Como *ejemplo*, tomemos $k = 10 \text{ cm}^2/\text{s}$. Para un radio $r = 5 \text{ cm}$, la ecuación (13) da

$$z = - \frac{100}{19.6 \times 25} = -0.20 \text{ cm}$$

De la misma manera se calculan las demás coordenadas y se obtiene

r, cm	5	4	3	2	1	0.8
z, cm	-0.20	-0.32	-0.57	-1.27	-5.10	-7.97

Todos estos puntos se han marcado en la Fig.39 y, juntándolos con líneas curvas, resulta el perfil que allí se ve.

Una aplicación interesante de lo anterior se tiene en el diseño de la *plantilla de canales en curva*. Cuando las velocidades son fuertes o las curvas cerradas, hay que darle a la plantilla un *peralte* adecuado para evitar que, debido a la fuerza centrífuga, baje demasiado el tirante de agua en el intradós (pared interna a la curva) y suba demasiado en el extradós (pared externa). Con tal objeto, considerando la velocidad V_0 del agua en el canal y el radio r_0 de la curva, calcúlese

$$k = V_0 r_0$$

y trácese el perfil del vórtice correspondiente. Luego márquese en la gráfica el radio r_0 . Llevado, con centro en él, el ancho b de la plantilla, como se ve en la Fig.39, se obtiene el perfil AB que le conviene, perfil que luego se puede reemplazar por su cuerda.

La ley del vórtice libre $V = k/r$ no puede evidentemente ser válida muy cerca del eje de un vórtice real, pues, para $r = 0$ nos da velocidad infinita. De hecho, allí donde las velocidades se harían demasiado grandes se pueden dar dos efectos: si el vórtice es débil, la viscosidad del agua enfrena el movimiento,

y en el centro se forma una concavidad de sección parabólica; si es fuerte, toda la parte central se llena de aire.

Esto puede crear problemas en el caso de que la corriente se dirija hacia una bomba o turbina, porque al penetrar aire en la máquina se reduce su eficiencia. Para evitar el inconveniente, se han ideado *dispositivos anti-vórtice*, que impiden la formación de los mismos. Para una bomba, lo más sencillo es hacer flotar en el cárcamo un par de tablas clavadas en cruz. Pero hay que cuidar que la cruz quede centrada allí donde el vórtice se formaría y detenerla adecuadamente, porque el vórtice, queriendo aflorar, tiende a desalojarla.

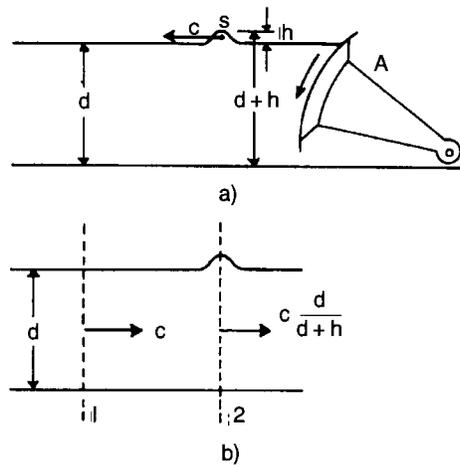
Ondas en canales

Si en un canal se detiene bruscamente el paso de la corriente cerrando una compuerta transversal, nace una onda que corre hacia aguas arriba, a la cual se da el nombre de *onda solitaria* porque viaja sola. La velocidad con que una onda avanza se suele llamar *celeridad*, para no confundirla con la *velocidad* de la masa de agua sobre la cual la onda se desplaza, y que suele ser diferente. Intentemos, utilizando la fórmula de Bernoulli, calcular la celeridad de la onda solitaria.

Consideremos pues (Fig.40a) un canal rectangular en el que se tiene un tirante de agua d . Al cerrarse la compuerta radial A nace la *onda solitaria* que se desplaza con celeridad c . El análisis del problema sería muy complicado si no recurriéramos a un artificio. Scott Russel, queriendo, por el año 1834, medir tal celeridad, seguía la onda corriendo a caballo. Si hacemos con la imaginación algo parecido, o sea, desplazarnos con la onda, ésta quedará inmóvil frente a nuestros ojos y al agua -detenida por el cierre de la compuerta- la veremos correr con una velocidad c en sentido contrario; justamente como el viajero de ferrocarril ve huir los postes del telégrafo hincados a lo largo de la vía.

Ahora, si ahí donde el tirante es d (sección 1 de la Fig.40b) el agua corre con velocidad ficticia $V_1 = c$, ¿con qué velocidad ficticia V_2 correrá en correspondencia a la onda (sección 2)? Se trata de aplicar, como siempre, la fórmula $V = Q/A$. Si el ancho del canal es b , el área mojada de la sección 1 será bd , aquella de la 2 será $b(d+h)$; por tanto

Figura 40



$$V_1 = \frac{Q}{b d} , \quad V_2 = \frac{Q}{b(d+h)} , \quad \frac{V_2}{V_1} = \frac{d}{d+h}$$

de donde, despejando y recordando que $V_1 = c$, resulta

$$V_2 = c \frac{d}{d+h}$$

como se ha anotado en la figura.

Aplicamos ahora la ecuación de Bernoulli (9) con $z_1 = d$, $z_2 = d+h$ y tomando para V_1 y V_2 las expresiones anteriores. Resulta

$$d + \frac{c^2}{2g} = (d+h) + \frac{c^2}{2g} \left[\frac{d}{d+h} \right]^2$$

Eliminando d en los dos miembros y factorizando $c^2/2g$, queda

$$\frac{c^2}{2g} \left[1 - \frac{d^2}{(d+h)^2} \right] = h , \quad \frac{c^2}{2g} \frac{(d^2 + 2dh + h^2) - d^2}{(d+h)^2} = h$$

Con eliminaciones sencillas lo anterior se hace

$$\frac{c^2}{2g} = \frac{(d + h)^2}{2d + h}$$

y finalmente

$$c = \sqrt{2g \frac{(d + h)^2}{2d + h}} \quad (14)$$

Esta es la fórmula que expresa la *celeridad de la onda solitaria*.

Por *ejemplo*, si sobre un tirante $d = 90$ cm naciese una onda de altura $h = 2$ cm, su celeridad resultaría

$$c = 4.43 \times \sqrt{\frac{0.92^2}{1.82}} = 3.02 \text{ m/s}$$

Número de Froude

La fórmula (14) vale no sólo para la onda solitaria propiamente dicha, sino también para otras ondas que diferentes tipos de perturbación pueden crear en la superficie del agua.

Cuando la perturbación es pequeña, también la onda lo es, y su altura h puede -para el cálculo de la celeridad- despreciarse. Para entender esto, supongamos que en el ejemplo anterior se hubiese tomado $h = 0$ cm. El cálculo habría dado

$$c = 4.43 \times \sqrt{\frac{0.90^2}{1.80}} = 2.97 \text{ m/s}$$

en vez de 3.02 m/s, con un error de apenas 5 cm/s. Si las ondas son pequeñas, su celeridad puede luego deducirse de la (13) con $h = 0$, con lo que se obtiene

$$C = \sqrt{2g \frac{d^2}{2d}}, \text{ o sea}$$

$$c = \sqrt{gd} \quad (15)$$

Esta es *fórmula de Lagrange* para calcular la *celeridad de ondas pequeñas*.

Para el estudio del régimen en canales resulta de suma importancia comparar la velocidad V de la corriente con la celeridad $c = \sqrt{gd}$ de las perturbaciones onduladas mencionadas, formando el cociente

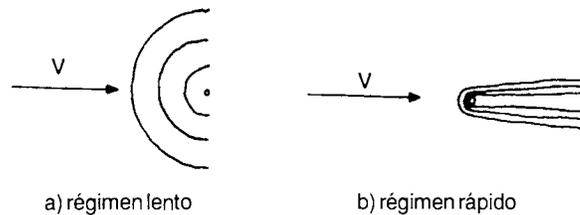
$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gd}} \quad (16)$$

que se llama *número de Froude*. Por resultar éste de la división de una velocidad entre otra, es justamente un número, o sea una cantidad sin dimensiones.

Regímenes de flujo

Si sumergimos la punta del lápiz o un palillo en la corriente, no sólo se produce la elevación ilustrada en la Fig.35; también nacen pequeñas ondas superficiales en proximidad del obstáculo. Estas pueden presentar dos aspectos diferentes, que se muestran en la Fig.41: o bien (dibujo a) las ondas

Figura 41



se propagan hacia aguas arriba, en contra del sentido de la corriente, o bien (dibujo b) ésta las estira hacia aguas abajo. Lo primero ocurre cuando la velocidad V de la corriente es menor que la cantidad c de las ondas ($V < c$, y por tanto $Fr < 1$); lo segundo cuando pasa lo contrario ($V > c$, y por tanto $Fr > 1$).

La frontera entre los dos casos se tiene cuando $Fr = 1$. Entonces se dice que el flujo está en *estado crítico*. Luego se tienen

para $Fr < 1$, el *régimen subcrítico o lento*

para $Fr > 1$, el *régimen supercrítico o rápido*

a los cuales corresponden respectivamente las condiciones ilustradas en las Figs.41, a y b, o sea la posibilidad de detectar aguas arriba una pequeña perturbación de la corriente.

Como *ejemplo*, nos preguntaremos qué régimen corresponde a un canal en que el agua, con un tirante de 75 cm, corra con velocidad media de 2.10 m/s. Puesto en la (16) $d = 0.75$ m, $V = 2.10$ m/s, se obtiene

$$Fr = \frac{2.10}{\sqrt{9.8 \times 0.75}} = 0.77 < 1$$

Por tanto, el régimen es *subcrítico*.

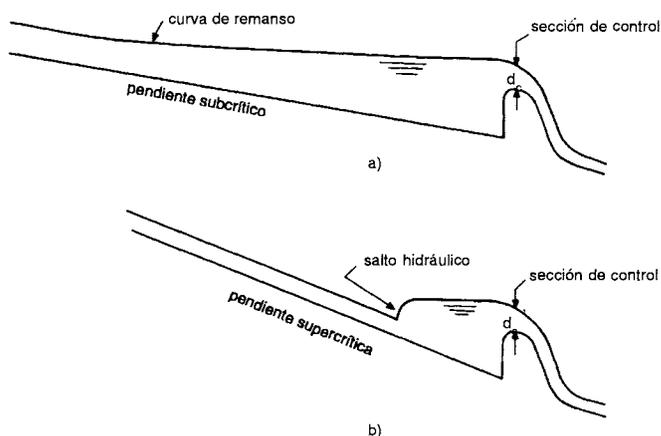
Como la velocidad del escurrimiento crece al crecer la pendiente del cauce, el factor determinante para definir el régimen es, por lo general, la velocidad: una pendiente pequeña suele asociarse con el subcrítico, una grande con el supercrítico. En este sentido se dice a veces que cierto canal tiene *pendiente subcrítica o supercrítica*.

Los dos regímenes difieren radicalmente en sus manifestaciones. Consideremos, por ejemplo, un canal atravesado por un vertedor (Fig.42). Si su pendiente es subcrítica (dibujo a), la superficie del agua embalsada tras el vertedor se eleva progresivamente hacia aguas arriba para crear lo que se llama una *curva de remanso*. Con pendiente supercrítica (dibujo b), el remanso termina más bien con una elevación brusca conocida como *salto hidráulico*, aguas arriba de la cual la corriente se mantiene imperturbada.

La presencia del vertedor establece en ambos casos un *régimen subcrítico*, con tirantes grandes, en la zona inmediatamente aguas arriba; un *régimen supercrítico*, con tirantes pequeños, aguas abajo, donde la corriente se desliza sobre el paramento del vertedor mismo. En correspondencia a la cresta del vertedor, donde el agua comienza a acelerarse, se localiza lo que

se llama la *sección de control*, donde se produce el estado crítico. El tirante correspondiente se denomina *tirante crítico*.

Figura 42



Tirante crítico

Veamos cómo se puede determinar la magnitud de este tirante crítico d_c . En condiciones críticas se tiene, como sabemos, $Fr = 1$, o sea $V = \sqrt{gd_c}$. Si suponemos un *canal rectangular*, de ancho b , y por tanto de sección mojada $A = bd_c$, la velocidad será

$$V = \frac{Q}{bd_c} = \frac{q}{d_c}$$

donde se indicó con q el gasto por unidad de ancho (o *gasto unitario*) Q/b . Nótese que, de medirse Q en m^3/s , q se medirá en m^2/s .

Resulta pues que en el canal se alcanza el régimen crítico cuando

$$\frac{q}{d_c} = \sqrt{gd_c} \quad (17)$$

y elevando al cuadrado

$$\frac{q^2}{d_c^2} = g d_c \quad d_c^3 = \frac{q^2}{g}$$

por lo que

$$d_c = \sqrt[3]{q^2/g} \quad (18)$$

Por ejemplo, si el canal tiene 80 cm de ancho y el gasto que escurre por él es de 2 m³/s, se tiene

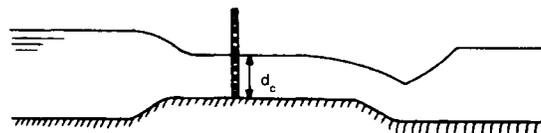
$$q = \frac{2}{0.80} = 2.5 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$d_c = \sqrt[3]{2.52/9.8} = \sqrt[3]{0.638} = 0.86 \text{ m}$$

La fórmula (18) relaciona directamente el tirante crítico con el gasto, ofreciéndonos la posibilidad de determinar el segundo por simple medición del primero en un sitio donde tenga lugar un cambio de régimen; por ejemplo, sobre la cresta de un vertedor. Cuando el vertedor tiene cresta curva, como en la Fig.42, resulta difícil ubicar con exactitud la sección de control. Conviene mejor un *vertedor de cresta ancha*, a fin de que el estado crítico se produzca sobre un tramo relativamente largo.

Este dispositivo se ilustra en la Fig.43, que muestra también una *escala* pintada en la pared, para la lectura del tirante crítico.

Figura 43



Una vez leído éste, basta utilizar la fórmula

$$q = \sqrt{gd_c^3} \quad (19)$$

consecuencia de la (17), para obtener el gasto. Por *ejemplo*, si el tirante leído en la escala es de 1.22 m y el ancho del canal 2.50 m,

$$Q = bq = 2.50 \times \sqrt{9.8 \times 1.22^3} = 10.55 \text{ m}^3/\text{s}$$

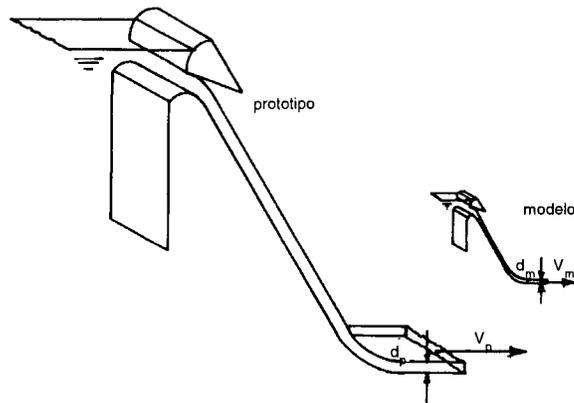
Modelos hidráulicos

El número de Froude tiene importancia fundamental en el análisis del escurrimiento en conductos abiertos. En efecto, afirmar, por ejemplo, que en cierto canal se tiene el mismo tirante, o bien la misma velocidad, que en otro, no nos dice mucho; por el contrario, especificar que el número de Froude es el mismo para ambos es muy significativo, en cuanto manifiesta que en los dos se dan las mismas condiciones de flujo. Se dice entonces que entre ellos hay *semejanza de Froude*.

Este hecho se toma en cuenta cuando hay que realizar un *modelo hidráulico*, o sea, un dispositivo de laboratorio que nos puede informar acerca del funcionamiento que tendrá un prototipo determinado. La utilización de tales modelos es imprescindible cuando no se tiene de antemano la seguridad de que un prototipo de construcción costosa vaya a trabajar satisfactoriamente.

El modelo suele reproducir el prototipo *a escala reducida*. Por ejemplo, la Fig. 44 muestra el prototipo y modelo de un vertedor provisto de compuerta radial.

Figura 44



La escala del modelo es 1:4, es decir, que a cada centímetro, en largo, alto y profundidad, del modelo, le corresponden 4 cm en el prototipo. Nótese que el modelo no es una simple maqueta. Tiene que ofrecernos *información cuantitativa* acerca de las características del flujo en el prototipo, permitiéndonos, en especial, prever sus gastos y velocidades. Esto se consigue justamente imponiendo que el *número de Froude del modelo sea igual al del prototipo*.

La definición (16) de dicho número sugiere que, para mantenerlo constante, *las velocidades deben variar en proporción con la raíz cuadrada de las longitudes*. Supongamos, en el caso de la Fig.44, que en cierto punto del modelo se han medido el tirante $d_m = 20$ cm y la velocidad $V_m = 3.40$ m/s. El número de Froude correspondiente al modelo es

$$Fr_m = \frac{3.40}{\sqrt{9.8 \times 0.20}} = 2.43$$

Por ser la escala 1:4, el tirante en el prototipo será

$$d_p = 0.20 \times 4 = 0.80 \text{ m}$$

La velocidad por su parte crecerá proporcionalmente a la $\sqrt{4}$, o sea

$$V_p = \sqrt{4} \times V_m = 2V_m = 2 \times 3.40 = 6.80 \text{ m}$$

porque sólo así el número de Froude del prototipo Fr_p , resulta igual al del modelo. En efecto se tiene

$$Fr_p = \frac{6.80}{\sqrt{9.8 \times 0.80}} = 2.43$$

Si indicamos con L_e la escala de longitudes y con V_e la de velocidades, se tiene pues que

$$\boxed{V_e = \sqrt{L_e}} \quad (20)$$

Nos preguntamos ahora según qué escala variarán los gastos. La fórmula $Q = VA$ dice que el gasto es una velocidad multiplicada por un área; pero el área es el cuadrado de una longitud. Luego la escala de áreas debe ser L_e^2 , y la de gastos

$$Q_e = V_e L_e^2 = \sqrt{L_e} L_e^2 = L_e^{1/2} L_e^2 = L_e^{5/2} \quad (21)$$

Por *ejemplo*, siendo en el caso considerado $L_e = 4$, $V_e = 2$, resulta

$$Q_e = 2 \times 4^2 = 32$$

o sea, que el gasto en el prototipo será 32 veces mayor que aquél que se midió en el modelo.

Para comprobación, supongamos que el ancho de nuestro modelo sea $b_m = 1$ m. El gasto será

$$Q_m = V_m(b_m d_m) = 3.40 \times 1 \times 0.20 = 0.68 \text{ m}^3/\text{s}$$

El prototipo tiene ancho $b = 1 \times 4 = 4$ m; su gasto será

$$Q_p = V_p(b_p d_p) = 6.80 \times 4 \times 0.80 = 21.76 \text{ m}^3/\text{s}$$

con lo que la escala de gastos resulta

$$Q_e = Q_p/Q_m = 21.76/0.68 = 32$$

El criterio que se utiliza con relación a los modelos hidráulicos puede también aprovecharse para *cambiar de escala un proyecto*. Supongamos por *ejemplo* que el vertedor de una presa descargue un gasto de $906 \text{ m}^3/\text{s}$. La estructura ya está construida y se sabe que su funcionamiento es satisfactorio. Se quiere, utilizando exactamente el mismo diseño, construir otro vertedor más pequeño que descargue $30 \text{ m}^3/\text{s}$. Se pregunta cuál ha de ser el cambio en la escala de los planos. Tenemos

$$Q_e = Q_p/Q_m = 906/30 = 30.2$$

Con este dato podemos sacar la escala de longitudes. En efecto, por (21) se tiene que $Q_e = L_e^{5/2}$; y despejando

$$L_e = Q_e^{2/5} = Q_e^{0.4}$$

Por tanto, en nuestro caso,

$$L_e = 30.2^{0.4} = 3.908$$

Luego, si disponemos de planos de la presa prototipo, y éstos están a escala 1:100, bastará considerar que su escala sea

$$3.908 / 100 = 1 : 25.59$$

para que representen al nuevo proyecto.

Ondas marinas

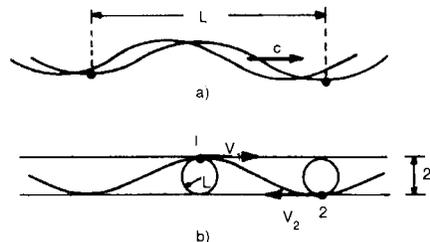
Como última aplicación de la ecuación de Bernoulli, determinaremos la celeridad de las ondas producidas por el roce del viento sobre la superficie del mar o de grandes lagos.

Consideremos un tren de ondas que avanza de izquierda a derecha con celeridad c , del cual la Fig.45a muestra dos posiciones. La distancia entre dos crestas o bajos sucesivos de una onda es la *longitud de onda* L . Se llama *periodo* T de la onda al tiempo que tarda una cresta en recorrer una longitud de onda. O sea, se tiene

$$T = L / c \quad (22)$$

Ahora, supongamos que se coloca un pequeño flotador, por ejemplo un trocito de corcho, sobre el agua. El corcho no caminará con la onda, porque el agua no corre con ella: se quedará subiendo y bajando aparentemente en el mismo lugar. De hecho, si se observa con cuidado, esta subida y bajada no se realiza sobre la vertical; más bien, si el *agua es bastante profunda*, sigue una *órbita* casi circular, cuyo diámetro $2r$ es igual a la distancia vertical entre la cresta y el bajo de la onda (Fig.45b); el tiempo que una partícula

Figura 45



de agua (visualizada por el corcho) tarda en recorrer dicha órbita es precisamente el periodo T . Como la longitud de la órbita es $2\pi r$, la *velocidad relativa* con que la partícula la recorre es por tanto

$$U = 2\pi r/T$$

Como ya hicimos en otra ocasión, imaginemos parar la onda, haciendo que la masa del agua marina, en lugar de quedar inmóvil, se mueva de derecha a izquierda con velocidad $-c$, igual y opuesta a la de avance de la onda. Entonces en los puntos 1 (cresta) y 2 (bajo) tendremos respectivamente las velocidades

$$\begin{aligned} V_1 &= -c + U = -c + 2\pi r/T \\ V_2 &= -c - U = -c - 2\pi r/T \end{aligned}$$

Aplicando ahora la ecuación de Bernoulli (9) con las cargas de altura tomadas a partir del nivel más bajo, es decir con

$$z_1 = 2r \quad , \quad z_2 = 0$$

obtenemos

$$2r + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{V_2^2}{2g}$$

o sea

$$(-c - 2\pi r/T)^2 = -(-c + 2\pi r/T)^2 = 4gr$$

Desarrollando los cuadrados de los binomios y simplificando, queda

$$c \cdot 2\pi r/T = gr$$

Despejando c y tomando en cuenta la expresión (22), resulta por fin

$$c = \frac{gT}{2\pi} = \frac{gT}{2\pi c}$$

o sea $c^2 = gL/2\pi$; de donde sale la *fórmula de Gerstner*

$$c = \sqrt{gL/2\pi} \quad (23)$$

que se emplea para determinar la *celeridad de ondas en aguas profundas*. Nótese que dicha celeridad queda definida con sólo conocer la *longitud de onda* L . Por ejemplo, si $L = 10$ m, resulta

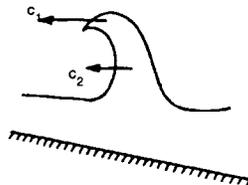
$$c = \sqrt{9.8 \times 10 / (2 \times 3.1416)} = 15.6 \text{ m/s}$$

Con *aguas poco profundas*, la celeridad se calcula más bien con la *fórmula de Lagrange* (15)

$$c = \sqrt{gh}$$

que muestra que en este caso lo que importa es el *tirante*. Esto explica el *rompimiento de la ola* en la ribera. En efecto (Fig.46) la ola, al encontrar la pendiente de la playa, va reduciendo su celeridad c_2 a medida que el tirante se reduce, mientras que su parte superior conserva la celeridad c_1 mayor adquirida atrás, con tirantes más grandes; en consecuencia la ola se voltea.

Figura 46



Principio de la cantidad de movimiento

Las múltiples y variadas aplicaciones de la ecuación de Bernoulli podrían hacernos creer que ella es suficiente para resolver todos los problemas hidráulicos. Sin embargo, vale la pena notar que sus términos son de tipo cinemático, no dinámico; es decir, que, si bien la ecuación permite calcular niveles y velocidades, no ofrece ninguna información acerca de las fuerzas actuantes. Ahora, en una corriente se manifiestan *fuerzas* de interés para el ingeniero, ya que éstas pueden realizar trabajos como, por ejemplo, accionar máquinas hidráulicas.

Vale la pena recordar que la ecuación de Bernoulli se estableció a partir de dos expresiones, la (6) y la (7), en las cuales sí aparecía una fuerza F ; pero ésta se eliminó luego, al igualar las dos. Hace falta pues regresar a una de ellas, la

$$\frac{F}{m} = \frac{V_2 - V_1}{t} \quad (7)$$

y desarrollarla por separado.

Indiquemos con la letra griega ρ (rho) la *densidad* del agua, o sea, la masa de un volumen unitario de ella. Como γ es el peso del mismo volumen, la segunda ley de Newton permite escribir que

$$\boxed{\gamma = \rho g} \quad (24)$$

De aquí se deduce el valor de ρ :

$$\rho = \frac{\gamma}{g} = \frac{1,000 \text{ kg/m}^3}{9.8 \text{ m/s}^2} = 102 \text{ kg.s}^2/\text{m}^4$$

Por medio de ρ , la masa de un volumen \forall de agua se escribe

$$m = \rho \forall \quad (25)$$

Si este volumen tarda en escurrir un tiempo t , el gasto es $Q = \forall/t$; de donde resulta

$$t = \forall/Q$$

Reemplazando esta expresión y la (25) en la (7), se obtiene

$$\frac{F}{\rho \forall} = \frac{QV_2 - QV_1}{\forall}$$

o sea

$$F = \rho QV_2 - \rho QV_1 \quad (26)$$

fórmula que expresa la fuerza que el agua gana (si $V_2 > V_1$), o bien pierde (si $V_1 > V_2$) al variar su velocidad de V_1 a V_2 .

En otros términos, la ecuación (26) manifiesta que F es igual a la variación que sufre el producto ρQV al pasar de la sección 1 a la 2. Tratemos de entender qué sentido físico tiene este producto. Por medio de (25) se obtiene

$$\rho QV = \rho \frac{\forall}{t} V = \frac{m V}{t}$$

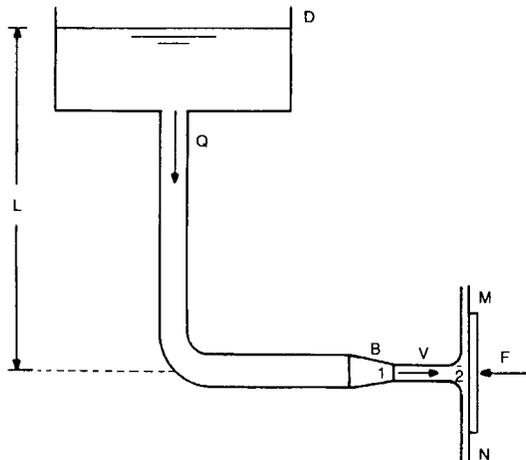
Ahora, mV , producto de la masa por la velocidad, es lo que en Mecánica se llama la *cantidad de movimiento*. Luego ρQV representa la cantidad de movimiento disponible en la unidad de tiempo, y $\rho Q(V_1 - V_2)$ el cambio que esta última sufre al pasar de la sección 1 a la 2. Por este motivo, la expresión (26) se suele interpretar como sigue: *el cambio de cantidad de movimiento*

por unidad de tiempo es igual a la fuerza que actúa sobre la corriente. Esta ley se llama principio de la cantidad de movimiento.

Potencia de un chorro

Consideremos (Fig.47) un *chorro* que sale de una *boquilla* B y choca con la *placa* MN.

Figura 47



Conociendo el gasto Q y la velocidad V del chorro, se pide con qué fuerza F hay que detener la placa para mantenerla en su posición.

Si tomamos la sección 1 en la salida de la boquilla, la 2 en contacto con la placa donde el chorro se detiene, resulta

$$V_1 = V, V_2 = 0$$

y esto, reemplazado en la ecuación (26), da

$$F = -\rho QV \quad (27)$$

donde el signo negativo se debe a que, como muestra la figura, F y V están orientadas en sentido opuesto. Supuesto, por *ejemplo*, que el gasto sea de 20 l/s y que la salida de la boquilla tenga diámetro de 5 cm, resulta

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.02}{3.1416 \times 0.05^2/4} = 10.2 \text{ m/s}$$

$$F = -102 \times 0.02 \times 10.2 = -20.8 \text{ kg}$$

La placa destruye la energía del chorro. Se dan casos en que interesa aprovechar dicha energía, por ejemplo, para mover el rodete de una turbina. El rodete podemos considerarlo de manera esquemática como una rueda provista de una serie de palas periféricas que, al girar, se presentan sucesivamente frente al chorro y reciben su impulso. Lo que interesa es determinar la *potencia* P disponible.

Potencia es el trabajo realizado en la unidad de tiempo, o sea la fuerza ejercida por el chorro (que es igual y contraria a F, y por tanto igual a ρQV), multiplicada por el desplazamiento de la pala en la unidad de tiempo, o sea, por la velocidad con que la pala se aleja de la boquilla. Si la pala no se moviese, como la placa de la Fig.47, no se realizaría trabajo y la potencia útil sería nula. Lo mismo ocurriría si la pala huyese del chorro con velocidad igual o mayor que la de éste, por lo que la potencia del chorro se desaprovecharía. Se comprueba que la máxima extracción de energía del chorro se realiza cuando la velocidad de la pala es igual a la mitad de la del chorro, o sea a $V/2$.

Suponiendo, por tanto, esta situación óptima, podemos escribir por (27) y (24) que la potencia P será

$$P = (-F) \times \frac{V}{2} = \rho Q \frac{V^2}{2} = \gamma Q \frac{V^2}{2g}$$

Pero $V^2/2g$ representa la carga de velocidad en que se transforma la carga de altura h disponible en la boquilla (Fig.47); por lo que resulta

$$\boxed{P = \gamma Q h} \quad (28)$$

Si no hay pérdidas por conducción, la potencia queda definida por dos únicos elementos: el gasto y la carga de que se dispone; y crece proporcionalmente a ambos. Por ejemplo, si $Q = 9 \text{ l/s}$, $h = 26 \text{ m}$,

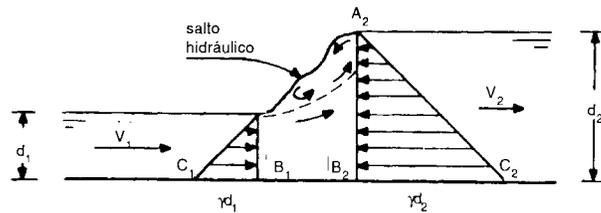
$$P = 1,000 \times 0.009 \times 26 = 234 \text{ kg.m/s} = 3.08 \text{ HP}$$

por ser $1 \text{ HP} = 76 \text{ kg.m/s}$.

Salto hidráulico

Como ya se ha mencionado, se llama *salto hidráulico al paso brusco del flujo del régimen supercrítico al subcrítico*. El salto puede ocurrir debido a una reducción fuerte y súbita de la pendiente del canal, o bien a la presencia de un obstáculo que frena la corriente. Su presencia se reconoce por la elevación del tirante; y además por el hecho, aclarado por la Fig.48, de que el agua

Figura 48



superficial que se encuentra en el tramo A_1A_2 se ve escurrir al revés. El frenado asociado con el salto hidráulico permite evitar erosiones y otros efectos perjudiciales de la corriente rápida; por lo que a veces los hidráulicos lo provocan deliberadamente. En tal caso resulta importante prever en cuánto va a subir el tirante luego del salto, con el objeto de definir la altura que hay que dar al revestimiento de las paredes del canal.

Con ese fin, consideremos un canal rectangular de ancho b , en el que el *tirante supercrítico* d se transforma en el *subcrítico conjugado* d_2 (Fig.48), pasando a través del salto (tramo $A_1 B_1 A_2 B_2$). Utilizaremos el principio de la cantidad de movimiento, calculando primero las fuerzas que se asocian

con el fenómeno. Se trata evidentemente de las que resultan de la presión hidrostática, aplicadas en dirección del escurrimiento. Estas, como en el caso ilustrado en la Fig.24, se representan por las prismas $A_1 B_1 C_1$ antes del salto y $A_2 B_2 C_2$ después; la que actúa en el salto es la diferencia entre ellas que, por la fórmula (4), puede escribirse

$$F = \gamma \frac{d_1^2 b}{2} - \gamma \frac{d_2^2 b}{2} = \frac{\gamma b}{2} (d_1^2 - d_2^2)$$

Por otro lado, si $q = Q/b$ es el gasto unitario, la velocidad se puede escribir

$$V = \frac{Q}{b d} = \frac{q}{d}$$

y la cantidad de movimiento

$$\rho Q V = \frac{\gamma}{g} (qb) \frac{q}{d} = \frac{\gamma}{g} \frac{q^2 b}{d}$$

Reemplazando estas expresiones en la ecuación (26), se obtiene

$$\frac{\gamma b}{2g} (d_1^2 - d_2^2) = \frac{\gamma q^2 b}{g} \left(\frac{1}{d_2} - \frac{1}{d_1} \right) \quad (29)$$

pero

$$d_1^2 - d_2^2 = (d_1 + d_2) (d_1 - d_2)$$

$$\frac{1}{d_2} - \frac{1}{d_1} = \frac{d_1 - d_2}{(d_1 + d_2)}$$

de modo que la (29) se simplifica en

$$\frac{1}{2} (d_1 + d_2) = \frac{q^2}{gd_1 d_2}$$

o sea

$$(d_1 + d_2) d_1 d_2 = \frac{2q^2}{g}$$

Reemplacemos ahora en esta ecuación q por $V_1 d_1$. Queda

$$(d_1 + d_2) d_1 d_2 = \frac{2V_1^2 d_1^2}{g}$$

y simplificando y realizando cálculos

$$d_2^2 + d_1 d_2 - \frac{2V_1^2 d_1}{g} = 0 \quad (30)$$

Recordemos que nuestro objeto es calcular el tirante subcrítico d_2 conociendo las características del flujo supercrítico, d_1 y V_1 . La ecuación (30) se presta perfectamente para esto en cuanto, una vez reemplazados d_1 y V_1 por sus valores, se vuelve de segundo grado en la incógnita d_2 . Aplicando la conocida fórmula que resuelve tales ecuaciones, resulta por fin

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{\frac{d_1^2}{4} + \frac{2V_1^2 d_1}{g}} \quad (31)$$

La raíz con signo negativo antes del radical se ha excluido porque daría para el tirante un valor d_2 negativo, carente de sentido físico. La fórmula (31) permite obtener el tirante subcrítico d_2 conociendo las características V_1 y d_1 del flujo supercrítico conjugado.

Por *ejemplo*, si $d_1 = 84$ cm, $V_1 = 7.40$ m/s, se tiene

$$d_2 = -\frac{0.84}{2} + \sqrt{\frac{0.84^2}{4} + \frac{2 \times 7.40^2 \times 0.84}{9.8}} = 2.67 \text{ m}$$

y como por continuidad $V_1 d_1 = V_2 d_2$,

$$V_2 = V_1 \frac{d_1}{d_2} = 7.40 \times \frac{0.84}{2.67} = 2.33 \text{ m/s}$$

Es interesante subrayar que, como el frenado violento hace que en el salto se disipe energía en choques y roces, este fenómeno ocasiona una *pérdida de carga*. En efecto, calculemos, con los datos anteriores, la carga total antes y después del salto. Antes, ésta vale

$$d_1 + \frac{V_1^2}{2g} = 0.84 + \frac{7.40^2}{19.6} = 3.63 \text{ m}$$

y después

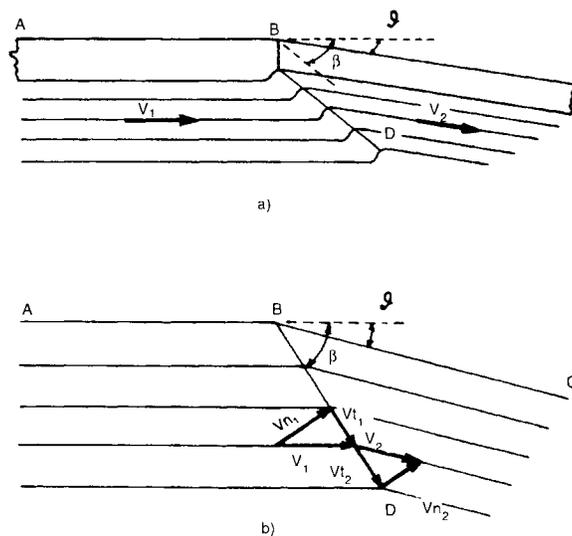
$$d_2 + \frac{V_2^2}{2g} = 2.67 + \frac{2.33^2}{19.6} = 2.95 \text{ m}$$

Por tanto, se ha tenido una pérdida de $3.63 - 2.95 = 0.68$ m de carga a través del salto; energía que se ha gastado en remolinos y agitación macroturbulenta.

Ondas de choque

Cuando la pared que encauza una corriente se cierra bruscamente, se produce un *salto hidráulico oblicuo*, al que se da el nombre de *onda de choque*. Es el caso ilustrado por la Fig.49a, donde la pared ABC se quiebra en B en un ángulo ν (theta).

Figura 49



Resulta una onda con *frente* BD, que forma, con la dirección AB, un ángulo β (beta). Puede interesar determinar β cuando se conocen las características de la corriente aguas arriba, es decir, V_1 y d_1 , y por supuesto también el ángulo de inflexión ν .

La ecuación (31) vale para un salto normal a la corriente. Para que sirva en nuestro caso hay que reemplazar V_1 por su componente normal al frente, o

sea, (ver planta en la Fig.49b) por $V_{n1}^i = V_1 \text{ sen } \beta$. Con esto la ecuación (31) se hace

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{\frac{d_1^2}{4} + \frac{2V_1^2 d_1}{g} \text{sen}^2 \beta} \quad (32)$$

Aquí hay dos incógnitas, d_2 y β . Para determinarlas, hace falta disponer de otra ecuación en las mismas incógnitas.

Ésta se obtiene considerando que a lo largo del frente no hay choque y, por lo tanto, la velocidad en esa dirección no cambia; es decir, que son iguales las componentes tangenciales V_{t1} y V_{t2} de las velocidades V_1 y V_2 . Siendo

$$V_{t1} = \frac{V_{n1}}{\tan \beta}, \quad V_{t2} = \frac{V_{n2}}{\tan (\beta - \vartheta)}$$

(donde V_{n1} y V_{n2} son las componentes normales a la onda), al igualar se obtiene

$$\frac{V_{n1}}{V_{n2}} = \frac{\tan \beta}{\tan (\beta - \vartheta)}$$

Como, por otro lado, por continuidad $V_{n1}d_1 = V_{n2}d_2$, resulta por fin

$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{\tan \beta}{\tan (\beta - \vartheta)} \quad (33)$$

Los valores de β y d_2 se obtienen resolviendo el sistema formado por las ecuaciones (32) y (33).

Por ejemplo, si $V_1 = 7.30$ m/s, $d_1 = 0.34$ m, $\vartheta = 30^\circ$, dichas ecuaciones se hacen

$$d_2 = -0.17 + \sqrt{0.029 + 3.698 \operatorname{sen}^2 \beta} \quad (32')$$

$$d_2 = 0.34 \tan \beta / \tan (\beta - 30^\circ) \quad (33')$$

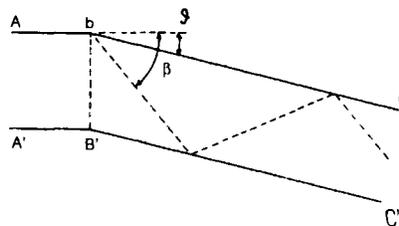
La solución resulta por tanteos, dando valores a β (por supuesto mayores que ϑ) hasta encontrar uno para el cual las expresiones de (32') y (33') lleguen poco más o menos a igualarse. Empezando con $\beta = 40^\circ$, y tomando en cuenta que toda vez que el valor de d_2 dado por (32') resulta menor que aquél dado por (33') hay que subir el valor de β , mientras que en el caso opuesto hay que bajarlo, se obtiene

β	d_2 según (32')	d_2 según (33')	observación
40°	1.078	1.618	(32') < (33'); subir β
50°	1.313	1.113	(32') > (33'); bajar β
45°	1.200	1.269	(32') < (33'); subir β
46°	1.224	1.228	prácticamente iguales

Luego el frente de onda forma un ángulo $\beta = 46^\circ$ con la pared de aguas arriba y el tirante aguas abajo es $d = 1.22$ m.

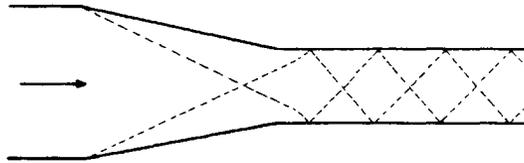
Si frente a la pared ABC no estuviese otra, la onda BD quedaría aislada; pero, al chocar con la pared opuesta BD se refleja y nacen *reflexiones múltiples* alternadas, como muestra la Fig.50.

Figura 50



Cuando en un canal de flujo supercrítico existe una contracción simétrica, nacen *ondas de choque estacionarias cruzadas* (Fig.51).

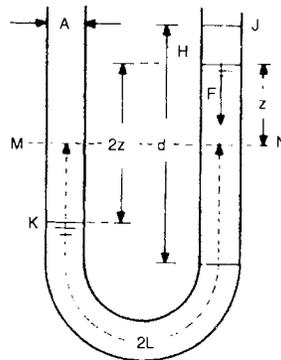
Figura 51



Pozos de oscilación

Sea (Fig.52) un tubo en U que contiene agua.

Figura 52



Si por alguna causa se empuja el líquido de modo que baje en un brazo del tubo y suba en el otro y luego se suelta, se producirá una serie de oscilaciones que harán que las superficies libres crucen repetidamente el nivel de reposo MN; oscilaciones que, en el caso teórico de que no haya fricción en el tubo, conservarían indefinidamente la misma amplitud. Si la longitud del cuerpo líquido es $2L$, éste oscila con la misma *frecuencia* (número de oscilaciones en la unidad de tiempo) que un péndulo simple de longitud L , que es

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{g/L} \quad (34)$$

Por esto al dispositivo se le ha dado el nombre de *péndulo líquido*.

Llamemos z al desplazamiento que la superficie libre tiene en cierto instante con respecto al nivel de equilibrio MN , y d al *desplazamiento máximo* de dicha superficie a causa de la oscilación. Con vista a una utilización posterior, conviene obtener ahora la *energía* asociada con el movimiento del péndulo líquido. Hay que empezar por calcular la *aceleración* del fluido cuando se encuentra en una posición cualquiera HK . En esa posición, la columna líquida no equilibrada tiene altura $2z$ y volumen $2zA$, si A es la sección del tubo. La fuerza que tiende a moverla es su peso

$$W = (2zA) \cdot \gamma$$

Por otro lado, la masa total del agua que hay que poner en movimiento es

$$m = (2LA) \cdot \rho$$

Como ésta, multiplicada por la aceleración a , debe dar, por la segunda ley de Newton, la fuerza W , se tiene

$$(2LA) \cdot \rho a = (2zA) \cdot \gamma$$

de donde, despejando a y tomando en cuenta (24) y (34), resulta

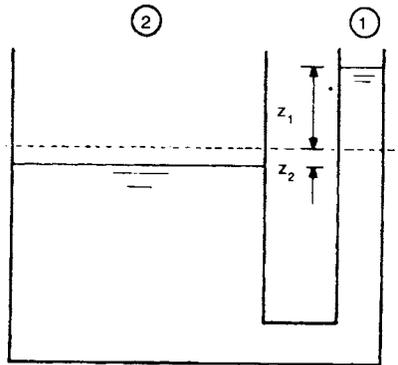
$$a = z \cdot g/L = (2\pi f)^2 z \quad (35)$$

La *energía total* asociada con un movimiento de este tipo es la suma de una *energía de posición* más una *cinética*, suma que se mantiene constante en cualquier fase del mismo. Para simplificar el cálculo, la determinaremos allá donde la velocidad (y por tanto también la energía cinética) se anula, quedando sólo la de posición. Esto ocurre cuando la superficie del líquido alcanza su nivel más elevado J , de ordenada $z = d/2$, y se dispone a regresar. Entonces la energía de posición *específica* (o sea, por unidad de masa), E , será igual a la masa específica (que, por la segunda ley de Newton, es simplemente la aceleración) multiplicada por el desplazamiento total d . Es decir, se tiene, por (35)

$$E = (2\pi f)^2 \frac{d}{2} \cdot d = \frac{1}{2} (2\pi f d)^2 \quad (36)$$

Nótese que no siempre en un péndulo líquido las oscilaciones son de igual amplitud en los dos brazos: basta con que sus secciones sean diferentes para que también los desplazamientos lo sean. Si por ejemplo (Fig. 53) el área de la sección transversal del brazo 2 es seis veces la del brazo 1, el desplazamiento vertical z_2 será la sexta parte de z_1 .

Figura 53

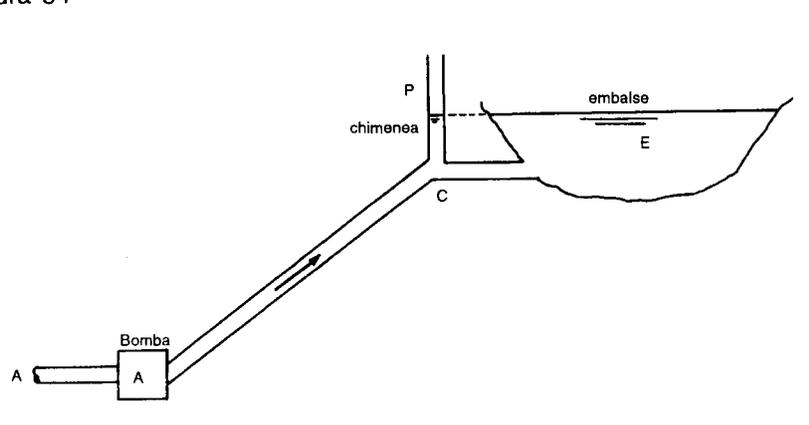


Esto, debido a que los volúmenes líquidos desplazados en ambos lados tienen que ser iguales.

Oscilaciones como las que acabamos de describir se producen en ciertas estructuras hidráulicas que se llaman *chimeneas de equilibrio o pozos de oscilación*, que se instalan a lo largo de acueductos en los cuales el agua se levanta por bombeo, o bien en tuberías que alimentan plantas hidroeléctricas. Vale la pena que expliquemos el objetivo y funcionamiento de esas chimeneas.

Consideremos (Fig. 54) el caso de una planta de bombeo, constituida por una bomba B que, recibiendo el agua de un acueducto AB, tiene que elevarla a un vaso de almacenamiento E a través de la tubería BC. Supongamos que, debido a una falla, la bomba se para de repente. Toda la energía cinética de la corriente ascendente, al detenerse, se transforma repentinamente en una energía de presión capaz, en muchos casos, de dañar artefactos y hasta reventar la tubería BC. Hace falta darle a esta energía cinética la oportunidad de transformarse más bien en carga de altura. Tal oportunidad no se la ofrece el embalse, en el cual, por su grande extensión, las subidas de nivel

Figura 54



instantáneas son mínimas. Entonces se coloca en la posición que muestra la figura una *chimenea P*, que es una especie de tubo piezométrico en el cual puede realizarse la elevación de nivel necesaria para el frenado. Como es natural, después de la elevación empezará una serie de oscilaciones entre la chimenea y el embalse, casi imperceptibles en éste pero muy notables en la otra; y es por tal motivo que se le da también el nombre de *pozo de oscilación*; aunque por lo visto la oscilación no es su función básica, sino sólo una consecuencia.

Perturbaciones periódicas

La oscilación periódica de masas líquidas en condiciones diferentes a aquellas que acabamos de examinar ha merecido, recientemente, cierta consideración por la responsabilidad que parece tener en la inducción de vibraciones en dispositivos y elementos estructurales de obras hidráulicas.

Antes de entrar en el tema, tenemos que explicar qué es lo que se entiende por *número de Strouhal*. Tuvimos ya la oportunidad de introducir el número de Froude señalar su importancia, ya sea para definir el régimen de flujo, ya sea por su invariancia en el paso de modelo a prototipo; de hecho, la consideración del número de Froude es esencial en todos los estudios relacionados con escurrimientos por gravedad. Como él, hay otros *números* (o sea, parámetros sin dimensiones) que controlan sendos aspectos de la mecánica de los fluidos. El de Strouhal es el que se relaciona con los

fenómenos periódicos, o sea, con aquellos a los cuales es posible asignar una *frecuencia* f . Dicho número, S , se define como

$$S = \frac{f d}{V} \quad (37)$$

donde d representa una longitud y V una velocidad, características del fenómeno en estudio. Siendo que f (que representa oscilaciones o vibraciones *por segundo*) se mide en Hertz, o sea s^{-1} , d en m y V en m/s, su adimensionalidad resulta evidente.

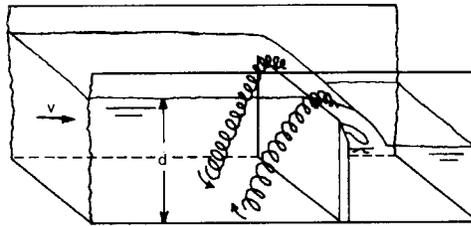
Este número fue introducido en 1878 por V. Strouhal, con el objeto de estudiar la vibración de cuerdas de diámetro d estiradas, expuestas a corrientes de aire de velocidad V . En la hidráulica, un efecto análogo se tiene, por ejemplo, cuando el escurrimiento rodea una *pila de puente*, ésta no vibra, pero tras ella queda una masa de agua refrenada (la *estela*) dentro de la cual se observan oscilaciones y producción intermitente de vórtices, con una frecuencia bien definida. En 1954 Roshko comprobó, sobre pilas cilíndricas y prismáticas, que la frecuencia mencionada corresponde, con buena aproximación, al valor

$$f.d/V = 0.16 \quad (38)$$

del número de Strouhal, si con d se indica el ancho de la estela y con V la velocidad de la corriente contigua.

Un valor muy parecido se obtuvo en una serie de mediciones sistemáticas realizadas en el Instituto de Ingeniería de la UNAM en 1978, midiendo la periodicidad de *pares de vórtices que se forman y se deshacen alternativamente, tras una barrera* colocada a través de un canal. En tales condiciones, ilustradas en la Fig.55, si se depositan en el fondo del canal unos cristales de permanganato de potasio, éstos colorean los vórtices y permiten seguir su nacimiento, su evolución hasta desarrollarse tal y como se muestra en la figura y, finalmente, su desaparición, para luego volverse a formar. La frecuencia con que se producen se mide con un cronómetro.

Figura 55



Promediando los resultados de un número muy grande de mediciones obtenidas con diferentes gastos, se comprobó que también en este caso vale con buena aproximación la fórmula (38), si se toma para d el tirante y para V la velocidad media aguas arriba de la barrera. Se consideró que la formación de vórtices se asocia con una inestabilidad de igual frecuencia que la masa de agua que queda refrenada por la barrera. Se comprobó luego que muchos otros fenómenos de oscilación dentro de *masas de agua o de aire refrenadas contiguas a una corriente* de velocidad V satisfacen la misma ley, siempre que se tome para d el ancho de dichas masas de agua.

La razón es fácil de explicar considerando que esas masas se comportan como péndulos líquidos. En efecto, sabemos que la energía cinética de un cuerpo de masa m y velocidad V es $mV^2/2$; por tanto, la energía cinética específica de una corriente con esa velocidad es $V^2/2$. Si dicha energía se gasta en hacer que una masa refrenada oscile, la frecuencia adquirida por ésta debe ser tal que la energía total (36) correspondiente se iguale a la cinética excitante, o sea

$$\frac{1}{2} (2\pi f d)^2 = \frac{V^2}{2}$$

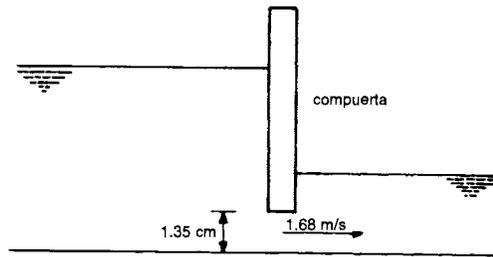
de donde, simplificando y extrayendo la raíz cuadrada, se deduce inmediatamente que

$$\frac{f d}{V} = \frac{1}{2\pi} = 0.16$$

que es la (38). Por este motivo, la (38) se llama *ley de Strouhal universal*.

Vamos a dar dos *ejemplos* de aplicación de esta ley. El primero, en el campo de la hidráulica estructural, es el siguiente. Una compuerta, estudiada en un laboratorio holandés, que trabajaba con 1.35 cm de abertura (Fig.56) forzando la corriente a pasar por debajo con una velocidad de 1.68 m/s, empezó a vibrar. Determinar la frecuencia probable de esa vibración.

Figura 56



Despejando f de la ecuación (38), se tiene

$$f = 0.16 \frac{V}{d} = 0.16 \times \frac{1.68}{0.0135} = 19.9 \text{ Hz}$$

En efecto, las observaciones dieron una frecuencia aproximada de 20 Hz.

El segundo ejemplo se refiere a corrientes naturales. Oceanógrafos que *estudiaban el río San Lorenzo* en Canadá observaron en el estuario, cerca de la península de Gaspé, una emisión periódica de un vórtice cada 240 horas, o sea la frecuencia

$$f = \frac{1}{240 \times 3,600} \text{ Hz}$$

cuando la velocidad de la corriente era de 60 cm/s. Se pretende descubrir la causa del fenómeno.

Si, por medio de la fórmula (38) se calcula d , se obtiene

$$d = 0.16 \frac{V}{f} = 0.16 \times 0.60 \times 240 \times 3,600 = 82.94 \text{ km}$$

Ahora, 83 km es aproximadamente la distancia entre la península de Gaspé y la Isla Anticosti que le queda al frente, en medio del estuario. Los vórtices se deben pues a oscilaciones periódicas de la masa de agua interpuesta.

CORRIENTES A PRESIÓN

Teorema de Bernoulli

Sabemos que, para corrientes libres, la suma de *carga de altura* z más *carga de velocidad* $V^2/2g$ se mantiene constante a lo largo de una trayectoria; lo que significa que si, por ejemplo, una partícula baja, la pérdida en altura correspondiente debe compensarse con un aumento igual en su carga de velocidad; si desacelera, la pérdida de velocidad, ΔV , la obliga a elevarse hasta el nivel de $(\Delta V)^2/2g$ metros más arriba.

Cuando la corriente está entubada, puede haber cambios de presión. Vimos cómo una *carga de altura* puede transformarse en *carga de presión* p/γ ; también una *carga de velocidad* puede transformarse en una carga de presión. De hecho, en un flujo con variación de niveles, presiones y velocidades, sus cargas respectivas pueden intercambiarse. Esto es lo que afirma el *teorema de Bernoulli*; es decir, que, extendiendo lo que se encontró en el caso de las corrientes libres (ecuación 9), asevera que la suma de estas tres cargas mantiene el mismo valor al pasar de un punto 1 a otro cualquiera 2 a lo largo de la trayectoria:

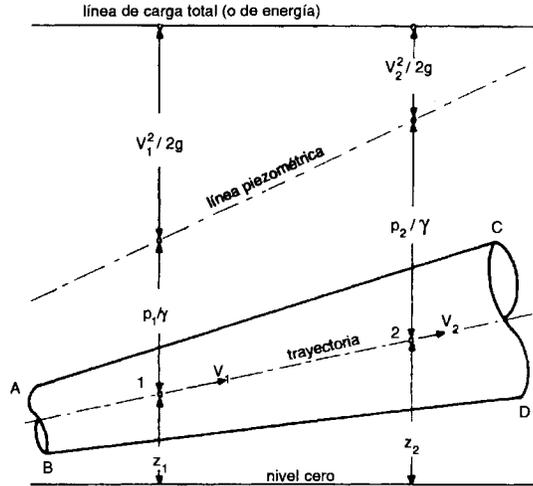
$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} \quad (39)$$

Gráficamente (Fig.57), si, partiendo de la horizontal que se ha tomado como *nivel cero*, se sube a los niveles z_1, z_2 , se llega a las posiciones 1 y 2 de la partícula fluida cuya *trayectoria* dentro de la tubería ABCD se está considerando. Si en esos puntos se conectaran piezómetros, el agua subiría en ellos las alturas $p_1/\gamma, p_2/\gamma$, que nos llevan a la *línea piezométrica*. Si finalmente, medidas las velocidades V_1 y V_2 , agregamos las cargas correspondientes $V_1^2/2g, V_2^2/2g$, a partir de la línea piezométrica, el teorema² de Bernoulli nos garantiza que alcanzaremos un mismo nivel, sobre la recta horizontal que es la *línea de carga total*.

Podemos conseguir otra interpretación de la ecuación de Bernoulli (39), que escribiremos

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{V^2}{2g} = \text{const} \quad (40)$$

Figura 57



con sólo imaginar que seguimos el movimiento de un pequeño elemento fluido de volumen ∇ , masa m y peso

$$W = mg = \gamma \nabla$$

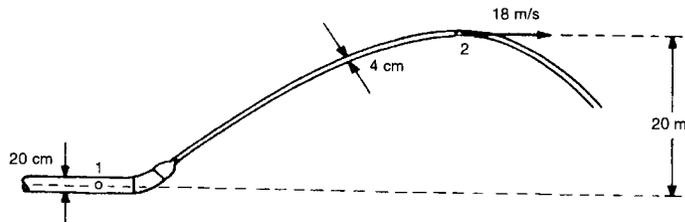
Multiplicando todos los términos de (40) por este peso y simplificando, queda

$$Wz + \nabla p + \frac{mV^2}{2} = \text{const}$$

Ahora, Wz representa el trabajo que el elemento de peso W puede realizar bajando desde su posición hasta el nivel cero, o sea, su *energía de posición* (o potencial); $mV^2/2$ es su *energía cinética*; y ∇p también es una energía: la *energía de presión* que el volumen ∇ adquiere al sujetarlo a la presión p . Por tanto, la ecuación (40) representa la *ley de conservación de la energía específica* (por unidad de peso) del fluido en movimiento.

Como *ejemplo* de aplicación del teorema de Bernoulli resolveremos el problema siguiente: Una boquilla, alimentada por una manguera de 20 cm de diámetro interior, lanza un chorro de 4 cm de diámetro hasta una altura de 20 m (Fig.58). La velocidad en el punto de máxima elevación es de 18 m/s. Calcular la presión a que la manguera está sujeta.

Figura 58



Las velocidades varían en proporción inversa a las áreas, y por lo tanto al cuadrado de los diámetros. Luego

$$V_1 = V_2 \times \left[\frac{4}{20} \right]^2 = \frac{V_2}{5^2} = \frac{18}{25} = 0.72 \text{ m/s}$$

Además, la presión en 2 es igual a la atmosférica, que los hidráulicos acostumburan tomar como cero. Reemplazando en (39),

$$0 + \frac{P_1}{1,000} + \frac{0.72^2}{19.6} = 20 + 0 + \frac{18^2}{19.6}$$

resulta

$$\frac{P_1}{1,000} + 0.026 = 20 + 16.531$$

$$P_1 = 1,000 \times 36.505 = 36,505 \text{ kg/cm}^2 = 3.65 \text{ kg/cm}^2$$

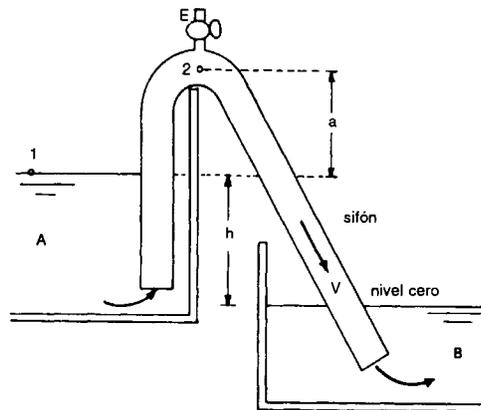
Esta es la presión buscada.

Sifones

El *sifón* es un dispositivo que permite trasvasar un líquido de un recipiente a otro elevándolo por encima de su nivel estático. La Fig.59 muestra un ejemplo: se trata de un tubo doblado en U que pasa el líquido de A a B utilizando la diferencia de carga h entre los dos recipientes. Por el teorema de Torricelli, la velocidad en el tubo tiene que ver $V = \sqrt{2gh}$.

Si por *ejemplo*, se quiere el diámetro D que quiere un sifón para descargar 10l/s bajo una diferencia de carga de 2 metros, se procede así: La velocidad es

Figura 59



$$V = 4.43 \times \sqrt{2} = 6.26 \text{ m/s}$$

Aplicando la fórmula $Q = VA$ con $Q = 0.01 \text{ m}^3/\text{s}$, se obtiene

$$0.01 = 6.26 \times \frac{\pi D^2}{4}$$

$$D^2 = \frac{0.01 \times 4}{6.26 \times 3.1416} = 0.00203 \text{ m}^2, \quad D 0.045 \text{ m} = 4.5 \text{ cm}$$

Para que el sifón trabaje, no hace falta que el agua esté tranquila: por ejemplo, en irrigación se utilizan sifones de plástico o aluminio para trasegar agua de un canal a los surcos. Tampoco es necesario que la boca de salida del sifón quede sumergida. Si la descarga es libre, la diferencia de carga h que impulsa el agua a través del sifón se mide entre la superficie libre en A y la boca inferior del tubo.

El sifón no trabaja -o lo hace en forma defectuosa- si no está totalmente libre de aire. En condición de estarlo se dice que el dispositivo está *cebado*. Si el sifón es pequeño, para cebarlo basta con sumergirlo por completo en agua y luego colocarlo en la posición deseada sin dejar que el agua contenida escape: al destaparlo, empieza a trabajar de inmediato. En sifones grandes se puede dejar en la parte más elevada del codo una abertura E provista de llave; succionando por ella se logra que el agua se vaya elevando por ambos brazos del sifón hasta llenarlo; luego se cierra la llave.

El llenado no tiene que ser total, porque la corriente, una vez establecida, va desalojando poco a poco todo el aire que queda.

Hay *sifones autocebantes*, o sea, que se ceban solos. Esto se consigue obligando al agua que empieza a bajar por el sifón a que cruce el conducto; así se forma en la parte alta una bolsa líquida que aprisiona el aire, haciendo posible su arrastre. El efecto mencionado se logra por medio de un deflector, o bien dándole al sifón forma de S .

Es interesante conocer la magnitud de la presión en la parte más alta del sifón. Para eso, aplicaremos el teorema de Bernoulli entre el punto 1 en la superficie aguas arriba, donde el agua, a presión atmosférica, está prácticamente inmóvil, y el punto 2 en el centro de la sumidad. Se tiene

$$h + 0 + 0 = (h + a) + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V^2}{2g}$$

donde V representa la velocidad en el sifón, igual en todos sus puntos por ser constante la sección del mismo. Considerando que $V^2/2g = h$, y simplificando, queda

$$P_2 = -\gamma (h + a)$$

Se trata de una presión negativa, o sea, inferior a la atmosférica. Esto explica por qué motivo, para interrumpir el funcionamiento del sifón, es decir descebarlo, basta con abrir la llave en E, con lo que entra aire y la presión atmosférica se restablece: de inmediato las columnas de agua contenidas en los dos brazos se separan y bajan, para incorporarse a los depósitos A y B. De aquí se desprende también que la altura de succión del sifón no puede ser mayor que la carga en agua equivalente a la presión atmosférica local; de no ser así, pasaría como en el barómetro, en el que se establece una columna de altura equivalente a dicha presión mientras arriba queda el vacío. Este efecto se llama de *ruptura de columna*.

Presión en conductos cerrados

Si una tubería tiene sección constante, la ley de continuidad, $Q = VA$, garantiza que en ella la velocidad no cambia. Si 1 y 2 son dos puntos cualesquiera del conducto, $V_1 = V_2$, y la ecuación (39) se reduce a

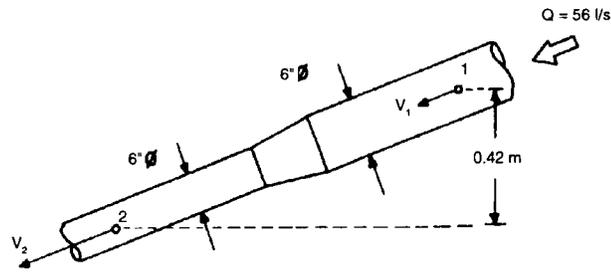
$$\frac{p_2 - P_1}{\gamma} = z_1 - z_2$$

lo que significa que se gana en carga de presión lo que se pierde en altura, independientemente del tamaño del conducto y del gasto que escurre. Por *ejemplo*, si en el punto 1 la presión es de 3 kg/cm^2 , en el 2, ubicado 5 m más abajo, se tiene

$$p_2 = p_1 + \gamma (z_1 - z_2) = 30,000 + 1,000 \times 5 = 35,000 \text{ kg/m}^2 = 3.5 \text{ kg/cm}^2$$

Distinto es el caso en que la tubería sufre un *cambio en el diámetro*. Consideremos, por *ejemplo*, el caso ilustrado en la Fig.60. En 1, donde el

Figura 60



diámetro es de 6 pulg = 15.2 cm, se tiene

$$A_1 = \frac{3.1416 \times 0.152^2}{4} = 0.0181 \text{ m}^2, \quad V_1 = \frac{0.056}{0.0181} = 3.09 \text{ m/s}$$

Como las velocidades son inversamente proporcionales a los cuadrados de los diámetros, resulta por otro lado

$$V_2 = \left[\frac{6}{4} \right] V_1 = 2.25 \times 3.09 = 6.95 \text{ m/s}$$

Además, $z_1 - z_2 = 0.42 \text{ m}$; por lo que, reemplazando en (39), queda

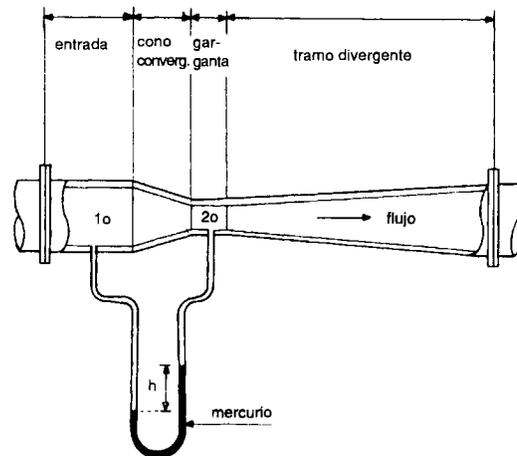
$$\frac{P_2 - P_1}{\gamma} = (z_1 - z_2) + \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} = 0.42 + \frac{3.09^2 - 6.95^2}{19.6} = -1.55 \text{ m}$$

En el ejemplo anterior, un descenso de nivel habría implicado un aumento de presión. Aquí, la aceleración debida a la contracción de la tubería es tan grande que la presión tiene que disminuir a fin de contribuir, también ella, a proveer la energía necesaria para el incremento de velocidad.

Venturímetro

Una aplicación importante de lo que acabamos de ver se tiene en el *medidor de Venturi* o *venturímetro*, aparato que permite determinar el gasto que pasa por una tubería sin necesidad de conocer la velocidad. El dispositivo, que se inserta en el conducto cuyo gasto se quiere averiguar, consiste en un *tubo cónico convergente* que lleva a una sección cilíndrica de diámetro reducido llamada *garganta*, seguida por un *tramo divergente*. Los diámetros de entrada y salida son iguales al de la tubería en que el medidor se instala (Fig.61).

Figura 61



Hay dos tomas de presión, una en la entrada y otra en la garganta, habitualmente unidas por un *tubo en U* con mercurio en su parte inferior y agua en lo que queda. En los piezómetros de este tipo hay que cuidar que *no queden burbujas de aire* que, debido a su compresibilidad, falsearían la medición. Veamos cómo, con base sólo en la lectura del desnivel h entre los dos brazos del piezómetro, se puede determinar el gasto que escurre.

Si, como es costumbre, el venturímetro se instala en un tramo horizontal del conducto, los puntos 1 y 2, a los cuales corresponden las tomas de presión, están a un mismo nivel. Entonces $z_1 = z_2$, y la carga que se mide en el

piezómetro es simplemente la diferencia entre las cargas de presión en los dos puntos. Si, además, recordamos que el peso específico del mercurio es 13.6 veces el del agua, podemos escribir que

$$\frac{P_2 - P_1}{\gamma} = 13.6 h$$

Reemplazando lo anterior en la ecuación (39), se obtiene

$$\frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} = 13.6 h \quad (41)$$

Por otro lado, el gasto se relaciona con las velocidades, por ser

$$Q = V_1 A_1 = V_2 A_2$$

lo que, como las secciones A_1 de la tubería y A_2 de la garganta son conocidas, permite expresar V_1 y V_2 en función de Q . Estas expresiones, reemplazadas en (41), la transforman en una ecuación que da Q en función de la carga leída h .

Si, por *ejemplo*, la tubería es de 6 pulg y la garganta de 4 pulg de diámetro, tenemos

$$A_1 = 0.081 \text{ m}^2 \quad , \quad A_2 = \left[\frac{4}{6} \right]^2 A_1 = 0.00804 \text{ m}^2$$

y por tanto

$$V_1 = \frac{Q}{0.081} = 55.25 Q \quad , \quad V_2 = \frac{Q}{0.00804} = 124.38 Q$$

Reemplazando en (41), resulta

$$\frac{24.38^2 - 55.25^2}{19.6} Q^2 = 13.6 h \quad , \quad 633.56 Q^2 = 13.6 h$$

$$Q = 0.146 \sqrt{h}$$

Esta es la *ecuación del venturímetro* en cuestión, que relaciona el gasto con la lectura h . Si el desnivel de la columna de mercurio hubiese sido, por ejemplo, de 13 cm, el gasto habría sido

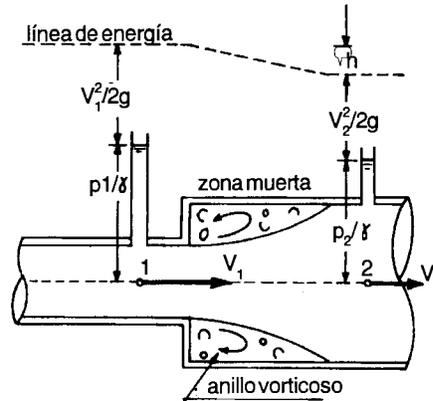
$$Q = 0.146 \sqrt{0.13} = 0.0526 \text{ m}^3/\text{s} = 52.6 \text{ l/s}$$

Expansiones bruscas

Los problemas que acabamos de analizar implican cambios de sección en el conducto. En ambos casos, como muestran las Figs.60 y 61, la transición entre una sección y otra se ha realizado por medio de *tramos cónicos*, cuyo objeto es evitar o reducir al mínimo la pérdida de energía que podría producirse. Para entender el asunto, pongámonos en la situación extrema de que la tubería se *expanda bruscamente*, y calculemos qué pérdida implica.

Como sugiere la Fig.62, una expansión brusca fuerza a la corriente a alejarse por cierto trecho de la pared interior de la tubería. Se forma una zona muerta en la cual el agua gira, formando una especie de anillo toroidal. Es obvio que este movimiento parásito requiere energía, que tiene que sustraerse a la de la corriente; por lo que esta última bajará, resultando en el diagrama de cargas una *pérdida de carga* Δh , que es lo que queremos calcular.

Figura 62



Igualando cargas en 1 y 2, se tiene (Fig.62)

$$\frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h$$

o sea

$$\frac{p_1 - p_2}{\gamma} = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} + \Delta h \quad (42)$$

Por otro lado, vamos a aplicar el principio de la cantidad de movimiento, para lo cual hace falta determinar la fuerza que actúa en la zona de expansión de la corriente, al principio del tramo ancho cuya sección es A_2 . Junto a la expansión, se tiene todavía la presión p_1 de aguas arriba, y por tanto la fuerza $p_1 A_2$; en la sección 2 la fuerza es $p_2 A_2$. Luego la que se gasta en la zona intermedia es la diferencia

$$F = p_1 A_2 - p_2 A_2 = (p_1 - p_2) A_2$$

Reemplazando esto en la ecuación (26), queda

$$(p_1 - p_2) A_2 = \rho Q(V_2 - V_1) = \frac{\gamma}{g} Q(V_2 - V_1)$$

$$\frac{p_1 - p_2}{\gamma} = \frac{Q}{gA_2} (V_2 - V_1) = \frac{V_2}{g} (V_2 - V_1)$$

e igualando esta expresión a la (39)

$$\Delta h = \frac{V_2}{g} (V_2 - V_1) - \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} = \frac{V_2 - V_1}{g} \left(V_2 - \frac{V_2 + V_1}{2} \right)$$

De aquí se obtiene la *fórmula de Borda*

$$\boxed{\Delta h = \frac{(V_2 - V_1)^2}{2g}} \quad (43)$$

que expresa la pérdida buscada.

Como $V_1 = (A_2/A_1) V_2$, la pérdida (43) puede escribirse también

$$\Delta h = \left[1 - \frac{A_2}{A_1} \right]^2 \frac{V_2^2}{2g} \quad (43')$$

en función de la carga de velocidad aguas abajo. Por ejemplo, si se pasa bruscamente de una sección de 4 pulg a otra de 8 pulg, se tiene

$$A_2/A_1 = 8^2/4^2 = 4$$

y por tanto

$$\Delta h = (1 - 4)^2 \frac{V_2^2}{2g} = 9 \frac{V_2^2}{2g}$$

Se sufre, pues, la pérdida considerable de nueve veces la carga de velocidad en el tramo más ancho. Si V_2 fuese -digamos- de 2 m/s, la pérdida por expansión sería

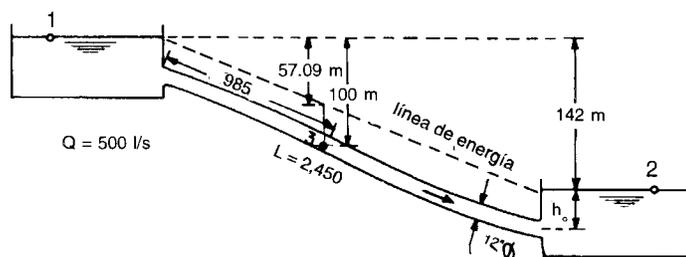
$$9 \times (4/19.6) = 1.84 \text{ m}$$

La utilización de *transiciones graduales*, para pasar de una sección a otra, sea en tuberías o en canales, queda pues bien justificada.

Pérdidas globales

Si un conducto cerrado desemboca en un depósito, su presión en la salida se iguala a la estática local. En particular, *si el conducto descarga libremente, pierde toda su presión para adquirir la atmosférica* (Fig.25b). Estos son principios importantes que no hay que olvidar, porque a menudo tiene que tomarse en cuenta. El ejemplo siguiente muestra una *aplicación*.

Una tubería de 12 pulgadas, de 2,450 m de largo, lleva un gasto de 500 l/s de un depósito superior a otro inferior (Fig.63). El desnivel entre superficies



libres es de 142 m. Por lo que acabamos de decir, la presión en la salida tiene que reducirse a γh_0 , si h_0 es la profundidad de la desembocadura. Por tanto, la pérdida de carga Δh ha de ser igual al desnivel total, o sea, a 142 m. Para entender esto mejor, apliquemos la ecuación

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h \quad (44)$$

a los puntos 1 y 2 que muestra la figura. Tomando $z_1 = 142$ m, $z_2 = 0$, resulta

$$142 + 0 + 0 = 0 + 0 + 0 + \Delta h$$

de donde se desprende que $\Delta h = 142$ m.

Consideremos ahora el punto 3, 100 m por debajo de la superficie libre superior y a la distancia de 985 m de la entrada del conducto. Queremos saber cuál es la presión en dicho punto. Primero hay que calcular la velocidad en la tubería. Siendo que 12 pulg equivalen a 30.5 cm, se tiene

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.5}{3.1416 \times 0.305^2/4} = 6.84 \text{ m/s}, \frac{V^2}{2g} = \frac{6.84^2}{19.6} = 2.39 \text{ m}$$

Por otro lado, hay que considerar que la pérdida de carga está igualmente repartida a lo largo de la tubería. Entonces podemos escribir que

$$\Delta h_3 : 985 = 142 : 2,450$$

de donde resulta

$$\Delta h_3 = 57.09 \text{ m}$$

Como además $z_3 = 142 - 100 = 42$ m, aplicando la (44) a los puntos 1 y 3, se obtiene

$$142 + 0 + 0 = 42 + \frac{P_3}{1,000} + 2.39 + 57.09$$

$$P_3 = 1,000 \times 40.52 = 40,520 \text{ kg/m}^2 = 4.052 \text{ kg/cm}^2$$

Bombeo

La potencia P que posee un chorro que descarga el gasto Q bajo una carga h es, por la fórmula (28), igual a γQh . Esto significa que si al contrario queremos elevar un gasto Q a la altura h debemos entregarle dicha potencia. Teóricamente, ésta sería la potencia que se requeriría de una bomba para que realice el trabajo mencionado. De hecho, el movimiento del fluido dentro de la máquina, la fricción del eje del rodete al girar y eventuales fugas de líquido implican pérdidas de energía, por lo que se necesita una potencia real bastante mayor que la teórica. Se suele escribir

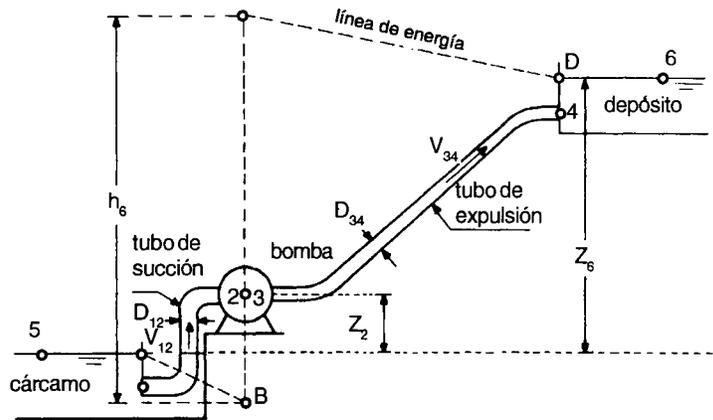
$$P = \frac{\gamma Q h}{\eta}$$

donde la letra griega η (eta) indica la *eficiencia* de la máquina, número menor que 1, que varía con el gasto descargado, adquiriendo su valor máximo cuando éste alcanza el valor para el cual la bomba ha sido diseñada. Por tanto, la elevación h_b que puede producir una bomba de potencia P y eficiencia η es

$$\boxed{h_b = \frac{\eta P}{\gamma Q}} \quad (45)$$

Un esquema de planta de bombeo con bomba centrífuga se ve en la Fig. 64. El agua viene levantada de la sección 1 a la 2 a través del *tubo de succión*.

Figura 64



En 1 se tiene la carga estática; por tanto, la línea de energía sale del punto A, en la superficie libre del *cárcamo*. Como ya se vio, a propósito de los sifones, lo que empuja el agua desde el nivel A hasta la bomba es la presión atmosférica, ya que la succión producida por la máquina no es otra cosa sino una depresión o creación de vacío. Esto implica una pérdida de carga de presión entre 1 y 2; y la línea de energía baja de A a B. La bomba tiene que impulsar el agua en la tubería que va de 3 a 4, y entregarle para esto la *carga* h_p , cuyo efecto es la elevación brusca de la línea de energía de B (presión p_2) a C (presión p_3). Como en 4 la carga se reduce a la estática, la línea de energía bajará finalmente de C a D.

En la entrada del tubo de succión, punto 1, se suele colocar una *pichanca*, que consiste en una *válvula de pie* protegida por una *canastilla*. El objeto de la válvula es impedir que el tubo de succión se vacíe, ya que una bomba centrífuga es incapaz de trabajar si la columna de agua entre 1 y 2 se corta. La canastilla tiene el objeto de impedir que cuerpos sólidos arrastrados por el agua traben la válvula o suban hasta la máquina.

Como la pichanca estorba en algo la entrada del agua, ocasiona una pérdida de carga de cierta importancia que se suele compensar en parte dando mayor sección al tubo de succión que al de expulsión. Como por otro lado la presión atmosférica (que equivale poco más o menos a 10 m de agua a nivel del mar y baja notablemente con la elevación) limita la altura de succión, se aconseja que la bomba esté colocada a no más de unos 5 m (si es posible, a mucho menos) por encima de la superficie libre en el cárcamo. En el caso de *pozos profundos*, se utilizan *bombas sumergidas*, con motor colocado arriba, fuera del pozo, y conectado a la bomba por una larga flecha.

Un *ejemplo* explicará cómo conviene proceder en el cálculo de una sencilla planta de bombeo. Con referencia a la Fig.64, supongamos que una bomba de 10 HP, colocada a 1.94 m por encima del nivel del cárcamo, tenga que elevar 45 l/s de agua 8.41 m, con eficiencia del 86%. Supongamos además que el diámetro D_{12} del tubo de succión sea de 6 pulg, el D_{34} del tubo de expulsión de 4 pulg, y que la presión en la entrada de la máquina sea de 0.323 kg/cm^2 . Nos proponemos determinar las pérdidas de carga en ambos conductos.

Los datos del problema permiten escribir

$$z_2 = 1.94 \text{ m} \quad , \quad z_6 = 1.94 + 8.41 = 10.35 \text{ m}$$

$$p_2 = -3,230 \text{ kg/m}^2 \quad , \quad p_2/\gamma = -3.23 \text{ m}$$

$$P = 10 \times 76 = 760 \text{ kg}\cdot\text{m/s}$$

$$hb = \frac{\eta P}{\gamma Q} = \frac{0.86 \times 760}{1,000 \times 0.045} = 14.52 \text{ m}$$

$$V_{12} = \frac{0.045}{0.0181} = 2.49 \text{ m/s}$$

$$V_{34} = 2.25 \times 2.49 = 5.60 \text{ m/s}$$

Los puntos 5 y 6 se han tomado en la superficie del agua, en la entrada y en la salida, respectivamente. Entre 5 y 2 la ecuación (44) da

$$0 + 0 + 0 = 1.94 - 3.23 + \frac{2.94^2}{19.6} + \Delta h_{12} = -0.85 + \Delta h_{12}$$

de donde, despejando, resulta que la pérdida (que, por ser el tubo ancho y corto, prácticamente se debe sólo a la pichancha) es $\Delta h_{12} = 0.85 \text{ m}$. Como

entre 2 y 3 tenemos el incremento de carga $h_b = 14.54$ m, la (44), aplicada entre 2 y 6 da

$$- 0.85 + 14.52 = 10.35 + 0 + \frac{5.60^2}{19.6} + \Delta h_{34}$$

de donde resulta que la pérdida Δh_{34} en la tubería de expulsión es de 1.72 m.

La ecuación (44) ha permitido calcular las pérdidas globales que ocurren en un tramo de tubería, siempre que haya modo de conocer las cargas en sus dos extremos. Es de suma importancia saber resolver el *problema directo*, o sea, conociendo las características del conducto (diámetro, longitud, material de que está hecho, la presencia en él de cambios de sección, codos, válvulas, etc.) y el gasto que va a escurrir, determinar de antemano la pérdida de carga que se va a experimentar, para estar en condición de ver si el diámetro escogido es suficiente; o bien, en el caso de bombeo, definir la potencia de la bomba que se necesita. En el capítulo siguiente se verá cómo hay que proceder para atacar este problema.

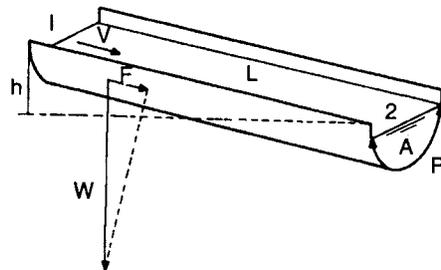
CANALES Y TUBERÍAS

Fórmula de Chézy

Si el agua bajase de acuerdo con la ley de caída de los graves, su movimiento sería acelerado. Esto no suele suceder en la práctica. En efecto, en cauces poco más o menos rectilíneos, de sección y pendiente constantes, se ve avanzar prácticamente con *movimiento uniforme*, o sea, con velocidad media y tirante constantes a lo largo del cauce. La causa del movimiento uniforme es la *resistencia* que las paredes ofrecen al avance del agua, ya que ese régimen se alcanza *cuando dicha resistencia iguala la fuerza F que empuja la corriente*. Con base en esta consideración, Chézy halló, en 1769, una expresión de la velocidad media que, aun siendo excesivamente simplificada, revolucionó la hidráulica.

Para establecerla, consideremos (Fig.65) un tramo de canal, entre la sección 1 y la 2, recto y uniforme en su geometría, en el cual el agua avanza con la

Figura 65



velocidad media V_0 . Extendiendo en promedio a toda la masa líquida el razonamiento hecho a propósito de una partícula (Fig. 31), consideremos el triángulo rectángulo que tiene por cateto la fuerza F y por hipotenusa el peso W del volumen ∇ del fluido contenido en ese tramo; y observemos que resulta, por semejanza de triángulos,

$$F : W = h : L$$

donde L representa la longitud del tramo considerado y h el desnivel entre las secciones extremas. Por otro lado, $h/L = S$, donde S representa la *pendiente* de la superficie del agua (que, en las condiciones mencionadas, es la misma que la del fondo del canal); de modo que la proporción anterior se puede escribir

$$F = W S \quad (46)$$

Pero

$$W = \gamma \nabla = \gamma (AL)$$

si A es el *área mojada*, o sea el área de la sección transversal del agua contenida en el canal. Reemplazando en (46), queda

$$F = \gamma A L S \quad (47)$$

Ahora supongamos, de acuerdo con Chézy, que la resistencia D que el cauce opone a la corriente sea proporcional a la carga de velocidad (y por tanto al cuadrado de la velocidad V_0), así como al área de pared que está en contacto con el agua. Esta última es igual a PL , si con P se indica el *perímetro mojado*, o sea el contorno del área mojada (Fig. 65). Luego

$$D = K P L V^2$$

donde K es un coeficiente oportuno. Igualando esta expresión de la resistencia a la de la fuerza (47), simplificando y despejando V, resulta

$$V^2 = \frac{\gamma}{K} \frac{A}{P} S \quad (48)$$

Si ahora introducimos el *radio hidráulico* R, definido como

$$R = A/P \quad (49)$$

y escribimos $C = \sqrt{\gamma/K}$, la expresión (48) se hace

$$V = C \sqrt{RS} \quad (50)$$

Esta *fórmula de Chézy*, que expresa la velocidad media en función del radio hidráulico y de la pendiente, sería realmente muy sencilla si el coeficiente C fuese una constante absoluta. Sin embargo, como Chézy descubrió pronto, C es constante nada más para un canal determinado, al variar el gasto; pero cambia de un canal a otro de una manera algo compleja, que sólo investigadores posteriores lograron definir. Para entender sus fórmulas hace falta, primero, examinar mejor las características geométricas que acabamos de introducir, y muy en particular el radio hidráulico.

Radio hidráulico

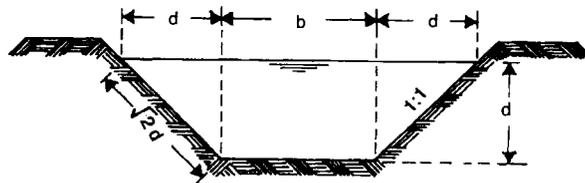
Perímetro mojado es, como acabamos de ver, la longitud de esa parte del contorno de la sección transversal que queda en contacto con el agua; *área mojada*, el área de la parte de la sección que queda comprendida entre el perímetro mojado y la línea aproximadamente recta y horizontal que corresponde a la superficie libre; *radio hidráulico*, el cociente de área mojada entre perímetro mojado. A continuación calcularemos el radio hidráulico de las secciones más usuales.

a) *Canal rectangular*. Si b es el ancho del canal, d el tirante, resulta

$$A = bd \quad , \quad P = b + 2d \quad , \quad R = \frac{bd}{b + 2d}$$

b) *Canal trapezoidal con taludes 1:1*. Con las notaciones de la Fig.66, se tiene

Figura 66



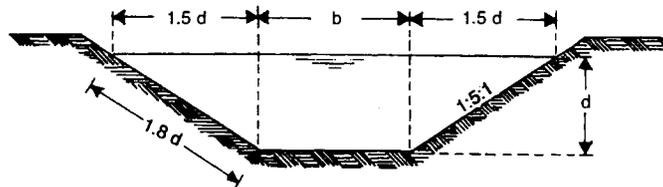
$$A = \frac{b + (b + 2d)}{2} d = (b + d) d$$

$$P = b + 2\sqrt{2d} = b + 2.83 d$$

$$R = \frac{b + d}{b + 2.83 d} d$$

c) *Canal trapezoidal con taludes 1.5:1* (Fig.67). En este caso resulta

Figura 67



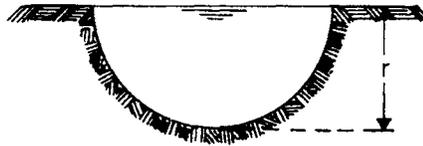
$$A = \frac{2d + 3d}{2} d = (b + 1.5d) d$$

$$P = b + 2\sqrt{1^2 + 1.5^2} \quad d = b + 3.6d$$

$$R = \frac{b + 1.5d}{b + 3.6d} d$$

d) *Canal semicircular lleno* (Fig.68). Si su radio es r, se tiene

Figura 68



$$A = \frac{\pi r^2}{2} \quad , \quad P = \pi r \quad , \quad R = \frac{\pi r^2/2}{\pi r} = \frac{r}{2}$$

e) *Tubería circular llena*. En este caso será

$$A = \pi r^2 \quad , \quad P = 2\pi r \quad , \quad R = \frac{r}{2}$$

como para el semicírculo. En ambos casos el *radio hidráulico es la mitad del radio geométrico*.

Fórmula de Manning

El defecto de la fórmula de Chézy consistía en la carencia de reglas para determinar el valor del coeficiente C cuando el canal difería mucho de aquéllos cuyo C había sido obtenido experimentalmente por algún investigador. Darcy fue quizá el primero en señalar el hecho de que una fórmula general que exprese la velocidad *debe tomar en cuenta la rugosidad del cauce*. En efecto, al quedar iguales la sección y la pendiente, es claro que un antiguo cauce pedregoso no puede conducir el agua con la misma facilidad que un buen canal; lo mismo puede decirse de un lecho todo

recodos y cubierto de vegetación y otro recto y limpio; o de un canal en tierra y otro revestido; o bien de una tubería vieja y herrumbrosa y otra nueva. Por tanto C debe expresarse de algún modo en función de la rugosidad.

Más tarde se descubrió, además, que C varía también con el radio hidráulico R, y precisamente con su raíz sexta, pudiéndose escribir

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

donde n es un conveniente *coeficiente de rugosidad*. Esto, reemplazado en (50), da

$$V = \sqrt[6]{R} \sqrt{RS} / n = R^{1/6+1/2} S^{1/2}/n$$

Pero

$$\frac{1}{6} + \frac{1}{2} = \frac{4}{6} = \frac{2}{3}$$

y por tanto queda

$$\boxed{V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}} \quad (51)$$

Esta es la que se conoce como *fórmula de Manning*.

El coeficiente de rugosidad n, cuya selección correcta es indispensable para que la fórmula dé resultados satisfactorios, ha sido obtenido para conductos elaborados o revestidos de diferentes materiales, así como para acequias y ríos de características muy variadas. Su valor crece con la rugosidad; lo cual era de esperarse, ya que, en la fórmula (51), a un aumento de n corresponde una reducción de velocidad V.

A continuación damos *valores medios* de n para distintos materiales, con la advertencia de que al utilizarlos hay que cerciorarse de que R se mida en metros y V en m/s; pues n cambia si se escogen otras unidades:

madera cepillada	n = 0.012
concreto liso	0.012
metal liso	0.013
concreto normal	0.014
hierro galvanizado	0.015
tabique	0.018
mampostería	0.020
metal corrugado	0.022
tepetates duros y pizars	0.027
tierra	0.030
roca	0.033

Conviene notar que estos valores pueden bajar en 0.001 o 0.002 si los materiales son nuevos o de muy buena calidad, y subir otro tanto si son viejos y deteriorados.

La tabla de la siguiente página da valores de n recomendables para canales, ya sean artificiales o naturales, en diferentes condiciones.

Es importante notar que el valor que n adquiere en ríos mayores es siempre menor que el que corresponde a menores de características análogas, ya que, al aumentar el tamaño del lecho, la resistencia efectiva debida a bancos y otras irregularidades es proporcionalmente menor. Recuérdese también que los valores propuestos *no toman en cuenta la presencia del lirio acuático*, que ofrece una considerable resistencia a la corriente y, por tanto, puede reducir asombrosamente la capacidad del canal.

Empleo de la fórmula de Manning

La fórmula de Manning es muy útil, en cuanto permite calcular velocidad media, radio hidráulico (y luego las dimensiones del conducto), pendiente o rugosidad cuando se conocen los demás elementos. Es importante subrayar que, en el caso de conductos a presión, S no representa la pendiente del conducto, sino la de la línea de energía (ver p.ej. la Fig.64), por lo cual se suele llamar pendiente hidráulica. A continuación se resuelven algunos problemas típicos.

a) *Determinación del gasto de un canal.* Se pide calcular el gasto que lleva un canal de tierra en buen estado, con sección trapecial de taludes 1:1, 90

cm de ancho de plantilla, pendiente del fondo (y luego, por ser el flujo uniforme, también aquélla de la superficie libre) del 3.5 0/00, cuando el tirante es de 50 cm.

VALORES DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD n

TIPO DE CANAL	MÍNIMO	NORMAL	MÁXIMO
CANALES ARTIFICIALES			
a) <i>En tierra, rectos y uniformes</i>			
limpios	0.018	0.022	0.025
con grava	0.022	0.025	0.030
con hierba corta y poca maleza	0.022	0.027	0.033
b) <i>En tierra, sinuosos y perezosos</i>			
limpios	0.023	0.025	0.030
con hierba corta y poca maleza	0.025	0.030	0.033
con mucha maleza y plantas acuáticas	0.030	0.035	0.040
con guijarros en el fondo	0.030	0.040	0.050
c) <i>Desatendidos, con maleza y sin cortar</i>			
si la maleza alcanza el tirante	0.050	0.080	0.120
con vegetación sólo en los lados	0.040	0.050	0.080
CAUCES NATURALES			
a) <i>Menores, de llanura</i>			
limpios, rectos y regulares	0.025	0.030	0.033
lo mismo, con piedras y maleza	0.030	0.035	0.040
limpios, sinuosos, con pozas y bancos con arena	0.033	0.040	0.045
lo mismo, con piedras y maleza	0.035	0.045	0.050
perezosos, con maleza y pozas hondas	0.050	0.070	0.080
b) <i>Menores, de montaña</i>			
con grava, guijarros y poca piedra grande	0.030	0.040	0.050
con guijarros y mucha piedra grande	0.040	0.050	0.070
c) <i>Mayores</i>			
de sección regular, sin piedra grande	0.025	---	0.060
de sección irregular y quebrada	0.035	---	0.100

Siendo $b = 0.90$ m, $d = 0.50$ m, se tiene

$$R = \frac{b + d}{b + 2.83d} d = \frac{1.40}{2.315} \times 0.50 = 0.30 \text{ m}$$

$$R^{2/3} = \sqrt[3]{R^2} = \sqrt[3]{0.09} = 0.448$$

Además

$$S = 0.0035 \quad , \quad S^{1/2} = \sqrt{S} = 0.059$$

Tomando finalmente $n = 0.030$, por ser el canal no revestido, y reemplazando en (51), resulta

$$V = \frac{0.448 \times 0.059}{0.030} = 0.88 \text{ m/s}$$

El área de la sección transversal del canal es

$$A = (0.90 + 0.50) \times 0.50 = 0.70 \text{ m}^2$$

y por tanto el gasto buscado es

$$Q = VA = 0.88 \times 0.70 = 0.616 \text{ m}^3/\text{s} = 616 \text{ l/s}$$

b) *Cálculo de la pendiente de un acueducto.* Calcular la pendiente que requiere un acueducto rectangular de madera, de 1 cm de ancho, para llevar un gasto de $2 \text{ m}^3/\text{s}$ con un tirante de 60 cm.

La velocidad media que resulta con el gasto indicado, siendo el área mojada $A = 1.00 \times 0.60 = 0.60 \text{ m}^2$, es

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{2}{0.6} = 3.33 \text{ m/s}$$

Por otro lado, se tiene

$$R = \frac{bd}{b + 2d} = \frac{1 \times 0.6}{1 + 1.2} = 0.27 \text{ m}$$

$$R^{2/3} = \sqrt[3]{0.27^2} = 0.418$$

Si la madera se supone cepillada, $n = 0.012$. Despejando S de la fórmula de Manning y reemplazando, queda

$$S^{1/2} = \frac{V n}{R^{2/3}} = \frac{3.33 \times 0.012}{0.418} = 0.0956$$

$$S = 0.0956^2 = 0.00914 = 9.14 \text{ ‰}$$

Si el largo del conducto fuese de 17 m, lo anterior implica que el desnivel que habría que dar entre entrada y salida sería de $0.00914 \times 17 = 0.155 \text{ m} = 15.5 \text{ cm}$.

c) *Determinación del diámetro de una tubería.* Calcular el diámetro que una tubería de hierro galvanizado de 116 m de largo, que descarga libremente bajo una carga estática de 5.80 m, requiere para llevar un gasto de 100 l/min.

El gasto es

$$Q = 0.100/60 = 0.00167 \text{ m}^3/\text{s}$$

Luego, si D es el diámetro incógnito,

$$V = \frac{Q}{A} = 0.00167 \times \frac{4}{3.1416 D^2} = \frac{0.00213}{D^2}$$

La pendiente hidráulica es

$$S = \frac{5.80}{116} = 0.05, \quad S^{1/2} = 0.2236$$

El coeficiente de rugosidad es $n = 0.015$. Despejando R de la (51), queda

$$R^{2/3} = \frac{Vn}{S^{1/2}} = \frac{0.00213 \times 0.015}{D^2 \times 0.2236} = \frac{0.000143}{D^2}$$

Ahora, siendo el conducto circular, el radio hidráulico es la mitad de su radio, o sea, la cuarta parte de su diámetro:

$$R = \frac{D}{4}, \quad R^{2/3} = \frac{D^{2/3}}{4^{2/3}} = \frac{D^{2/3}}{2.520}$$

Reemplazando en la expresión anterior, resulta

$$\frac{D^{2/3}}{2.520} = \frac{0.000143}{D^2}$$

$$D^{8/3} = 0.000143 \times 2.520 = 0.000360$$

Extrayendo luego dos veces seguidas la raíz cuadrada, se obtiene

$$D^{4/3} = 0.0190 \quad D^{2/3} = 0.1378$$

y finalmente

$$D = 0.1378^{3/2} = \sqrt{0.1378^3} = 0.51 \text{ m}$$

Se requiere una tubería de 5.1 cm -o sea de 2 pulgadas- de diámetro.

d) *Determinación de la rugosidad de un cauce.* Un día se aforó en un riachuelo el gasto de $2.68 \text{ m}^3/\text{s}$, se obtuvo por medición directa el perímetro mojado de 2.65 m y se calculó por subdivisión en trapecios que el área mojada era de 1.26 m^2 . Por fin, una rápida nivelación de la superficie libre de la corriente dio una pendiente del 2.6% . Se quiere deducir el coeficiente de rugosidad.

Con lo datos medidos, se tiene

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{2.68}{1.26} = 2.13 \text{ m/s}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{1.26}{2.65} = 0.47 \text{ m} \quad , \quad R^{2/3} = 0.604$$

$$S = 0.026 \quad , \quad S^{1/2} = 0.1612$$

Luego, despejando n de (51), queda

$$n = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{V} = \frac{0.604 \times 0.1612}{2.13} = 0.046$$

que es un valor normal para un canal natural con curvas, piedras sobresalientes y algo de vegetación.

Estimación de avenidas máximas

Por medio de la fórmula de Manning podemos también estimar cuál fue el gasto máximo de un río durante una creciente que no se consiguió aforar. Es muy frecuente que, especialmente en corrientes de carácter torrencioso, y por tanto de avenidas breves, no se pueda realizar un aforo en el momento del pico; mientras que es de primordial importancia para el diseño de toda estructura, como puente o represa, construir a través del cauce, conocer precisamente los gastos extraordinarios, que son los que ponen en más peligro su estabilidad.

El procedimiento que se sigue, conocido como *método de sección y pendiente*, consiste en determinar un tramo conveniente del lecho, luego de ocurrida la avenida, pendiente, área mojada y radio hidráulico, para después, reemplazándolos en la fórmula de Manning, deducir el gasto probable escurrido.

El tramo de cauce que se escoge para este objeto debe tener un largo mínimo de 100 a 150 m, y ser bastante regular, lo más recto posible, con lecho bien definido, posiblemente profundo y angosto, de pendientes y secciones transversales bastante uniformes, y con márgenes resistentes, para que las erosiones durante la riada hayan sido mínimas. También conviene que en esa ocasión a la corriente no le hayan estorbado, en el tramo elegido, árboles o vegetación alta. Por fin, deben quedar visibles las *huellas de aguas máximas*.

Estas últimas consisten en esas marcas que la superficie libre del agua deja en las orillas al alcanzar su máxima elevación. El reconocimiento y fijación de ellas debe realizarse de inmediato, o por lo menos lo más pronto posible, ya que dos o tres días después de la avenida pueden haber desaparecido.

Los elementos que revelan dichas huellas son principalmente:

a) La humedad, ya que la tierra de las márgenes del río queda mojada por debajo de la elevación máxima y seca arriba. Esto siempre que su nivel no haya subido demasiado por capilaridad o por efecto de oleaje, o bien que la zona haya sido afectada por la lluvia, pues en tal caso todo resulta mojado.

b) La vegetación menuda, allí donde ha pasado la corriente, resulta torcida en dirección de aquella.

c) Quedan depositados sobre ramas y arbustos de las orillas limo, hojas y otros materiales flotantes, en especial allí, donde por algún motivo se redujo la velocidad.

d) Si la orilla está formada por material poco consistente, es fácil que la huella máxima sea el extremo superior de la zona que quedó más o menos deslavada.

e) Los vecinos pueden a menudo señalar la altura que alcanzó el agua en estructuras como puentes o paredes.

En el caso de que interese determinar huellas máximas de una avenida excepcional ocurrida mucho tiempo atrás, no hay otro recurso que acudir a la gente del lugar. Naturalmente sus informes se aceptarán con cautela, porque la memoria del hombre puede fallar mucho, sobre todo al recordar eventos catastróficos, que tienden a exagerarse. Sin embargo, a veces quedan evidencias claras que -confirmadas por varios testigos- pueden resultar preciosas para la estimación.

A medida que se descubren huellas de aguas máximas, hay que marcarlas de inmediato con estacas, pintura o referencias adecuadas. Luego hay que llevar a cabo las operaciones topográficas siguientes:

a) Correr una poligonal a lo largo de las huellas, en ambos márgenes del río, con vértices suficientes para poder luego dibujar en planta el tramo del río, su cauce menor, el de aguas máximas y otros detalles que ayuden a entender mejor los pormenores del suceso.

b) Correr a lo largo de las huellas una nivelación, a fin de obtener perfiles longitudinales de las mismas.

c) Levantar secciones transversales del río, dos como mínimo, con cinta y nivel, y señalar en ellas el nivel máximo alcanzado por las aguas.

Con estos datos se dibujarán las secciones. En ellas se medirán área mojada y perímetro mojado; de éstos se sacarán promedios, y su cociente dará el radio hidráulico medio. Dibujados igualmente los perfiles de las huellas, se obtendrá una pendiente hidráulica media. La parte más delicada del proceso está en la selección del coeficiente de rugosidad, pues el valor que se le asigne puede tener una influencia muy importante en el resultado final.

Conviene para esto acudir a tablas de valores de n muy detalladas, tomando debidamente en cuenta las características del material que constituye el

lecho, la vegetación, las irregularidades de las secciones y del desarrollo longitudinal, así como la erosión y los depósitos que pueden haber ocurrido. Obtenido los valores de las tres variables R , S , n , se calcula, por la fórmula de Manning, la velocidad media que, multiplicada por el área mojada media, dará el gasto máximo buscado.

Número de Reynolds

La hidráulica requiere, para poder trabajar, *modelar matemáticamente* las corrientes; esto implica siempre fuertes simplificaciones con respecto a lo que es el escurrimiento natural. El teorema de Bernoulli, que en principio no podría aplicarse sino a lo largo de una trayectoria regular y suave, en la práctica se aplica a todo un conducto, tomando como velocidad la velocidad media. Además, durante mucho tiempo los hidráulicos quedaron con la ilusión de que en canales y tuberías normales el flujo ocurra por filetes paralelos; fue sólo a mediados del siglo pasado que se difundió el convencimiento de que dicho flujo es mucho más complicado.

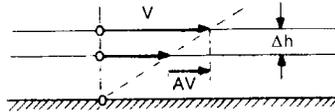
En efecto, al realizar, en un punto determinado de una corriente aparentemente regular, mediciones con tubo de Pitot o molinete, se registran variaciones locales de velocidad repentinas e irregulares, que a simple vista no tiene ninguna justificación. Parece como si a un movimiento básico regular se sobrepusiera una agitación desordenada, a la que se da el nombre de *turbulencia*.

De hecho, puede existir un movimiento por filetes o capas paralelas, pero sólo con velocidades muy bajas, y, por tanto, es poco frecuente. Se trata del *flujo laminar*; flujo que Newton había analizado teóricamente en 1687, considerando que tiene su origen en la *viscosidad*. Ésta sólo se manifiesta en fluidos en movimiento, como resultado de la fricción entre partículas fluidas contiguas de velocidad diferente. El agua fluye con más facilidad que el aceite, y éste más que la miel; por tanto sus viscosidades crecen en el mismo orden.

El criterio sugerido por Newton para cuantificar el efecto viscoso es el siguiente. En contacto con la pared debe existir una delgadísima capa de fluido que se adhiere a ella y no se mueve. A ésta sigue otra capa que sí se mueve, pero muy lentamente por ser refrenada por la primera. Una tercera avanzará un poco más rápido, y así sucesivamente. Indicando con Δh el

espesor de cada capita y con ΔV la diferencia de velocidades en sus fronteras (Fig.69), Newton propuso considerar el esfuerzo viscoso T (un esfuerzo es una fuerza por unidad de área) con que una capita frena a la colindante como directamente proporcional a ΔV e inversamente a Δh , o sea que

Figura 69



$$T = \mu \frac{\Delta V}{\Delta h} \quad (52)$$

representándose con la letra griega μ_2 (μ) el *coeficiente de viscosidad*. Éste, que normalmente se mide en kg.s/m^2 , varía no sólo de un fluido a otro, sino -para un mismo fluido- con la temperatura. Para el agua se tiene

a 0°C ,	$\mu = 0.000179 \text{ kg.s/m}^2$
a 5°C ,	$\mu = 0.000152 \text{ ''}$
a 10°C ,	$\mu = 0.000131 \text{ ''}$
a 15°C ,	$\mu = 0.000114 \text{ ''}$
a 20°C ,	$\mu = 0.000101 \text{ ''}$

El criterio sugerido por Newton resultó plausible, porque se comprobó experimentalmente que los flujos laminares cumplen con buena aproximación la ley (52).

Quedaba la cuestión de definir hasta qué velocidad el flujo permanece laminar y con cuál empieza la agitación turbulenta; cuestión nada fácil de resolver, ya que la velocidad límite entre un régimen y otro depende, por ejemplo, del tamaño del conducto, siendo más elevada en un tubo angosto que en uno ancho.

En 1880 Reynolds encontró la solución de una manera sencilla y genial. Consideró que, en régimen totalmente laminar, la energía que mueve el fluido en una tubería de diámetro D con velocidad V ha de ser, por (52) proporcional a $\mu V/D$; mientras que en régimen totalmente turbulento, en que la agitación general destruye los efectos viscosos imposibilitando el

escurrimiento por filetes paralelos, la energía ha de ser la cinética, proporcional a ρV^2 . Por tanto, el flujo se alejará tanto más del laminar ideal y se acercará tanto más al turbulento cuanto mayor sea el cociente

$$\frac{\rho V^2}{\mu V/D} = \frac{VD\rho}{\mu}$$

Midiéndose V en m/s, D en metros, ρ en $\text{kg.s}^2/\text{m}^4$ y μ en $\text{kg.s}/\text{m}^2$, resulta evidente que ésta es una cantidad sin dimensiones, o sea, un *número*. Se trata del *número de Reynolds*

$$\boxed{\text{Re} = \frac{VD\rho}{\mu}} \quad (53)$$

capaz de definir el grado de turbulencia de la corriente en función del diámetro de la tubería, el gasto y las características físicas del fluido.

Por *ejemplo*, si una corriente de agua de 10°C de temperatura escurre con velocidad de 2.8 m/s por una tubería de 6 pulgadas, resulta

$$D = 6 \times 2.54 = 15.24 \text{ cm} = 0.1524 \text{ m}$$

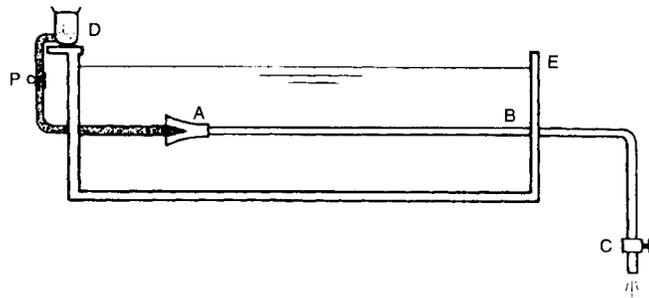
$$\mu = 0.000131 \text{ kg s}/\text{m}^2$$

y por tanto

$$\text{Re} = \frac{2.8 \times 0.1524 \times 102}{0.000131} = 332,255$$

Para determinar el *número de Reynolds* crítico para el cual un escurrimiento deja de ser laminar, Reynolds construyó el dispositivo que se muestra esquemáticamente en la Fig. 70. En medio de un tanque E lleno de agua está un tubo AB transparente, de entrada abocinada, de una pulgada de diá-

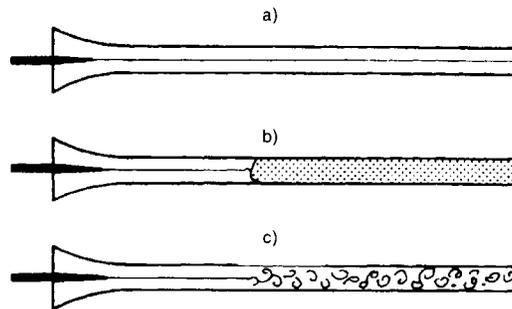
Figura 70



metro, cuya descarga se controla por la válvula C. Agua coloreada, contenida en el vaso D, puede inyectarse en el centro de la entrada por medio de una manguera terminada en boquilla puntiaguda, regulándose el gasto con la pinza P.

Abriendo poco la válvula C, la corriente -laminar- arrastraba un delgado filamento coloreado, que permanecía tranquilo y rectilíneo en medio del tubo (Fig.71 a). Al abrir más la válvula, y con eso aumentar la velocidad, el filamento se mantenía así, hasta que, por una leve abertura ulterior, se

Figura 71



expandía de repente y se mezclaba con la corriente, llenando el conducto con una nube de color (Fig.71b). Moviendo el ojo a modo de seguir la corriente, se podían entonces discernir los remolinos característicos de la turbulencia (Fig.71c). Cerrando muy poco la válvula, los remolinos desaparecían y el filete coloreado volvía a formarse.

Se había detectado así el *límite superior del régimen laminar*, cuyo número de Reynolds resultó ser aproximadamente $Re = 2,000$. Las velocidades

correspondientes son muy pequeñas. Con los datos del ejemplo anterior y este número de Reynolds, resultaría

$$V = \frac{Re\mu}{Dp} = \frac{2,000 \times 0.000131}{0.1524 \times 102} = 0.017 \text{ m/s} = 1.7 \text{ cm/s}$$

El *régimen turbulento* no comienza con este valor de Re. En efecto, Reynolds halló que una difusión completa del colorante no se alcanza sino hasta un Re entre 10,000 y 12,000, e investigadores posteriores aclararon que este límite puede elevarse todavía más si se logra eliminar cualquier perturbación en el tanque. Entre Re = 2,000 y este nuevo límite se tiene el llamado *régimen de transición*.

Para canales, el número de Reynolds se escribe

$$Re = \frac{VRp}{\mu}$$

donde Re es el *radio hidráulico*. Si el canal es rectangular, el límite del régimen laminar está aproximadamente en Re = 1,400. Suponiendo una temperatura media de 10°C, esto significa que

$$VR = \frac{Re \mu}{\rho} = \frac{1,400 \times 0.000133}{102} = 0.0018 = \sim 0.002 \text{ m}^2/\text{s}$$

Según Reynolds, en canales rectangulares el régimen de transición ocurre entre 0.002 y 0.007 m²/s.

Veamos, por *ejemplo*, qué régimen corresponde al gasto de 15 l/s en un canal rectangular de 80 cm de plantilla y 50 cm de tirante. Se tiene b = 0.80 m, d = 0.50 m, y luego

$$R = \frac{bd}{b + 2d} = \frac{0.4}{1.8} = 0.22 \text{ m}$$

$$V = \frac{Q}{bd} = \frac{0.015}{0.4} = 0.0375 \text{ m/s}$$

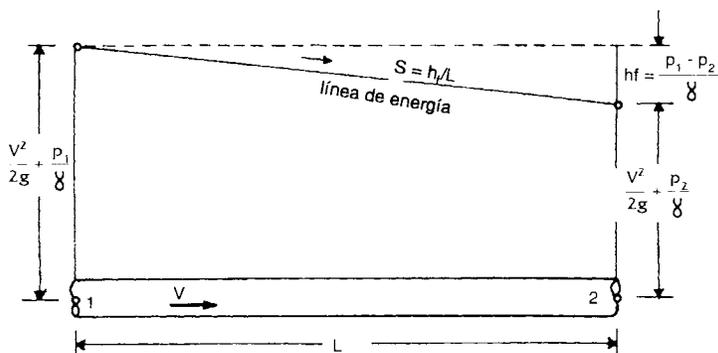
$$VR = 0.0375 \times 0.22 = 0.0082 > 0.007 \text{ m}^2/\text{s}$$

Por tanto el régimen es turbulento.

Fórmula de Darcy-Weisbach

Cuando el escurrimiento en una tubería es turbulento -es ésta la condición con que el hidráulico tiene que vérsela normalmente- la fricción con la pared ocasiona una *pérdida de carga proporcional al largo del conducto* y al cuadrado de la *velocidad media*. En efecto, si L es la longitud de la tubería de la Fig. 72, h_f la pérdida de carga que ocurre en ella a causa de la fricción,

Figura 72



y

$$S = h_f/L$$

la *pendiente hidráulica correspondiente*, la fórmula de Manning (51) da

$$\left[\frac{h_f}{L} \right]^{1/2} = \frac{Vn}{R^{2/3}}$$

y por tanto

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (55)$$

La mayor sencillez consiste en que aquí aparece simplemente el diámetro D de la tubería en lugar de su potencia de exponente $4/3$ (a través de $R^{4/3}$). Esto implica que, mientras n es prácticamente una constante, en el sentido de que no cambia al cambiar el diámetro, el *coeficiente de fricción* f no lo es.

Esto resulta también al comparar la fórmula de Darcy-Weisbach (55) con la de Chézy (50) (en la cual se haya puesto $S = h_f/L$, $R = D/4$), con lo que se obtiene que

$$f = 8g / C^2$$

y como el coeficiente de Chézy C no es una constante, tampoco puede serlo f . Sin embargo, se ha encontrado el modo -que se explicará a continuación- de determinar, para todo tipo de sección de tubería, el coeficiente f con más exactitud de lo que sabemos seleccionar n ; de aquí la mayor conveniencia de la fórmula (55) respecto a la (54).

Diagrama de Moody

El coeficiente f se determina por medio del *diagrama de Moody*, para cuya utilización se requieren algunos pasos previos. El primero consiste en *calcular el número de Reynolds* correspondiente al flujo de que se trata. Por ejemplo, si 17 l/s de agua a 15°C escurren por una tubería de 3 pulgadas de diámetro, se tiene

$$D = 3 \times 0.0254 = 0.076 \text{ m}, \quad A = \frac{3.1416 \times 0.076^2}{4} = 0.00454 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{0.017}{0.00454} = 3.74 \text{ m/s} \quad , \quad \mu = 0.000114 \text{ kg.s/m}^2$$

$$Re = \frac{3.74 \times 0.076 \times 102}{0.000114} = 254,320$$

El segundo paso consiste en *determinar la rugosidad del conducto* representándola por medio de un *coeficiente* e que mide en cierto modo el espesor medio de las pequeñísimas protuberancias que la constituyen. Los valores recomendados más usuales son para

Vidrio, cobre, plástico, hule	e =	0.0015	mm
Fierro fundido nuevo		0.25	mm
Asbesto - cemento		0.025	mm
Acero comercial		0.046	mm
Fierro galvanizado	e =	0.15	mm
Cemento liso		0.3 a 0.8	mm
Concreto		0.3 a 3	mm

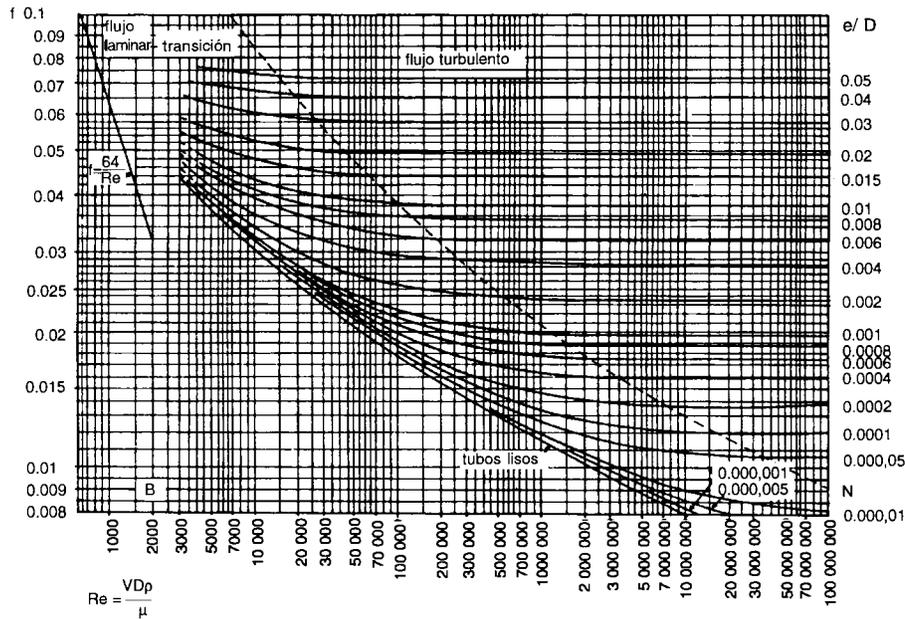
Una vez elegido el valor de e, hace falta dividirlo entre el diámetro D de la tubería para sacar la *rugosidad relativa* e/D. Siguiendo con el ejemplo anterior, si la tubería es de fierro fundido, se tiene

$$e = 0.25 \text{ mm} = 0.00025 \text{ m} \quad , \quad \frac{e}{D} = \frac{0.00025}{0.076} = 0.0033$$

Con los datos anteriores hay que entrar luego al *diagrama de Moody* (Fig. 73), en el cual encontramos marcados en las abscisas (abajo) los *números de Reynolds* Re; en las ordenadas, a la derecha, las *rugosidades relativas* e/D, a la izquierda los coeficientes de fricción f. En el diagrama se indican dos líneas notables, AB y MN, que lo dividen en tres partes: a la izquierda de AB (que corresponde a Re = 2,000) queda -como sabemos- el flujo laminar; a la derecha de MN el flujo turbulento; entre las dos líneas, el régimen de transición entre ambos.

El flujo laminar es tan lento que la rugosidad no lo afecta. Por tanto, para ese flujo el valor de f depende tan sólo del número de Reynolds, y esto por medio de la fórmula muy sencilla

Figura 73 Diagrama de Moody



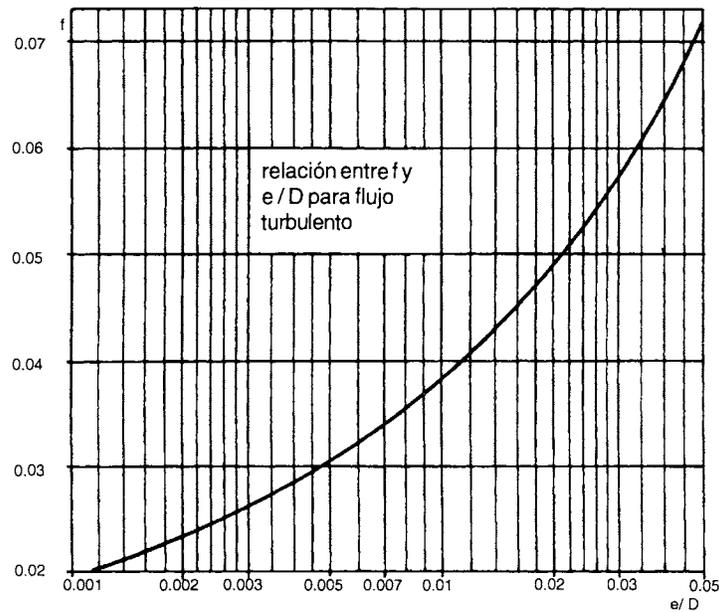
$$f = \frac{64}{Re} \tag{56}$$

que se ve representada por una recta a la izquierda, en el diagrama. Con *flujo turbulento* bien desarrollado, el valor del número de Reynolds no influye prácticamente sobre el de f , que, por tanto, depende únicamente de e/D , de acuerdo con la curva de la Fig. 74. Para terminar, cuando estamos en *régimen de transición* sí hay que tomar en cuenta e/D y Re para obtener f . En tal caso hay que seguir la curva designada a la derecha con el valor de e/D que interesa hasta que ésta corta la vertical correspondiente al valor de Re . De allí, prosiguiendo hacia la izquierda en dirección horizontal, se encuentra el valor de f .

Vamos a dar unos *ejemplos*. Primero, continuando con el ejemplo ya empezado, busquemos el f correspondiente a $Re = 254,320$ y $e/D = 0.0033$. Este último valor no lo hallamos escrito a la derecha del diagrama de Moody, pero sí encontramos 0.003 y 0.004 , entre los cuales 0.0033 está comprendido.

Igualmente, ubicaremos en las abscisas el valor $Re = 250,000$ próximo al que nos interesa. Siguiendo las líneas correspondientes, vemos que su intersección

Figura 74



cae a la derecha de MN, en la región del flujo turbulento. Por tanto, pasamos a la Fig.74, de la cual obtenemos que, para $e/D = 0.0033$, $f = 0.027$.

Como segundo ejemplo, consideremos el flujo de un gasto de 120 l/hora por una tubería de 1 pulgada, a la temperatura de 15°C ($\mu = 0.000114 \text{ kg}\cdot\text{s}/\text{m}^2$). Tendremos

$$Q = 120 \text{ l/hora} = 120/3,600 = 0.033 \text{ l/s} = 0.000033 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = \frac{3.1416 \times 0.025^2}{4} = 0.00049 \text{ m}^2, \quad V = \frac{0.000033}{0.00049} = 0.067 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{0.067 \times 0.025 \times 102}{0.000114} = 1,499$$

Por ser $Re < 2,000$, el régimen es laminar. Entonces hay que utilizar

la fórmula (56), que da

$$f = 64/1,499 = 0.043$$

Finalmente, supongamos que un gasto de 11 l/s con temperatura de 20°C escurre por un tubo de asbesto-cemento de 4 pulgadas. Entonces

$$\mu = 0.000101 \text{ kg.s/m}^2 \quad , \quad e = 0.025 \text{ mm} = 0.000025 \text{ m}$$

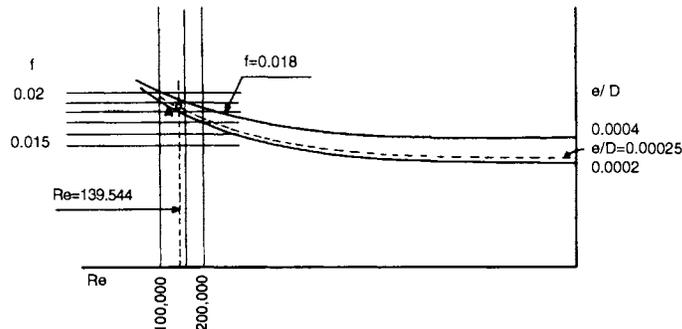
$$D = 4 \times 0.0254 = 0.1016 \text{ m} \quad , \quad \frac{e}{D} = \frac{0.000025}{0.1016} = 0.00025$$

$$A = \frac{3.1416 \times 0.1016^2}{4} = 0.0081 \text{ m}^2 \quad , \quad V = \frac{0.011}{0.0081} = 1.36 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{1.36 \times 0.1016 \times 102}{0.000101} = 139,544$$

Con los dos datos $Re = 139,544$ y $e/D = 0.00025$ hay que pasar al diagrama de Moody. En las abscisas se encuentran anotados los valores 100,000 y 200,000 del Re y aparece una raya vertical intermedia, que corresponde a 150,000. El valor 139,544 estará sobre una raya paralela, algo a la izquierda de esta última, que se ha trazado punteada en la Fig. 75, donde se reproduce la parte del diagrama que nos interesa. Por otro lado, en la margen derecha del diagrama están anotados los valores 0.0002 y 0.0004 de e/D . El valor 0.00025 se hallará un poco encima del primero, como en la cuarta parte del intervalo entre los dos.

Figura 75



Trazando también con línea punteada la curva que le correspondería, hallamos en el punto A su intersección con la vertical antes dibujada. Fijándonos ahora en las rectas horizontales que nacen de los valores de f anotados en la margen izquierda, vemos que A cae entre $f = 0.018$ y 0.019 , algo más cerca del primer valor que del segundo; por lo que tomaremos $f = 0.018$ como valor del coeficiente de fricción en este caso.

Problemas sobre pérdidas por fricción

A continuación resolveremos algunos problemas típicos por medio de la fórmula de Darcy-Weisbach (55). Las variables que aparecen en ella son: diámetro D y longitud L de la tubería, material de que está hecha (a través del coeficiente de fricción f), velocidad V (o, más frecuentemente, gasto Q) de la corriente y su temperatura, y pérdida de carga h_f . Por lo general el tipo de tubería, su longitud y la temperatura del agua son datos que se conocen de antemano, por lo que las variables suelen reducirse a tres: Q , D_e y h_f . Se trata de ver cómo es posible, conociendo a dos de ellas, encontrar la tercera.

a) *Dados gasto y diámetro, calcular la pérdida de carga*

Sea un tubo de acero de 2 pulgadas, de 17 m de largo, por el cual tiene que pasar 7.5 l/s. Suponiendo una temperatura media de 15°C, buscar h_f . Se tiene

$$D = 50.8 \text{ cm} = 0.0508 \text{ m} \quad , \quad L = 17 \text{ m} \quad , \quad Q = 0.0075 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = \frac{3.1416 \times 0.0508^2}{4} = 0.00203 \text{ m}^2 \quad , \quad V = \frac{0.0075}{0.00203} = 3.69 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{3.69 \times 0.0508 \times 102}{0.000114} = 167,720$$

$$e = 0.046 \text{ mm} = 0.000046 \text{ m} \quad , \quad \frac{e}{D} = \frac{0.000046}{0.0508} = 0.0009$$

Con los valores indicados de Re y e/D, el diagrama de Moody da $f = 0.021$.
Luego resulta que la pérdida de carga buscada es

$$h_f = \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} = 0.021 \times \frac{17}{0.0508} \times \frac{3.69^2}{19.6} = 4.88 \text{ m}$$

b) *Dados pérdida de carga y diámetro, calcular el gasto*

Una tubería de cobre de 1 pulgada, de 60.8 m de largo, funciona bajo una diferencia de presión Δp entre la entrada y la salida de 1.52 kg/cm^2 . Buscar el gasto que escurre en esas condiciones, suponiendo la temperatura de 20°C ($\mu = 0.000101 \text{ kg.s/m}^2$). Se tiene

$$D = 0.025 \text{ m} \quad , \quad h_f = \frac{\Delta p}{\gamma} = \frac{1.52 \times 10,000}{1,000} = 15.2 \text{ m}$$

Despejando $V^2 f$ de la fórmula de Darcy-Weisbach (55), resulta

$$V^2 f = \frac{2gh_f D}{L} = \frac{19.6 \times 15.2 \times 0.025}{60.8} = 0.1225 \text{ m}^2/\text{s}^2$$

y luego

$$V^2 = \frac{0.1225}{f} \text{ m}^2/\text{s}^2 \quad (57)$$

Ahora, al tubo de cobre le corresponde un valor bajísimo (0.0015 mm) para e. En estas condiciones, conviene utilizar en el diagrama de Moody la curva indicada para *tubos lisos*. Con esta simplificación, se procede *portanteos* de la manera siguiente: supuesto un valor de f que nos parezca razonable, se calcula V^2 por la fórmula (57). Extrayendo luego la raíz cuadrada, se obtiene V y por su intermedio el número de Reynolds. Con éste se consulta el diagrama de Moody y se obtiene, por intersección con la curva para tubos lisos, el valor de f.

Si éste coincide con aquel supuesto de antemano (o es muy próximo a él), se acepta la velocidad obtenida y con ella se calcula el gasto; si no, se realiza

un segundo tanteo empezando con el valor de f que se acaba de encontrar; y así se sigue hasta que los dos valores -inicial y final- de f resulten poco más o menos iguales. A continuación se procede a calcular el gasto como se ha explicado.

Primer tanteo. Observando la curva para tubos lisos en el diagrama de Moody, se ve que, en la región de flujo turbulento -como seguramente es el nuestro- un valor medio para f es poco más o menos $f = 0.015$. Tomemos pues éste como valor de partida. La fórmula (57) da luego

$$V^2 = \frac{0.1225}{0.015} = 8.167 \text{ m}^2/\text{s}^2, \quad V = \sqrt{8.167} = 2.86 \text{ m/s}$$

$$\text{Re} = \frac{2.86 \times 0.025 \times 102}{0.000101} = 72,208$$

Con este valor, la curva para tubos lisos da $f = 0.019$, que se aleja bastante del valor inicial. Procedamos entonces a un segundo tanteo, partiendo del valor 0.019.

Segundo tanteo. Resulta

$$f = 0.019, \quad V^2 = \frac{0.1225}{0.019} = 6.447 \text{ m}^2/\text{s}^2, \quad V = 2.54 \text{ m/s}$$

$$\text{Re} = \frac{2.54 \times 0.025 \times 102}{0.000101} = 64,108$$

Con este número de Reynolds, el diagrama de Moody da casi el valor $f = 0.019$ del cual hemos partido. Aceptada por tanto la velocidad $V = 2.54 \text{ m/s}$ que corresponde a este f , y siendo $A = 0.00049 \text{ m}^2$ la sección del tubo de 1 pulgada, se obtiene finalmente

$$Q = 2.54 \times 0.00049 = 0.00124 \text{ m}^3/\text{s} = 1.24 \text{ l/s}$$

c) *Dados pérdida de carga y gasto, calcular el diámetro*

Para este tercer caso que es el más complicado, hay que apoyarse en dos fórmulas que vamos a obtener enseguida. Como

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (58)$$

reemplazando en la ecuación de Darcy-Weisbach (55), queda

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{1}{2g} \frac{16 Q^2}{\pi^2 D^4} = \frac{8 L Q^2}{g \pi^2 D^5} f$$

de donde se obtiene despejando

$$D^5 = \frac{8 L Q^2}{g \pi^2 h_f} \quad (59)$$

Por otro lado, de (58) resulta que $VD = 4Q/\pi D$. Por tanto

$$Re = \frac{VD\rho}{\mu} = \frac{4Q\rho}{\pi D\mu} \quad (60)$$

Por medio de estas fórmulas estamos ahora en condición de calcular el diámetro de la tubería conociendo h_f , Q y la rugosidad e . El proceso se realiza *por tanteos*, como sigue:

- a) Se supone un valor para el coeficiente f
- b) Por medio de la fórmula (59) se calcula D^5 y luego D
- c) Con este D se obtiene Re aplicando la (60)
- d) Con el mismo D se calcula e/D
- e) Entrando con Re y e/D al diagrama de Moody, se obtiene f
- f) Si éste difiere sensiblemente del de partida, con él se repite el proceso.

Para mayor claridad, valga el ejemplo siguiente. Una tubería de fierro fundido, de 300 m de longitud, alimentada por una bomba que da la presión de 2.8 kg/cm^2 , debe descargar 253 l/s. Calcular el diámetro más conveniente,

suponiendo que el agua tiene una temperatura de 10°C ($\mu = 0.000131 \text{ kg.s/m}^2$). Primero hay que considerar que:

$$\Delta p = 2.8 \text{ kg/cm}^2 = 28,000 \text{ kg/m}^2$$

$$h_f = \frac{\Delta p}{\gamma} = \frac{28,000}{1,000} = 28 \text{ m}$$

Obtenido así h_f , se procede a los tanteos arriba enumerados:

Primertanteo. Como para el tipo de tubería considerado se tiene $e = 0.25 \text{ mm}$, que es bastante grande, conviene -para evitar muchos tanteos- tomar desde el principio un f algo elevado; digamos $f = 0.025$. Con este valor, (59) da

$$D^5 = \frac{8 \times 300 \times 0.253^2}{9.8 \times 3.1416^2 \times 28} \times 0.025 = 0.001418$$

y como sacar la raíz quinta equivale a elevar a potencia con exponente $1/5 = 0.2$ (operación que se puede realizar con calculadora de bolsillo), tenemos

$$D = 0.001418^{0.2} = 0.269 \text{ m}$$

Reemplazando este valor en (60), obtenemos el número de Reynolds

$$Re = \frac{4 \times 0.235 \times 102}{3.1416 \times 0.269 \times 0.000131} = 932,408$$

Por otro lado, resulta

$$\frac{e}{D} = \frac{0.00025}{0.269} = 0.00093$$

Entrando con estos dos últimos valores al diagrama de Moody, se obtiene $f = 0.0195$. El valor inicial había sido exagerado. Pasemos pues con este nuevo valor a otro tanteo.

Segundo tanteo, con $f = 0.0195$. Tenemos

$$D^5 = \frac{8 \times 300 \times 0.253^2}{9.8 \times 3.1416^2 \times 28} \times 0.0195 = 0.001106$$

$$D = 0.001106^{0.2} = 0.256 \text{ m}$$

$$Re = \frac{4 \times 0.253 \times 102}{3.1416 \times 0.256 \times 0.000131} = 979,757$$

$$\frac{e}{D} = \frac{0.00025}{0.256} = 0.00098$$

Con estos valores de Re y e/D el diagrama de Moody da $f = 0.020$, que es poco más o menos el f del cual salimos. Por tanto, prescribiremos el diámetro de 0.256 m, o sea, prácticamente de 10 pulgadas.

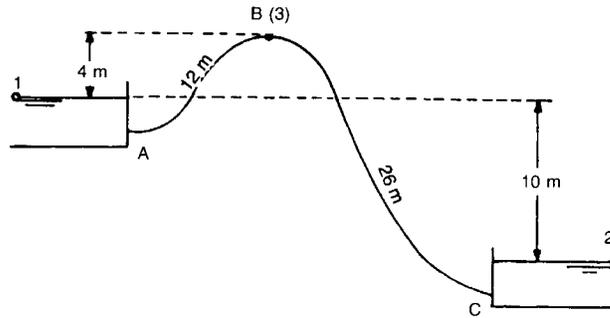
d) *Problemas que requieren también de la ecuación de Bernoulli*

Sea una tubería AC de 3 pulgadas y 38 m de largo esquematizada en la Fig. 76, que trabaja bajo una carga de 10 m. El punto B, que está a 12 m de distancia de A, es el más elevado del conducto, hallándose 4 m por encima del nivel del agua en el depósito superior. Se quiere conocer la presión negativa que resulta en B, sabiendo que $f = 0.035$.

Primero aplicaremos la ecuación de Bernoulli entre el punto 1 en el depósito superior y el punto 2 en el inferior, agregando en 2 la pérdida de carga $h_f(AC)$ causada por la fricción del agua con la pared interior del tubo:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + h_f(AC) \quad (61)$$

Pero $z_1 - z_2 = 10 \text{ m}$, $V_1 = V_2 = 0$, $p_1 = p_2 = 0$; así que la ecuación (61) se reduce a $h_f(AC) = 10$, o sea, por (55),



$$f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} = 10$$

donde V es la velocidad en la tubería y L el largo de ésta. Reemplazando valores, queda

$$0.035 \times \frac{38}{0.076} \times \frac{V^2}{19.6} = 10$$

$$V^2 = 11.20 \text{ m}^2/\text{s}^2 \quad , \quad V = 3.35 \text{ m/s}$$

Conociendo V , podemos ahora calcular la presión en B, que tomaremos como punto 3. Aplicando la ecuación de Bernoulli entre A y B, resulta ahora

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = z_3 + \frac{p_3}{\gamma} + \frac{V_3^2}{2g} + h_f(AB)$$

donde $V_3 = V$, $V_1 = 0$, $p_1 = 0$, $z_3 - z_1 = 4 \text{ m}$, y

$$\frac{h_f(AB)}{h_f(AC)} = \frac{12}{38}, \quad h_f(AB) = 10 \times \frac{12}{38} = 3.16 \text{ m}$$

Luego, reemplazando todo en la ecuación anterior, resulta

$$4 + \frac{p_3}{1,000} + \frac{11.20}{19.60} + 3.16 = 0$$

de donde, despejando, se obtiene

$$\frac{p_3}{1,000} = -7.73 \text{ m}, \quad p_3 = -7,730 \text{ kg/m}^2 = -0.773 \text{ kg/cm}^2$$

Esta sería la depresión negativa que se alcanza en B. Se trata de una depresión peligrosa, porque favorece el paso del agua al estado de vapor, y por tanto hace posible el fenómeno conocido como *cavitación*. Dicho fenómeno provoca la formación, dentro de la masa líquida, de burbujas llenas de vapor de agua que, arrastradas luego por la corriente a zonas de presión normal, regresan violentamente al estado líquido original, provocando localmente concentraciones bruscas de agua (*implosiones*) que pueden dañar seriamente hasta paredes de acero.

Pérdidas locales

La pérdida de carga por fricción h_f no es la única que se presenta. Por ejemplo, sabemos que una expansión brusca de la tubería pasando de una sección de área A_1 a otra de áreas A_2 ocasiona la pérdida Δh expresada por

$$\Delta h = \left[1 - \frac{A_2}{A_1} \right]^2 \frac{V_2^2}{2g}$$

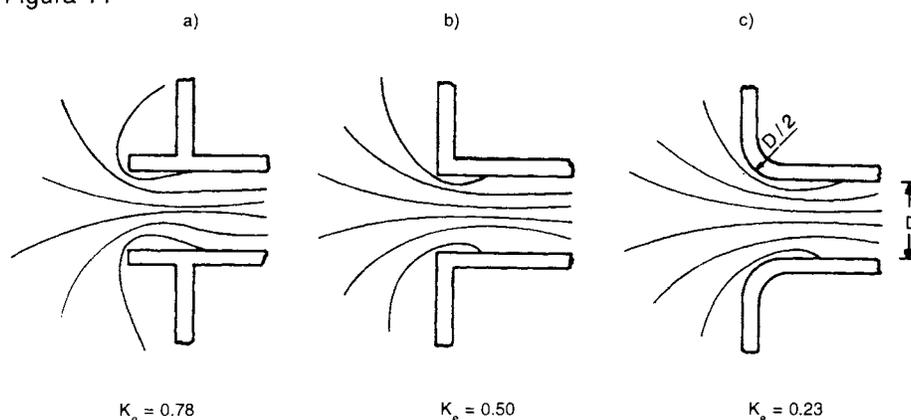
Otras pérdidas se asocian con curvas, codos, tes, válvulas, contracciones por reducción de diámetro o por entrada a la tubería, etc. Estas son *pérdidas locales*, se indican con h_l y se representan con fórmulas del tipo

$$h_l = K_l \frac{V^2}{2g} \quad (62)$$

ya que varían proporcionalmente a la carga de velocidad. Por ejemplo, la expresión (43') muestra que en el caso de la expansión repentina se tiene $K_l = (1 - A_2/A_1)^2$ de modo que este coeficiente puede alcanzar valores bastantes grandes; por ejemplo -como ya vimos- el valor 9, en el caso de que el diámetro se ensanche bruscamente de 4 a 8 pulgadas.

La primera pérdida, h_e , suele producirse en la *entrada* misma de la tubería. La configuración de la boca de entrada es el factor determinante, en cuanto puede provocar en la corriente una contracción que estorba su paso de manera apreciable. La Fig. 77 muestra tres tipos de entrada, con el coeficiente de pérdida K_e relativo: la *entrada saliente hacia el exterior* (Fig. 77a), con $K_e = 0.78$; aquella *cortada en escuadra*, con $K_e = 0.50$ (Fig. 77b) y una *redondeada* siguiendo un arco de círculo de radio igual al de la tubería, con $K_e = 0.23$ (Fig. 77c). Es posible, perfilando la entrada en *boca de campana*, reducir K_e todavía más, hasta valores realmente muy pequeños ($K_e = 0.04$).

Figura 77



Los valores de K más utilizados para otras pérdidas locales se especifican a continuación: para

Codo normal de 90°	$K_l = 0.90$
Codo normal de 45°	$K_l = 0.35$
Codo de radio grande de 90°	$K_l = 0.60$
Codo de radio grande de 45°	$K_l = 0.20$
Te, de frente	$K_l = 1.80$
Válvula de compuerta abierta	$K_l = 0.19$

Por último, no hay que olvidar que, si una tubería descarga libremente a la atmósfera, su energía cinética se desaprovecha; y esto implica la pérdida total de la carga de velocidad $V^2/2g$. De acuerdo con la fórmula (62), podemos concluir que en tal caso se tiene una *pérdida por salida libre* h_s con $K_s = 1$.

Con los datos anteriores estamos en condición de resolver el problema general de *determinar el gasto* que escurre por una tubería, tomando en cuenta todas las características geométricas de la conducción y la carga total h bajo la cual ésta trabaja.

En efecto, es bastante considerar que esta carga total se gasta parte en producir el escurrimiento y parte en vencer todas las resistencias que se oponen al mismo. La parte que produce el escurrimiento es la carga de velocidad

$$h_v = V^2/2g \quad (63)$$

mientras que la que vence las resistencias se subdivide en h_f , pérdida de carga por fricción, h_e , pérdida por entrada y Σh_l , suma (indicada con el símbolo Σ) de todas las pérdidas locales, cualesquiera que sean:

$$h = h_v + h_f + h_e + \Sigma h_l \quad (64)$$

Si en esta relación reemplazamos las expresiones (63), (55) y (62) de las diferentes pérdidas, obtenemos

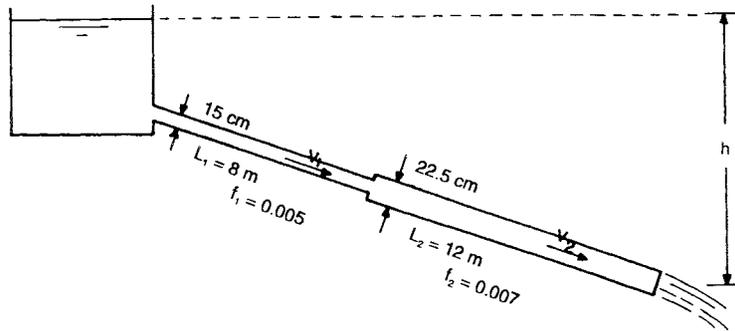
$$h = \frac{V^2}{2g} + f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} + K_e \frac{V^2}{2g} + \Sigma K_l \frac{V^2}{2g}$$

o sea, factorizando $V^2/2g$,

$$h = \left(1 + f \frac{L}{D} + K_e + \Sigma K_l \right) \frac{V^2}{2g} \quad (65)$$

Como *primerejemplo* de aplicación de esta fórmula, consideremos (Fig. 78) una tubería que descarga a la atmósfera, provista de entrada cortada en escuadra y una expansión brusca de 15 a 22.5 cm de diámetro, con dos tramos cuyas longitudes y coeficientes de fricción se anotan en la figura. Se pide calcular el desnivel h necesario para descargar 100 l/s.

Figura 78



Se tiene

$$A_1 = \frac{3.1416^2 \times 0.15^2}{4} = 0.0177 \text{ m}^2 ,$$

$$A_2 = \frac{3.1416^2 \times 0.225}{4} = 0.0398 \text{ m}^2 ,$$

$$V_1 = 0.100/0.0177 = 5.65 \text{ m/s} ,$$

$$V_2 = 0.100/0.0398 = 2.51 \text{ m/s}$$

Las pérdidas por fricción son

$$f_1 \frac{L_1}{D} \frac{V_1^2}{2g} = 0.005 \times \frac{8}{0.15} \times \frac{5.65^2}{19.6} = 0.43 \text{ m}$$

$$f_2 \frac{L_2}{D} \frac{V_2^2}{2g_2} = 0.007 \times \frac{12}{0.225} \times \frac{2.51^2}{19.6} = 0.12 \text{ m}$$

y las pérdidas locales son

por entrada, $0.5 \frac{V_1^2}{2g} = 0.5 \times \frac{5.65^2}{19.6} = 0.81 \text{ m}$

Por ensanchamiento (ec.43), $\frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} = \frac{5.65^2 - 2.51^2}{19.6} = 1.31 \text{ m}$

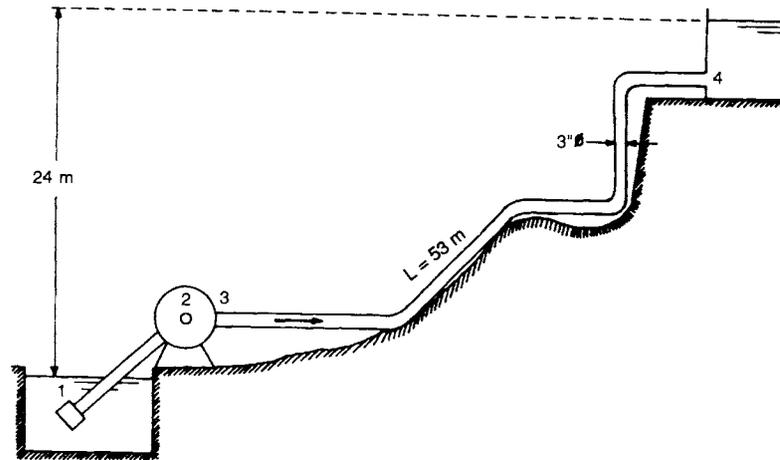
y por la descarga libre en la salida, una carga de velocidad $V_2^2/2g$. El total de pérdidas debe compensarse por la carga h . Resulta pues

$$h = 0.43 + 0.12 + 0.81 + 1.31 + 1 = 3.67 \text{ m}$$

Como *segundo ejemplo*, resolveremos el problema siguiente. Hay que bombear $1\text{m}^3/\text{min}$ de agua de un canal a un depósito ubicado 24 m más

arriba, a través de una tubería de hierro fundido de 53 m de largo, provista de dos codos de 90°, dos de 45° y la pichanca, que es de un tipo para el cual se aconseja un coeficiente de pérdida de entrada $K_e = 6$ (Fig.79). Suponiendo una temperatura de 15°C, se pregunta cuál ha de ser la potencia de la bomba.

Figura 79



Si denotamos con 1 la pichanca y con 2 la entrada a la bomba, tenemos que

$$h_1 = h_2 + \Delta h_{12}$$

donde con h se indican las cargas y con Δh_b la diferencia entre ellas. La bomba produce un incremento de carga h_b . Por tanto, si 3 es la salida de la bomba

$$h_2 + h_b = h_3$$

Finalmente, si la tubería desemboca en 4,

$$h_3 = h_4 + \Delta h_{34}$$

Sumando las tres últimas ecuaciones y simplificando términos iguales y de signo contrario, se obtiene que

$$h_b = h_4 - h_1 + \Delta h_{14} \quad (66)$$

donde con $\Delta h_{14} = \Delta h_{12} + \Delta h_{34}$ se indica la pérdida de carga total producida por la tubería.

Ahora,

$$\Delta h_{14} = \left(f \frac{L}{D} + K_e + \Sigma K_l \right) \frac{V^2}{2g} \quad (67)$$

$$\text{con } L = 53 \text{ m} , \quad D = 0.076 \text{ m} , \quad K_e = 6 ,$$

$$\Sigma K_l = 2 \times 0.90 + 2 \times 0.35 = 2.50,$$

$$Q = 1/60 = 0.0167 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = \frac{3.1416 \times 0.076^2}{4} = 0.00454 \text{ m}^2 ,$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.0167}{0.00454} = 3.68 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{3.68 \times 0.076 \times 102}{0.000114} = 250,240$$

Además, $e = 0.25 \text{ mm}$, y luego

$$\frac{e}{D} = \frac{0.00025}{0.076} = 0.0033$$

Con estos últimos dos datos, el diagrama de Moody da $f = 0.027$.
Reemplazando todo en (67), queda

$$\Delta h_{14} = \left(0.027 \times \frac{53}{0.076} + 6 + 2.50 \right) \times \frac{3.68^2}{19.6} = 18.88 \text{ m}$$

Como $h_4 - h_1$ representa el desnivel de 24 m entre superficies libres, la ecuación (66) da

$$h_b = 24 + 18.88 = 42.88 \text{ m}$$

Con este dato, y tomando $\eta = 80\% = 0.8$ como eficiencia de la bomba, se puede calcular su potencia P a partir de la fórmula, deducida de la (45),

$$P = \frac{gQ}{\eta} h_b = \frac{1,000 \times 0.0167}{0.8} \times 42.88 = 895 \text{ kg.m/s}$$

o bien, en HP,

$$P = 895/76 = 11.8 \text{ HP}$$

Esta es la potencia requerida.

Cálculo del gasto en tuberías

Para obtener el gasto a partir de las características de la tubería, conviene proceder así: si escribimos

$$1 + f \frac{L}{D} + K_e + \Sigma K_l = m \quad (68)$$

La ecuación (65) se hace $h = m V^2/2g$; y de aquí, despejando V^2 y extrayendo la raíz cuadrada, resulta

$$V = \sqrt{2g \frac{h}{m}} \quad (69)$$

El gasto que escurre por una tubería de sección A será luego

$$Q = A \sqrt{2g \frac{h}{m}} \quad (70)$$

Como *ejemplo* de aplicación, vamos a calcular el gasto que escurre por una tubería de fierro galvanizado de 2 pulgadas, de 57 m de largo, con entrada cortada en escuadra, dos codos normales de 90° y una válvula de compuerta, bajo la carga total de 5.30 m.

En problemas de este tipo se presenta la dificultad de no saber cuál es el valor del coeficiente de fricción f , porque el diagrama de Moody lo da en función del número de Reynolds, cuya determinación requiere la velocidad, que en el presente caso se desconoce. Lo que conviene hacer es proceder por tanteos, *empezando por suponer el flujo turbulento*; lo que permite obtener f directamente en función de e/d por medio del diagrama de la Fig.74.

En nuestro caso, siendo para fierro galvanizado $e = 0.15$ mm y el diámetro de la tubería de 50.8 mm, se tiene

$$\frac{e}{D} = \frac{0.15}{50.8} = 0.003$$

y para este e/D la Fig.74 da $f = 0.026$. Utilizando este valor para un primer tanteo, se obtiene

$$f \frac{L}{D} = 0.026 \times \frac{57}{0.0508} = 29.17$$

Como además

$$K_e = 0.50 \quad , \quad \Sigma K_1 = 2 \times 0.90 + 0.19 = 1.99$$

la fórmula (68) da

$$m = 1 + 29.17 + 0.50 + 1.99 = 32.66 \text{ m}$$

Reemplazando en (69), resulta

$$V = 4.43 \times \sqrt{\frac{5.30}{32.66}} = 1.78 \text{ m/s}$$

Supuesta una temperatura de 15°C, el número de Reynolds sería

$$Re = \frac{1.78 \times 0.0508 \times 102}{0.000114} = 80,906$$

Con este Re y $e/D = 0.003$, el diagrama de Moody da $f = 0.028$, que aceptaremos por su buena aproximación con el valor supuesto al realizar el tanteo. Así tendremos

$$f \frac{L}{D} = 0.028 \times \frac{57}{0.0508} = 31.42$$

$$m = 1 + 31.42 + 0.50 + 1.99 = 34.91$$

Con este dato, y siendo

$$A = \frac{3.1416 \times 0.0508^2}{4} = 0.0020 \text{ m}^2$$

el gasto se obtiene sin más utilizando la fórmula (70):

$$Q = 0.0020 \times 4.43 \times \sqrt{\frac{5.30}{34.91}} = 0.00345 \text{ m}^3/\text{s} = 3.45 \text{ l/s}$$

Estructuras hidráulicas

CARACTERÍSTICAS GENERALES

Advertencias preliminares

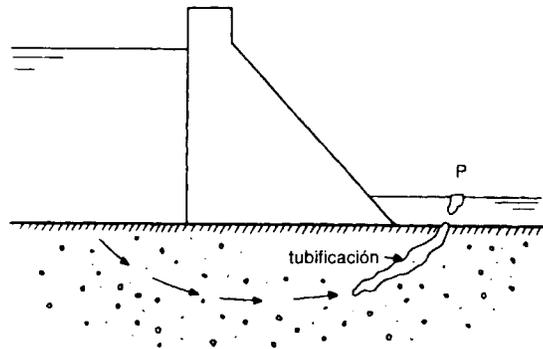
Las estructuras hidráulicas tienen la función de encauzar, almacenar, conducir y distribuir el agua, con fines de defensa, control o aprovechamiento. Su diseño, además de respetar las normas que aseguran su estabilidad y resistencia, tiene que tomar en cuenta el hecho de que *la estructura debe no sólo no obstaculizar, sino* (en lo posible) *facilitar el escurrimiento*. Este precepto, que hasta parece obvio, no siempre ha sido tomado con la consideración debida por el proyectista. A veces una preocupación excesiva por el aspecto estructural asociado con el olvido de las mañas del agua hizo creer que, con tal de que la estructura sea suficientemente resistente, se puede obligar a la corriente a cualquier tipo de desvíos y vueltas bruscas, saltos y recorridos forzados. Pero el fluido anhela moverse lo más libremente posible y tiende a socavar y desgastar cualquier obstáculo que estorbe su movimiento, hasta llegar a demolerlo poco a poco -si puede- y arrastrar sus fragmentos.

Los inevitables fracasos llevaron al técnico a una actitud más respetuosa de las leyes de la naturaleza. Ya los ingenieros de Roma antigua sabían que conviene perfilar con *tajamares* las pilas de los puentes; hoy es constante la preocupación de evitar salientes y esquinas, y en general encauzar la corriente con curvas suaves allí donde no se le puede permitir un movimiento rectilíneo. En particular no hay que olvidar que -como mencionamos en otra ocasión- toda expansión súbita crea vórtices permanentes que pueden a la larga causar desgastes.

Otro aspecto a considerar es el de las cimentaciones de las obras hidráulicas, que se hallan expuestas a condiciones más críticas que las de otras estructuras; pues un suelo firme puede, con la presencia permanente del agua, reblandecerse y reducir su capacidad de sustentación. Por lo general es ilusorio creer que puede impedirse el paso del agua en el suelo, debajo de la estructura. Hay que resignarse a que ocurra; pero hace falta ofrecer a la corriente subterránea una resistencia adecuada, por ejemplo, alargando suficientemente su recorrido, para tener la seguridad de que ella no arrastre partículas del suelo.

En efecto, cuanto más partículas se quitan, tanto más se facilita el flujo de infiltración, su velocidad aumenta, y con ella su capacidad de arrastre. Así, se puede llegar tarde o temprano a la *tubificación*, o sea, a la formación de pequeños túneles subterráneos que progresan desde aguas abajo hacia aguas arriba (Fig.80). La tubificación se revela por los borbotones que aparecen en el punto P de salida del túnel. Una tubificación avanzada puede provocar asentamientos, desnivelaciones y hasta el derrumbe de la estruc-

Figura 80

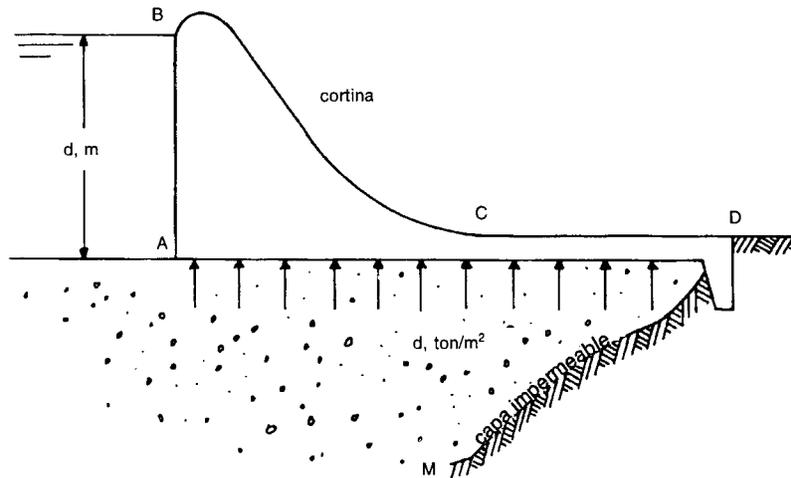


tura.

Infiltraciones que se producen debajo o a través de diques o terraplenes que cierran un embalse pueden, además, aun no comprometiendo la estabilidad de las construcciones, dar lugar a *pérdidas de agua* que reduzcan considerablemente el volumen almacenado.

Otro riesgo para las obras hidráulicas lo representa la *subpresión*. Sea (Fig.81) una estructura ABCD asentada en suelo permeable, que remata aguas abajo con una capa MD de arcilla o roca que impide el flujo subterráneo.

Figura 81



La carga de d metros de agua que existe tras la estructura se trasmite tal cual en forma de presión al agua que empapa el suelo; y, como la presión actúa en todas las direcciones, se aplica también a la base de la estructura, empujándola hacia arriba con la fuerza de d ton/m². Si la estructura incluye, por ejemplo, un delantal CD de mampostería o concreto mal reforzado, éste puede agrietarse y quizá levantarse. Conviene notar que este efecto no requiere precisamente la presencia de la capa impermeable MD: puede manifestarse, aunque sea con menor intensidad, siempre que el drenaje del subsuelo sea deficiente.

Con estas advertencias, que siempre hay que tener en mente, pasaremos ahora a considerar las características esenciales de las estructuras hidráulicas.

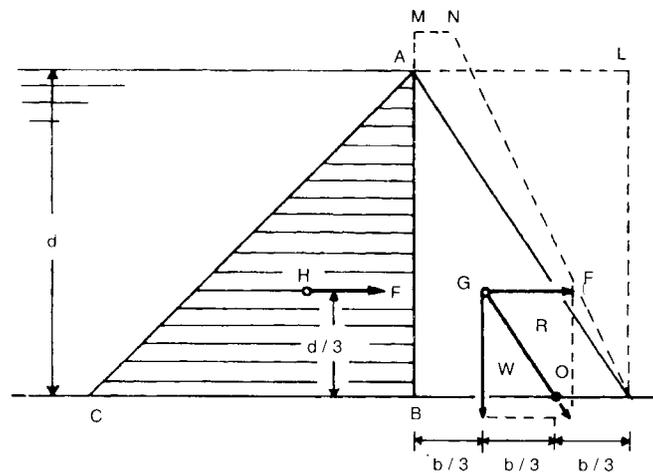
Paredes de contención

Consideremos una pared triangular ABD tras la cual se tenga una tirante d de agua. Nos preguntamos cuáles son la forma y dimensiones óptimas para ella. Sabemos (Fig. 24) que lo que carga la pared es únicamente un prisma líquido triangular ABC de base $CB = gd$; para ese efecto, lo demás es como si no existiese. Es interesante notar que, siendo el peso específico γ del agua de 1 ton/m³, con esas unidades resulta $CB = 1 \times d = d$, de modo que el

triángulo ABC, además de ser rectángulo, es isósceles, por tener sus lados AB y BC iguales.

Las presiones que el agua ejerce sobre la pared van creciendo con la profundidad: cero a nivel A, γd en el fondo, y γz a cualquier profundidad z . Esto hace pensar que el perfil más natural y económico para una pared de contención tiene que ser triangular, tal y como muestra la Fig.82, ya que de esa forma los espesores del material que recibe el empuje del agua van también variando en proporción con la profundidad.

Figura 82



Naturalmente, como el peso específico γ_c de dicho material es mayor que el del agua, el espesor de la pared será menor que el espesor del prisma ABC. Queremos determinar cuánto ha de ser menor, y en particular cuál es el ancho BD que hay que dar a la base de la pared.

La pared ABD tiene que *resistir con su peso* W *al empuje* F del prisma líquido ABC. Ahora, por un conocido principio de mecánica hay que imaginar F concretado en el centro de gravedad H de ABC, W en el análogo G de ABD; centros que se ubican a una altura igual $1/3$ de la altura d , y a una distancia del lado vertical AB igual a $1/3$ de la base del triángulo respectivo. Si b es el largo BD de la base de la pared de contención, G distará pues $b/3$ de AB y $d/3$ de BD.

Si se quiere evitar el volteo de la pared por efecto del empuje, el volumen mínimo de aquella se obtendrá dando a su parámetro exterior AD la misma pendiente de la resultante R de las fuerzas F y W . En tales condiciones, como

se ve en la figura, una simple consideración de triángulos semejantes manifiesta que el punto O en que R corta la base AB se encuentra a distancia $b/3$ de la línea de acción del peso W.

Consideremos ahora los momentos (productos de la fuerza por la distancia) de las tres fuerzas F, W y R con respecto a O. El de R es obviamente cero, porque tal es su distancia a O. Condición de equilibrio es que los otros dos sean iguales. Como la distancia entre O y la línea de acción de F es $d/3$ y la análoga para W, $b/3$, dicha condición se escribe

$$F \frac{d}{3} = W \frac{b}{3} \quad (71)$$

Tomemos un tramo de pared de 1 m de largo. El empuje F que recibe resulta igual al volumen del prisma de agua correspondiente multiplicado por su peso específico γ ; o sea

$$F = \left[\frac{d^2}{2} \times 1 \right] g = \frac{d^2}{2} \gamma \quad (72)$$

El peso W de la pared será, análogamente,

$$W = \frac{bd}{2} \gamma_c$$

Reemplazando en (71), queda

$$\frac{d^3}{6} \gamma = \frac{b^2 d}{6} \gamma_c$$

de donde, simplificando y extrayendo la raíz cuadrada, se deduce que el ancho de la base tiene que ser

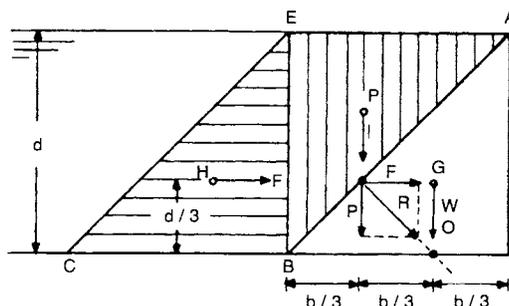
$$b = d \sqrt{\gamma/\gamma_c} \quad (73)$$

Por ejemplo, si el tirante es de 5 m y la pared está hecha de concreto de peso específico $\gamma = 2.3 \text{ ton/m}^3$, dicho ancho resulta

$$b = 5 \times \sqrt{1/2.3} = 3.30 \text{ m}$$

Puede quedar la duda de que si un *perfil triangular* que no tenga el frente AB vertical podría resultar más conveniente, por avenirse con una pared de sección más delgada. Se comprueba que no es así. Para convencernos, veamos el caso extremo, considerando la pared ABD invertida (Fig.83).

Figura 83



Entonces la línea de acción de su peso W pasa por O , y por tanto el momento W con respecto a O es cero. La que sí ayuda es la carga de agua (prisma AEB) que gravita sobre la pared. Su peso por unidad de ancho, cuya línea de acción pasa a distancia $b/3$ de O , es

$$P = \frac{bd}{2} \gamma$$

Igualando momentos, ahora tendremos

$$F = \frac{d}{3} = P \frac{b}{3}$$

y luego por (72)

$$\frac{d^3}{6} \gamma = \frac{b^2 d}{6} \gamma$$

Simplificando resulta que

$$b = d \quad (74)$$

Comparemos esta fórmula con la (73). Si $g = 2.3 \text{ ton/m}^3$, se tiene $\sqrt{\gamma/\gamma} = 0.66$. Por tanto, con el perfil de la Fig.82 se hubiera tenido por (73) $b = 0.66 d$, o sea una base (y por tanto un volumen) de pared igual a 2/3 de lo que prescribiría la fórmula (74); por lo que el primer perfil resulta ser más conveniente.

Es fácil convencerse de que si la pared, en lugar de ser triangular fuese *rectangular* (perfil ABDL de la Fig.82), el volumen de ella tendría que ser mayor todavía, y precisamente el doble de aquél del perfil triangular ABD de la misma figura. La mitad ADL de la pared sería del todo inútil por lo que a su resistencia al empuje del agua se refiere.

Concluyendo, *el perfil más económico para la pared de contención es el triangular* con paramento vertical hacia el embalse, ABD en la Fig.82. En la práctica, la resistencia de la pared se incrementa, porque:

- a) no se la termina en punta en A
- b) se le da cierto *bordo libre* AM, para evitar que el agua vierta por encima al crearse oleaje por efecto del viento

o sea que se acaba por darle un *perfil trapecial* como el BMND.

Cimentaciones

Las cimentaciones de una obra hidráulica se hallan por lo general expuestas a condiciones de trabajo más severas que las de una edificación corriente, ya que un terreno inicialmente firme puede, con el tiempo, reblandecerse por la infiltración paulatina del agua retenida por la estructura. Así, por pequeña que sea la obra, jamás es lícito descuidar el examen y, si es el caso, la preparación adecuada de sus cimientos.

Las funciones que debe cumplir la cimentación son esencialmente dos:

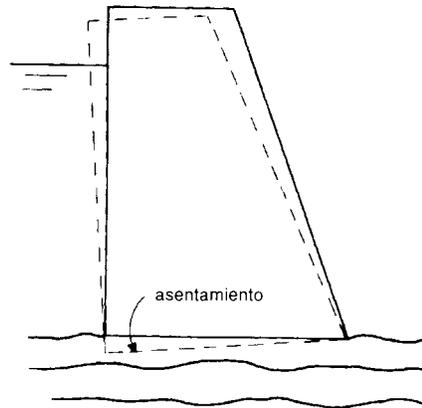
- a) asegurar a la obra un *apoyo firme*, bajo todas las condiciones posibles de carga y humedecimiento
- b) ofrecer la *resistencia* que se juzgue necesaria *al paso del agua* que se infiltra por debajo y los costados

Para que la cimentación proporcione un buen apoyo a la estructura, hace falta:

- a) que ofrezca la *capacidad de carga necesaria*
- b) que exista suficiente *adherencia entre la estructura y el suelo*
- c) que no haya peligro de *socavación por tubificación*

La consecuencia de que un suelo no ofrezca la capacidad de carga suficiente para la estructura es normalmente un *asentamiento* de la misma, como muestra la Fig.84. Para prevenir este riesgo, que puede implicar reparaciones sumamente costosas, hay que calcular el peso en kg de la estructura tomando en cuenta las sobrecargas (incluyendo la del agua contenida), y

Figura 84



dividirlo entre la superficie de su base, medida en cm^2 ; el resultado no tiene que pasar de la presión máxima aceptable por el suelo, de acuerdo con los límites siguientes:

Roca maciza, en buenas condiciones	100	kg/cm^2
Roca estratificada, en buenas condiciones	40	"
Pizarra o conglomerado en buenas condiciones	10	"

Arcilla compacta	6	"
Grava, mezcla de grava y arena, compactas	5	"
Grava, mezcla de grava y arena, sueltas	4	"
Arena gruesa compacta	4	"
Tierra arcillosa ordinaria	4	"
Arena gruesa suelta, arena fina compacta	3	"
Arena fina suelta	1	"
Tierra arcillosa blanda	1	"

Cuando la cimentación no ofrece garantía de apoyo suficiente, es posible a veces mejorarla con convenientes compactaciones antes de construir. Otra posibilidad es reducir la presión que ejerce la estructura ensanchando su base, o sea, su superficie de contacto con el terreno. Esta es la razón por la que las pilas de puente se apoyan en zapatas bastante más anchas y largas.

La *adherencia* entre la estructura y el terreno adquiere mucha importancia cuando ésta se halla sujeta al empuje del agua, porque entonces pueden producirse *deslizamientos*, como muestra la Fig.85. Para evitarlos, se recomienda realizar una perfecta limpieza de la superficie en que se cimentará la estructura, y dejarla lo más rugosa posible.

Figura 85

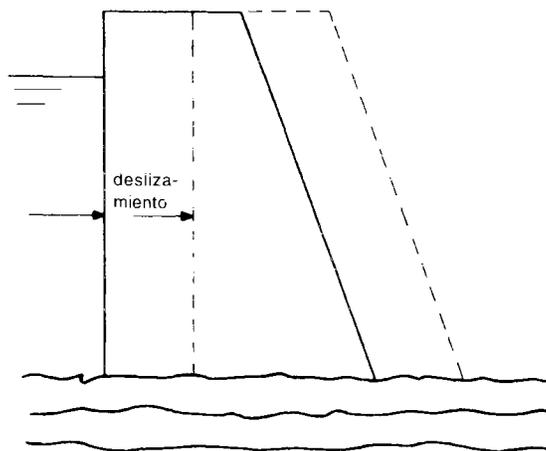
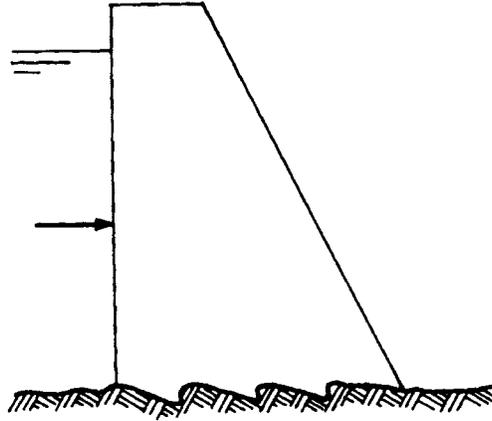


Figura 86



Si es roca, conviene cortarla en dientes de sierra, tal como sugiere la Fig.86.

La *tubificación* por debajo de la estructura es a menudo causa de fallas por socavación. Para evitarlas, hay que impedir que la corriente de infiltración alcance velocidades capaces de arrastrar partículas del subsuelo. Con base en la *ley de Darcy* (5), que se puede escribir:

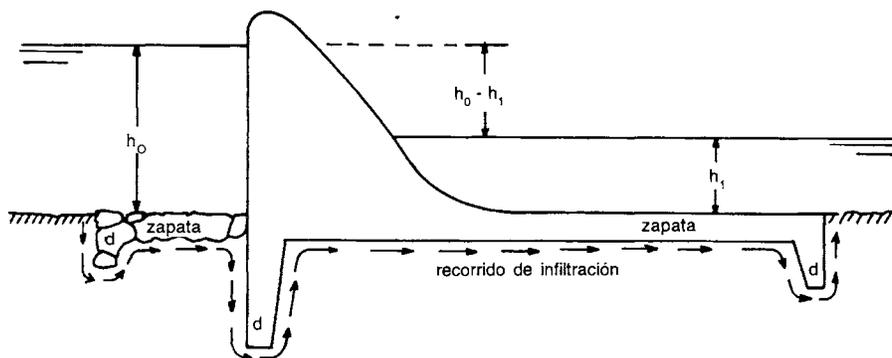
$$v = k \frac{h}{L} \quad (75)$$

vemos que para *reducir la velocidad de infiltración* v se puede

- a) reducir el coeficiente de permeabilidad k
- b) reducir la carga de agua actuante h
- c) aumentar la longitud L del recorrido de infiltración

Para *reducir el coeficiente de permeabilidad* hay que compactar el suelo, o reemplazar su capa superior con material menos permeable, o bien, cuando nada de ello sea posible, localizar la estructura en otro sitio, que sea mejor bajo este punto de vista. *Reducir la carga* implica disminuir el tirante máximo de agua aceptable, lo que no siempre es factible, ya que así se reduce la capacidad de la obra. Lo más usual es *alargar el recorrido de infiltración*, prolongando la línea de contacto de la base de la estructura con el terreno natural.

Figura 87



Esto se consigue con zapatas y dentellones, (Fig.87). *La zapata* es una losa horizontal que recubre el suelo, forzando las infiltraciones a seguirla en su trayecto. *El dentellón* (indicado con la letra d en la figura) cumple con la misma función, pero en sentido vertical. Se ha comprobado que el dentellón es más eficaz que la zapata, ya que, como veremos enseguida, un recorrido vertical vale como tres veces uno horizontal.

En efecto, Lane estableció un criterio empírico para determinar la longitud necesaria L_v de recorrido vertical y L_h de recorrido horizontal, con base en un *factor de filtración* f definido así:

$$f = \frac{L_v + L_h/3}{h_0 - h_1} \quad (76)$$

siendo h_0 la carga de aguas arriba y h_1 , la de aguas abajo (Fig.87). La *regla de Lane* expresa que la longitud del perfil inferior de una cimentación sobre terreno permeable debe ser tal que el factor de filtración que le corresponde *no sea menor* a los valores límites que a continuación se detallan para diferentes tipos de suelo:

Lama o arena muy fina	8.5
Arena fina	7.0
Arena mediana	6.0
Arena gruesa	5.0
Grava fina	4.0
Grava mediana	3.5
Grava gruesa y guijarros	3.0
Arcilla blanda	3.0
Cantos rodados, guijarros y grava	2.5
Arcilla mediana	2.0
Arcilla dura	1.8
Arcilla muy dura	1.6

A continuación se muestran dos *ejemplos* de aplicación de la regla de Lane.

1. Una presa derivadora en mampostería, asentada en el lecho de un río, sobre material de acarreo constituido por cantos, guijarros y grava, trabaja bajo una diferencia de carga de 4 m. Su base tiene 21 m de largo, empieza con un dentellón de 2 m y termina con uno de 75 cm de profundidad. Se quiere saber si la obra está segura por lo que se refiere a velocidad de infiltración.

La fórmula (76) da:

$$f = \frac{(2 \times 2 + 2 \times 0.75) + 21/3}{4} = \frac{12.50}{4} = 3.12$$

valor que es mayor que el mínimo ($f=2.5$) aconsejado por la tabla anterior. Luego tenemos cierto margen de seguridad.

2. Una obra de toma de 8.40 m de largo está cimentada sobre arena gruesa. Determinése la profundidad mínima de dentellones necesaria para su seguridad, sabiendo que la estructura trabaja bajo una diferencia de carga de 1.70 m.

llamemos x a la profundidad mínima incógnita. Siendo 6 el valor mínimo del factor de seguridad, podemos afirmar por la fórmula (76) que debe ser por lo menos

$$\frac{2x + 8.40/3}{1.70} = 6$$

o sea:

$$2x + 2.80 = 10.20$$

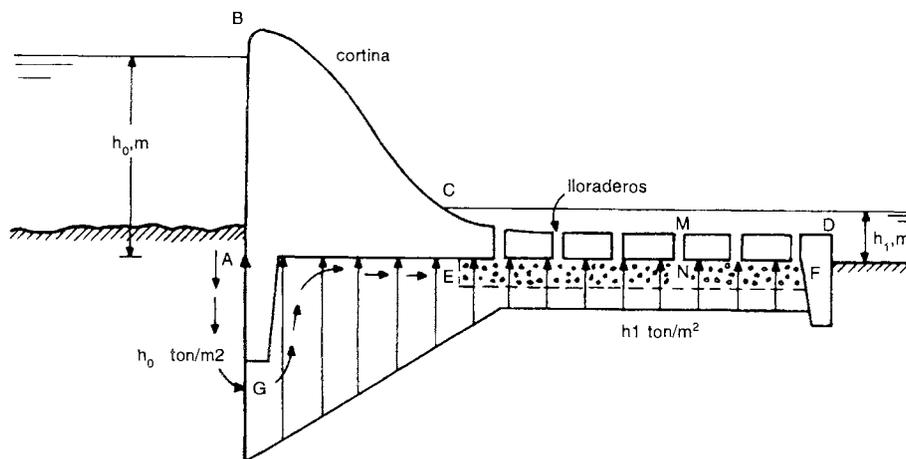
de donde, resolviendo la ecuación, se obtiene que $x = 3.70$ m que sería la profundidad mínima necesaria de los dentellones. Para evitar una excavación excesiva, esta profundidad se puede alcanzar con dos o tres dentellones consecutivos.

Nótese que el ancho del dentellón no tiene importancia, porque constituye un tramo horizontal que las infiltraciones deberían recorrer también en ausencia de aquél. Por lo general, el ancho de dentellones en concreto o mampostería va de 30 a 60 cm según los casos.

Por último, veamos qué se puede hacer para *reducir las subpresiones*. Como señalamos con referencia a la Fig.81, éstas son particularmente intensas, y por lo tanto peligrosas, cuando se impide la afloración del agua subterránea al pie de la obra. Si, como sugiere la Fig.25, se permite el desagüe, las subpresiones bajan progresivamente hasta anularse, dejando de ser temibles

Con base en esta observación, se ha visto la conveniencia de utilizar *lloraderos*. En la Fig.88 se muestra la estructura ABCD, cuya parte ABC aguantaría por su peso la subpresión; no así el delantal CD, que es de espesor pequeño.

Figura 88



Por lo tanto, se dejan a través de éste unas perforaciones verticales (o tubos dispuestos antes de colar el concreto) MN, que comunican un *dren* EF de grava o tezontle que recolecta el agua filtrante, con la superficie del delantal. A través de estos lloraderos la subpresión se iguala a la presión local h , y deja de ser peligrosa. Nótese que el dren, al acortar el recorrido de filtración por debajo de la estructura, hace normalmente necesaria la presencia de un dentellón AG aguas arriba, con el fin de evitar tubificaciones.

Terraplenes

El material terroso que en teoría asegura -por la finura de sus partículas- la máxima impermeabilidad, es la arcilla; pero húmeda es muy difícil de compactar, y al secarse se agrieta. Se considera que los mejores materiales utilizables en la construcción de terraplenes para la contención del agua son los *arcillo-arenosos*, aunque no se excluyan otras combinaciones de arena, arcilla y limo, que son los constituyentes usuales de los suelos. Hay que descartar suelos con contenido orgánico que -al descomponerse- dejan huecos, y suelos con grava, que dificultan la compactación.

Si se quiere construir un terraplén hay que muestrear primero los materiales que se encuentran cerca del sitio de la obra, de preferencia en terrenos que luego se vayan a inundar. Las muestras extraídas deben colocarse en un *permeámetro* (como el de la Fig.29), humedeciéndolas y compactándolas para darles la consistencia que tendrán en el terraplén, y medir su permeabilidad, para asegurarse de que no vaya a resultar excesiva. Donde se hallen materiales adecuados en cantidad suficiente, se establecerán *zonas de préstamo*.

Compactar o consolidar un material implica conseguir que en un volumen determinado se acomode el máximo número de sus partículas; esto requiere un humedecimiento adecuado: poca agua no lubrica las partículas lo suficiente para que resbalen bien una sobre otra, mientras que agua en exceso ocupa espacios que las partículas podrían llenar. Claro está que las condiciones para la mejor compactación varían según la textura de la tierra empleada; y su determinación constituye el punto más delicado del proceso.

En otros tiempos, el criterio para ver si la consolidación era suficiente consistía en comprobar visualmente la respuesta elástica del terraplén en

construcción al paso de un camión o aplanadora, desechándose todo apisonado que mostrase tendencia a rebotar. Como veremos, esta norma, suficiente para comprobar que el terraplén no resulte demasiado plástico en el momento de construir, no garantiza que esto no vaya a suceder más tarde, al humedecerse la estructura por infiltraciones. Este hecho dio motivo a que R.R. Proctor, del Departamento de Agua y Energía de Los Angeles, EUA, llevara a cabo investigaciones fundamentales, cuyos resultados se dieron a conocer en 1933. Estos pusieron en claro que, para un suelo sujeto a una compresión determinada, no sólo existe una relación fija entre su contenido de agua y el grado de compactación que se le puede proporcionar, sino que a cada suelo se asocia un *contenido de humedad óptimo*, con el cual se puede conseguir la máxima consolidación.

Tratemos de aclarar bien este concepto. La consolidación de un terreno tiene como objeto conseguir que sus partículas se acomoden ocupando un volumen menor; para esto las partículas pequeñas, bajo la acción del apisonado, tienen que ocupar los espacios que quedan entre las mayores. Así crece el contenido de materia sólida por unidad de volumen, y en consecuencia se reducen los huecos, resultando un terraplén más estable, es decir, menos sujeto a reblandecimiento por absorción de agua.

Ahora bien, si con determinado proceso de consolidación, apisonamos una muestra de suelo dándole contenidos de humedad crecientes (para lo que basta con agregarle poco a poco convenientes cantidades de agua y amasar bien), vemos que la acción lubricante de ésta permite una compactación siempre mayor pero hasta un cierto límite. En efecto, cuando el volumen de agua absorbido excede al de vacíos del suelo, en lugar de favorecer la consolidación, aparta las partículas una de otra. La compacidad empieza entonces a disminuir tanto más, cuanto más la humedad supera el límite mencionado.

Se podría creer que este límite sea justamente el *contenido óptimo de humedad* requerido para la compactación. De hecho, como veremos a través de un ejemplo, no siempre sucede así. Supongamos que con los porcentajes de humedad (en peso) indicados en la primera línea, se han obtenido para cierto material compactado los *pesos consolidados* anotados en la segunda:

HUMEDAD (%)	10	11	12	13	14	15	16
PESO CONS. (kg/m ³)	1,802	1,848	1,906	1,995	2,005	1,970	1,883

El *peso consolidado máximo* corresponde a un humedecimiento del 14%. Pero los pesos consolidados incluyen los del agua contenida. Quitemos estos últimos para obtener los pesos secos, o sea, los del puro material sólido contenido en la muestra. Tendremos:

con 10% de humedad, peso seco = $1,802 \times (1-0.10) = 1,802 \times 0.90 = 1,622$ kg/m³

con 11% de humedad, peso seco = $1,848 (1-0.11) = 1,848 \times 0.89 = 1,645$ kg/m³

y así siguiendo. Los resultados aparecen en la tabla siguiente:

HUMEDAD (%)	10	11	12	13	14	15	16
PESO SECO (kg/m ³)	1,622	1,645	1,677	1,735	1,724	1,675	1,582

que señala que el *peso seco máximo* corresponde a un humedecimiento del 13%. La *humedad óptima*, con la cual se alcanza la máxima compactación, no es pues el 14, sino el 13%.

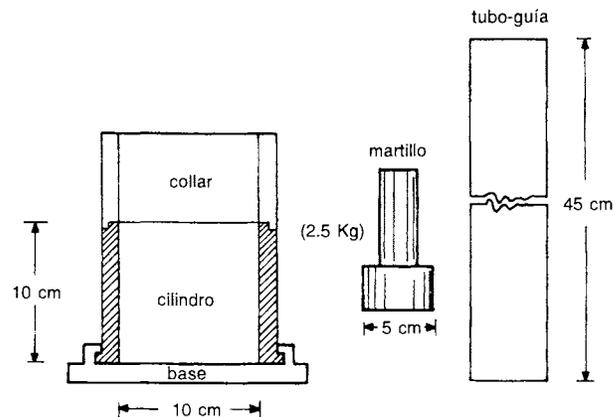
Es justamente esta compactación máxima la que garantiza la *estabilidad* del terraplén. En efecto, supongamos que contentándonos con que el terraplén no rebote al paso de un camión, hayamos concluido que esto no ocurre con un contenido de humedad del 12% y esa sea la humedad que le hemos dado. Las tablas de arriba señalan que a esa humedad corresponde un peso consolidado de 1,906 kg/m³ y uno seco de 1,677 kg/m³. Pero, como con un 15% de humedad se tiene un peso seco de 1,675 kg/m³ que es casi el mismo, a dicha humedad le corresponderá una disposición semejante de las partículas sólidas que componen el terraplén. En cuanto éste se humedezca, es pues muy posible que lo haga no en el 12% sino en el 15%; porcentaje excesivo, capaz de provocar deslizamientos por reblandecimiento del terraplén. Por el contrario, el humedecimiento óptimo garantiza no sólo que el peso seco será máximo, sino también que la humedad del terraplén no cambiará, poniendo en peligro su estabilidad.

El contenido óptimo de humedad varía mucho con el tipo de suelo: es menor en los arcillo-arenosos, mayor en los arcillosos y viceversa; el peso seco máximo es siempre mayor en los primeros que en los segundos. Esto justifica

la conveniencia de utilizar materiales arcillo-arenosos para obtener terraplenes muy estables. Sin embargo, se ha comprobado que *siempre que se consoliden con la humedad óptima*, una gran variedad de suelos que no contengan arena o grava en exceso, resulta aceptable para la construcción de terraplenes en obras hidráulicas.

Falta explicar cómo se lleva a cabo el control de los materiales. Se utiliza para esto el sencillo aparato de laboratorio -ideado por Proctor (cilindro de Proctor)- que aparece en la Fig.89, y una estufa para el secado de las muestras.

Figura 89



El *aparato de Proctor* comprende un cilindro, un martillo y un tubo-guía. El cilindro consta de tres partes: la base, el cilindro propiamente dicho (de 10 cm de diámetro y 10 de altura) y el collar, que son separables, por los motivos que veremos a continuación. El *martillo* es cilíndrico, tiene base de 5 cm de diámetro, mango más delgado y pesa 2.5 kg. El *tubo-guía* está hecho de lámina; es un cilindro de 45 cm de largo, dentro del cual puede correr el martillo.

Para obtener el peso seco de un material se empieza tomando cerca de 2 litros de él, amasándolo bien con cierta cantidad de agua. Luego, parte del material así preparado se vierte en el cilindro, formando una capa de unos 5 cm de alto que se apisona con 20 golpes del martillo (que se deja caer verticalmente desde la altura de 45 cm), repartidos uniformemente sobre la superficie de la muestra. Repartición y altura de caída se controlan por medio del tubo-guía. Luego se le compactan encima una segunda y una tercera capa de material, ambas de 5 cm de espesor.

Queda así en el cilindro de Proctor una muestra consolidada que alcanza a ocupar parte del collar. Éste se saca, y el contenido se enrasa con una espátula al nivel de la boca del cilindro inferior. Separando a este último de su base, se quita la muestra consolidada que contiene, se pesa y el peso (en kg) se divide por su volumen que es de

$$3.1416 \times 0.05^2 \times 0.10 = 0.000785 \text{ m}^3$$

con lo que se obtiene el *peso consolidado*, en kg/m³. Por otro lado, se determina a *humedad* del material pesando cierta cantidad de él (100 g, por ejemplo), secándola en la estufa y volviéndola a pesar una vez sacada. La diferencia entre ambos pesos da el peso del agua contenida; y éste, dividido entre el peso seco, da el porcentaje de humedad.

Consolidando tierras con varios contenidos de agua, y encontrando, como acabamos de explicar, sus pesos consolidados y humedades, se pueden calcular los pesos secos correspondientes y determinar el *peso seco* máximo y contenido óptimo de humedad.

La *consolidación de un terraplén* implica los pasos siguientes:

a) *Muestreo*. Sacada de los préstamos una muestra de suelo representativa, se compacta en el cilindro de Proctor, determinándose su humedad óptima y peso seco máximo. Por lo general, el material se considera aceptable si la primera no es demasiado elevada (no mayor de un 20%) y el segundo no excesivamente bajo (no menor de unos 1,700 kg/m³).

b) *Colocación en la obra*. El terraplén se construye por capas de 15 a 20 cm de espesor, descargando el material con carretillas o camiones de volteo en montones convenientemente espaciados sobre toda la superficie, y distribuyéndolo en una capa uniforme, que se nivelará a mano o -en obras grandes- con tractor de cuchilla.

c) *Humedecimiento*. Sobre la capa nivelada se distribuye con mangueras o carro pipa la cantidad de agua suficiente para elevar la humedad del suelo hasta el valor óptimo determinado previamente en laboratorio.

d) *Compactación*. Hay que proceder al apisonado de la capa, procurando al mismo tiempo mezclarla bien con el agua agregada. Un antiguo proceso muy efectivo consiste en hacer pasar repetidamente sobre la capa rebaños

de ganado menor, cuyas patas, penetrando en la tierra suelta, la compactan y mezclan al mismo tiempo. Un sistema más perfeccionado lo constituyen los *rodillos de pata de cabra* arrastrados por tractores. Los rodillos lisos no convienen, porque con ellos no se consigue impregnar bien la tierra de agua.

e) *Comprobación del resultado*. Una vez consolidada la capa, hay que sacar muestras de la misma, para comprobar en laboratorio si la humedad y el peso seco obtenidos son los requeridos. Toda parte de terraplén que no resulte satisfactoria debe rehacerse.

Revestimientos

En las obras hidráulicas puede requerirse revestir el suelo:

- a) para evitar pérdidas de agua por infiltración en embalses y conducciones
- b) para impedir erosiones

Con tirantes no demasiado grandes, las *pérdidas por infiltración* dependen esencialmente del tipo de suelo. La siguiente tabla da una idea de su cuantía diaria, en m³ por cada m² de superficie de contacto del agua con el terreno:

Migajón arcilloso compacto	0.07-0.10 m ³ /m ² /día	
" " mediano	0.10-0.15	" "
" arcillo-limoso	0.15-0.23	" "
" arcillo-arenoso	0.23-0.30	" "
" arenoso	0.30-0.45	" "
Suelo arenoso suelto	0.45-0.55	" "
" " con grava	0.55-0.75	" "
Grava compacta	0.75-0.90	" "
" suelta	0.90-1.80	" "

Así, por *ejemplo*, un canal excavado en migajón arcillo-arenoso, con 2 m de perímetro mojado, perdería por cada kilómetro entre:

$$2 \times 1,000 \times 0.23 = 460 \quad \text{y} \quad 2 \times 1,000 \times 0.30 = 600$$

metros cúbicos de agua por día; y esto por pura infiltración, a lo que habría que sumar las pérdidas por evaporación.

La *erosión provocada por una corriente* depende de su velocidad y de la mayor o menor resistencia del material sobre el que actúa. Existen *velocidades límite* que no tienen que ser superadas si se quiere evitar el desgaste de los canales. Usualmente se recomiendan las siguientes:

Arena fina	0.40 m/s
Arcilla arenosa	0.50 "
Arcilla y limo	0.60 "
Migajón arcilloso o arenoso	0.70 "
Migajón arcillo-limoso, franco	1.00 "
Grava gruesa	1.20 "
Mezcla de cantos y grava	1.50 "
Esquistos tiernos	1.80 "
Rocas estratificadas	2.40 "
Rocas duras y compactas	4.00 "
Concreto ordinario	4.50 "

Naturalmente la presencia de vegetación, si bien dificulta el escurrimiento, mejora la resistencia del suelo a la erosión. En canales normales sin revestir se aceptan por lo general velocidades entre 0.75 y 1 m/s.

Allí donde el agua corre a una velocidad superior a la considerada como límite, conviene acudir al *revestimiento*, lo que al mismo tiempo asegura la impermeabilización de las paredes y, por lo tanto, minimiza las pérdidas por infiltración. Además evita los daños asociados con la saturación del suelo y el consiguiente ascenso y la eventual afloración de los álcalis. Además, un buen revestimiento debe prevenir el crecimiento de malezas, ser fuerte y duradero, no horadable por animales y, de ser posible, resistente a las pisadas del ganado. El costo del revestimiento, aunque se compense en parte por una reducción en los gastos de mantenimiento y drenaje, debe ser módico.

En orden de costo creciente, los revestimientos más utilizados son: recubrimiento con tierra compactada, introducción de sustancias selladoras mediante el agua que se infiltra, macadam de betún, membranas bituminosas, membranas plásticas, caucho butílico, mortero de cemento, gunita, concreto simple, concreto reforzado.

El *revestimiento de concreto* se suele aplicar en una capa de espesor entre 7 y 10 cm, formando losas de no más de 5 x 5 m, a fin de reducir al mínimo

el agrietamiento, debido a dilataciones y contracciones provocadas por las variaciones diarias de temperatura. Lo más usual es que las grietas se produzcan en las juntas de construcción que, por tal motivo, no conviene que queden demasiado cercanas entre sí; pero tampoco deben quedar muy separadas, porque esto aumentaría el ancho de las grietas o favorecería la formación de fisuras irregulares.

Entre las losas conviene dejar a propósito, *juntas* que permitan su dilatación y contracción. Las juntas se rellenan con asfalto mezclado con gomas o sustancias más baratas, como el aserrín. En este último caso se aconseja incorporar tres partes en peso de asfalto con una de aserrín. La mezcla se coloca caliente, cubriendo con una capa de unos 5 mm de espesor, el extremo de la losa ya colocada antes de colar la siguiente.

La *gunita* se produce empujando con aire comprimido cemento y arena hacia una boquilla que los lanza, mezclados con agua y en forma de chorro, sobre la superficie que se quiere revestir. Más barato es el recubrimiento a mano con *mortero de cemento*, o con *suelo-cemento*, que se prepara mezclando cemento con tierra y agua.

El *caucho butílico* se aplica, en tiras prefabricadas de ancho y largo convenientes y espesor de 0.5 a 1 mm, sobre suelo muy bien nivelado. Es un material excelente por su durabilidad y resistencia al paso del ganado y a la insolación, que puede resultar intensa y prolongada en canales que queden en seco por mucho tiempo. Más baratas son las *membranas plásticas polivinílicas* de 0.2 a 0.5 mm de espesor; pero éstas se rasgan fácilmente, y cuando el canal está vacío tienden a levantarse y vibrar por efecto del viento. Por tanto su empleo directo se limita a la impermeabilización de pequeños embalses. Para canales, es útil acomodarlas entre dos capas de arena fina, que conviene recubrir con placas de concreto de unos 8 mm de grueso.

Un sellador barato es el *betún* que se rocía sobre el suelo antes aplanado, hasta formar una película de unos 6 mm de espesor; pero es preferible mantenerlo cubierto con una capa de tierra libre de piedras. Con betún y piedras desmenuzadas se puede también formar un *macadam* que, comprimido con rodillo, constituye un revestimiento más flexible que el concreto, y por tanto preferible donde se prevén pequeños asentamientos, como en esos tramos de canal que -para cruzar una depresión- se asientan sobre material de relleno.

El sellado más económico se consigue recubriendo el terreno con una *capa de material arcilloso*. Esto conviene en especial para almacenamientos.

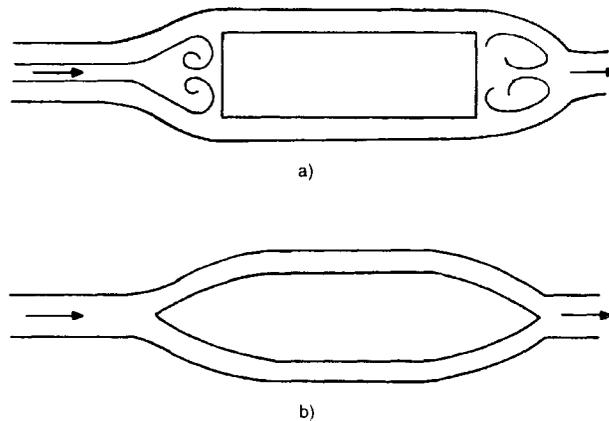
Podría creerse que el mejor, por su impermeabilidad, sea la arcilla pura; sin embargo, ésta tiene el consabido defecto de que se agrieta al secarse, por lo que se prefieren materiales que combinan la arcilla con cierto porcentaje de arena.

Asimismo, se puede encomendar la impermeabilización a la infiltración misma. En efecto, se ha observado en la práctica que las pérdidas en canales nuevos que llevan agua cargada de sedimentos se van reduciendo con el tiempo, en cuanto las partículas introducidas en el suelo por el agua infiltrada lo van sellando. Este mecanismo se ha mejorado cargando el agua con *bentonita*, que es una arcilla sumamente expansiva. De hecho, el éxito de estos procedimientos depende mucho de las características del suelo que se quiere impermeabilizar.

Transiciones

La Fig.90a muestra en planta una *pila de puente* de sección rectangular. Su geometría propicia la formación de dos zonas muertas rodeadas por la

Figura 90



corriente, una aguas arriba y otra aguas abajo. En ambas nacen remolinos que van socavando el fondo; éstos, si la cimentación no es suficientemente firme y profunda, pueden a la larga producir un asentamiento local con ladeo y - cuando éste es fuerte- la eventual caída de la pila. La provisión de *tajamares*

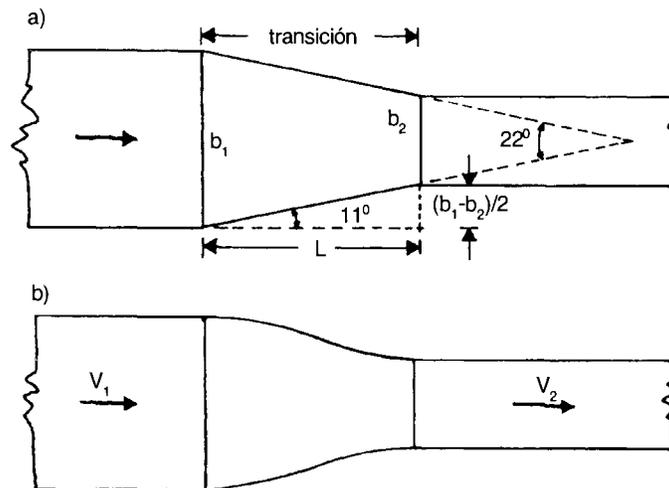
que rellenan las zonas donde los remolinos pueden formarse (Fig.90b) proporciona un encauce correcto que evita la socavación.

Un riesgo parecido lo presenta un angostamiento o ensanchamiento. Si bien en tales condiciones el revestimiento previene la erosión, una contracción o expansión demasiado brusca puede ocasionar pérdidas de carga Δh considerables. Éstas suelen expresarse en función de la variación de la carga de velocidad, escribiendo:

$$\Delta h = k \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g}$$

siendo V_1 la velocidad en el tramo ancho, V_2 en el angosto; y serán menores cuanto más pequeño resulte el coeficiente k , que depende del ángulo de convergencia o divergencia de la transición entre un tramo y otro. Se ha comprobado que k alcanza su valor mínimo para un ángulo de 22° aproximadamente (Fig.91a), por lo que éste es el más recomendable.

Figura 91



En el caso de que los taludes de uno o ambos canales sean inclinados, el perfil sugerido en la figura debe corresponder al *contorno de la superficie libre* del agua. Por cierto, la pérdida de carga puede reducirse todavía más con *transiciones curvilíneas*, como la que sugiere la Fig.91b.

Como *aplicación*, supongamos que un canal trapecial revestido de 1.20 m de plantilla y taludes 1/2 : 1, en el que el agua alcanza usualmente el tirante de 1.10 m, debe contraerse para conectarse con una canaleta rectangular de mayor pendiente, y 1.20 m de plantilla. Se quiere calcular el largo de la transición rectilínea óptima.

El ancho superficial de la corriente en el canal trapecial será $b_2 = 1.20 + 2 \times (1.10/2) = 2.30$ m, mientras que en el rectangular es $b_2 = 1.20$ m. Por tanto la longitud de la transición resulta (Fig.91a)

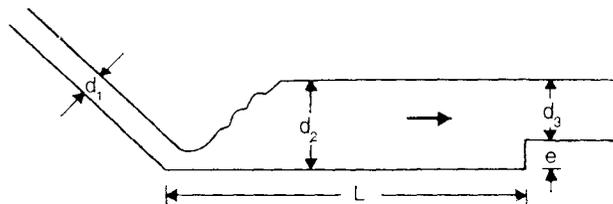
$$L = \frac{b_1 - b_2}{2} \cot 11^\circ = \frac{2.30 - 1.20}{2} \times 5.14 = 2.83 \text{ m}$$

Tanques amortiguadores

Cuando se aumenta de manera considerable la pendiente de un canal con el objeto de salvar un desnivel, el agua, que escurría en régimen subcrítico, pasa bruscamente al supercrítico. Como las velocidades supercríticas pueden ser muy erosivas, es usual querer regresar a condiciones subcríticas al pie de la rápida. Esto se consigue por medio de un *salto hidráulico*. Se llama *tanque amortiguador* a la estructura en la que dicho salto se realiza.

La Fig.92 muestra el perfil de un tanque amortiguador, destinado a transformar el tirante d_1 de la rápida, en el tirante d_3 del canal que le sigue. El salto

Figura 92



hidráulico cambia el tirante d_1 en el *conjugado* d_2 que, como sabemos, se puede calcular por medio de la fórmula (31). Como este resulta mayor que d_3 (en cuanto la velocidad media de la corriente en la zona del salto es muy baja, menor que la del canal de salida, y no conviene tener en la superficie del agua una caída brusca que crearía ondas agua abajo), es costumbre dejar

al final del tanque un *escalón*, cuya altura compensa dicha diferencia. Usualmente se calcula d_3 con base en la pendiente y rugosidad del canal de salida, y luego se toma

$$e = 1.15 d_2 - d_3 \quad (77)$$

Otro factor importante para el diseño es la *longitud* L del tanque, que tiene que asegurar la presencia de un *colchón de agua* bastante largo, para que su masa promueva una disipación suficiente de energía. Por otro lado, en un tanque demasiado extenso el salto se corre, conservándose en la primera parte del tanque el tirante supercrítico. No se dispone de una fórmula simple para calcular L que, en el caso de obras grandes, conviene determinar experimentalmente en un modelo hidráulico. Cuando esto no es posible, se aconseja tomar

$$L = 5 (d_2 - d_1) \quad (78)$$

Por *ejemplo*, supongamos que en una rápida el agua corra con velocidad de 4.90 m/s y tirante $d_1 = 32$ cm. Entonces el tirante subcrítico será, por (31)

$$d_2 = -\frac{0.32}{2} + \sqrt{\frac{0.32^2}{4} + \frac{2 \times 4.90^2 \times 0.32}{9.8}} = 1.10 \text{ m}$$

Si el tirante en el canal aguas abajo es de 90 cm, el escalón al final del tanque amortiguador conviene que sea, por (77),

$$e = 1.15 \times 1.10 - 0.90 = 0.36 \text{ m}$$

y el largo del tanque, por (78),

$$L = 5 \times (1.10 - 0.32) = 3.90 \text{ m}$$

PRESAS, VERTEDORES Y OBRAS DE TOMA

Objeto y características de las presas

Las *presas* son estructuras destinadas a retener determinados volúmenes de agua, por la obstrucción de corrientes naturales o artificiales. Con respecto a su función, se las suele clasificar en *presas de embalse* y *presas derivadoras*.

El objeto de las *presas de embalse* es almacenar agua, con uno o varios de los fines siguientes:

- a) suministro para riego
- b) producción de energía eléctrica
- c) abastecimiento para uso doméstico o industrial
- d) contención temporal para regulación de avenidas

Las *presas derivadoras*, cuya finalidad es desviar en parte o en su totalidad la corriente de un río, se destinan a:

- a) suministro y distribución de aguas de riego
- b) encauce hacia un modelo o una máquina (normalmente una turbina) que aprovecha energía hidráulica
- c) su sustracción de agua para reducir picos o separar materiales de arrastre transportados por el río

Una presa está constituida normalmente por los siguientes elementos:

- a) la *cortina* que es el diafragma que corta la corriente
- b) el *vertedor de demasías*, que da salida al agua excedente que podría afectar la seguridad de la obra
- c) la *obra de toma*, a través de la cual se extrae el agua que se quiere utilizar
- d) eventualmente, el *desarenador*, cuya finalidad eventual es evacuar arenas y azolves arrastrados por la corriente que podrían obstruir la obra de toma

Las *cortinas* suelen clasificarse, según los materiales que las constituyen, como sigue:

a) Cortinas formadas por *materiales incoherentes*, que se mantienen unidos por su peso, pero resultan permeables al agua. La impermeabilidad debe conseguirse ya sea por humedecimiento y compactación adecuados, ya sea por la incorporación de una *pantalla impermeable*, dispuesta en el centro de la cortina o bien, apoyada al paramento de aguas arriba. Las principales son la *cortina de tierra*, la de *enrocamiento*, y la de *tipo mixto*, que combina ambas soluciones.

b) Cortinas constituidas por *materiales coherentes* que proporcionan a la vez resistencia e impermeabilidad: usualmente mampostería o concreto. Sus tipos principales son la *presa de gravedad*, que resiste por su propio peso; la *presa bóveda*, que resiste porque dirige su convexidad hacia el embalse; y la presa de *pantalla plana* y la de *bóvedas múltiples*, que encuentran su apoyo en contrafuertes cimentados en el terreno. Estas cortinas suelen ser más exigentes que las de materiales incoherentes en cuanto a la calidad de sus cimentaciones.

El tipo de cortina condiciona, también, las características del *vertedor de demasías*, que puede perfectamente alojarse encima de una de gravedad, mientras que, si la cortina es de tierra o enrocamiento, debe ubicarse a un lado o bien en otra parte.

En el capítulo anterior se expusieron los criterios que se siguen para asegurar la estabilidad de una pared de contención y, por ende, de una pequeña cortina de gravedad. A continuación daremos una idea acerca del diseño y construcción de pequeñas presas de tierra y enrocamiento. Luego consideraremos vertedores y obras de toma.

Presas de tierra

La cortina de tierra representa la solución más sencilla y por tanto la más común, en el caso de obras pequeñas. Esto se debe al hecho de que el

material necesario puede obtenerse por lo general con poco costo en *préstamos* ubicados en la zona del vaso o en otros lugares cercanos.

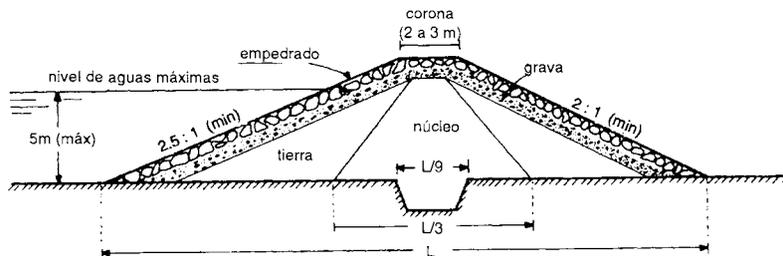
A diferencia de las cortinas de gravedad, cuyo comportamiento depende de su forma y dimensiones, las de tierra resultan supeditadas a las características de los materiales que se pueden encontrar cerca del sitio de la obra. Por tanto, exigen un control cuidadoso y continuo durante toda la construcción, de acuerdo con los criterios y normas que se mencionaron en el capítulo anterior.

Para un terraplén destinado a la contención del agua, se requiere

- a) que sea *estable* bajo toda condición de carga
- b) que *el agua no lo erosione*
- c) que sea *suficientemente impermeable*.

A continuación, señalaremos los criterios necesarios para cumplir con estas condiciones. Nos limitaremos a considerar *cortinas pequeñas*, para embalses de profundidad no mayor de unos 5 m, cuya sección transversal suele ser del tipo mostrado en la Fig.93 que es una presa de tierra.

Figura 93



Para conseguir la *estabilidad*, la base de la cortina tiene que ser muy ancha, y por tanto sus taludes serán muy tendidos, no menos de 2.5:1 aguas arriba y 2:1 aguas abajo. A la *corona* se le suele dar, para comodidad de paso, un ancho de unos 3 m; nunca menos de 2 metros.

La *erosión* de un terraplén puede deberse a tres causas: al paso del agua por encima de la corona, al oleaje y las lluvias. El primer percance debe evitarse absolutamente, porque provocaría la destrucción parcial o total de la obra. Con tal objeto hay que disponer un *vertedor de demasías* de capacidad

suficiente para descargar los volúmenes de agua extraordinarios que, por avenidas o cualquier otra causa, puedan llegar al embalse. Además, hay que elevar el terraplén lo suficiente para disponer de un *bordo libre* de 60 cm por lo menos sobre el nivel de aguas máximas, para evitar que el oleaje rebase la corona. Finalmente, como todo terraplén sufre con el tiempo cierto asentamiento, conviene, una vez calculada la altura total de la cortina con base en el criterio anterior, aumentarla todavía en un 5 por ciento.

El *oleaje* provocado por el viento puede erosionar el paramento de aguas arriba si no tiene protección adecuada. La defensa consiste en un empedrado superficial de 30 cm de espesor mínimo, para romper la ola, seguido por una *capa de grava* de 50 cm como mínimo, para que el agua en movimiento, al penetrar por los huecos que quedan entre las piedras, no se lleve tierra de la masa central de la cortina.

El *paramento de aguas abajo* tiene que protegerse contra la erosión provocada por la lluvia; por tal motivo se recubre también con capas de grava y piedra. Se entiende que si no se dispone de suficiente piedra de buena calidad, la mejor ha de colocarse aguas arriba, donde hay humedad permanente y oleaje, que deterioran rápidamente materiales de calidad inferior.

Aunque no se pueda exigir de una masa de tierra una impermeabilidad absoluta, hay que reducir al mínimo el paso del agua a través de la cortina, para prevenir tubificaciones y una pérdida apreciable de líquido embalsado. En presas de cierta importancia se exige, con este fin, que no sólo el terraplén sino también el terreno sobre el que se asienta, tengan un coeficiente de permeabilidad máximo de unos 10 cm por año.

Para controlar las infiltraciones se requieren precauciones especiales. Primero, hay que proceder a una *limpia del sitio* destinado a la cortina, hasta encontrar un terreno que garantice una impermeabilidad suficiente. Cuidado particular debe tenerse con la *superficie de apoyo*, donde la discontinuidad entre el terreno natural y la estructura favorece el paso del agua. Hay que proceder a la remoción de la capa superficial de humus y en especial de todas las raíces y otros residuos vegetales que, al descomponerse, podrían dejar huecos, así como de todo material permeable (grava o arena) que se halle en el lugar. Además, conviene alargar el paso de infiltración por debajo de la cortina por medio de un *dentellón central* de material compactado, cuyo ancho superior sea aproximadamente igual a la novena parte del ancho total de la base, y de todos modos no menor de 1.50 metros.

El terraplén, si no en su totalidad, al menos en su parte central llamada *núcleo*, debe estar constituido por material bien escogido, humedecido y

consolidado. Se recomienda que el ancho mínimo del núcleo en su base sea poco más o menos la tercera parte del de la cortina. Para terminar, no está por demás recordar que, una vez que la obra esté en función, hay que mantenerla limpia para evitar el enraizamiento de plantas en el terraplén, e impedir que penetren en él animales roedores; esto último generalmente se consigue gracias a la capa de grava.

Presas de enrocamiento

A veces la presa tiene que cerrar el cauce de torrente, en una región rocosa donde, si bien es imposible conseguir cantidades suficientes de material adecuado para construir un terraplén, hay abundancia de piedra de buen tamaño. La solución adecuada es, entonces, la *cortina de enrocamiento*, barrera de bloques de piedra tirados a volteo y -si es posible- compactados con rodillo. Como ésta resulta permeable al agua, hace falta protegerla aguas arriba por medio de una *pantalla* que normalmente es de concreto reforzado. Pero también puede ser de tierra, en cuyo caso se dice que la presa es de *tipo mixto*.

Limitándonos, como antes, a obras de baja altura, ofrecemos en la Fig.94 las características de la sección de una presa de enrocamiento pequeña. La escollera, tirada a volteo con un talud de 1.5:1 aguas abajo, se termina aguas arriba 1.25:1, con una capa de piedras acomodadas a mano, con el objeto de ofrecer una base más o menos regular para el colado de la pantalla. Este última suele terminar por debajo y a los lados en un *dentellón*, y arriba con el *parapeto* de la corona.

El material que se utiliza para el enrocamiento debe ser de buena calidad, resistente a la intemperización. En efecto, su deterioro podría llevar a la descomposición de parte de la piedra y en consecuencia a importantes asentamientos de la escollera. Como de todos modos se esperan algunos asentamientos, la pantalla de concreto debe *articularse*, es decir, subdividirse en secciones rectangulares ligadas entre sí por *juntas* que, manteniendo la impermeabilidad, permiten a las hojas que constituyen las diferentes secciones inclinarse una con respecto a otra. La Fig.95 muestra en corte, una de tales juntas hecha por medio de láminas flexibles, resistentes a los esfuerzos y a la corrosión.

Un tipo particularmente sencillo de cortinas de enrocamiento son las *presas de tipo indio*, muy adecuadas para obstruir lechos fluviales con fines de

Figura 94

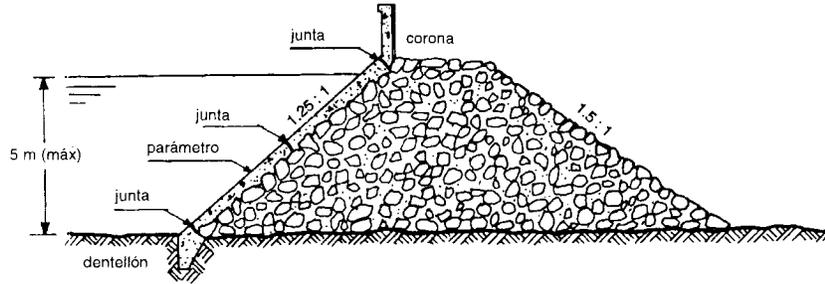
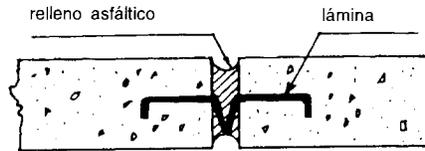
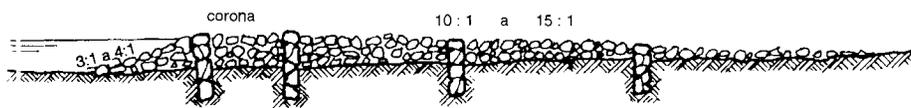


Figura 95



de derivación. Durante las avenidas, la corriente puede pasarles por encima sin hacerles daño, o causándole daños mínimos que rápidamente se reparan una vez que la creciente ha pasado. Las ventajas de este tipo de cortina son lo barato de su construcción y la posibilidad de poder asentarse en cauces pedregosos más o menos permeables, siempre que el gasto mínimo del río sea mayor al que se desea derivar y, por lo tanto, no importen las infiltraciones.

Figura 96



Como muestra la Fig.96, que es una sección trazada en la dirección del río (presa de tipo indio) para construir estas cortinas hay que excavar primero zanjas transversales y en ellas levantar muros verticales de mampostería de 1 a 2 m de espesor, o de concreto reforzado, hasta alturas convenientes para que los taludes resulten 3:1 a 4:1 en el paramento de aguas arriba, de 10:1 a 15:1 (dependiendo de la pendiente natural del cauce) en el de aguas abajo. El espacio entre muros se rellena con enrocamiento, poniendo cuidado para que los bloques de arriba sean bastante grandes, como para no ser removidos por la corriente. El nombre que se da a estas presas se debe a que los primeros ejemplos, muy antiguos, se encuentran en la India.

Vertedores de demasías

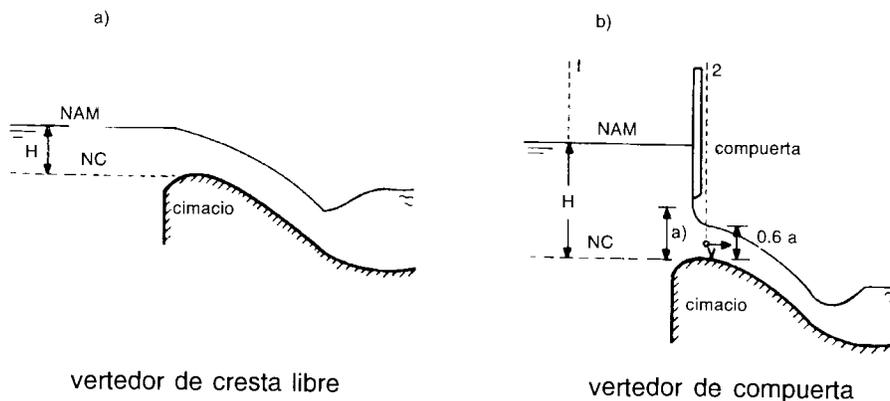
Como ya se dijo, el objeto del vertedor de demasías es evacuar el agua sobrante que entra en un embalse una vez que éste se ha llenado, para evitar derrames por encima de la cortina que, especialmente en el caso de presas de tierra, podrían resultar desastrosos.

Hay dos tipos de vertedores:

- a) aquellos en los cuales el *nivel de la cresta* (NC) es el mismo que corresponde al máximo volumen de agua que se quiere embalsar
- b) aquellos cuya cresta queda más baja que este último nivel

Los primeros son *de cresta libre*, y el agua se verterá sobre ellos apenas su nivel supere el NC (Fig.97a). Los segundos serán de *compuertas* (Fig.97b),

Figura 97



requiriéndose dichos artefactos para que el agua pueda embalsarse a niveles superiores al NC. En ambos casos la seguridad de la obra requerirá que se fije un *nivel de aguas máximas* (NAM); y la capacidad de descarga del vertedor deberá ser tal que este nivel nunca se sobrepase. Cuando hay compuertas, el volumen embalsado va hasta el NAM; con cresta libre, éste alcanza sólo el NC.

Como del vertedor de demasías depende la seguridad de la obra, es de suma importancia calcular correctamente su *capacidad de descarga*. Con tal objeto es indispensable determinar primero, de algún modo, el *gasto máximo probable* que una crecida podría introducir al vaso cuando ya está lleno. Para cuencas muy pequeñas uno puede contentarse con utilizar fórmulas como la de Bürkli-Ziegler que conocemos. Pero la cosa se complica mucho en cuencas mayores. En tal caso hay que consultar a un hidrólogo que definirá, tomando en cuenta la seguridad que se le quiere dar a la obra, el gasto máximo recomendable para el diseño.

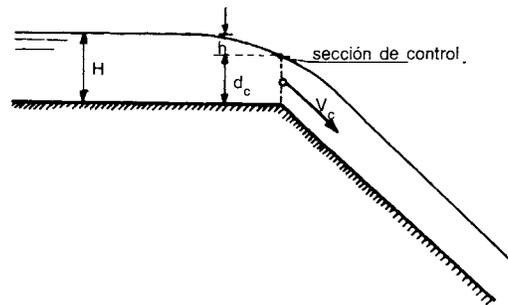
Por otro lado, hay que conocer la ley con que desagua el vertedor. Si aquél es *de cresta libre* y ésta tiene ancho L , siendo que la velocidad media V es proporcional a \sqrt{H} (donde H es la carga sobre la cresta) y la sección es $A = LH$, el gasto descargado está dado por:

$$Q = C (LH) \sqrt{H} = C L \sqrt{H^3} \quad (79)$$

donde C es un *coeficiente de descarga* que depende de la forma del *cimacio*, o sea del perfil de la parte superior del vertedor. Nos proponemos determinar qué valores puede adquirir este coeficiente.

El valor mínimo de C corresponderá, evidentemente, al vertedor más tosco entre todos: un canal horizontal ligado por un simple quiebre, a una rápida rectilínea (Fig. 98).

Figura 98



En este caso se tendrá régimen tranquilo en el canal y rápido en la rápida, alcanzándose el tirante *crítico* d_c en el quiebre (*sección de control*). Por la

fórmula (19), el gasto estará entonces dado por:

$$Q = L \sqrt{g d_c^3} \quad (80)$$

Ahora d_c por ser tirante crítico, es conjugado de sí mismo; portanto, vale para él la ecuación (30) en que se ponga:

$$d_1 = d_2 = d_c \quad , \quad V_1 = V_c$$

siendo V_c la velocidad crítica. Resulta:

$$d_c = + d_c^2 - \frac{2V_c^2 d_c}{g} = 0$$

Reuniendo términos semejantes y dividiendo entre $2d_c$, queda:

$$d_c = \frac{V_c^2}{g} \quad (81)$$

Por otro lado la diferencia de carga

$$h = H - d_c \quad (82)$$

señalada en la Fig. 98, se gasta en producir la velocidad V_c y es portanto igual a la carga de velocidad correspondiente:

$$h = \frac{V_c^2}{2g} \quad (83)$$

Comparando (83) con (81), se obtiene $h = dc/2$; y esto, reemplazado a su vez en (82) da

$$d_c/2 = H - d_c$$

de donde resulta

$$\boxed{d_c = \frac{2}{3} H} \quad (84)$$

o sea, que el tirante crítico es los 2/3 del tirante de aguas arriba. Sustituyendo finalmente este valor en (80), se obtiene

$$Q = L \sqrt{g \left(\frac{2}{3} H\right)^3} = \left(\frac{2}{3}\right)^3 \times 9.8 L \sqrt{H^3}$$

Pero

$$\sqrt{\left(\frac{2}{3}\right)^3 \times 9.8} = \sqrt{0.296 \times 9.8} = \sqrt{2.90} = 1.70$$

Por tanto

$$\boxed{Q = 1.70 L \sqrt{H^3}} \quad (85)$$

En este caso, el coeficiente C de la fórmula (79) sería luego

$$C = 1.70$$

A *cimacios curvos* como los de la Fig.97 corresponde un coeficiente de descarga algo mayor, alrededor de

$$C = 1.80$$

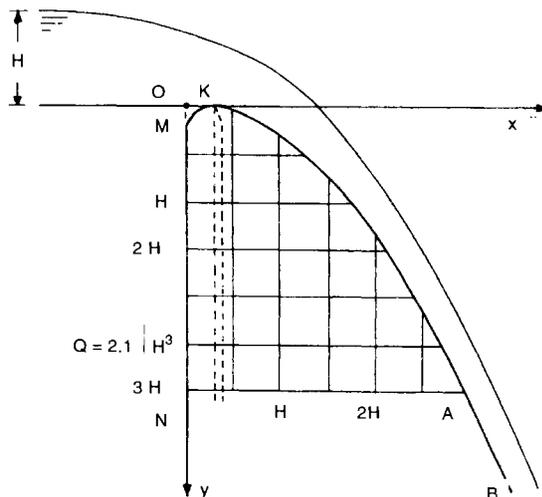
La máxima eficiencia se obtiene con el perfil Creager, al cual corresponden valores de aproximadamente

$$C = 2.10$$

cuando el embalse alcanza la carga H máxima.

La idea del perfil Creager es sencilla (fig.99). Supongamos que K (Fig.99) sea la arista superior de una lámina biselada que cierra idealmente el embalse (trazo punteado).

Figura 99



x	y
0.00H	0.126 H
0.10H	0.036 H
0.20H	0.007 H
0.30H	0.000 H
0.40H	0.007 H
0.60H	0.063 H
0.80H	0.153 H
1.00H	0.267 H
1.20H	0.410 H
1.40H	0.590 H
1.70H	0.920 H
2.00H	1.310 H
2.50H	2.100 H
3.00H	3.110 H

Entonces vertería la lámina de agua cuyo perfil inferior es KA, trazado en la figura. La sugerencia de Creager fue rellenar con material sólido todo el volumen NMKA, formando un cimacio que sigue exactamente la superficie inferior del chorro. De este modo el agua baja sin roce ni separación (la cual podría provocar vibraciones estructurales) y el coeficiente de descarga C adquiere su valor máximo.

En el cuadro que aparece en la Fig.99 se dan las coordenadas x,y que permiten construir por puntos el perfil Creager cuando se conoce la carga máxima H sobre la cresta. A partir de un punto relativamente bajo, como el A de la figura, el perfil se puede empalmar con la tangente AB.

Como *ejemplo*, nos propondremos calcular el perfil Creager para un vertedor de cresta libre que tiene longitud $L = 20$ m y debe descargar el gasto máximo $Q = 60$ m³/s.

La fórmula (79) con $C = 2.10$ se escribe

$$Q = 2.10 L \sqrt{H^3} \quad (86)$$

Despejemos H:

$$\sqrt{H^3} = \frac{Q}{2.10 L} = \frac{60}{2.10 \times 20} = 1.428$$

$$H^3 = 1.428^2 = 2.041 \quad , \quad H = \sqrt[3]{2.041} = 1.27 \text{ m}$$

Ésta es la carga máxima que tendrá el vertedor. Con este valor podemos definir por puntos el perfil, utilizando el cuadro de la Fig.99. Las coordenadas resultan

$$\begin{aligned} x = 0.00 \times 1.27 &= 0.00 \text{ m} \quad , \quad y = 0.126 \times 1.27 = 0.16 \text{ m} \\ x = 0.10 \times 1.27 &= 0.13 \text{ m} \quad , \quad y = 0.036 \times 1.27 = 0.05 \text{ m} \end{aligned}$$

y así siguiendo, hasta

$$x = 3.00 \times 1.27 = 3.81 \text{ m} \quad , \quad y = 3.110 \times 1.27 = 3.95 \text{ m}$$

Si el cimacio tiene un perfil diferente del Creager, el cálculo de la carga máxima de funcionamiento se hace como antes, utilizando la fórmula (79) con el coeficiente C adecuado. De aquí se desprende la importancia del ancho L del vertedor. En efecto, para un gasto Q determinado, *augmentar L implica* reducir H, es decir (Fig.97a) disminuir el tirante de agua inaprovechable que se almacena momentáneamente cuando se produce una avenida extraordinaria a embalse lleno; y esta reducción es importante, porque permite bajar la altura de la cortina. Para juzgar acerca de la conveniencia de un vertedor más o menos ancho conviene comparar costos: lo que se ahorra al rebajar la cortina contra lo que se gasta al alargar el vertedor, y ver qué es lo que más beneficia.

Pasemos ahora a considerar los *vertedores de compuertas*. Como muestra la Fig.97b, una compuerta de arista afilada provoca aguas abajo una *contracción* de la lámina saliente. Si a es la abertura de la compuerta, la contracción reduce el ancho del chorro a 0.6a. Calculemos la velocidad correspondiente. Se trata de aplicar el teorema de Bernoulli entre la sección 1, de tirante H y velocidad inapreciable, y la sección 2, de tirante 0.6a y velocidad V. Se tiene

$$H = 0.6 + \frac{V^2}{2g}$$

y por tanto

$$V = \sqrt{2g (H-0.6a)}$$

El gasto se saca multiplicando esta velocidad por el área mojada en 2, que es

$$A = (0.6a) L$$

siendo L el ancho del vertedor. Por tanto

$$Q = 0.6a L \sqrt{2g (H - 0.6a)} \quad (87)$$

es la fórmula que permite calcular el gasto Q descargado, conociendo L , a y H , o bien cualquier otra de estas cuatro variables, si se conocen las demás.

Como *ejemplo* de aplicación, calculemos qué abertura hay que dar a la compuerta de un vertedor de 2.40 m de ancho para que, bajo una carga de 3.50 m, se descarguen 3 m³/s.

La ecuación (87) con $L = 2.40$ m, $H = 3.50$ m, se hace

$$Q = 0.6a \times 2.40 \times 4.43 \sqrt{3.50 - 0.6a}$$

o sea

$$Q = 6.38 a \sqrt{3.50 - 0.6a}$$

Hay que encontrar el valor de a para el cual $Q = 3$ m³/s.

Procederemos por *tanteos*, tomando primero $a = 0.5$ m. Resulta

$$Q = 6.38 \times 0.5 \sqrt{3.5 - 0.6 \times 0.5} = 3.19 \sqrt{3.2} = 5.71 \text{ m}^3/\text{s}$$

que es casi el doble del gasto requerido. Intentaremos un *segundo tanteo* reduciendo a mitad la abertura, o sea, tomando $a = 0.25$ m. Se obtiene

$$Q = 6.38 \times 0.25 \sqrt{3.50 - 0.6 \times 0.25} = 1.59 \sqrt{3.35} = 2.91 \text{ m}^3/\text{s}$$

que son casi los 3 m³/s pedidos. Aumentando la abertura en 1 cm, queda $a = 0.26$ m; esto da

$$Q = 6.38 \times 0.26 \sqrt{3.50 - 0.6 \times 0.26} = 1.66 \sqrt{3.34} = 3.03 \text{ m}^3/\text{s}$$

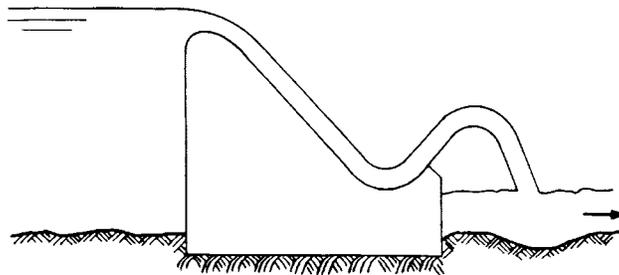
Siendo prácticamente éste el gasto deseado, aceptaremos la abertura de 0.26 metros.

Para concluir, he aquí algunas consideraciones comparativas entre los dos tipos de vertedor, el de cresta libre y el de compuertas. El primero es preferible bajo el punto de vista de la seguridad, porque descarga automáticamente al sobrevenir una creciente peligrosa; mientras que el segundo requiere que esté presente, en ese preciso momento, a alguien que manibre las compuertas. Como una creciente así suele ocurrir tan sólo una vez en muchos años, pero a cualquier hora del día o de la noche, es evidente que mantener personal destinado precisamente a una operación tan inopinada resulta problemático; lo que hace más atractiva la solución de cresta libre.

Sin embargo, puede haber limitaciones técnicas o económicas desfavorables a ella. Si las condiciones topográficas sólo permiten un vertedor relativamente angosto (L pequeño), la fórmula (79) muestra que se requerirán valores grandes de H , inutilizándose con ello parte del vaso; y esto precisamente en su parte más alta, donde los volúmenes embalsados por unidad de tirante son más considerables. Además, un vertedor muy ancho puede resultar antieconómico por el costo de las excavaciones y el revestimiento. Por el contrario, un vertedor de compuertas angosto y profundo permite -al cerrar éstas- aprovechar el embalse hasta el máximo nivel. Para finalizar, debido a sus menores dimensiones, el vertedor de compuertas es más fácil de alojar en el cuerpo mismo de la cortina, si ésta es de concreto o mampostería, o a su lado, si es de tierra; mientras que al de cresta libre normalmente hay que ubicarlo lejos de ella.

Para que las dimensiones de un vertedor de cualquier tipo sean relativamente reducidas, conviene que la corriente alcance una velocidad bastante elevada; lo que puede crear problemas de erosión si no se consigue frenarla aguas abajo. Para esto puede utilizarse un *tanque amortiguador* (Fig. 92), o bien una *cubeta deflectora*. Esta última (Fig. 100) es una concavidad con la que se

Figura 100



remata el paramento, con el objeto de elevar y lanzar a distancia la vena líquida. Ésta, al chocar con el suelo, lo excavará y formará un charco, que finalmente servirá para amortiguar su energía y tranquilizar la corriente.

Compuertas

Hay tres tipos principales de compuertas:

- a) compuertas de agujas
- b) compuertas deslizantes
- c) compuertas radiales

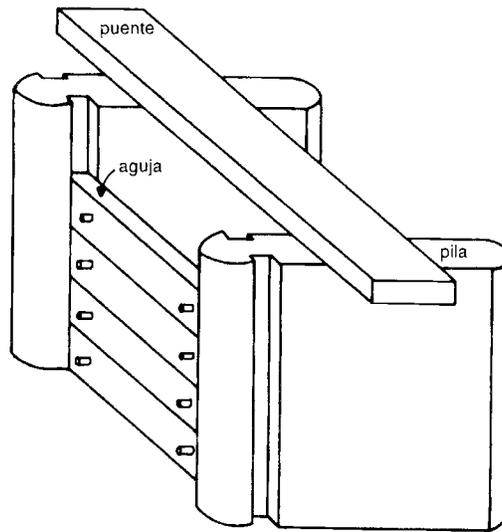
El primer tipo está compuesto por viguetas independientes (las *agujas*), que se colocan una encima de otra hasta producir el nivel de obstrucción deseado (Fig. 101). Estas viguetas se acomodan en *ranuras* practicadas en paredes o pilas, bajándolas desde un *punte de maniobra* (que puede ser simplemente un tablón apoyado en las pilas). Para la operación hace falta que dos personas cojan con horquillas la aguja en sendas agarraderas (que son barrotes que sobresalen a ambos lados) y la suban o bajen manteniéndola nivelada para que no se trabe en las ranuras.

Las agujas pueden ser de madera o metálicas. Las primeras se prefieren por ser más livianas; pero a veces su tendencia a flotar dificulta la colocación. Además es importante recordar que la aguja de madera tiene que ser algo más corta que el claro que debe cubrir y más angosta que la ranura en que se desliza, para que, al hincharse por la humedad, le quede juego suficiente para correr.

Las *compuertas deslizantes* son tableros, por lo general rectangulares, apoyados en correderas laterales (Fig. 102). Las correderas, usualmente verticales, pueden en determinados casos ser inclinadas (Fig. 105). Estas compuertas se hacen de madera o lámina metálica. Hay compuertas estándar -generalmente circulares- de hierro fundido. La compuerta suele levantarse por medio de un *malacate*, al cual está unida por un vástago de cuerda helicoidal, que se enrosca en un *volante*. Al girar éste, el vástago sube, y con él la compuerta.

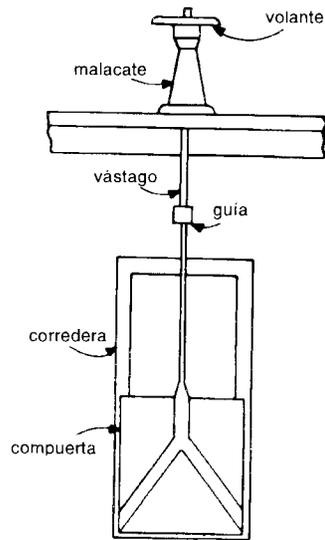
Es importante notar que la energía que el malacate requiere para levantar la compuerta depende no sólo del peso de ésta, sino también del empuje

Figura 101



Compuerta de agujas

Figura 102

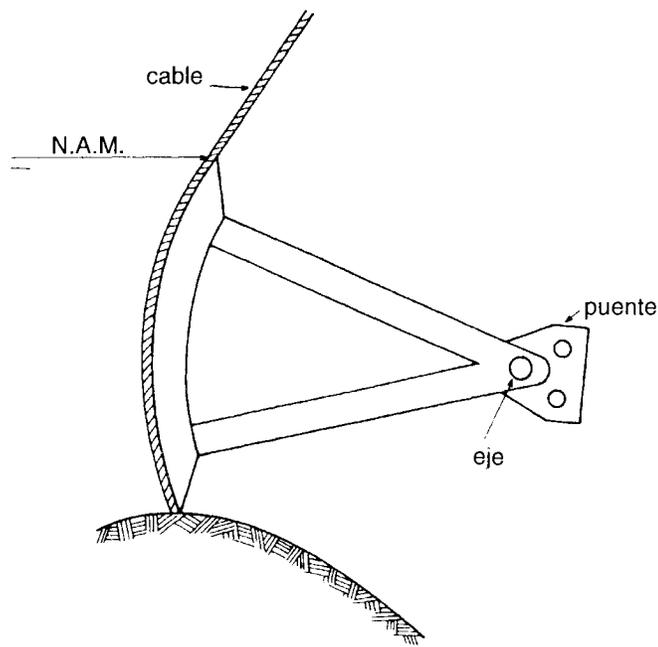


Compuerta deslizante

hidrostático que actúa sobre ella, que es tanto mayor cuanto más grande es la compuerta y cuanto más baja está con respecto a la superficie libre. Es pues fácil entender que, cuando los tableros son grandes y las sumersiones considerables, un solo operador no podrá manejar malacates sencillos como el de la Fig.102. Hay que acudir a *mecanismos multiplicadores* que, utilizando dos o más engranajes, reduzcan convenientemente su fatiga. Un artificio empleado para compuertas mayores consiste en interponer, entre el tablero y las correderas, rodajes con ejes fijos en el tablero mismo o bien independientes (compuertas Stoney).

La *compuerta radial* (o Taintor) es la que más se utiliza para operación a superficie libre. Ella ofrece la gran ventaja de que puede elevarse sin tener que vencer la resistencia que resulta de la fricción con las correderas, contra las cuales una compuerta deslizante resulta empujada por la presión del agua. Se trata (Fig. 103) de un dispositivo conformado en sector cilíndrico de eje horizontal que gira alrededor del eje mismo, el que a su vez apoya sus extremidades en soportes fijos a paredes. La compuerta sube jalada por un cable y baja por su propio peso.

Figura 103



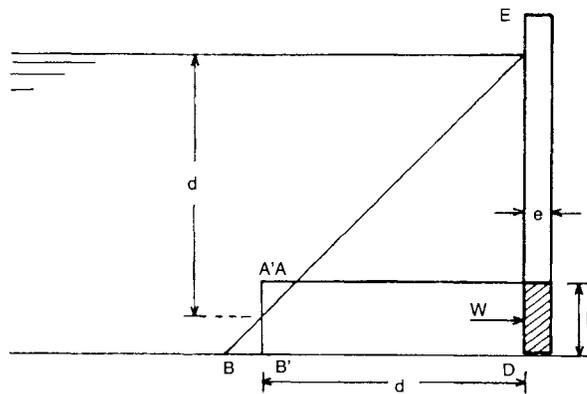
Compuerta radial

Como la resultante del empuje hidrostático pasa por el eje de giro, su momento resulta nulo, por lo que dicho empuje no implica ningún esfuerzo en el levantamiento. Los esfuerzos provienen del peso de la compuerta, la fricción del eje con sus cojinetes de apoyo, y la de los sellos, fijos a la compuerta, que aseguran que no haya paso de agua entre ella y las paredes laterales.

Si la corriente rodea el eje de una compuerta radial, puede hacerlo vibrar, lo que en determinados casos daña el artefacto. Por tanto, se prescribe como norma que él *desagüe por debajo del eje*, para que éste no quede nunca sumergido. Por consiguiente, el eje permanece accesible para la lubricación de los apoyos o cualquier reparación.

Finalmente, deseamos agregar algo acerca del *diseño de compuertas de madera*. Sea (Fig. 104) una compuerta de madera ED, de ancho L. Su espesor e tiene que depender de la carga de agua que la empuja y crecer en relación con ésta. Veamos cómo se puede calcular.

Figura 104



Considérese un tramo CD de tablero, de altura h, sujeto a una carga d, a la cual corresponde el triángulo de carga EBD. El empuje W que actúa sobre CD es igual al peso del prisma de agua que tiene ancho L y como sección el trapecio ACDB; o sea

$$W = \gamma (\text{área ACDB} \times L)$$

Pero se tiene, como muestra la figura, que:

$$\text{área ACDB} = \text{área A'CDB}' = hd$$

y por tanto,

$$W = \gamma(hdL)$$

La compuerta, apoyada en las correderas laterales, trabaja a la flexión bajo la carga del agua; el *momento flexionante máximo* M_f para el tramo CD se ubica en su centro y vale

$$M_f = \frac{W L}{8} = \gamma \frac{hdL^2}{8}$$

Este ha de ser igual al *momento resistente*

$$M_r = Ke^2 \frac{h}{6}$$

donde K es el *coeficiente de trabajo a la flexión* del material. Por tanto,

$$\gamma \frac{hdL^2}{8} = Ke^2 \frac{h}{6}$$

simplificando y despejando e^2 ,

$$e^2 = 0.75 \gamma \frac{dL^2}{K}, \quad \text{o sea } e = 0.866 L \sqrt{\frac{\gamma d}{K}}$$

Un valor medio del coeficiente K para madera es

$$K = 600 \text{ ton/m}^2$$

Realizando los cálculos con este valor y $\gamma = 1 \text{ ton/m}^2$, obtenemos

$$e = 0.035 L \sqrt{d} \quad (88)$$

formula que permite el cálculo del espesor de la compuerta.

Como *ejemplo*, el espesor que conviene dar al tablero de una compuerta de madera de 1.50 m de ancho, que trabaja bajo una carga de 2 m, será

$$e = 0.035 \times 1.50 \sqrt{2} = 0.074 \text{ m}$$

o sea, que se necesitará madera de 3 pulgadas de espesor. Naturalmente, en el caso de compuertas de agujas, este espesor será necesario sólo para la aguja inferior, pudiéndose las otras fabricarse de gruesos menores, siempre de acuerdo con la fórmula (88).

Obras de toma

En presas de embalse destinadas a riego o a otros aprovechamientos que utilicen casi la totalidad del agua almacenada, hace falta extraerla por medio de una *toma profunda*, ubicada lo más cerca posible al fondo del vaso, dejando debajo de ella tan sólo la capacidad necesaria para almacenar los sedimentos que se irán depositando mientras no pueda realizarse una limpia. Hay que evitar que la entrada a la toma esté en un hoyo donde se acumulen escombros que con el tiempo la obstruirían: es preciso ubicarla en un lugar abierto y si es posible plano.

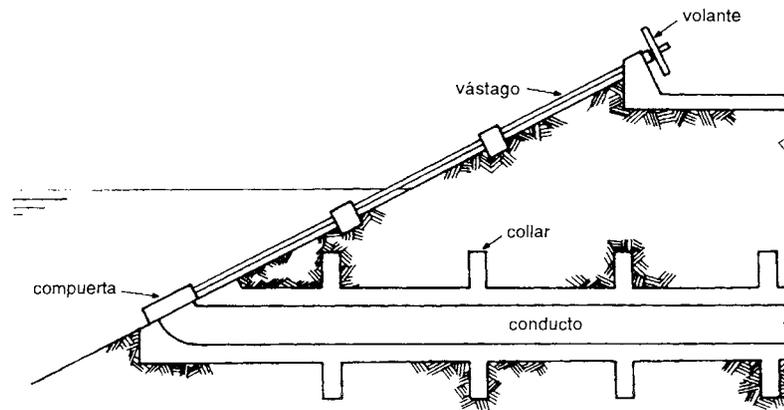
Un *vertedor de compuertas*, puede utilizarse también como obra de toma mientras el nivel del agua embalsada queda por encima de la cresta. Cuando dicha cresta está a un nivel muy bajo, por lo general no hace falta otra obra de toma.

La *toma* consiste usualmente en un orificio, controlado por una compuerta, que da acceso a un conducto cuyas dimensiones se calculan con base en la carga disponible y el gasto que se desea extraer. Por lo general dicho conducto cruza la cortina, cuando ésta es de concreto o mampostería. En presas de tierra hay que tener mucho cuidado al adoptar esta solución por la dificultad de compactar bien la tierra alrededor del tubo y mantener entre ellos un contacto permanente; porque a lo largo de la pared exterior del conducto pueden abrirse caminos de infiltración, y a la larga producirse tubificaciones.

Una solución la muestra la Fig.105 que muestra una obra de toma. El conducto se ha provisto de *collares*, que actúan como dentellones, alargando el recorrido de las filtraciones y por tanto bajando su velocidad. Nótese la inclinación de la compuerta deslizante. De quererla vertical, hay que disponer una *torre de maniobra* en la entrada de la obra de toma y comunicarla con la corona por una pasarela; o bien, colocar la compuerta a media tubería y pasar su vástago por un pozo que penetre verticalmente en la cortina. Cuando no es posible, o es arriesgado atravesar la cortina con la toma, conviene colocarla lateralmente, cruzando el terreno natural.

Para reducir al mínimo las pérdidas de carga -y por consiguiente el diámetro de la tubería- se recomienda abocinar convenientemente la entrada de la toma.

Figura 105



A veces se coloca frente a la entrada, antes de la compuerta, una *rejilla*, para impedir el paso a cuerpos que, deteniéndose luego debajo de la compuerta, dificulten su maniobra en el momento oportuno.

CANALES

Generalidades

Los canales son conductos de superficie libre que llevan corrientes de agua con diversos fines, principalmente

- a) utilización doméstica
- b) riego
- c) drenaje
- d) producción de energía o abastecimiento industrial

Normalmente los canales de tipo (a) y (d) llevan un gasto constante, los *de riego* un gasto que disminuye al avanzar y los *de drenaje* uno creciente. Como esto implica una reducción progresiva del radio hidráulico en los de riego y un aumento en los de drenaje, y conviene que la velocidad no cambie, las fórmulas de Chézy y Manning muestran que en el primer caso habrá que ir aumentando la pendiente, en el segundo reducirla. Estos dos tipos de canal difieren también por su *nivel*; los de riego deben mantenerse por encima de los terrenos a los que sirven, los de drenaje por debajo.

En cuanto a su elevación con respecto al terreno natural, un canal puede construirse

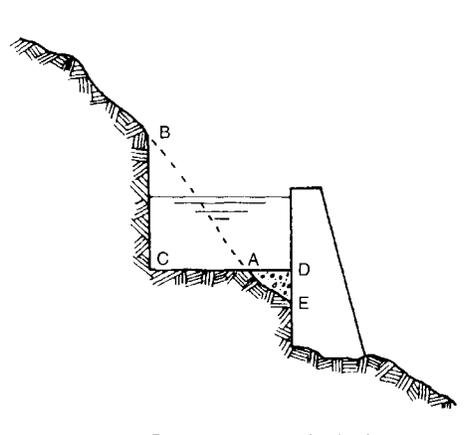
- a) en desmonte
- b) en media ladera
- c) en terraplén

El *canal en desmonte* es preferible por ser el más estable, y, entre los no revestidos, el que por lo general ocasiona menos pérdidas y por filtración. Sin embargo, resulta a veces antieconómico, por requerir grandes excavaciones o muchas vueltas; entonces conviene acudir a soluciones de media ladera o terraplén.

El *canal en media ladera* tiene un costado excavado en terreno natural y otro en terraplén. Cuando la pendiente de ladera es fuerte y, por lo tanto, la construcción del terraplén demandaría una cantidad grande de material apisonado que luego podría deslizarse, se prefiere reemplazar a éste por un muro (Fig. 106). Hará falta excavar en ABC, rellenar en ADE. El muro deberá calcularse considerando la presión hidrostática hasta el punto E, suponiendo que el relleno esté saturado de agua.

Debido a los cuidados que requieren su construcción y conservación, el *canal en terraplén* se debería utilizar excepcionalmente. Sin embargo, es una solución inevitable cuando se quieren irrigar terrenos planos, y hace falta proporcionar a las regaderas la elevación necesaria para dominarlos.

Figura 106



Canal en media ladera

Tratándose de canales de cierta magnitud conviene, para evitar pérdidas excesivas, proceder a consolidarlos, a menos que no se haya conseguido una compactación suficiente con el paso de vehículos y trabajadores durante la construcción. Hay que cuidar que el material utilizado no contenga exceso de grava o arena, y que al compactarlo esté suficientemente húmedo.

Si el canal recorre un terreno inclinado en sentido transversal, se puede elegir cualquiera de las tres soluciones mencionadas más arriba, con sólo desplazar

su eje a un lado o al otro. La localización aceptada dependerá por lo general del *costo*; pero a veces también de otros factores que se deberán tomar en cuenta caso por caso.

Velocidades límite

Al hablar en el primer capítulo de esta tercera parte, de cuándo se hace necesario el revestimiento, detallamos los valores de *velocidades máximas* por encima de las cuales la corriente erosionaría el fondo y los taludes, con el resultado de profundizar localmente el canal, rebajar el nivel del agua dificultando su derivación, y poner eventualmente al descubierto los cimientos de pilas y otras estructuras. Por otro lado, conviene tomar en cuenta que la velocidad *no debe ser demasiado reducida*, esencialmente con el objeto de

- a) limitar el desarrollo de vegetación en el canal
- b) evitar el enlame por depósito de sedimentos

La *velocidad mínima* requerida para limitar el *desarrollo de malezas o plantas acuáticas* en canales no revestidos, depende esencialmente del carácter de la vegetación misma. Las *malezas* ordinarias crecen en *regaderas* sujetas a operación intermitente, siempre que el periodo de sumersión no dura tanto como para ahogarlas. Cuando la presencia del agua es permanente, pueden crecer el *lirio* y otras plantas acuáticas; lo que a veces reduce notablemente la capacidad del canal. Condiciones favorables para su desarrollo son que el agua sea clara, tibia y poco profunda, y que avance lentamente. Las corrientes turbias y profundas, al obstaculizar la penetración de los rayos solares, dificultan el desarrollo vegetal.

Por lo anterior, el problema de las malezas se agrava en *regaderas y canales pequeños*, con tirantes menores de 60 cm y velocidades bajas, que, si no se limpian de manera oportuna, pueden ver su sección útil reducida a menos de la cuarta parte. En canales mayores las plantas acuáticas suelen crecer sólo cerca de las orillas; sin embargo, un obstáculo más puede resultar de las hierbas que, enraizadas en los taludes, son estiradas por la corriente.

En general, puede considerarse que la cantidad de vegetación acuática es, de acuerdo con la velocidad de la corriente:

Abundante para velocidades menores de 50 cm/s.
Regular para velocidades entre 50 y 60 cm/s.
Escasa para velocidades entre 60 y 80 cm/s.
Nula para velocidades mayores de 80 cm/s.

La velocidad controla también -con resultado opuesto- el *enlame* del canal, que puede ser considerable con corrientes lentas. En efecto, como ya mencionamos, la corriente tiene la capacidad de arrastrar y sustentar cuerpos tanto más pesados cuanto mayor es su velocidad; así que, cuanto más pequeña es ésta, tanto más considerable resulta el depósito de sedimentos.

Para evitar el enlame del canal cuando el agua lleva sólo material fino, basta con mantener la velocidad por encima de cierto valor mínimo, que depende del tamaño y peso específico de las partículas, así como del tirante d , que favorece la suspensión. R.G. Kennedy, con base en ensayos efectuados en la India, sugirió tomar como *velocidad crítica* para el depósito de arena fina el valor

$$V = 0.38 \sqrt[3]{d^2} \quad (89)$$

Para arena gruesa, el coeficiente sube a 0.48.

Como *aplicación* de lo mencionado anteriormente, intentaremos definir las velocidades límite para un canal no revestido excavado en migajón arenoso, que trabaja con el tirante de 50 cm. Para este tipo de suelo, vimos que se recomienda no sobrepasar la velocidad de 70 cm/s. Luego:

$$V_{\text{máx}} = 0.70 \text{ m/s}$$

Por otro lado, si se quiere evitar que el canal se enlame con arena fina, la fórmula (89) recomienda una velocidad mayor de

$$V_{\text{min}} = 0.38 \times \sqrt[3]{0.50^2} = 0.38 \times 6.30 = 0.24 \text{ m/s}$$

La velocidad de la corriente tendrá luego que estar comprendida entre 70 y 24 cm/s. Por cierto, si se quiere evitar la vegetación acuática, el límite

inferior debe aumentarse a unos 60 cm/s, manteniendo en 70 cm/s el superior. Una velocidad de 65 cm/s resulta conveniente.

Pérdidas por conducción

En la conducción por canales hay esencialmente dos causas de pérdidas de agua: *infiltración* y *evaporación*. Las *pérdidas por infiltración* pueden ser importantes, especialmente en canales de tierra. Los principales factores que las afectan son:

- a) la textura del suelo y subsuelo, y la extensión de su capa permeable
- b) la elevación de la napa freática y la eficiencia del drenaje
- c) la temperatura del agua
- d) la edad del canal
- e) la cantidad de azolve acarreado por la corriente
- f) el tirante de agua en el canal
- g) la distancia que el agua infiltrada tiene que recorrer en el subsuelo hasta alcanzar una salida superficial o subterránea
- h) la velocidad de la corriente en el canal.

La influencia de los factores anotados en (a), (b), (f) y (g) ya se explicó al estudiar con detalle el fenómeno de infiltración. La *temperatura* es importante en cuanto el agua más caliente es menos viscosa, y por tanto más apta para penetrar en los espacios porosos del suelo; lo que aumenta la pérdida. Así, en localidades con grandes diferencias estacionales de temperatura, las pérdidas veraniegas pueden llegar a ser 50% mayores que las invernales. La *edad del canal* influye, en cuanto un canal apenas excavado sufre pérdidas fuertes que luego se van reduciendo, porque el agua que se infiltra arrastra sedimentos que van tapando poco a poco los poros del suelo. El proceso se puede acelerar haciendo fluir por el canal corrientes cargadas de azolve.

Los efectos de la *velocidad de la corriente* sobre las pérdidas por infiltración son varios. Por un lado, como sabemos, velocidades fuertes no sólo impiden el enlame, sino que pueden remover el material fino de las paredes y del fondo, haciéndolos más permeables. Por otro lado, la velocidad puede producir un resultado opuesto, ya que al aumentar ésta, la presión sobre las paredes se reduce. Se ha encontrado que mientras una velocidad muy pequeña no es muy diferente con respecto al agua estancada, una velocidad de fondo como de 50 cm/s disminuye notablemente las pérdidas.

La *naturaleza del suelo* es sin duda el factor más importante: un arroyo puede sumirse y desaparecer por completo en un terreno arenoso. Al operarse un sistema de canales, conviene medir directamente en cada canal la *pérdida total* que le corresponde, cerrando las tomas laterales y aforando el gasto al principio y al final del canal mismo. Dividiendo la diferencia de gastos entre el largo del canal (en km) y multiplicando el resultado por 100, se obtiene el porcentaje de pérdidas por cada kilómetro de conducción. Una idea - aunque sea muy tosca - de las pérdidas que pueden ocurrir en canales que ya tengan algún tiempo de servicio, se puede inferir de la siguiente tabla, que consigna valores medios medidos en Estados Unidos y Sudáfrica:

CAPACIDAD DEL CANAL m ³ /s	% Pérdida por km, para suelos	
	Medianam. Permeables	Medianam. Impermeables
Más de 3.00	0.60	0.15
Entre 3.00 y 1.50	1.60	0.30
Entre 1.50 y 0.70	2.60	0.60
Menos de 0.70	7.00	1.50

Por *ejemplo*, la pérdida total de un canal medianamente permeable de 2,700 m de largo, no revestido, que lleva un gasto de 1.20 m³/s, sería

$$1.20 \times 2.7 \frac{2.60}{100} = 0.084 \text{ m}^3/\text{s} = 84 \text{ l/s}$$

Tirante óptimo

Operar normalmente un canal con tirantes demasiado grandes o pequeños no conviene por varias razones, algunas de las cuales se relacionan con lo que se dijo a propósito de velocidades límite. Además, hay otro motivo: el interés en conseguir la *máxima velocidad posible* compatiblemente con la pendiente del canal. Como para una pendiente determinada, la velocidad crece con el radio hidráulico R (como muestran las fórmulas de Chézy y

Manning), conviene conseguir que dicho radio sea lo más grande posible. Analizando el problema se ha demostrado que el *máximo valor que R puede alcanzar es la mitad del tirante*

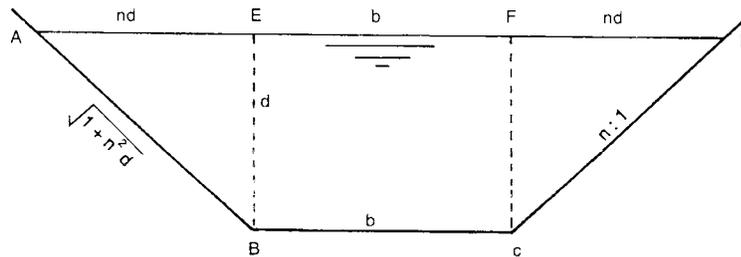
$$R = d/2 \quad (90)$$

Sabemos que esto ocurre en canales semicirculares, en los cuales (Fig.68) el tirante es $d = r$: siendo su radio hidráulico, como sabemos $R = r/2$ la condición (90) está satisfecha. Vamos a ver ahora con qué tirantes se optimiza el funcionamiento de canales rectangulares o trapeciales.

Consideremos (Fig.107) un *canal trapecial ABCD*. Su sección mojada se puede subdividir en un rectángulo EBCF y dos triángulos rectángulos, ABE y DCF. Si los taludes tienen una pendiente $n:1$ a un tirante d , cateto BE del triángulo ABE, corresponde para el otro cateto, AE, la longitud nd . La hipotenusa AB se obtiene aplicando el teorema de Pitágoras:

$$AB^2 = BE^2 + AE^2 = d^2 + (nd)^2 = d^2 + n^2d^2 = d^2(1 + n^2)$$

Figura 107



o sea, se tiene que:

$$AB = d \sqrt{1 + n^2}$$

Naturalmente CD tendrá la misma longitud. Calculemos ahora el área mojada A y el perímetro mojado P del canal. Resulta:

$$A = \frac{BC + AD}{2} \times BE = \frac{b + (b + 2nd)}{2} d = (b + nd) d \quad (91)$$

$$P = AB + BC + CD = b + 2 \sqrt{1 + n^2} d \quad (92)$$

Por consiguiente el radio hidráulico es:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{(b + nd) d}{b + 2 \sqrt{1 + n^2} d}$$

Impongamos ahora la condición (90), o sea que $R = A/P = d/2$. Despejando P resulta que $P = 2A/d$. Si escribimos $2A = A+A$ y la segunda A la reemplazamos por su expresión (91) y P por la (92), obtenemos

$$b + 2 \sqrt{1 + n^2} d = \frac{A + (b + nd) d}{d}$$

y multiplicando todo por d,

$$bd + 2 \sqrt{1 + n^2} d^2 = A + bd + nd^2$$

Eliminando los términos bd y factorizando d^2 , queda

$$d^2 \left(2 \sqrt{1 + n^2} - n \right) = A$$

o sea

$$d = \frac{\sqrt{A}}{\sqrt{2 \sqrt{1 + n^2} - n}} \quad (93)$$

Esta fórmula permite, conociendo la pendiente de los taludes y el área mojada, calcular el tirante d óptimo para un canal determinado.

Para aplicar el resultado que acabamos de encontrar, empecemos por considerar la *sección rectangular*. El rectángulo puede considerarse como un trapecio de taludes 0:1. Saldremos por tanto de la ecuación (93), con $n = 0$ y $A = bd$. Resulta

$$d = \sqrt{\frac{A}{2}}, \quad d^2 = \frac{A}{2} = \frac{b d}{2}$$

de donde, simplificando, queda $d = b/2$, es decir, que en *un canal rectangular el tirante óptimo es la mitad del ancho*.

Pasando a *secciones trapeziales*, empezaremos con el talud 1/2:1 o sea 0.5:1. Entonces será $n = 0.5$ que, reemplazado en la ecuación (93), da

$$d = \frac{\sqrt{A}}{\sqrt{2 \sqrt{1 + 0.25} - 0.5}} = \frac{\sqrt{A}}{1.317} = 0.759 \sqrt{A}$$

De manera análoga, obtenemos otros tirantes óptimos. La tabla siguiente da el resultado para diferentes taludes, señalando a un mismo tiempo el tipo de suelo para el cual cada talud se recomienda:

MATERIAL	TALUD	TIRANTE ÓPTIMO
Roca o revestim. de concreto	1/2:1	$d = 0.759 \sqrt{A}$
" " "	3/4:1	$d = 0.756 \sqrt{A}$
Suelo arcilloso firme	1:1	$d = 0.740 \sqrt{A}$
" " "	1.25:1	$d = 0.716 \sqrt{A}$
Migajón arenoso	1.5:1	$d = 0.689 \sqrt{A}$
Suelo suelto	2:1	$d = 0.636 \sqrt{A}$

Como ejemplo de aplicación de lo anterior, si se requiere determinar el ancho de plantilla óptimo para un canal trapezoidal con taludes 1:1 que debe llevar un gasto de $6 \text{ m}^3/\text{s}$, con la velocidad de 65 cm/s , se tiene:

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{6}{0.65} = 9.23 \text{ m}^2$$

$$d = 0.740 \sqrt{A} = 0.740 \sqrt{9.23} = 0.740 \times 3.04 = 2.25 \text{ m}$$

Pero, por (91),

$$A = (b + d) d = bd + d^2$$

y reemplazando valores

$$9.23 = 2.25 b + 2.25^2 = 2.25 b + 5.06$$

de donde, despejando,

$$b = \frac{9.23 - 5.06}{2.25} = 1.85 \text{ m}$$

Este es el ancho de plantilla buscado.

Naturalmente, aunque el criterio anterior sea el más adecuado para fijar las dimensiones del canal, no siempre se puede aplicar. Por ejemplo, un canal no revestido que recorra una zona con subsuelo permeable próximo a la superficie debe hacerse ancho y poco hondo, para evitar pérdidas por infiltración considerables.

Trazado del canal

Elemento fundamental para localizar en el terreno el recorrido más conveniente para un canal, es la *pendiente* del canal mismo. Ésta se calcula por medio de la fórmula de Manning (51), conociendo las dimensiones del canal, la velocidad de la corriente y el coeficiente de rugosidad n del *revestimiento* o bien del terreno, según si el canal va o no revestido. Como *ejemplo*, utilizando los datos del canal trapecial que acabamos de considerar, y suponiéndolo cortado en tierra (por lo que tomaremos $n = 0.025$), obtenemos por (90):

$$R = d/2 = 2.25/2 = 1.12 \text{ m}$$

Además $V = 0.65 \text{ m/s}$. Por tanto resulta por (51)

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}, \quad S^{1/2} = \frac{Vn}{R^{2/3}}$$

$$S = \left(\frac{Vn}{R^{2/3}} \right)^2 = \frac{V^2 n^2}{R^{4/3}} = \frac{V^2 n^2}{\sqrt[3]{R^4}}$$

que reemplazando las letras por sus valores da:

$$S = \frac{0.65^2 \times 0.025^2}{\sqrt[3]{1.12^4}} = \frac{0.4225 \times 0.000625}{\sqrt[3]{1.573}} = \frac{0.000264}{1.163} = 0.000227$$

es decir, una pendiente del 0.227 por mil, lo que significa bajar 22.7 cm por cada km. Esta pendiente puede parecer pequeña, pero no lo es; *el orden de magnitud de 0.1 por mil es normal* en canales de riego no revestidos.

Una vez determinadas sección y pendiente del canal, su localización en el terreno implica las siguientes operaciones:

- a) reconocimiento previo y ubicación de los puntos principales
- b) nivelación y trazado preliminar
- c) configuración
- d) proyecto del canal
- e) trazado y nivelación definitivos

El *trazado de canales* es muy semejante al de caminos y ferrocarriles; pero hay una diferencia esencial: mientras que en el trazado de caminos, detrás del *ingeniero* encargado del reconocimiento va primero el *trazador* (topógrafo con tránsito, que marca en el terreno los vértices de la poligonal básica), y le sigue el *nivelador* (que determina los niveles de dichos vértices), en el caso de canales, debido a la necesidad de mantener una pendiente fija, el orden cambia: el nivelador sigue al ingeniero y ubica los vértices, y el trazador viene después, para definir las características de la poligonal que los une.

El ingeniero en persona tiene que realizar el *reconocimiento previo*, ayudándose con aparatos tales como nivel de mano, brújula de reflexión para definir rumbos y barómetro anerode para las alturas; las distancias se determinarán toscamente contando pasos por medio de un podómetro. El criterio y la experiencia del ingeniero le ayudarán a localizar los puntos principales por los cuales el canal tendrá que pasar, tomando en consideración la clase de terreno, la topografía y las estructuras necesarias (caídas, acueductos, sifones, alcantarillas). Su objetivo será definir el trazo más económico y eficiente, reduciendo al mínimo las estructuras, excavaciones en roca, etcétera.

El primer punto que el ingeniero tiene que determinar es la *ubicación de la bocatoma* del canal, que obviamente debe quedar más arriba del punto más alto del terreno por regar. De ésta se sale, bajando con la pendiente fijada de antemano pero tomando en cuenta de manera aproximada, para cada una de las estructuras, la *pérdida de carga* que ella provocará, y por lo tanto el desnivel que su presencia establecerá entre las superficies del agua que entra y la que sale. Por lo demás, dada la poca variación de nivel del canal (una pendiente del 0.1 por mil significa bajar 1 cm cada 100 m), se seguirá por largos tramos poco más o menos la misma curva de nivel.

La *nivelación preliminar* que sigue -como se ha dicho- al reconocimiento, se efectúa con nivel montado. Toma como origen el punto más alto inicial y respeta los puntos de paso obligado fijados por el ingeniero. Las estacas se colocan cada 100 o 120 m, y el aparato queda en medio; quien nivele a distancias mayores de unos 150 m puede incurrir en importantes errores acumulativos. Allí donde habrá una estructura, hay que tomar en cuenta el desnivel asociado con la pérdida de carga. Las bases de nivelación (*bancos*) de la nivelación se colocarán más o menos cada 500 m, en lugares firmes, bien definidos y referenciados.

Corrida esta nivelación, viene el trazado preliminar, o sea, la fijación en el terreno de una poligonal abierta que respeta aproximadamente la nivelación, intentando, sin embargo, mantener sus lados (*o tangentes*) lo más largos posible. En el trazado se recomienda tomar como vértices (o puntos de inflexión) algunas de las estacas colocadas en la nivelación. De la poligonal se medirán la longitud de las tangentes y los ángulos entre tangentes consecutivas (deflexiones).

Apoyándose en trazado y nivelación preliminares, se lleva luego a cabo el levantamiento topográfico de una faja cuya anchura varía entre 15 y 20 m a ambos lados de la poligonal, según la pendiente transversal (fuerte o suave)

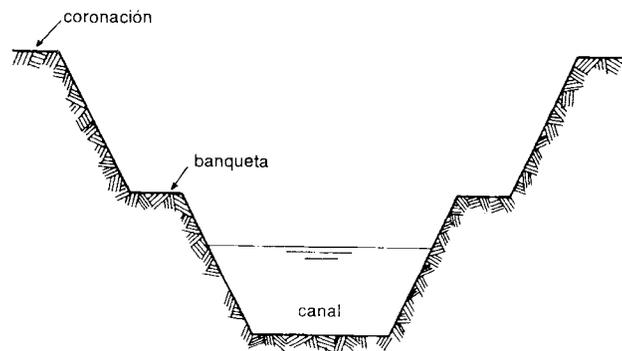
y lo accidentado del terreno, configurando las líneas de nivel de metro en metro (o con menor equidistancia si el terreno es plano), los ríos, arroyos y barrancas, caminos, edificaciones, huertas y en general, todo detalle que constituya un obstáculo físico o económico al corte del canal. Una escala conveniente para este levantamiento es 1:2000 o bien 1:1000; pero se aconseja una mayor, como 1:200, donde se tengan que ubicar estructuras. A un mismo tiempo, se cavarán a lo largo del trazado preliminar convenientes *pozos de sondeo*, para conocer la mayor o menor dureza y permeabilidad del subsuelo; dato importante porque, en zonas particularmente desfavorables, puede valer la pena desviar el trayecto o modificar la sección del canal.

Con referencia al *proyecto del canal* que se realizará con base en el levantamiento, es importante recordar que su trazo debe ser lo más recto posible. Donde hace falta una inflexión, se diseñará una *curva circular* no demasiado cerrada que empalme las dos tangentes contiguas. Para que las ondas cruzadas que aparecen en la superficie sean pequeñas, se recomienda que el radio del arco de círculo que sigue el eje de la curva no sea menor de quince veces el ancho de la plantilla. Así, en un canal en que dicho ancho sea de 50 cm, el arco de círculo axial tendrá como radio mínimo $15 \times 0.50 = 7.50$ m. En fase de proyecto hay que diseñar con todo detalle las estructuras y determinar con exactitud la pérdida de carga relativa: un error en la apreciación de ésta podría causar derrames o erosiones.

En canales grandes, conviene que uno de los bordos se utilice como *camino*, lo que facilitará la inspección de los terrenos regables contiguos y la compostura de todo daño y deterioro en la red de distribución.

Cuando el canal es profundo, puede ser oportuno dejar a medio talud banquetas, así como muestra la Fig. 108.

Figura 108



Éstas, a las que se recomienda dar un ancho no menor de 90 cm, tienen las siguientes finalidades:

- a) facilitar el control del canal
- b) facilitar la limpieza de azolves a mano, permitiendo que se realice con dos traspaleos: uno del fondo a la banqueta, y otro de ésta a la corona
- c) evitar que deslaves de la parte alta del tajo lleguen al canal, deteniéndolos en un nivel donde sea más fácil removerlos.

Cuando, por la inclinación o extensión de la ladera en que está cortado el canal, hay peligro de que se formen regueros que echen en él aguas de lluvia y los azolves arrastrados por ellas, conviene protegerlo con una *zanja de coronación* que desvíe dichas aguas hacia los cauces naturales más próximos, a los cuales se dará paso por encima del canal mediante canaletas, o por debajo, mediante alcantarillas.

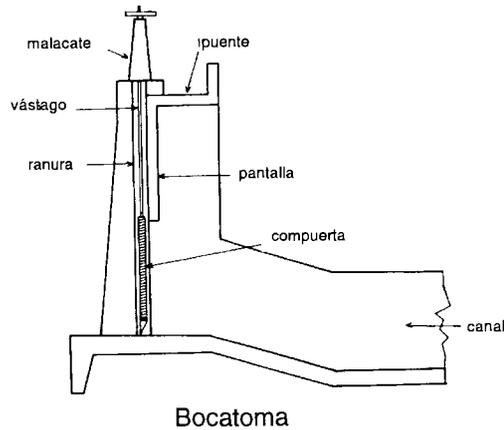
Bocatomas

La bocatoma es la estructura que permite el ingreso controlado de agua proveniente de un embalse, una corriente natural u otro canal, al canal destinado a transportarla. En el segundo caso, si el tirante de la corriente es demasiado bajo para que el agua pueda salir fácilmente y en cantidad suficiente hacia la toma, hace falta construir una *presa derivadora* que la eleve y encauce. En ausencia de presa derivadora, el sitio de la toma se elegirá - de ser posible- en la *margen externa* de una curva, que es el lado libre de depósitos y donde el tirante está más elevado.

Por lo general, la bocatoma está provista de un *dispositivo regulador* destinado a controlar la entrada de agua al canal. Este dispositivo varía desde la estructura de mampostería o concreto con compuertas, malacates y puente de maniobra que se ve en las tomas grandes, a la simple compuerta de agujas de las pequeñas. En la Fig. 109 aparece en sección una toma de cierta importancia. Su regulador comprende una pantalla y una *compuerta deslizante*, cuya finalidad es variar la abertura de la boca.

Objeto de la pantalla es impedir que cualquier elevación excesiva del tirante aguas arriba introduzca gastos mayores del máximo previsto, que puedan

Figura 109



dañar el canal. En efecto, si -a compuerta totalmente abierta- el tirante tras ella sube, el gasto descargado crece más y más; pero cuando la superficie libre entra en contacto con el labio inferior de la pantalla, nace una contracción superior que hace que la aportación al canal disminuya bruscamente, necesitándose otra fuerte elevación de nivel para recuperar el gasto alcanzado antes.

En una pared lateral, aguas arriba de la compuerta, se suele pintar una escala vertical. Cuando la compuerta está totalmente abierta, a cada nivel de agua en la entrada corresponde un gasto. Resulta pues, fácil, formar una tabla que exhibe los gastos en función de las lecturas de escala; tabla que será muy útil al responsable de la operación del canal.

Las bocatomas de canales secundarios pueden estar constituidas por un tramo de tubo empotrado en un muro de cabecera de mampostería o concreto y cerrado por una compuerta circular. La entrada del tubo que conviene que sea redondeada, debe estar siempre al ras de la pared aguas arriba. Para alimentar regaderas se prefiere utilizar pequeños sifones.

Túneles

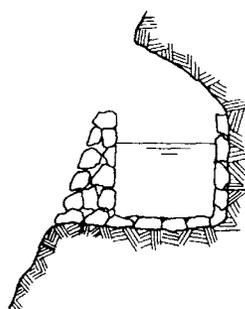
Por lo general, se perfora en *túnel* un tramo de canal cuando se quieren evitar excavaciones demasiado grandes, al resultar la plantilla muy por debajo del nivel natural del terreno. El túnel tiene que estar revestido por mampostería

o concreto. Sus características hidráulicas pueden calcularse con la fórmula de Manning, tomando en cuenta que una mayor pendiente significa una reducción de la sección, y, por tanto, del volumen por excavarse.

Casi siempre es *conveniente evitar* el túnel, debido al fuerte costo y complejidad de su construcción. Sin embargo, ofrece la solución adecuada en los casos siguientes:

- a) Cuando la pendiente de la ladera en que se tiene que alojar el canal es tan fuerte que no se puede cortar un canal abierto. Si en la ladera se encuentra buena roca, puede convenir la solución en medio túnel (Fig. 110), por lo general más barata.

Figura 110



Canal en medio túnel

- b) Cuando el desarrollo del canal faldeando el cerro sea tan largo que el cruce del cerro por túnel resulte más económico.
- c) Cuando el canal tenga que pasar de una cuenca a otra, y la única solución posible sea atravesar la loma divisoria.
- d) Cuando la ladera por la que debe correr el canal sea expuesta a derrumbes y resulte más ventajoso meterse al cerro que exponerse a continuas relimpias o reparaciones. No obstante, en este caso puede convenir más bordear la ladera por medio de un *acueducto*.

Caídas

Con frecuencia, al localizar el canal en el terreno, resulta que la pendiente del segundo es mayor que la máxima permitida para el primero. Entonces, si se quieren evitar erosiones, hace falta incluir en el canal estructuras destinadas

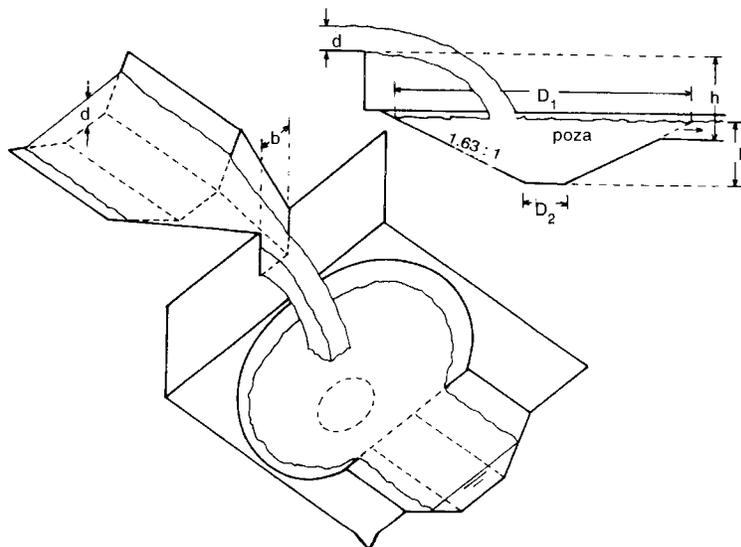
a salvar con saltos los desniveles que van acumulándose debido a la diferencia entre ambas pendientes. Serán estructuras revestidas en concreto o mampostería, capaces de *disipar completamente la energía* creada en el salto.

Se suelen llamar *caídas* a las estructuras cuyo objeto es salvar desniveles de no más de unos 4 m y rápidas las de salto mayor. Aquí trataremos tan sólo de las primeras. De ellas hay dos tipos: inclinadas y verticales.

Las *caídas inclinadas* empiezan con un aumento brusco de pendiente (Fig. 98) y terminan en un tanque amortiguador (Fig. 92). Debido a las fuertes velocidades que en ellas se alcanzan, estas estructuras van revestidas. Por lo general son de sección rectangular, por lo que hay que construir dos *transiciones*: una para pasar de la sección trapecial a la rectangular en la entrada, y otra para regresar de la rectangular a la trapecial en la salida. Si el canal no está revestido, antes y después del revestimiento de la caída hay que colocar sendos tramos de *zampeado* con enrocamiento suelto, de largo no menor de 14 veces el tirante máximo en el canal. El ancho del tramo rectangular de la caída se calcula con base en su pendiente, por medio de la fórmula de Manning.

La Fig. 111 ilustra una *caída vertical* en la que el agua cae en una poza *truncocónica* que disipa su energía. Para que la corriente se transforme en un chorro,

Figura 111



el canal superior se reduce por medio de una transición a una muesca rectangular, cuyo ancho b se calcula de modo que sobre ella se forme el tirante crítico. Esto se hace con el fin de no perturbar el flujo aguas arriba. Si d es el tirante normal en el canal y Q el gasto, el ancho de la muesca resulta, por la fórmula (85),

$$b = \frac{Q}{1.7 \sqrt{d^3}}$$

Las dimensiones de la poza se han obtenido experimentalmente en función del salto h (desnivel entre las plantillas de los canales superior e inferior). Se recomienda tomar

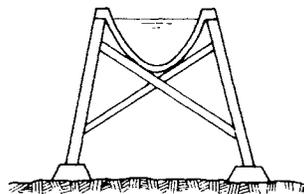
$$D_1 = 2.5 h \quad , \quad D_2 = 0.25 h \quad , \quad p = 0.69 h$$

siendo D_1 , D_2 los diámetros superior e inferior del tronco de cono, y p su profundidad con respecto a la superficie del agua en el canal bajo, conviene que la poza esté revestida, y seguida por un tramo de zampeado, que puede ser bastante corto en vista de la alta eficiencia disipadora de este dispositivo.

Acueductos

Acueducto o puente canal es una estructura pénsil que reemplaza el canal allí donde haya que llevar el agua a través de una depresión del terreno. Los acueductos se construyen en mampostería o bien con *canaletas* de metal corrugado, concreto u otros materiales, de sección semicircular o parabólica, sostenidas por caballetes convenientemente espaciados y ligados entre sí por tirantes (Fig. 112). Las bases de los caballetes serán bloques de concreto o mampostería. El diámetro y la pendiente de la canaleta se calcularán por medio de la fórmula de Manning, cuidando de dejar siempre un *bordo libre* de unos 10 cm, por lo menos, por encima de la corriente.

Figura 112



Acueducto

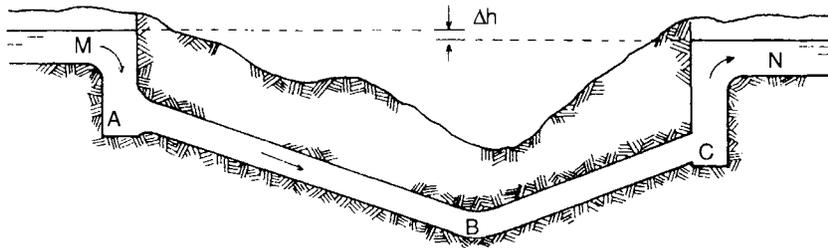
Sifones invertidos

No siempre el acueducto constituye la estructura adecuada para cruzar una depresión; especialmente:

- si se trata del lecho de un torrente o río, cuya corriente podría amenazar la estabilidad de los apoyos
- si hay que atravesar un camino o vías ferroviarias, y el canal no está a una altura suficiente para permitir el paso de vehículos por debajo.

Entonces se prefiere cruzar por medio de una tubería subterránea, a la que se da el nombre de *sifón invertido* o simplemente *sifón* (Fig. 113).

Figura 113



Es conveniente que la entrada A y la salida C de la tubería ABC queden sumergidas, así como muestra la figura, para dificultar la introducción al conducto de aire por medio de vórtices, lo que reduciría el gasto descargado. El enlace del canal con el sifón en M y N debe realizarse con sendas transiciones.

Siendo por lo general importante reducir al mínimo la pérdida de carga Δh a través del sifón, la entrada A usualmente se redondea. También es esencial *calcular correctamente* esta pérdida, tomando en cuenta entrada, fricción, curvas y codos, y -en casos como el de la figura- también la pérdida de carga de velocidad en la salida. Si por equivocación de cálculo el nivel de salida N quedase demasiado elevado, también el nivel M en la entrada subiría, y nacería un remanso, y tal vez un derrame, en el canal superior; si, por el contrario, N quedara demasiado bajo, el agua saldría del sifón con mucha violencia, agitaría la corriente del canal inferior y podría provocar erosiones. Una vez calculado el desnivel Δh , se puede fijar la posición del punto N, y luego proceder a localizar el canal inferior.

Aliviadores

El *aliviador* es un dispositivo de seguridad destinado a evacuar del canal las aguas sobrantes que por cualquier motivo (como lluvia excesiva, rotura de un conducto o desborde de un río) se le hayan introducido, antes de que éstas puedan hacer daño aguas abajo. El aliviador es por lo general un sencillo *vertedor de superficie libre*, con cresta orientada en el sentido del largo del canal, ubicado en un sitio donde éste pueda desaguar a un cauce natural contiguo (Fig. 114).

Figura 114

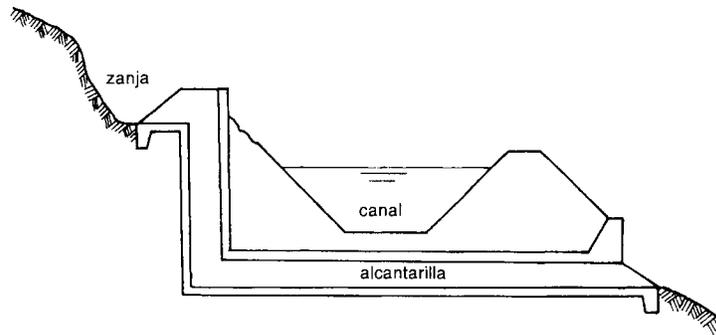


La longitud del aliviador se calcula como hemos visto al estudiar vertedores, considerando el gasto excedente máximo eventual que se quiere evacuar y el tirante sobre la cresta que el bordo libre del canal permite alcanzar sin peligro.

Alcantarillas

Mencionamos ya que, por encima de un canal cortado en ladera y paralelamente a él, conviene excavar una *zanja de coronación* que reciba los escurrimientos pluviales que no deben entrar al canal mismo porque podrían abultar el caudal provocando desperfectos, derrames y hasta roturas de bordos. Cuando no es posible descargar estas zanjias o cauces naturales, que el canal atraviesa mediante un acueducto o un sifón, conviene desaguarlas cruzando el canal por encima, mediante *canaletas*, o bien por debajo, mediante *alcantarillas*. Estas últimas son tuberías que se localizan transversalmente, como muestra la Fig. 115.

Figura 115



Para determinar el diámetro de la alcantarilla se puede emplear la fórmula de Manning, tomando en cuenta la carga bajo la que trabaja y el gasto por descargar. Ya que normalmente por una estructura así tiene que pasar el escurrimiento máximo probable de cuencas sumamente pequeñas, este gasto se puede calcular por medio de una fórmula muy simple, llamada fórmula de *Talbot*, que se escribe

$$A = C S^{3/4}$$

(94)

donde A es la sección de la alcantarilla en m^2 , S la superficie de la cuenca en hectáreas, y C un coeficiente que depende de la topografía de la cuenca, para el cual se recomiendan los siguientes valores:

$$C = \begin{array}{l} 11/300 \text{ para terreno plano} \\ 11/180 \text{ para terreno levemente ondulado} \\ 11/60 \text{ para terreno montañoso} \end{array}$$

Por *ejemplo*, si la cuenca que se tiene que desaguar es de 17 ha, y su superficie levemente ondulada, la fórmula (94) da

$$A = \frac{11}{180} \times 17^{3/4} = 0.061 \times 8.37 = 0.51 \text{ m}^2$$

por ser

$$17^{3/4} = \sqrt[4]{17^3} = \sqrt[4]{4,913} = \sqrt[4]{70.09} = 8.37$$

Conocida el área A de la sección de la alcantarilla, su radio R resulta

$$R^2 = A/\pi = 0.51/3.1416 = 0.162 \text{ m}^2, \quad R = 0.40 \text{ m}$$

Luego se necesitará una alcantarilla circular de diámetro $D = 0.40 \times 2 = 0.80$ m. De ser cuadrada, su lado sería

$$L = \sqrt{0.51} = 0.71 \text{ m}$$

Puentes a través del canal

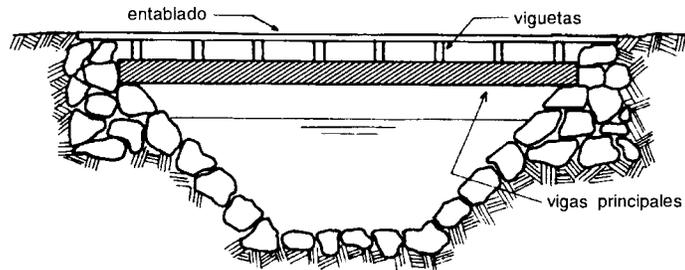
Para evitar que los transeúntes o el ganado deterioren el canal al cruzarlo, o se vean impedidos por la corriente para pasar de un lado a otro, hay que colocar *puentes* que, según su tamaño, puedan ser carreteros, ganaderos o simples pasarelas para peatones. Por costumbre se aprovechan las estructuras del canal para ubicar puentes que sirvan al mismo tiempo para maniobras y para el paso (Fig. 109). A falta de estructuras, se puede proceder de dos maneras:

- a) conservando la forma y dimensiones del canal
- b) cambiando la sección de trapecial a rectangular, para acortar el puente

Los puentes del primer tipo son más largos, pero evitan variaciones en el funcionamiento hidráulico del canal; los del segundo, más cortos, implican modificar el canal con transiciones y variación local de la pendiente del fondo. La solución más económica y conveniente dependerá también del material disponible.

El puente puede *construirse de madera o concreto reforzado*. Si se hace de madera (Fig. 116), se dispondrán dos o más vigas principales a través del canal; sobre ellas se colocarán viguetas transversales y a éstas se las recubrirá con un entablado.

Figura 116



En ambos casos las viguetas principales descansarán sobre *estribos* de mampostería oportunamente asentados en el terreno. Será mejor evitar las pilas; pero si son necesarias se harán perfiladas y lo más esbeltas posible, con el fin de obstruir en lo mínimo el paso del agua.

Hidráulica agrícola

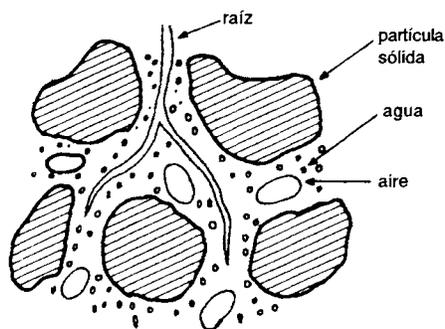
EL AGUA EN EL SUELO

Humedecimiento del suelo

La *abundancia de la vegetación* sustentada por el suelo y su desarrollo dependen de la cantidad de *agua disponible*. En efecto, el agua no sólo forma parte de los tejidos vegetales, sino que es también el vehículo que arrastra -en solución o suspensión- los principales elementos nutritivos que la planta necesita, llevándolos a sus puntos vitales. Como la absorción de agua se efectúa a través de las raíces, es evidente que el agua destinada a *irrigación* tendrá que penetrar en el suelo.

El suelo es un conjunto complejo de partículas de origen orgánico o mineral, ubicadas dentro de un medio que contiene aire, agua y sustancias disueltas en ésta (Fig. 117).

Figura 117



La *materia orgánica*, presente esencialmente en la capa superficial del suelo, está constituida por residuos vegetales y animales; la parte mineral proviene de intemperización y erosión de las rocas, y se compone principalmente de sílice y silicatos que incorporan sustancias como potasio, calcio y fósforo.

Cuando se aplica agua a una superficie porosa seca, ésta penetra no sólo por efecto de la *gravedad*, sino también por la *succión capilar* que actúa en los intersticios entre partículas. A medida que el agua se introduce en el laberinto de los poros del suelo, empuja por delante parte del *aire* contenido en ellos. Sin embargo, algo de aire queda atrapado en los conductos capilares, donde su presencia es indispensable para el desarrollo de las raíces y la absorción de los nutrientes, así como para mantener en vida a microorganismos que las plantas necesitan. Otro efecto importante del avance del agua en el suelo es que, al encontrar *materia coloidal* arcillosa la hincha, con el resultado eventual de restringirse o hasta cortarse el paso.

El suelo tiene una capacidad de absorción limitada. Una vez que ha sido satisfecha, el agua en exceso pasa a capas inferiores, fuera del alcance de las raíces. Esta *infiltración profunda*, particularmente abundante en caso de lluvias intensas o exceso de riego, provoca a veces que el agua se incorpore en una corriente freática, o bien la hace aflorar en zanjas naturales o artificiales que actúan como *drenes*.

Otra causa de pérdida de humedad es la *evaporación* que se produce en la superficie del suelo. Entonces, entra en juego un efecto capilar de ascenso paulatino de agua subyacente para reemplazar la evaporada; bombeo lento, pero continuo, que puede con el tiempo desecar el suelo, o por lo menos extraer de él la mayor parte de la humedad que las plantas necesitan.

Textura del suelo

Las *partículas minerales* del suelo se suelen subdividir -de acuerdo con su tamaño- en los tres tipos siguientes:

- arena*, con diámetros entre 1.0 y 0.05 mm
- limo*, con diámetros entre 0.05 y 0.005 mm
- arcilla*, con diámetros menores de 0.005 mm

En el campo estas partículas pueden *reconocerse al tacto*, pues, al frotar el suelo entre el pulgar y los demás dedos, la arena se nota áspera; el limo da

una sensación harinosa si está seco, untuosa, como de manteca, si ligeramente humedecido; la arcilla es dura si está seca, plástica, y pegajosa si húmeda.

En los suelos adecuados para la agricultura, los tres componentes mencionados se hallan siempre mezclados, formando los grupos *texturales* siguientes:

- a) grupo de las arenas
- b) grupo de los migajones
- c) grupo de las arcillas

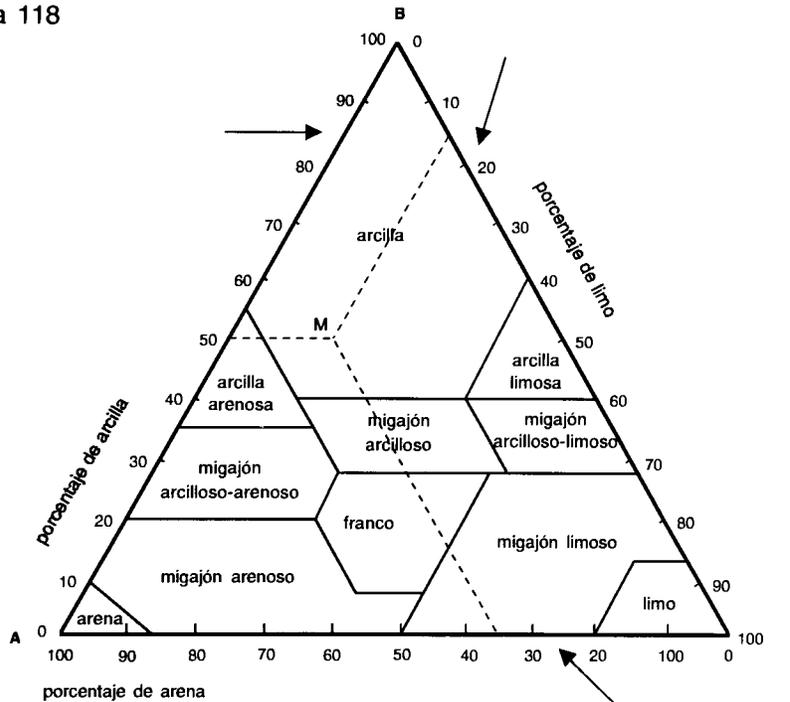
El *grupo de las arenas* incluye suelos cuyos contenidos de arcilla y limo son inferiores al 20% del peso seco total, y que por tanto se caracterizan por sus propiedades típicamente arenosas, como la elevada *permeabilidad* y la escasa adhesión entre partículas. Los suelos incluidos en el *grupo de las arcillas* poseen por lo menos un 30% de componente arcilla, y se distinguen por ser pegajosos, compactos, y poco dispuestos a permitir el libre movimiento de agua y aire en su interior.

El *grupo de los migajones* comprende los suelos que gozan de un mejor equilibrio entre los tres componentes fundamentales, y que por tal composición, que garantiza una buena mezcla de partículas de diferentes tamaños, resultan ser los más adecuados para el cultivo. De hecho, la mayor parte de los suelos de importancia agrícola son migajones. Los migajones en que los porcentajes de limo y arena están bastante equilibrados, mientras que la arcilla no pasa de 27%, se llaman *francos*. Conviene recordar también que a veces los suelos prevalentemente arenosos se llaman *livianos*, los prevalentemente arcillosos, *pesados*. Aquéllos en que arena y arcilla se equilibran se designan como suelos *medianos*.

Las clases en que se subdividen los tres grupos arriba indicados, juntamente con los porcentajes de arena, limo y arcilla que los caracterizan, aparecen en el *triángulo de texturas* (Fig. 118).

Se trata de un triángulo ABC, en el cual los porcentajes de arcilla, constantes sobre toda paralela a CA, se leen sobre AB; los de limo, constantes sobre toda paralela a AB, se leen sobre BC; los de arena constantes sobre toda paralela a BC, se leen sobre CA. Así, por ejemplo, a la *arcilla* señalada con el punto M corresponde un 15% de limo, 35% de arena y 50% de arcilla. Asimismo, se puede apreciar que en un *franco* los contenidos de limo van del 27 al 50%, los de arena del 22 al 52% y los de arcilla del 8 al 27%.

Figura 118



Triángulo de texturas

Para concluir, conviene subrayar que la clasificación anterior se apoya en los componentes minerales del suelo, sin considerar el *materias orgánicas*. Éste, que bajo forma de *humus* es esencial para la fertilidad del suelo, si se encuentra mezclado con las partículas minerales puede afectar desfavorablemente la disposición del terreno para retener el agua; hecho que debe tomarse en cuenta al prever las necesidades de riego.

Los poros del suelo

Se consideran como *espacios porosos* del suelo todos aquéllos que quedan entre las partículas sólidas que lo componen (Fig. 117). Si dichas partículas fuesen esferitas de igual diámetro en contacto mutuo, el volumen de los poros variaría independientemente de dicho diámetro, entre un máximo del 48% cuando los centros de las esferitas están dispuestos en los vértices de una retícula cúbica, y un mínimo del 26% al resultar estos ubicados en los vértices de una retícula de tetraedros regulares. Como las partículas no son

esféricas, ni uniformes, ni necesariamente están en contacto mutuo, los espacios porosos varían entre márgenes mucho más amplios: partículas pequeñas entre otras mayores pueden reducir el espacio poroso si se acomodan en los huecos; o bien aumentarlo, si, encajadas entre las grandes, amplían su separación.

La *proporción de poros* con respecto al volumen total del suelo varía por su textura: es mayor donde hay un mayor porcentaje de limo y arcilla, menor donde abunda la arena. Esto puede parecer extraño porque es natural considerar que los suelos arenosos, con partículas más gruesas, deben tener también huecos mayores entre una y otra; por el contrario, la razón por la cual el volumen poroso de los suelos arcillosos y limosos es más grande se debe a que en éstos, el número de partículas -y por ende el espacio total entre ellas- es muchísimo mayor. Por lo general el volumen poroso de un terreno de cultivo varía entre 35 y 50% del total; sin embargo, puede pasar del 50% en ciertas arcillas y reducirse hasta menos del 20% en suelos muy arenosos.

Lo anterior justifica el hecho ya mencionado de que los suelos más adecuados para la agricultura son los francos y migajones. En efecto, suelos de estos dos tipos, que contienen una mayor cantidad de partículas, también ofrecen una mayor superficie de contacto entre aquéllas y el aire y el agua del suelo y, por consiguiente, mejoran la adhesión mutua. Además, el mayor desarrollo y la delgadez de los caminitos porosos entre partículas refuerza las acciones capilar y de tensión superficial, tan importantes para la retención del agua y su elevación hacia las plantas.

Densidad aparente

Un dato básico para el cálculo de la cantidad de agua necesaria para un riego en función de las características físicas del suelo es la *densidad aparente* d_a de éste, definida como la relación entre el peso seco P_o de determinado volumen de suelo en condiciones naturales y el peso P_w de igual volumen de agua:

$$d_a = P_o/P_w \quad (95)$$

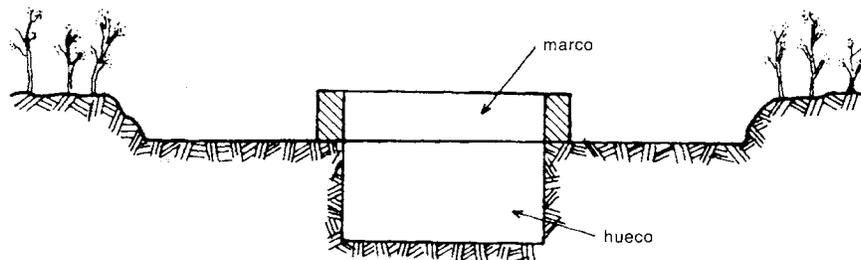
Por lo que se dijo más arriba, la densidad aparente resulta influida por la estructura (disposición de las partículas), la textura y el grado de compactación

del suelo, y por la cantidad de materia orgánica presente, mucho más liviana que la de origen mineral.

Evidentemente, la medición de la densidad aparente requiere que se separe del terreno una muestra de *volumen conocido*, se la haga secar en estufa y se pese, dividiendo luego el peso obtenido entre el de un volumen igual de agua. La operación más delicada del proceso consiste en la obtención de la muestra *sin* modificar su compactación, por lo que se puede utilizar un *muestreador*, constituido por un tubo cilíndrico terminado en arista viva, que se introduce a golpe -con el debido cuidado- en el terreno. En el caso de no disponerse de este aparato, se sugiere utilizar el siguiente *método de la arena*.

Para esto hay que proveerse de una pequeña cantidad de *arena seca y limpia*, de tamaño bastante uniforme (lo que consigue eliminando eventualmente por cribado los granos demasiado finos y los muy gruesos), y determinar su densidad aparente. De esta arena se lleva al campo en una jarra una cantidad de peso conocido. Allí se quita la capa vegetal superior del suelo, se aplana bien un área pequeña y se coloca sobre ella un *marco de madera* que encierre un cuadrado de algo así como 25 x 25 cm; por último, apoyándose en él, se excava con cuchara un hueco lo más regular posible (Fig. 119).

Figura 119



El material obtenido se recoge con todo cuidado y se echa a una bolsa, mientras se llena uniformemente el hueco con arena sacada de la jarra. La diferencia de peso entre la arena de que se disponía inicialmente y la que queda en la jarra permite calcular el peso de la que entró en el hueco, y deducir su volumen, que es el volumen del hueco.

A continuación se seca en la estufa y se pesa la muestra de tierra apartada en la bolsa. Dividiendo este peso entre el de un volumen de agua igual al del

huevo se obtiene la *densidad aparente*. Por ejemplo, si el peso seco de la muestra es de 3.45 kg, y el volumen del huevo de 2.53 dm³ (que corresponden a 2.53 kg de agua), la densidad aparente (95) resulta ser:

$$d_a = 3.45/2.53 = 1.364$$

Mencionamos arriba que los *suelos pesados* poseen un mayor volumen porcentual de poros; esto sugiere que su densidad aparente ha de ser menor que la de los suelos medianos, la que a su vez será menor que la de los *suelos livianos*. En suelos agrícolas normales, la densidad aparente está comprendida entre 1.15 y 1.70, siendo

para arenas,	d_a	entre	1.50 y 1.70
para migajones arenosos,	d_a	entre	1.45 y 1.50
para migajones limosos,	d_a	entre	1.30 y 1.45
para arcillas,	d_a	entre	1.15 y 1.30

Condiciones del agua en el suelo

Por lo que concierne a su movilidad en el interior del suelo, el agua en él contenida se suele clasificar en higroscópica, capilar y de gravedad.

Agua higroscópica es aquella que recubre como capa muy delgada las partículas del suelo; este contacto resulta tan firme que la inmoviliza: ni la succión capilar ni la evaporación a temperatura ambiente pueden despegarla. El único modo de removerla es por el calentamiento del suelo. Por consiguiente no podemos contar con ella para la nutrición de las plantas. El porcentaje en peso de agua higroscópica con respecto al total del suelo varía mucho con la textura. Para una tierra arenosa con muy poco material orgánico puede bajar hasta el 1 o 2%, mientras que en arcillas pesadas con 4 o 5% de él alcanza hasta un 12 o 15%.

Agua capilar es la que se encuentra retenida en los espacios porosos por adhesión a partículas sólidas o por acción de la tensión superficial. Esta agua, que puede moverse con libertad bajo la influencia de las fuerzas capilares, constituye la fuente de abastecimiento primario de la planta. Una vez satisfecha toda la capacidad capilar de un suelo, el agua capilar ocupa del 40

al 60% de los poros. Su peso representa del 8 al 15% del peso del suelo si éste es arenoso, del 15 al 20% si es mediano y del 20 al 25% si es arcilloso.

Finalmente, se llama *agua de gravedad* aquella que no está detenida, y por tanto se sume libremente en el suelo por acción de su propio peso. El agua de gravedad, que por drenaje insuficiente acaba por alojarse en los conductos porosos, no sólo resulta inútil para la vegetación, sino hasta peligrosa, porque le quita espacio al aire indispensable para la vida de las plantas.

La distribución del agua entre las tres categorías se produce naturalmente. Supongamos que exista un suelo totalmente seco, que carezca (lo que tal vez no es posible sobre la Tierra) hasta de toda agua higroscópica y que, por efecto de lluvia o riego, resulte en determinado momento cubierto por cierta lámina de agua. Al sumirse ésta, las partículas tomarán primero su humedad higroscópica y, una vez satisfecha esta necesidad, la capilar. En tales condiciones, la capa superior del suelo no podrá retener más agua; ésta la atravesará por gravedad y llegará a capas inferiores, que a su vez completarán su provisión higroscópica y capilar.

El suelo resultará así humedecido hasta determinada profundidad. Supongamos que quede más tierra seca por debajo. Si cubrimos el terreno con otra lámina de agua, ésta atravesará sin pérdidas la zona cuya capacidad capilar ha sido satisfecha antes, y llegará a surtir capas más profundas. El proceso continuará hasta que el agua de gravedad alcance un *lecho impermeable*. Entonces el suelo habrá satisfecho toda su capacidad de retención capilar. La que sobre será *agua superflua*, que concurrirá a formar la *napa freática*.

Saturación

Si la napa freática escurre, el agua superflua se va con ella; pero, si el drenaje no es suficiente, la eleva, y en casos extremos acaba por llenar los poros del suelo, saturándolo completamente. Esta circunstancia determina una situación nefasta para el desarrollo vegetal, ya sea por *eliminar el aire del suelo*, ya sea por favorecer una *acumulación de sales* en la superficie. Este *estado de saturación* subsiste permanentemente en las ciénegas, y temporalmente en las capas superiores del suelo inmediatamente después de un riego o una lluvia torrencial.

A la cantidad de agua que puede contener un suelo cuando se encuentra saturado se la llama *máxima capacidad de campo*. Para evaluar esta cantidad

se suele acudir al *coeficiente de saturación*, S , definido como la relación (expresada mediante porcentaje) entre el peso del agua contenida en un volumen determinado de suelo en condición de saturación y el peso seco del mismo volumen.

Para determinar en la práctica el coeficiente de saturación basta con humedecer una porción del suelo, hasta que quede empapada por completo y su aire desalojado. Se obtiene luego una muestra, se procede a determinar su peso P_s en la condición en que está y el nuevo peso P_o que adquiere después de haberse secado en estufa. La diferencia $P_s - P_o$ entre *peso húmedo* y *peso seco* da el peso del agua contenida. El coeficiente de saturación se calculará luego por medio de la fórmula:

$$S = \left((P_s - P_o) / P_o \right) \times 100 \quad (96)$$

Retención capilar

La característica esencial del suelo en lo referente al riego y drenaje es su *capacidad normal de campo*, o sea, la cantidad de agua que requiere para satisfacer su capacidad de retención capilar (agua higroscópica más agua capilar). Un suelo con capacidad normal dispone de la máxima cantidad de agua para los cultivos, sin contener nada que no sea aprovechable.

La capacidad normal de campo se mide por medio del *coeficiente de retención capilar* C , definido como relación entre el peso del agua higroscópica más la capilar contenidas en cierto volumen de suelo y el peso seco del mismo, expresado como porcentaje de este último. Para determinar prácticamente C , basta con suministrar a cierta porción de suelo toda su agua capilar (por ejemplo regándola y esperando el tiempo suficiente para que el agua de gravedad se elimine bajando a capas más profundas). Luego se separa una muestra, se obtiene su peso actual P_c y, secándola en estufa, su peso P_o . El coeficiente de retención capilar se calcula por medio de la fórmula

$$C = \left((P_c - P_o) / P_o \right) \times 100 \quad (97)$$

De no poderse realizar la prueba mencionada, es factible acudir a *fórmulas empíricas*, normalmente basadas en la capacidad retentiva de cada una de las componentes texturales del suelo. Una apropiada parece ser

$$C = 0.023 (\% \text{ ar}) + 0.25 (\% \text{ li}) + 0.61 (\% \text{ ac}) \quad (98)$$

donde con % ar, % li, % ac, se han indicado los porcentajes de arena, limo y arcilla contenidos en el suelo. Por *ejemplo*, si del análisis de una muestra de migajón arcilloso ha resultado la composición siguiente:

arena = 32.43 %

limo = 44.50 %

arcilla = 23.07 %

el coeficiente de retención capilar será aproximadamente:

$$\begin{aligned} C &= 0.023 \times 32.43 + 0.25 \times 44.50 + 0.61 \times 23.07 \\ &= 0.74 + 11.12 + 14.07 = 25.93 \% \end{aligned}$$

o sea, que C es poco más o menos un 26%. Una prueba de laboratorio daría un resultado más exacto; sin embargo, la apreciación anterior es por lo general suficiente para fines prácticos.

Humedad de marchitamiento

No hace falta que toda el agua capilar se pierda para que la vida de las plantas se deteriore. Al reducirse la cantidad de agua capilar por evaporación y transpiración, llega un momento en que, si una lluvia o un riego no reintegran al suelo la humedad necesaria, la vegetación resiente su escasez. Esto se revela inicialmente por un *decaimiento temporal* durante las horas más calurosas del día, en las que la transpiración se intensifica y el agua del suelo se hace insuficiente. Durante esas horas la vegetación pierde su turgencia normal, pero vuelve a recobrarla en la tarde. Si se reduce todavía más la humedad del suelo, llega un momento en que las plantas se marchitan en

forma permanente. Cuando el *marchitamiento* aparece, es urgente proporcionar, por medio de un riego, un nuevo suministro de agua.

Ya que se ha comprobado que en un determinado suelo casi todos los cultivos corrientes alcanzan el marchitamiento poco más o menos con el mismo porcentaje de humedad, se ha considerado que es posible definir un *coeficiente de marchitamiento* con base únicamente en el contenido de agua del suelo. Este coeficiente, M , se define como relación entre el peso del agua contenida en cierto volumen de suelo al manifestarse el marchitamiento, y el peso seco correspondiente. Su determinación práctica se efectúa aplicando riego a una porción de terreno cultivado y dejando luego de regar hasta que el marchitamiento se manifieste. Con el peso P_m de una muestra de suelo en tales condiciones y el peso seco P_0 correspondiente, se calcula el coeficiente de marchitamiento

$$M = \left((P_m - P_0) / P_0 \right) \times 100 \quad (99)$$

Valores aproximados del coeficiente de marchitamiento se pueden obtener considerándolo proporcional al de retención capilar C , a través de la fórmula:

$$M = a C \quad (100)$$

donde a es un factor para el cual Harding sugiere tomar los valores:

- $a = 0.33$ para arenas
- 0.40 para migajones arenosos
- 0.50 para francos y migajones limosos
- 0.52 para migajones arcillosos

Agua disponibles y superflua

Con base en las consideraciones anteriores, podemos llegar ahora a una apreciación cuantitativa del agua disponible en el suelo para un abasteci-

miento normal de la vegetación. En efecto, hemos visto que la *máxima humedad* necesaria para la planta corresponde a la capacidad normal del campo y la *mínima* al agua de marchitamiento. Por tanto la humedad tiene que mantenerse entre esos dos extremos si se quieren evitar condiciones de riesgo para el cultivo. Supuesto que el terreno se encuentre en su capacidad normal, el agua disponible, o sea, toda la que la planta puede aprovechar, es la diferencia entre la cantidad presente en tales condiciones y aquella que provoca el marchitamiento. El *porcentaje de agua disponible*, A, se definirá luego como la diferencia entre el coeficiente de retención capilar y el de marchitamiento:

$$A = C - M \quad (101)$$

o también, si se reemplaza C por la expresión (97) y M por la (99),

$$A = \left((P_c - P_m) / P_0 \right) \times 100 \quad (102)$$

Esta última fórmula sugiere claramente cómo determinar A en el laboratorio.

Una fórmula menos exacta, pero a veces suficiente para una primera aproximación, se obtiene combinando la (101) con la (100), con lo que resulta:

$$A = (1 - a) C \quad (103)$$

Como *ejemplo*, el agua disponible en ese migajón arcilloso cuyo coeficiente de retención capilar, calculado anteriormente, es el 25.93% del peso seco, si tomamos, de acuerdo con Hardin, $a = 0.52$, resultaría:

$$A = (1 - 0.52) \times 25.93 = 12.45\%$$

o sea, aproximadamente un 12.5 % del peso seco.

El concepto complementario es el de *agua superflua*, que sería el contenido de agua que es inútil, y eventualmente perjudicial, para el desarrollo de las plantas. Siendo ésta la cantidad total de agua de gravedad que puede caber en un suelo, el *porcentaje de agua superflua*, F, se obtendrá como diferencia entre el coeficiente de saturación y el de retención capilar,

$$F = S - C \quad (104)$$

o también, por (96) y (97),

$$F = \left((P_s - P_c) / P_0 \right) \times 100 \quad (105)$$

Esta última fórmula sugiere cómo determinar F en laboratorio.

Coeficiente de riego

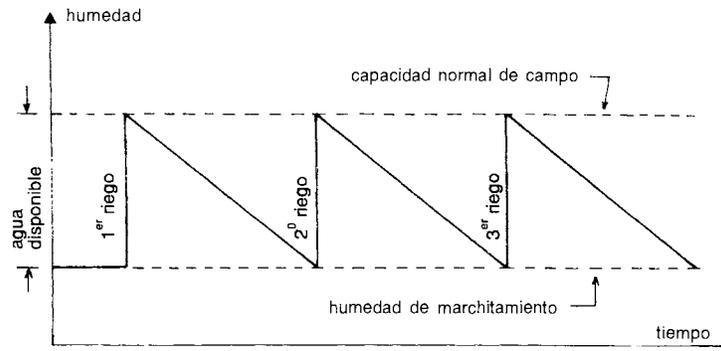
De lo que acabamos de decir se desprende que:

- a) es *necesario* aplicar el riego en cuanto la humedad del suelo se reduzca al límite de marchitamiento.
- b) es *inútil y antieconómico* aplicar, entonces, más agua que la estrictamente indispensable para llevar a su capacidad normal de campo la capa de suelo de la cual el cultivo extrae la humedad que necesita.

Supuesto luego que el cultivo se encuentre en condiciones de marchitamiento, regarlo correctamente significa *proporcionarle el volumen total de agua disponible* que corresponde a la capa de la que las raíces sacan su sustento (capa cuyo espesor depende de la planta; no pasa de 1 m para el maíz, pero puede alcanzar de 2 a 3 m para la alfalfa). Esta humedad se irá perdiendo poco a poco, y -cuando el suelo regrese a las condiciones de marchitamiento- un nuevo riego volverá a establecer la capacidad normal. La Fig. 1 20 muestra de manera muy esquemática el proceso. Como en ella se han llevado en las abscisas el tiempo y en las ordenadas la humedad de la capa útil del suelo, la gráfica representa en cada instante la humedad aprovechable de que se dispone.

Tomando esto en cuenta, veamos cómo se puede calcular la cantidad de agua necesaria para un riego. Consideremos cierta porción de suelo, cuyo peso incluyendo el agua capilar sea P_c , y el de marchitamiento P_m .

Figura 120



La diferencia $P_c - P_m$, representa el *peso de agua disponible* que esa porción contiene. Si P_w es el peso de un volumen de agua igual al volumen de la porción considerada, la relación $(P_c - P_m)/P_w$ representa la fracción de agua disponible presente en el volumen dado de suelo, o sea, $(P_c - P_m)/P_w m$ será el volumen de dicha agua contenido en un m de suelo. Si h es la profundidad de la capa de suelo que queremos humedecer,

$$R = \left((P_c - P_m)/P_w \right) h \quad (106)$$

representa el *volumen de agua de riego* que hay que aplicar por cada m^2 de superficie para llevar a efecto dicho humedecimiento. El parámetro R se llama *coeficiente de riego* para el suelo considerado, en correspondencia con la profundidad h . Observemos que R , siendo un volumen por unidad de superficie, es una altura; hecho también evidenciado por la fórmula (106). Físicamente, el coeficiente de riego expresa el *tirante* o, mejor dicho, la "*lámina*" de agua con que habría de cubrir el terreno por regar, con el fin de proporcionarle la totalidad de agua necesaria para el desarrollo normal de los cultivos.

Una expresión más práctica de R se deduce de la expresión (102), que da:

$$P_c - P_m = A P_0/100$$

Reemplazando en (106), queda:

$$R = \frac{A}{100} (P_o/P_w)h$$

Pero la relación P_o/P_w entre el peso seco de una muestra de suelo y el peso de un igual volumen de agua es por (95) la *densidad aparente* d_a del suelo; de modo que la expresión anterior se escribe:

$$R = \frac{A}{100} d_a h \quad (107)$$

La importancia de esta fórmula en la práctica merece algunos *ejemplos* de aplicación.

a. Terreno por regarse: *migajón limoso*

análisis mecánico: arena 37.2%, limo 51.3%; arcilla 11.5%
densidad aparente $d_a = 1.30$

profundidad a humedecerse $h = 70$ cm

Para calcular R primero calcularemos el porcentaje de retención capilar con la fórmula (98):

$$C = 0.023 \times 37.2 + 0.25 \times 51.3 + 0.61 \times 11.5 = 20.70\%$$

El agua disponible A se obtiene de (103) con $a = 0.50$

$$A = (1 - 0.50) \times 20.70 = 10.35\%$$

Reemplazando en (106), resulta finalmente:

$$R = \frac{10.35}{100} \times 1.30 \times 0.70 = 0.094 \text{ m}$$

o sea, que se necesita una lámina de riego de 9.4 cm de agua.

b. Riego, hasta la misma profundidad de 70 cm, de una arcilla con

$$d_a = 1.25, \quad C = 34.20\%, \quad M = 16.24\%$$

La fórmula (101) da:

$$A = 34.20 - 16.24 = 17.96\%$$

y luego aplicando la (107) se obtiene:

$$R = \frac{17.96}{100} \times 1.25 \times 0.70 = 0.157 \text{ m}$$

c. Riego de una capa, también de 70 cm, de la arena *finamente caracterizada* por,

análisis mecánico: arena 82.3%; limo 11.5%; arcilla 6.2%
densidad aparente $d_a = 1.51$

Procediendo como en el primer ejemplo, se obtiene:

$$C = 0.023 \times 82.3 + 0.25 \times 11.5 + 0.61 \times 6.2 = 8.55\%$$

$$A = (1 - 0.33) \times 8.55 = 0.67 \times 8.55 = 5.73\%$$

$$R = \frac{5.73}{100} \times 1.51 \times 0.70 = 0.061 \text{ m}$$

Comparando entre sí los resultados de los tres ejemplos, que son

para la arcilla (2do. ejemplo)	R = 0.157 m
para el migajón limoso (1er. ejemplo)	R = 0.094 m
para la arena (3er. ejemplo)	R = 0.061 m

y considerando que los tres se refieren al humedecimiento de una misma profundidad de suelo (70 cm), vemos que el *coeficiente de riego disminuye al pasar de las texturas pesadas a las livianas.*

Esto se debe a la mayor retención capilar de las arcillas. Las *arenas*, de capacidad capilar pequeña, son incapaces de retener en permanencia mucha humedad; de modo que un riego abundante resulta en un derroche inútil de agua; hay que proporcionarles *muchos riegos, pero cada uno con poca agua.* Esto es lo que significa el valor pequeño de R. Por el contrario, las *arcillas*, excelentes retentoras de humedad, permitirán *riegos abundantes, pero distanciados* (R grande).

Al utilizar el coeficiente de riego, no hay que olvidar que éste, por definición, supone el suelo en condiciones de marchitamiento. Por supuesto, es el caso más corriente; pero cuando el suelo se halla más seco -que es normalmente lo que ocurre al realizarse el *primer riego*- hay que proporcionar una lámina de agua *algo mayor* de lo que dicho coeficiente sugiere.

Coeficiente de drenaje

El drenaje de un terreno pretende, como sabemos, eliminar esa agua de gravedad que no puede transformarse en agua capilar aprovechable. Supuesto que el suelo esté *totalmente saturado*, el volumen de agua que hay que quitar para reducirlo a la capacidad normal de campo será lo que llamamos *agua superflua*.

Para calcular dicho volumen en forma similar a lo que se hizo para el coeficiente de riego, supondremos considerar cierta porción de suelo por drenar, cuyo peso en estado de saturación total sea P_s y en estado de saturación capilar P_c . El peso del agua superflua será $P_s - P_c$, y $(P_s - P_c)/P_w$ el volumen de agua superflua contenido en cada m^3 de suelo. Si se quiere drenar una capa de suelo de espesor h , habrá que eliminar por cada m^2 de superficie un volumen de agua

$$D = \left((P_s - P_c) / P_w \right) h \quad (108)$$

Este es el *coeficiente de drenaje* para el suelo considerado hasta la profundidad h , y representa la lámina de agua con que el terreno quedaría recubierto si fuese posible traer a la superficie toda el agua superflua contenida en la capa. Tomando en cuenta la expresión (105) del agua superflua F , la fórmula 108 se hace:

$$D = \frac{F}{100} d_a h \quad (109)$$

Como ejemplo para la aplicación, considérese un *migajón arenoso* con:

coeficiente de saturación, $S = 28.74 \%$

porcentaje de retención capilar, $C = 14.68 \%$

densidad aparente, $d_a = 1.47$

profundidad a drenarse, $h = 0.90 \text{ cm}$

El agua superflua resulta por (104):

$$F = 28.74 - 14.68 = 14.06 \%$$

Luego la fórmula (109) da:

$$D = \frac{14.06}{100} \times 1.47 \times 0.90 = 0.186 \text{ m}$$

o sea, hay que drenar una lámina de 18.6 cm. Si, por ejemplo, se trata de un terreno de 15 ha totalmente saturado, el volumen por drenarse será de:

$$150,000 \times 0.186 = 27,900 \text{ m}^3$$

Si los conductos de drenaje fuesen capaces de evacuar un gasto de 25 l/s, el tiempo necesario para un desagüe total sería de:

$$27,900/0.025 = 1,116,000 \text{ s} \approx 13 \text{ días}$$

Para concluir, es importante subrayar que contrariamente a lo que sucede con el coeficiente de riego, el de drenaje es mayor para *texturas livianas que para pesadas*, debido a la menor retención capilar de las primeras.

IRRIGACIÓN Y DRENAJE

Demanda de agua de las plantas

Casi la mitad de la materia seca de la planta está constituida por carbono. Este elemento, indispensable para su desarrollo, lo adquiere absorbiendo bióxido de carbono de la atmósfera y fijándolo por síntesis en sustancias complejas que constituirán su estructura. Dichas sustancias son *hidratos de carbono* que -como el nombre sugiere- necesitan *agua*, además del carbono, para formarse. Un tercer elemento indispensable es la *luz* que provee la energía necesaria para la reacción. Por esto el proceso se suele llamar *fotosíntesis*.

Se ha observado que la descomposición del bióxido de carbono se realiza sólo en las partes verdes de la planta. Esto se debe a que la asimilación de dicha sustancia requiere la presencia de un pigmento de color verde, la *clorofila*, que capta la energía de la luz y la vuelve aprovechable para que la descomposición tenga lugar. Las células clorofilicas deben, pues, mantenerse continuamente en contacto con la atmósfera, que es la que cede el bióxido de carbono, e intentar -gracias a la orientación de las hojas- captar la mayor cantidad posible de luz solar.

De este modo, sin embargo, se reciben también grandes cantidades de *calor*, que elevan la temperatura de las hojas y aceleran la evaporación del agua que éstas contienen. Cualquier célula vegetal necesita estar saturada de agua para funcionar normalmente; y la saturación debe mantenerse gracias a una circulación continua de agua que, extraída del suelo por las raíces, sube por efecto capilar hasta la hoja, donde compensa sin interrupción las pérdidas.

que allí se producen por evaporación y por alimentación de la fotosíntesis. La evaporación de agua de la planta se denomina generalmente *transpiración*. Para una estimación de la cantidad de agua requerida por un cultivo, hay que agregar a la transpirada la que se evapora directamente del suelo sin pasar a través de la vegetación. El conjunto de los dos procesos se conoce como *evapotranspiración*.

El aprovechamiento de agua del suelo para evapotranspiración y retención en los tejidos de las plantas constituye lo que suele llamarse el *uso consuntivo*. Como la cantidad retenida es proporcionalmente muy poca (normalmente menos del 1% de la evaporada) el uso consuntivo, para efectos prácticos, se toma como medida de agua transpirada más la evaporada. El monto del uso consuntivo depende del tipo de suelo y de cultivo, y de las condiciones climáticas. Puede también variar con el rendimiento de la cosecha, aunque suelos fértiles estén en condiciones de producir grandes cosechas sin sobrepasar el uso consuntivo requerido por cosechas deficientes en suelos pobres.

La *medición de la transpiración* se realiza experimentalmente, ya sea recogiendo y pesando el agua evaporada, o bien midiendo la cantidad que la planta absorbe para compensar la que pierde por evaporación, o también estimando las variaciones en peso de la planta debido a la transpiración. Para aplicar este último método, que es el más seguro, se puede colocar la planta -en maceta- sobre el plato de una balanza suficientemente sensible, manteniendo la maceta encerrada en una bolsa de plástico, para impedir la evaporación del agua contenida en la tierra.

El riego

El suelo recibe naturalmente agua de las lluvias. Cuando éstas no alcanzan a proveer la cantidad de humedad indispensable para el cultivo, el *riego* se hace necesario. La cantidad de agua provista por irrigación *ha de ser controlada*: si se entrega en cantidad insuficiente o con un calendario inadecuado, pueden presentarse condiciones de marchitamiento y la cosecha se reduce; si se surte en demasía, puede hacer que las sales suban por efecto capilar, provocando el *ensalitramiento* del suelo, o bien llevarse los nutrientes en él contenidos. Los peligros de un humedecimiento excesivo se evitan con un *drenaje* adecuado, que permite mantener en el suelo la aireación óptima para las raíces.

El gasto que debe entregarse por irrigación depende esencialmente del requerimiento de humedad, que a su vez es función de varios factores.

a) *Tipo y diversificación de los cultivos.* Hay unos que necesitan más agua que otros; la alfalfa, por ejemplo, requiere más que los frutales de hojas caducas; los frutales en plena producción más que los árboles jóvenes. Como la demanda varía según la fase del crecimiento, el cultivo de un tipo único de vegetal implica una fuerte demanda durante un periodo reducido; por tanto conviene cultivar al mismo tiempo vegetales distintos si se quiere aprovechar mejor un riego no muy abundante, pero distribuido uniformemente en un periodo de tiempo más o menos largo.

b) *Preparación del terreno y método de aplicación del agua.* Un terreno mal nivelado puede causar humedecimiento excesivo en ciertas partes y escaso en otras. De igual manera, surcos demasiado largos, o inundación hasta distancias excesivas, son causa de que en las cabeceras el agua penetre hasta profundidades que las raíces no pueden alcanzar. Por el contrario, demasiado riego puede concentrar un exceso de humedad al final de las parcelas. También es importante asegurarse que el agua se distribuya equitativamente entre surcos.

c) *Desde hace cuánto tiempo se está regando.* A veces la primera nivelación del terreno no es la más adecuada; hay que mejorarla con la experiencia y reducir, así, el consumo de agua. Con el tiempo, frecuentemente se levanta la napa freática, lo que provee una *subirrigación* que reduce la demanda de riego. Naturalmente este levantamiento puede también llevar a la saturación del suelo, con los consiguientes daños al cultivo si no se procede a drenar bien.

d) *Factores climáticos,* especialmente la cantidad y distribución de las lluvias. Además, temperatura, nubosidad y vientos tienen también su importancia.

e) *Textura y estratificación del suelo,* como se explicó con detalle en el capítulo anterior; y por último

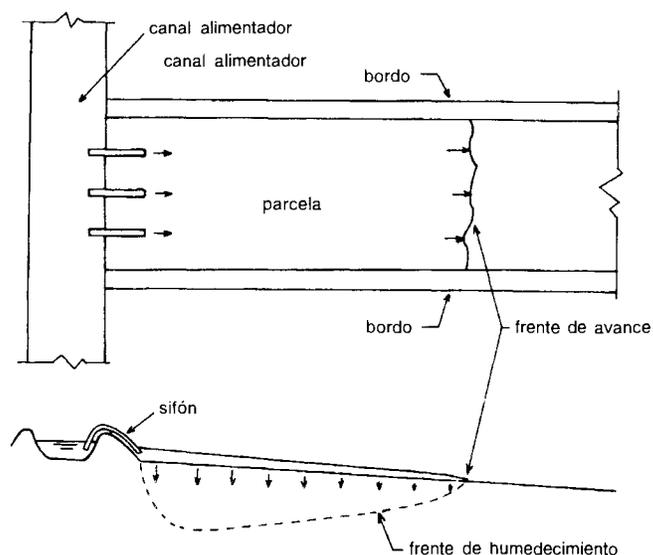
f) *Costo del agua,* ya que tarifas elevadas inducen a usarla con mayor parsimonia y cuidado; lo que frecuentemente redundará en beneficio de la producción.

Riego superficial

Hay esencialmente dos métodos de riego: superficial y por aspersión. Cada uno ofrece sus propias ventajas y desventajas, que lo hacen preferible en determinadas condiciones y no recomendable en otras. La irrigación superficial que se practica desde hace miles de años, es la más fácil, pero también la que gasta más agua y se presta a más desperdicios; mientras que la irrigación por aspersión requiere una instalación costosa, pero ahorra agua.

Empecemos considerando el *riego superficial*, del que la Fig. 121 muestra una disposición típica: un *canal alimentador* surte agua a la parcela por regar (que está delimitada por bordos que guían la corriente) a través de una batería de *sifones* de aluminio o plástico.

Figura 121



La parcela posee una *pendiente longitudinal* que favorece el escurrimiento. Una vez cebados los sifones, el agua sale del canal y cubre el suelo con una lámina que se va sumiendo vertical y lateralmente como *frente de humedecimiento*, bajo el influjo de gravedad y capilaridad.

Cuando las necesidades del suelo se han satisfecho, sobra agua, y el frente de avance progresa a lo largo de la parcela. Como la infiltración ha dispuesto de un tiempo que varía de un máximo en la cola a cero en el frente, el humedecimiento en un instante determinado variará de manera parecida, y su frente inferior adquirirá el perfil típico ascendente que se muestra también en la figura.

Lo que acabamos de describir se conoce como *fase de avance* del riego superficial. Cuando, llegada la corriente al final de la parcela, se sigue suministrando riego, comienza la *fase de almacenamiento* del agua en el suelo; fase que termina cuando se corta el suministro descebandando los sifones. Empieza entonces la *fase de agotamiento*, en la que se ve bajar poco a poco la lámina de agua que cubre el suelo; pero este abatimiento no es uniforme, ya que el agua desaparece primero en la cabecera. Desde el momento en que esto sucede, comienza la *fase de recesión*, en la cual se ve la cola avanzar progresivamente, hasta desaparecer en el extremo más bajo de la parcela. Esta última fase compensa en parte la falta de uniformidad de la infiltración durante el avance.

El proceso de riego superficial más común es el *riego por surcos paralelos*, que se utiliza cuando las plantas pueden cultivarse alineadas en lechos también paralelos. Los surcos deben ser suficientemente profundos, para que el agua alcance las raíces moviéndose en sentido horizontal. El agua que se infiltra verticalmente desde el centro del surco por lo general se pierde. Los surcos se cortan siguiendo la máxima pendiente del terreno, si ésta no es excesiva; en caso contrario, pueden tener dirección oblicua. Su alimentación suele efectuarse mediante sifones.

Una técnica que permite importantes ahorros de agua con irrigación superficial es la que se denomina *riego intermitente*, que consiste en entregar el agua no en forma continua, sino a intervalos de tiempo definidos. Con tal objeto se interrumpe la corriente periódicamente, con el fin de que toda el agua entregada se infiltre antes de que llegue otra. El primer humedecimiento sella de alguna manera (quizá por tensión superficial) el tramo de surco afectado; de modo que el agua de la siguiente entrega pasa directamente al tramo seco sucesivo. Así, se logra reducir la pérdida por exceso de infiltración en la cabecera y se consigue un humedecimiento bastante uniforme a lo largo del surco.

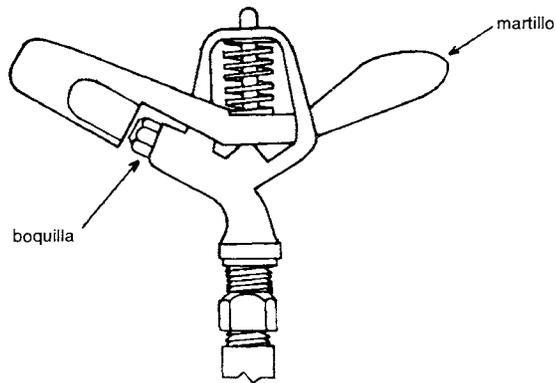
Riego por aspersión

El *riego por aspersión* se realiza mediante dispositivos que lanzan el agua al aire y rociando el cultivo. Como los rociadores se alimentan por tubería y

actúan bajo presión, el agua tiene que provenir de canales o tanques elevados, o bien ser bombeada.

El rociador más común es el *aspersor rotativo* ilustrado en la Fig.122. Consiste en una *boquilla*, inclinada, montada sobre un soporte que un *martillo* en forma de pala hace girar alrededor de un eje vertical.

Figura 122



Aspersor rotativo

En la operación, el chorro que sale de la boquilla choca con la pala y la desvía; pero dicha pala está sujeta a un resorte que la devuelve a su posición, haciéndole al mismo tiempo golpear el soporte, que rueda en un pequeño ángulo debido al impulso. En esa posición la pala vuelve a interceptar el chorro, que la desvía nuevamente, y el ciclo se repite. Este artificio hace que el chorro se rompa y esparza en forma de gotas. Los aspersores están por lo general montados en tuberías verticales de 1 pulgada, que se derivan de conductos horizontales de mayor diámetro. Su esparcimiento se determina con el objeto de conseguir la máxima uniformidad posible en la aplicación del riego.

Cuando el aspersor opera bajo presión normal, la boquilla debe producir gotas de *diámetro* conveniente. Su tamaño afecta al cultivo, al suelo y al alcance del chorro. Gotas mayores de 4 mm tienden a dañar plantas débiles y obstruir la superficie de suelos de alto contenido de arcilla. Por el contrario, gotas con diámetro menor de 1 mm son frenadas por el aire tranquilo y desviadas por vientos suaves. Por tanto, los aspersores están ajustados para producir gotas de tamaño intermedio entre estos valores extremos.

La *rotación* del aparato no debe de ser demasiado lenta ni demasiado rápida. En el primer caso el periodo entre un rociado y otro se hace demasiado largo, y en tales condiciones el cultivo sufre si hay en el agua un contenido relativamente elevado de sales; en el segundo, se pierde uniformidad en la distribución del riego. Se cree que la velocidad de rotación más conveniente sea, poco más o menos, aquélla que produce en el perímetro exterior del chorro un avance aproximado 2.5 m/segundos.

Finalmente, es de interés mencionar el *riego por goteo*; técnica que implica gastos de instalación y operación elevados, pero que puede ser costeable en cultivos de alto rendimiento, en zonas secas. La idea básica es llevar agua por mangueras provistas de perforaciones ubicadas cerca de la planta, de las cuales el líquido cae continuamente por gotas, con el objeto de ir formando un bulbo de tierra mojada alrededor de las raíces.

En la práctica, simples agujeros en las mangueras no suelen dar buen resultado porque por la presión, las gotas salen con demasiada frecuencia; se prefiere utilizar *goteros* especiales, en cuyo interior el agua se ve obligada a un recorrido en laberinto para perder carga. La alimentación general se suministra por medio de una *bomba*, que pasa el agua a través de *filtros* que retienen las partículas que podrían tapar los goteros.

La ventaja principal del goteo es el excelente control que permite la aplicación del riego día tras día limitándolo, prácticamente, al consumo de la planta. La evaporación del suelo se minimiza, y se evita la penetración del agua a capas demasiado profundas. Además, este método permite agregar al agua de riego *fertilizantes* en las dosis que el cultivo requiere; con lo que la nutrición llega directamente a las raíces y se distribuye en solución, en las mejores condiciones para ser aprovechada por la planta.

Drenaje

Como sabemos, las raíces requieren *aire* además de agua y nutrientes. Por tanto, si, por razones debidas a clima, topografía o exceso de irrigación, éstas permanecen ahogadas durante mucho tiempo, la calidad y rendimiento del cultivo tienen que sufrir. Mayor es el peligro si existe una *napa freática salina* que puede elevarse por el exceso de humedad en las capas superiores del suelo. El objeto del *drenaje* es alejar el agua superflua, para evitar tales riesgos.

Puede haber *drenaje natural* en suelos relativamente livianos que están comunicados con un desagüe conveniente a través de estratos permeables. Sin embargo, es difícil que, aun en los casos más favorables, el drenaje natural sea perfecto; con frecuencia es deficiente o no existe. Por otro lado, con excepción del goteo, es corriente que un riego normal bien aplicado aporte al suelo un exceso de agua en un 15% por lo menos. Además, a veces ocurren precipitaciones desmedidas o muy prolongadas. Finalmente, puede convenir proporcionar, por medio del riego, agua en demasía, con objeto de lavar el suelo, o sea, para alejar de la zona de raíces sales que allí se hayan acumulado en cantidades que sobrepasen la tolerancia de la planta. En todos estos casos un *drenaje artificial* no sólo es conveniente, sino necesario.

El drenaje artificial puede realizarse mediante zanjas abiertas o por tubos. El usual es el *drenaje por zanjas*. Éste se realiza cortando los terrenos con canales de desagüe que luego descargan a barrancas, arroyos u otros cauces naturales. Cuando dichos conductos cruzan canales de riego tienen que pasar *por debajo*, porque el riego debe hacerse siempre en un nivel superior al del drenaje. Cuando el desnivel entre ambos canales es pequeño, el cruce se puede realizar mediante alcantarilla.

Las zanjas de drenaje requieren limpieza y conservación, ya sea por la *vegetación* que las infesta, ya sea por el proceso de *azolvamiento* al que están sujetas, debido a que las aguas interceptadas, que las alimentan aflorando a través de los taludes, tienden a provocar deslizamientos de tierra.

El *drenaje por tubos enterrados* requiere el uso de caños cortos de barro cocido, colocados *sin juntar*, a fin de que el agua penetre en ellos por intersticios; o bien de tubos de plástico convenientemente *perforados*. El tamaño de las perforaciones debe ser suficientemente grande para no obstaculizar la entrada del agua ni taponarse con material arrastrado por ella. La tubería de drenaje tiene que rodearse de un *filtro de grava* de espesor de 7 a 15 cm; filtro que facilita el paso del agua y al mismo tiempo aumenta el diámetro efectivo del tubo, facilitando la evacuación.

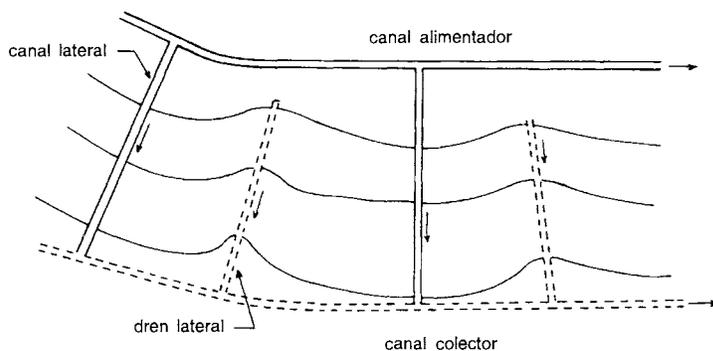
En terrenos planos, en los que la descarga natural de los drenes es imposible, conviene derivarla hacia un pozo y de allí sacar el agua por bombeo. En el caso de terrenos pequeños, un único pozo puede reemplazar la red de drenaje, recibiendo directamente los desagües.

Disposición de canales y drenes

La disposición de las redes de riego y drenaje está definida por la topografía y el área de la superficie por regar. La Fig. 123 muestra un *canal alimentador*

con dos *canales laterales*. También se ven dos *drenes laterales* y un *canal colector*, en el que descargan canales laterales y drenes.

Figura 123



El canal alimentador tiene que dominar el terreno, pasando por su parte más alta. Si, como se indica en la figura, el terreno es ondulado, conviene que los canales laterales bajen por las crestas y los drenes por las depresiones o *talwegs*.

El canal colector es el *dren principal*, que tiene que ser el más bajo para recibir los canales laterales y drenes secundarios. No se han dibujado los pequeños *drenes de parcela*, que se orientan en dirección poco más o menos normal a la de los drenes laterales y descargan en ellos.

Naturalmente, hay que reducir a un mínimo el *co/leo*, o sea la descarga directa a los drenes de agua buena que proviene de canales laterales y surcos, porque su calidad, al mezclarse con el agua de drenaje que normalmente lleva disueltas sales del suelo, se empeora, y su reutilización puede crear problemas.

AFORO DE CANALES

Generalidades

Lo que acabamos de ver con referencia a riego y drenaje subraya la importancia de una *medición correcta y oportuna de los gastos*: medición en ríos y arroyos, para determinar qué caudal podemos aprovechar; en canales, para saber de cuánta agua se dispone en un momento determinado; en bocatomas y tomas parcelarias para asegurar su asignación correcta y definir el importe correspondiente.

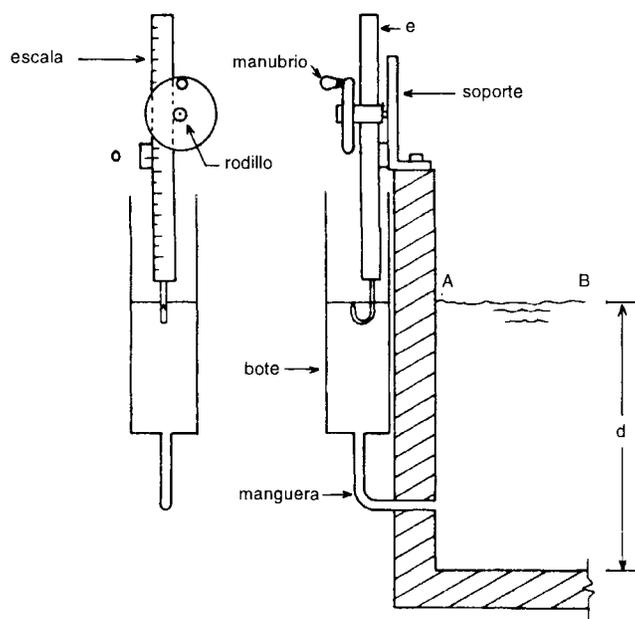
Al final de la segunda parte del primer capítulo se trató acerca de la *medición de velocidades* por medio de molinetes o flotadores, y se explicó cómo es posible, evaluando convenientemente velocidades y áreas, proceder al cálculo de gastos. Por otro lado se mencionó cómo, instalada en un río una *estación de control*, basta con realizar en ella *lecturas de escala* para deducir directamente el gasto llevado por el río. Como es natural, este segundo procedimiento implica haber correlacionado antes gastos y tirantes por medio de un aforo sistemático.

También describimos el *venturímetro*, que permite determinar el gasto que escurre por una tubería mediante la lectura de una diferencia de cargas en una manguera. Nos proponemos ahora describir -para flujos de superficie libre- métodos de medición basados en un principio análogo, es decir, encauzar la corriente a través de dispositivos para los cuales se conozca la relación tirante-gasto.

La *lectura del tirante* podría en principio hacerse en una *escala* pintada en la pared del canal, viendo hasta qué nivel el agua la moja. Sin embargo, en

corrientes turbulentas la superficie libre oscila continuamente, y una apreciación correcta del nivel se hace difícil. Con frecuencia se prefiere acudir a un implemento más perfeccionado: la *escala de gancho* (Fig. 124). Para su utilización, hay que perforar la pared del canal y conectar a la perforación un *bote* por medio de una *manguera*. Por el principio de los vasos comunicantes, en el bote se establecerá el mismo nivel de agua AB que en el canal; pero, como la agitación turbulenta no se comunica al agua del bote, ésta queda tranquila, y será fácil realizar la medición.

Figura 124



La *escala de gancho* consiste en una *barra*, graduada en centímetros y milímetros, que termina en un *gancho* aguzado. Se sostiene en un *soposte*, colocándola vertical de modo que penetre en el interior del bote. La barra puede subir y bajar, movida por fricción mediante un *rodillo* que se hace girar por medio de un *manubrio*. De este modo se la coloca de manera que el gancho quede sumergido, haciendo que su punta entre en contacto con la superficie libre. La *posición de contacto* se detecta porque, al sobrepasarla, la punta del gancho crea en la superficie del agua una pequeña convexidad, que se aprecia perfectamente cuando dicha superficie refleja la luz.

Detenida la escala en esa posición, se lee su graduación en correspondencia a una *marca* trazada en una plaquita fija O, marca, cuyo nivel con respecto

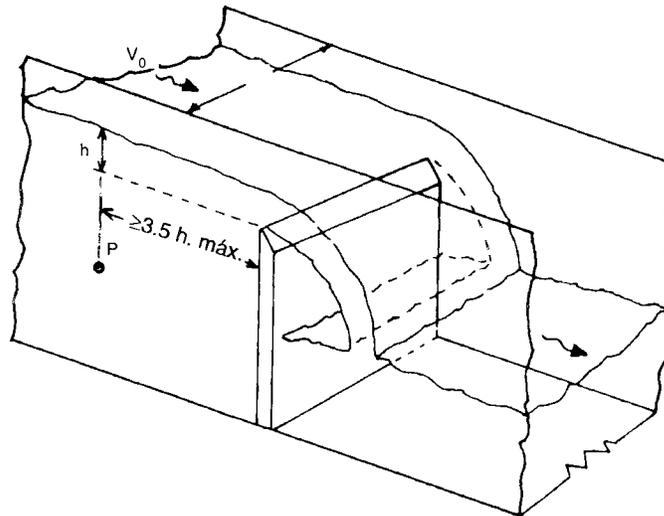
al fondo del canal, o bien a una referencia en el dispositivo medidor, se ha establecido previamente. Si, por *ejemplo*, se sabe que la marca queda a 1,215 m por encima de la plantilla, y la lectura de escala es de 0.321 m sobre la punta del gancho, el tirante d en el canal será:

$$d = 1.215 - 0.321 = 0.894 \text{ m}$$

Vertedor rectangular sin contracciones laterales

Los dispositivos más sencillos para la medición del gasto en un canal son los *vertedores*; diafragmas colocados a través del conducto de modo que la corriente les pase por encima. La Fig. 125 muestra un *vertedor rectangular* que está constituido por una pantalla de cresta biselada instalada a través de un *canal rectangular*. La pantalla debe quedar vertical, normal al canal y con su cresta perfectamente horizontal; lo que se comprobará con plomada, escuadras y un buen nivel de mano. Este vertedor se suele llamar *sin contracciones laterales*, porque su cresta alcanza ambas paredes.

Figura 125



Vertedor rectangular sin contracciones laterales

La fórmula para obtener la descarga sobre este vertedor ha de ser del tipo (79). Francis encontró experimentalmente que el valor que conviene tomar para el coeficiente C que aparece en esa fórmula es 1.84. Por tanto se tiene:

$$Q = 1.84 L \sqrt{h^3} \quad (110)$$

donde L es el ancho del canal y h el nivel de la superficie libre por encima de la cresta, ambos medidos *en metros*.

Al medir h hay que tener cuidado, porque cerca de la cresta la corriente se acelera precipitándose hacia la caída y, por tanto, el tirante se va abatiendo. Se recomienda que la medición se realice a una distancia aguas arriba de la cresta *igual por lo menos a 3.5 veces el tirante máximo por medir, $h_{\text{máx}}$* . Allí se practica en la pared del canal el orificio P al cual se conecta el bote para determinar h con escala de gancho.

En el caso de que el agua corra en el canal con *velocidad considerable*, hay que agregar a h la *carga de velocidad* correspondiente, es decir, se utiliza la fórmula

$$Q = 1.84 L \sqrt{H^3} \quad (111)$$

donde

$$H = h + \frac{V_0^2}{2g} \quad (112)$$

siendo V_0 la *velocidad de llegada*. Como *ejemplo*, consideremos un canal rectangular de 85 cm de ancho, con velocidad de llegada de 92 cm/s. Si se ha medido la carga $h = 7.3$ cm, resulta:

$$H = 0.073 + \frac{0.92^2}{19.6} = 0.073 + 0.043 = 0.116$$

y reemplazando en (111) se obtiene el gasto:

$$Q = 1.84 \times 0.85 \times \sqrt{0.116^3} = 0.062 \text{ m}^3/\text{s} = 62 \text{ l/s}$$

Para facilitar los cálculos, conviene recordar que $\sqrt{H^3} = H \sqrt{H}$

De haberse utilizado equivocadamente la ecuación (110), se habría obtenido para el gasto un valor casi la mitad del real.

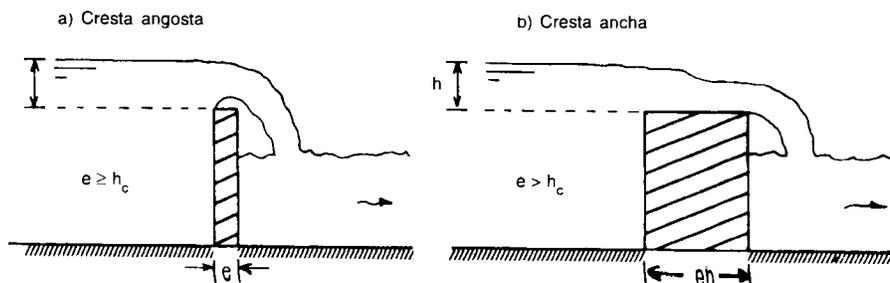
Vertedores rectangulares de cresta ancha

Las condiciones de trabajo del vertedor que acabamos de considerar se conservan prácticamente invariables si, en lugar de utilizar un diafragma de cresta biselada, se emplea uno más grueso, siempre que el acabado de la cresta en su lado de aguas arriba sea muy bueno. En efecto, como muestra la Fig. 126a, el chorro se despega y el espesor e de la pared no le afecta. Sin embargo, esto tiene un límite: hace falta que e no pase del tamaño del tirante crítico sobre la cresta, que por (84) es $h_c = (2/3)h$; o sea, ha de ser

$$e \leq \frac{2}{3} h$$

Cuando $e > (2/3)h$, el chorro no libra la cresta y se le pega (Fig. 126b). En este caso decimos que el vertedor es de *cresta ancha*. Véase también la Fig. 43.

Figura 126



Como entonces el agua corre sobre la pared y pierde carga por la fricción que resulta, el gasto disminuye, y la fórmula de Francis tiene que corregirse por medio de un *coeficiente de rozamiento* ε , menor que la unidad. La ecuación (110) se transforma en:

$$Q = 1.84 \varepsilon L \sqrt{h^3} \quad (113)$$

donde,

$$\varepsilon = 0.7 + \frac{0.185}{e/h} \quad (114)$$

Como *ejemplo*, sea:

$$L = 1.20 \text{ m}, \quad e = 30 \text{ cm}, \quad h = 9.7 \text{ cm}$$

y la velocidad de llegada es despreciable. De otro modo habría que reemplazar h por H , calculado por medio de la fórmula (112). Se tiene $e/h = 30:9.7 = 3.09 > 2/3$: el vertedor es de pared gruesa. La fórmula (114) da:

$$\varepsilon = 0.7 + \frac{0.185}{3.09} = 0.7 + 0.06 = 0.76$$

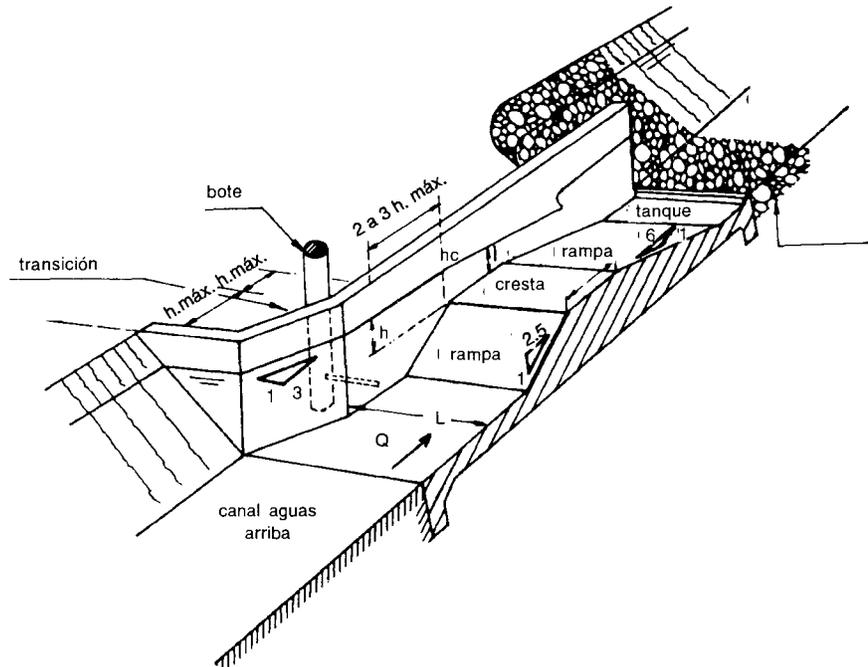
y la (113)

$$Q = 1.84 \times 0.76 \times 1.20 \sqrt{0.097^3} = 0.051 \text{ m}^3/\text{s} = 51 \text{ l/s}$$

Lo dicho anteriormente vale para vertedores ubicados en canales de sección rectangular. Si el canal es de *sección trapecial* y se le quiere adaptar un vertedor rectangular de cresta ancha, hay que transformar el canal en rectangular por medio de una *transición* conveniente. La Fig. 127 muestra, en perspectiva seccionada, una estructura de este tipo.

El principio de estos últimos medidores es conseguir que el tirante crítico h_c se forme en alguna sección de la cresta. Para que esto suceda, el grueso de

Figura 127



la cresta no ha de ser menor de $h_{máx}$, es decir, del máximo tirante sobre la cresta que se puede alcanzar en la entrada. Por lo general se prefiere tomar

$$1.3 h_{máx} \leq e \leq 2 h_{máx}$$

Como se ve en la figura, el dispositivo consiste en una *garganta* a la cual se accede por una transición lateral de sesgo 3:1. Antes de la *cresta*, que es horizontal, hay una *rampa de subida* de pendiente 2.5:1; después una *rampa de bajada* mucho más tendida, de pendiente 6:1. Al final se encuentra un *tanque* horizontal, terminado por un pequeño umbral. Si el canal es en tierra, hace falta proteger la salida con un *zampeado* conveniente.

El conocimiento del tirante h , que se mide a una distancia aguas arriba de la cresta de 2 a 3 veces $h_{máx}$, es suficiente para calcular el gasto. En efecto, por la presencia de la sección crítica, éste se expresa mediante la fórmula (85),

en la que se escribe $H = h$ y se agrega un coeficiente ε que tome en cuenta las pérdidas por fricción y por la contracción del flujo. Será por tanto:

$$Q = 1.70 \varepsilon L \sqrt{h^3} \quad (115)$$

donde, de acuerdo con Bos,

$$\varepsilon = 0.93 + 0.1 h/e \quad (116)$$

Esta fórmula vale para h/e comprendido entre 1 y 0.1.

Supongamos como *ejemplo* que:

$$L = 1.85 \text{ m}, \quad e = 0.90 \text{ m}, \quad h = 0.25 \text{ m}$$

La fórmula (116) es válida porque $h/e = 0.25/0.90 = 0.28$. Por su intermedio se obtiene:

$$\varepsilon = 0.93 + 0.1 \times 0.28 = 0.93 + 0.028 = 0.958$$

Reemplacemos ahora en (115) a ε , L y h sus valores. Resulta:

$$Q = 1.70 \times 0.958 \times 1.85 \times 0.25 \sqrt{0.25} = 0.377 \text{ m}^3/\text{s} = 377 \text{ l/s}$$

Las ventajas de estos medidores de cresta ancha y tirante crítico, además de permitir calcular de manera muy sencilla el gasto, son las siguientes:

a) por la convergencia gradual de la transición de entrada, no hay peligro de que detengan material flotante

b) permiten el paso del material que la corriente arrastra en suspensión; lo que no ocurre con los vertedores de diafragma, cuya entrada tarde o temprano se llena de azolve

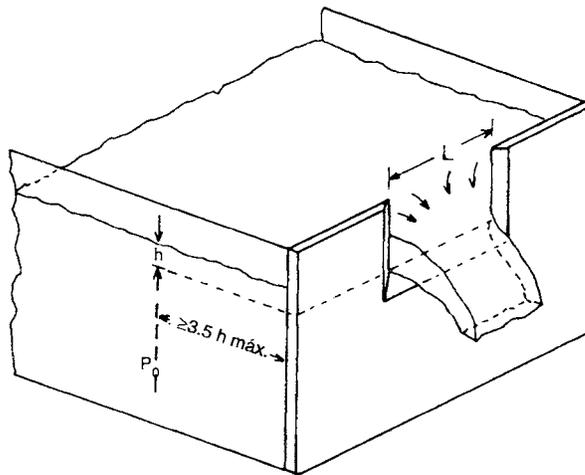
c) entre los dispositivos capaces de realizar una medición precisa del gasto, éstos son usualmente los más baratos

Medidores de este tipo para canales pequeños pueden hacerse portátiles, en madera, o armarse con bloques de concreto. Cuando la precisión requerida no es excesiva, una *escala pintada en la pared* puede reemplazar la de gancho. Calculando los gastos por medio de la fórmula (115), se puede también marcar en la escala, en vez de los tirantes, directamente los gastos.

Vertedores con contracción lateral

Estos son vertedores de diafragma cuya cresta no alcanza las paredes, ya que la corriente los cruza a través de una *muesca* cuyos lados la estrangulan bruscamente. La Fig. 128 muestra el *vertedor rectangular con contracción lateral*.

Figura 128



El cálculo del gasto se realiza por medio de una fórmula de Francis corregida por la contracción. La corrección consiste en reemplazar el ancho L de la cresta por uno reducido quitándole el 20% de la carga h . De tal modo, la fórmula (110) se transforma en:

$$Q = 1.84 (L - 0.2h) \sqrt{h^3} \quad (117)$$

Como *ejemplo* de aplicación, supongamos que queremos construir un vertedor de este tipo que sea capaz de descargar el gasto de 2.4 l/s bajo la carga de 13 cm. Nos preguntamos cuál ha de ser el ancho L de la muesca.

Primero tenemos que despejar L de la fórmula (117). Resulta:

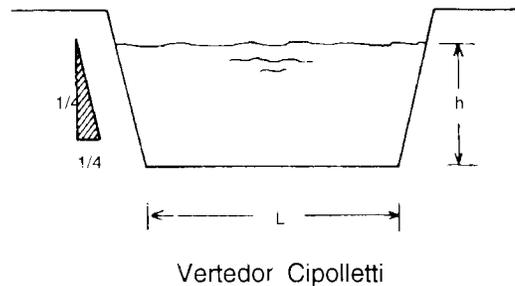
$$L = 0.2 h + \frac{Q}{1.84 \sqrt{h^3}}$$

y reemplazando valores (en m y m³/s),

$$L = 0.2 \times 0.13 + \frac{0.0024}{1.84 \sqrt{0.13^3}} = 0.026 + 0.028 = 0.054 \text{ m}$$

Cipolletti se preguntó si había modo de compensar el efecto de la contracción inclinando los lados de la muesca, para evitar la consideración del ancho reducido. Encontró experimentalmente que esto se logra cortando la muesca en trapecio con lados que tienen pendiente 1/4:1 (Fig. 129).

Figura 129



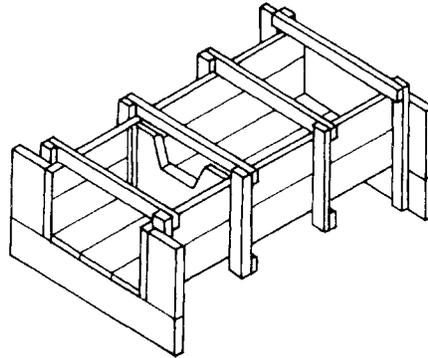
El gasto del vertedor *Cipolletti* se expresa por la fórmula:

$$Q = 1.86 L \sqrt{h^3}$$

parecida a la (110).

La mayor ventaja de los vertedores con contracción lateral en general es que no requieren que el canal en que se instalan sea de paredes verticales, puesto que se adaptan a cualquier sección. Esto sucede con el Cipolletti que, por su fórmula sencilla, se utiliza bastante en canales de tierra y regaderas.

Figura 130



Cipolletti portátil

Un modelo práctico de este medidor es el que muestra la Fig. 130: el vertedor está colocado dentro de un *cajón rectangular portátil de madera*, apto para ser empotrado en el canal. No obstante, hay que cuidar, como siempre, que el tablero del vertedor quede perfectamente vertical y la muesca nivelada, y, además, que el contorno del cajón esté bien sellado para que no haya paso de agua por los costados. De esta forma el cajón reemplaza localmente al canal, encauzando la corriente que entra al medidor y previniendo las erosiones del chorro que cae al pie del mismo.

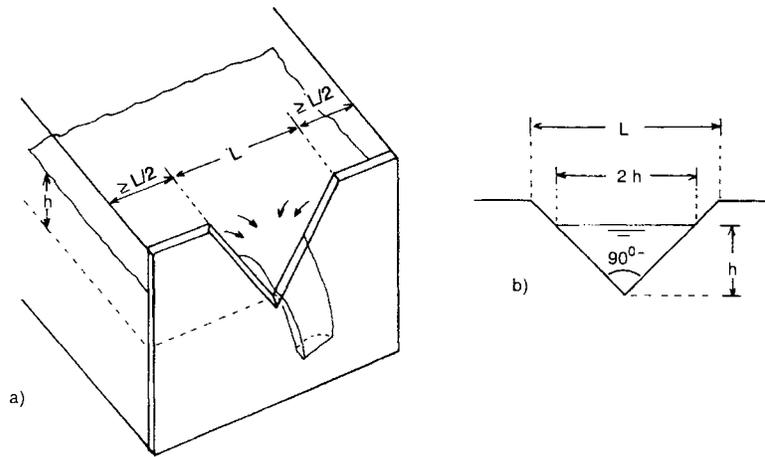
Vertedor triangular

Este tipo de vertedor, ilustrado en la Fig. 131a, consiste en un diagrama con muesca en ángulo. Por lo general el ángulo es *recto*; pero se pueden construir también con ángulo *agudo*, por ejemplo de 60° , cuando haya que medir gastos muy pequeños. Estos vertedores se adaptan bien a cualquier tipo de sección del canal. Cortados en lámina galvanizada, pueden utilizarse hasta en surcos. Lo importante es que su colocación y nivelación se realicen con cuidado, se impidan filtraciones laterales, y la separación entre las paredes y la muesca a todo nivel no sea menor de la mitad del ancho del vertedor

a ese nivel, para que el acceso no se estrangule. Además, el vertedor triangular debe quedar suficientemente elevado, porque nunca debe trabajar ahogado.

Para establecer la fórmula que da el gasto del vertedor triangular de ángulo recto, podemos razonar como sigue. Por el principio de Torricelli (11),

Figura 131



Vertedor triangular

la velocidad media de la corriente que atraviesa la muesca se puede escribir $V_m = c \sqrt{2gh}$; con lo que el gasto $Q = V_m A$ resulta:

$$Q = C A \sqrt{2gh} \quad (118)$$

siendo C una constante conveniente menor de la unidad y h la carga aguas arriba. Por otro lado, su sección puede tomarse (Fig. 131 b) como el área de un triángulo de base $2h$ y altura h : o sea $A = h^2$. Por tanto,

$$Q = C h^2 \sqrt{2gh} = C \sqrt{2gh^5}$$

Thompson determinó el valor de la constante C, hallando que:

$$C \sqrt{2g} = 1.40$$

siempre que se tomen como unidades metros y segundos. Queda luego,

$$Q = 1.40 \sqrt{h^5}$$

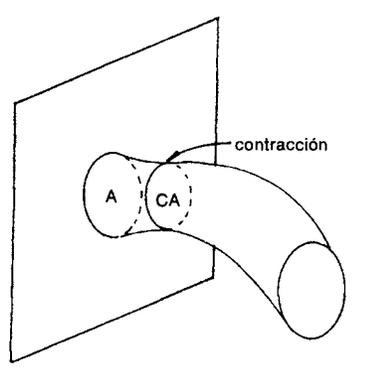
Con esta fórmula, recordando que $\sqrt{h^5} = h^2 \sqrt{h}$, resulta fácil el cálculo del gasto. Si, como *ejemplo*, la carga h es de 17 cm, resulta

$$Q = 1.40 \times 0.17^2 \sqrt{0.17} = 1.40 \times 0.0119 = 0.0167 \text{ m}^3/\text{s} = 16.7 \text{ l/s}$$

Orificios

A veces hace falta disponer en los canales tomas laterales. Normalmente éstas son *orificios*, que a un mismo tiempo pueden utilizarse como medidores. Se puede, por ejemplo, cortar en lámina un orificio circular o rectangular, abrir la pared y colocarlo al ras de ella. Es importante que su plano sea paralelo a la dirección de la corriente, para poder utilizar una fórmula del tipo (118), tomando como h la pura carga estática medida sobre el centro del orificio (Fig. 133), sin tener que considerar una velocidad de llegada. El coeficiente C, llamado *coeficiente de contracción* en cuanto CA es el área de la sección mínima de la vena saliente (Fig. 132), vale aproximadamente 0.6;

Figura 132



o sea que:

$$Q = 0.6 A \sqrt{2gh} \quad (119)$$

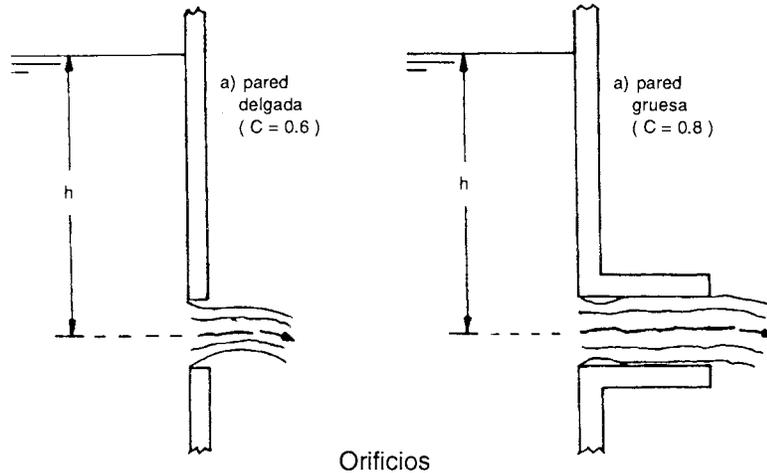
Como *ejemplo*, un orificio circular de 12 cm de diámetro, bajo una carga de 45 cm, descarga el gasto:

$$Q = 0.6 \times \left(3.1416 \times \frac{0.12^2}{4}\right) \times 4.43 \sqrt{0.45} = 0.0202 \text{ m}^3/\text{s} = 20.2 \text{ l/s}$$

Lo anterior vale para orificios de borde afilado, o bien, cortados en *pared delgada* (Fig. 133a). En los de *pared gruesa* (Fig. 133b), el chorro se pega a la pared y el gasto aumenta. Entonces se puede tomar para el coeficiente de contracción el valor 0.8:

$$Q = 0.8 A \sqrt{2gh} \quad (120)$$

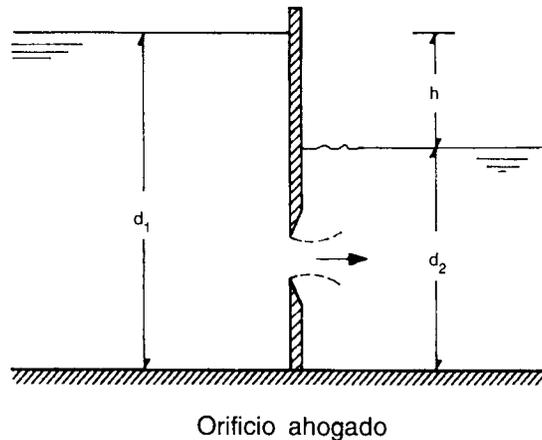
Figura 133



Las fórmulas (119) y (120) son válidas siempre que el orificio esté a una distancia del fondo del canal no menor de 3 veces su diámetro (o su altura, si es rectangular), a fin de que el acceso quede completamente libre.

A veces el tirante aguas abajo del orificio se eleva tanto que el orificio descarga *ahogado* (Fig. 134).

Figura 134



En tal caso se considera que la carga útil h a través de él, es la diferencia entre los tirantes d_1 aguas arriba y d_2 aguas abajo:

$$h = d_1 - d_2$$

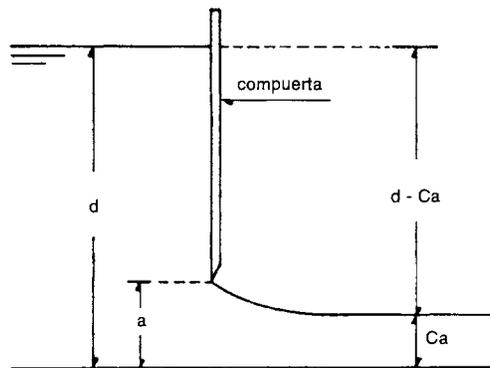
Calculando h así, las fórmulas mencionadas siguen siendo válidas también cuando hay ahogamiento.

Medición por compuertas

A menudo el control de gasto, en un sistema de canales se realiza por medio de *compuertas*, deslizantes o radiales. Si el canal es *rectangular*, se puede calcular el gasto con base en la abertura de la compuerta y el tirante aguas arriba. En efecto, (Fig. 135) sea a la abertura y b el ancho del canal:

La sección del orificio que la compuerta deja abierta por debajo es ab ; pero el chorro saliente se contrae, adquiriendo un espesor. C_a , siendo C el coeficiente de contracción. Si el tirante aguas arriba de la compuerta es d , se considera que la carga que actúa sobre el chorro es:

Figura 135



Compuerta rectangular

$$h = d - Ca$$

Recordando que la sección del orificio es $A = ab$, y reemplazando en (118), se obtiene:

$$Q = C ab \sqrt{2g(d - Ca)} \quad (121)$$

Esta fórmula se puede utilizar tomando $C = 0.6$, siempre que el tirante d sea mayor que 10 veces la abertura a . Supongamos, para dar un *ejemplo*, que

$$a = 26 \text{ cm}, \quad b = 1.20 \text{ m}, \quad d = 3.50 \text{ m}$$

Entonces:

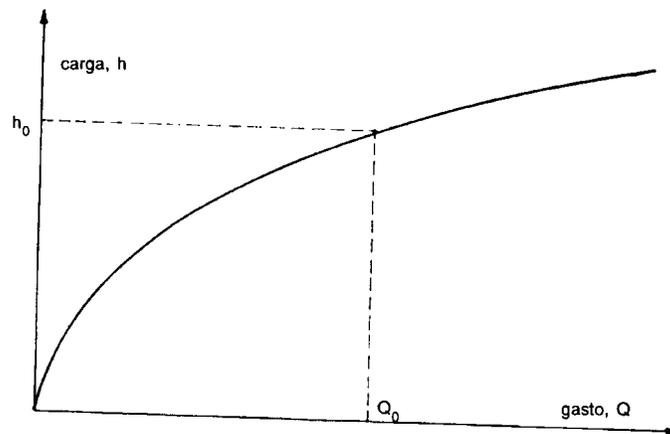
$$\begin{aligned} Q &= 0.6 \times 0.26 \times 1.20 \times 4.43 \sqrt{3.50 - 0.6 \times 0.26} \\ &= 0.829 \sqrt{3.344} = 1.516 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

Curvas de gastos

A veces se dispone de una estructura que trabaja como vertedor u orificio, pero cuyas características no corresponden a los dispositivos descritos en este capítulo. Si no se dispone de fórmulas que permitan, conociendo la carga, calcular el gasto, conviene acudir al *aforo directo*. Para esto, se coloca una *escala* aguas arriba de la estructura y se evalúa por método volumétrico, o bien, por velocidad y sección (midiendo la velocidad con molinete), los gastos que corresponden a una serie de tirantes espaciados de manera más o menos regular.

Por medio de dos ejes ortogonales para los gastos Q y las cargas h respectivamente, trazados en papel milimétrico, se localizan con puntos los valores aforados y se traza una curva que junte tales puntos. Esta es la *curva de gastos*, que por lo general tiene forma parabólica (Fig.136). Por su mediación se podrá determinar en cualquier momento el gasto Q_0 que está escurriendo, a partir de la carga h_0 leída en la escala.

Figura 136



Curva de gastos

ÍNDICE ALFABÉTICO

A

Aceleración 72
 de gravedad 72
Acueductos 143, 244
Acuífero 62
Aforo 53-54
Agua 13
 capilar 259
 de gravedad 260
 disponible 253
 higroscópica 259-261
 superflua 260
Alcantarillas 238, 246, 247
Aliviadores 246
Arcillas 254, 255, 257, 259
Área mojada 137
Arenas 30, 254, 255, 259
Aspersor rotativo 276
Avenidas 39-40

B

Banquetas en canal 239
Barómetro 61
Bentonita 200
Bernoulli (ecuación de) 71, 72, 117, 165

Bocatoma de un canal 172, 238, 240
Bombas 131-133
Borda (fórmula de) 131
Bordo libre 185
Bürkli-Ziegler (fórmula de) 212

C

Caídas 242
 inclinadas 243
 verticales 243
Canales 227, 228, 236, 239
 semicirculares 139
 en curva (peralte) 82
 en desmonte 228
 en media ladera 228
 en medio túnel 242
 en terraplén 228
 en tierra 142, 235, 237
 de drenaje 228
 de riego 138
 rectangulares 138
 trapeciales 138
Cantidad de movimiento 97-98
Capacidad de campo, máxima 261
 normal 261
Capilaridad 25, 254
Carga de altura 74

- de presión 61, 117
 - de velocidad 74, 117, 168
 - estática 56
 - Cauces 31, 32, 139
 - Caucho butílico 199
 - Cavitación 167
 - Celeridad (de una onda) 83, 85, 86
 - Ciclones 17
 - Cimacio 212
 - Cimentaciones 185, 187
 - Climas 23
 - Clorofila 271
 - Coefficiente de contracción 293
 - de descarga 211, 212
 - de drenaje 269
 - de fricción 155, 156
 - de marchitamiento 263
 - de permeabilidad 65, 188
 - de retención capilar 261
 - de riego 265
 - de rozamiento 286
 - de rugosidad 140, 142, 156
 - de saturación 261
 - de viscosidad 150
 - Compuertas 220, 222, 239
 - de agujas 220, 221
 - de madera 223
 - deslizantes 228
 - radiales 222
 - Concreto 198
 - Conservación de la energía 119
 - Consolidación de un terraplén 163
 - Control (sección de) 86
 - Cortinas 41
 - Creager, perfil 215
 - Creciente 39
 - Crítico (tirante) 88-90
 - Cubeta deflectora 219
 - Cuenca 30, 32, 33
 - Curva de gastos 297
- CH
- Chézy (fórmula de) 135
 - Chimeneas de equilibrio, ver Pozos
 - de oscilación
 - Chorro 99
 - Chorros (potencia) 99
- D
- Darcy (ley de) 63-65, 188
 - Darcy-Wiesbach
 - (fórmula de) 154, 155, 160
 - Densidad 97
 - aparente 257
 - Dentellones 189, 288, 209
 - Diagrama de Moody 155, 161
 - Diámetro de tuberías 160, 161
 - Dispositivos anti-vórtice 83
 - Drenaje 271, 277, 278
 - Drenes 254, 278
- E
- Eficiencia 131
 - Embalses 41, 42
 - Embudo del vórtice 81
 - Energía cinética 109, 119
 - de posición 109, 119
 - de presión 119
 - específica 109, 119
 - total 109
 - Ensalitramiento 272
 - Erosión 31, 198
 - Escala (de un modelo) 90, 91
 - de gancho 282, 284
 - Escurrimiento 35
 - Estaciones de control 54
 - Estados del agua 13
 - Estela 112
 - Evaporación 25, 26
 - Evaporímetro 27, 28
 - Evapotranspiración 272
 - Expansiones 126
- F
- Factor de filtración 189
 - Flotadores 49, 53, 54

- Flujo laminar, ver Régimen laminar
turbulento, ver Régimen
turbulento
- Fotosíntesis 271
- Francis (fórmula de) 284, 285, 289
- Francos 255
- Frecuencia 108, 112
- Frente de onda 105
frío 17
- Froude, semejanza de 90
- G
- Gasto 33, 34, 139, 159, 173, 209, 215
- Gerstner (fórmula de) 96
- Grava 30
- Gunita 199
- H
- Hidrogramas 38, 39-41
- Huellas de aguas máximas 147
- Humedad óptima 193, 194
- Huracanes 17
- I
- Infiltración 180, 254
- Irrigación, ver Riego
- K
- Kennedy, R.G. 230
- L
- Lagrange (fórmula de) 86, 96
- Lámina de agua 266
- Lane (regla de) 189
- Lento (régimen), ver Subcrítico
- Límite de saturación 14
- Limos 30, 254
- Línea de carga total 118, 119
piezométrica 61, 118
- LL
- Lloraderos 191
- Lluvia 14, 15-21
- Lluvias (estación de) 21
ciclónicas 17
convectivas 16
orográficas 17
- M
- Macadam 199
- Manning (fórmula de) 142
- Marchitamiento 262
- Materiales de arrastre 30
- Meandros 31
- Membranas polivinílicas 199
- Mercurio 61
- Método de sección y pendiente 147
Migajones 255
Modelos hidráulicos 90, 93
- Molinetes 50, 51, 53
- Moody, ver Diagrama de Moody
- Movimiento uniforme 135
- N
- Napas artesianas 57, 62, 63
freáticas 62, 63
- Newton (fórmula de) 150
ley de 72, 109
- Nivel de aguas máximas 211
- Nubes 14, 15
- Número de Froude 85
de Reynolds 149
de Strouhal 111

O

Obra de toma 225
Ola, ver Onda
Oleaje 208
Onda (longitud de) 94, 95, 96
 (rompimiento de) 96
 de choque 105, 108
 solitaria 83, 85
Ondas marinas 94, 95
Órbita (de partículas) 94
Orificios 239, 294, 295

P

Pantalla 209
Paredes de contención 181-185
Parteaguas 32
Pendiente de un acueducto 143
 de un canal 236, 237
 hidráulica 141
Péndulo líquido 108
Pérdida de carga 126, 130, 154, 160
 por salida libre 169
Pérdidas locales 168
 por conducción 231
 por infiltración 231
Perfil de velocidad 47
Perímetro mojado 143
Permeabilidad 64
Permeámetro 66, 67, 192
Perturbaciones periódicas 111, 112
Peso consolidado 194
 específico 57, 97
 seco 194
Piezómetros 60
Pilas de puente 112
Pitot (tubo de) 77, 78
Pluviógrafo 20
Pluviómetro 18-20
Poros del suelo 256

Potencia 100
Pozos 62, 63
 de oscilación 108
Precipitación 16, 20, 32
Presas de embalse 205
 de enrocamiento 209
 de gravedad 207
 derivadoras 205
 de tierra 206
 de tipo indio 209
 de tipo mixto 209
Presión 57, 60
 hidrostática 59
Préstamos 192
Prisma de cargas 59
Proctor, R.R. 193, 195
 cilindro de 195
Puentes 248

R

Radio hidráulico 137-139
Rápido (régimen), ver Supercrítico
Regaderas 229
Régimen de transición 157
 laminar 149, 150, 152, 156
 turbulento 153, 157
Remolinos 200
Resistencia al flujo 32
Revestimientos 197-198
Riego 24, 253, 254, 265, 272
 de auxilio 24
 intermitente 275
 por aspersión 275, 276
 por goteo 277, 278
 por surcos 275
 superficial 270, 271
Ríos 29-32, 40
Rugosidad 139, 146
 relativa 156
Russel, J.S. 83

S

Salto hidráulico 87, 101, 202
 oblicuo, ver Onda de choque

Saturación 260, 273
Sección de control 212
Sifones 120, 121, 274
 autocebantes 121
 invertidos 241
Strouhal (ley universal de)
Subcrítico (régimen) 87, 101, 104
Subirrigación 273
Subpresión 180
Suelo 253
 textura del 253, 254, 255
Suelo-cemento 199
Suelos arcillo-arenosos 192
Supercrítico (régimen) 87, 101

T

Talbot (fórmula de) 247
Tanques amortiguadores 202
Tajamares 179, 201
Tensión superficial 26
Textura del suelo 254, 255, 273
Tirante crítico 212, 213
 óptimo 232, 234
Transiciones 129, 201, 202
Torricelli (fórmula de) 74
Transpiración 26, 272
Trazado de un canal 236-240
Triángulo de texturas 256
Tuberías (flujo en) 121, 139, 144, 150,
 169, 174, 176
Tubificación 179, 188
Túneles 241
Turbulencia 149

U

Uso consuntivo 272

V

Vapor de agua 14
Vegetación acuática 229

Velocidad 43, 91
 crítica 230 230
 de llegada 284
 máxima 46, 229
 media 46, 47, 73
 mínima 229
 relativa 95
Velocidades (distribución de) 44
 límite 198, 199, 229
Venturímetro 124-126
Vertedor Cipolletti 290
 de cresta ancha 285
 rectangular con contracción
 lateral 289
 rectangular sin contracción
 lateral 283
 triangular 291
Vertedores de compuertas 211,
 217-219, 225
 de cresta libre 211, 219
 de demasías 206, 211-217
Vórtice libre 79-82

Z

Zampeado 243, 244
Zapatas 189

Tratado elemental de hidráulica, se terminó de imprimir en el mes de septiembre de 1996 en los talleres de **Impresos Selectos**, Roble núm. 59, Col. Ampl. Chapultepec, Cuernavaca, Mor. La edición consta de 1000 ejemplares y su cuidado estuvo a cargo de la Subcoordinación Editorial y Gráfica.

Clásicos del Agua es una colección de libros dedicada a difundir trabajos relevantes, que por su importancia, han logrado una permanencia histórica en el estudio del agua.