

Programa Especial para la Seguridad Alimentaria (PESA)

# Manual práctico para el diseño de sistemas de minirriego

Julián Carrazón Allocén  
*Ingeniero Agrónomo*



SERIE: Tecnologías

Tecnologías y metodologías validadas para mejorar la seguridad alimentaria en las zonas de actuación del Programa PESA en Honduras

Manual práctico para el diseño de sistemas de minirriego

**Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación (FAO)**  
Viale delle Terme di Caracalla, 00100 Roma, Italia

Todos los derechos reservados. Se autoriza la reproducción y difusión de material contenido en este producto para fines educativos u otros fines no comerciales sin previa autorización escrita de los titulares de los derechos de autor, siempre que se especifique claramente la fuente.

Se prohíbe la reproducción del material contenido en este producto informativo para venta u otros fines comerciales sin previa autorización escrita de los titulares de los derechos de autor. Las peticiones para obtener tal autorización deberán dirigirse al Programa Especial para la Seguridad Alimentaria (PESA) en Centroamérica, Col. Rubén Darío, Calle Venecia No. 2216, Tegucigalpa Honduras, C.A. o por correo electrónico a [registro@fao.org.hn](mailto:registro@fao.org.hn).

© FAO 2007

Autor:

Julián Carrazón Alocén–Ingeniero Agrónomo  
Profesional Asociado PESA-Honduras

Revisión técnica:

German Flores

Apoyo en revisión y edición final:

Andrés Conrado Gómez

Fotografía: PESA Honduras

Diseño gráfico: Comunica

Edición: octubre de 2007

Impresión: Impresiones Industriales

Tiraje: 500 ejemplares

Impreso y editado en Honduras

Mayor información: Teléfonos 232-3180 / 235-3331  
[www.pesacentroamerica.org](http://www.pesacentroamerica.org)

# Contenido

<b>Presentación .....</b>	<b>9</b>	2.9 Servicio de extensión agrícola .....	24
<b>Introducción .....</b>	<b>11</b>	2.10 Manejo integrado de suelo, agua y cultivo .....	24
<b>Módulo 1. Particularidades de los sistemas de minirriego.....</b>	<b>15</b>	2.11 Panorámica general de la estrategia a seguir .....	25
1.1 Apropiamiento por parte de los productores .....	15	2.12 Espiral descendente en el funcionamiento de los sistemas de riego .....	26
1.2 Tamaño .....	15	<b>Módulo 3. Recurso agua .....</b>	<b>29</b>
1.3 Tecnología y costo .....	16	3.1 Concepto de caudal .....	29
1.4 Diseño participativo.....	16	3.2 Tipos de fuentes .....	30
1.5 Localización .....	16	3.3 Aforos.....	31
<b>Módulo 2. Factores de éxito de los proyectos de minirriego.....</b>	<b>19</b>	3.4 Calidad del agua .....	39
2.1 Visión integral y sistémica .....	19	<b>Módulo 4. Propiedades físicas del suelo .....</b>	<b>51</b>
2.2 Disponibilidad y propiedad de la tierra .....	20	4.1 Composición del suelo.....	51
2.3 Disponibilidad y propiedad del agua .....	20	4.2 Textura .....	52
2.4 La participación de los productores es esencial.....	21	4.3 Densidad aparente.....	54
2.5 Disponibilidad de mano de obra .....	22	4.4 Contenido de agua en el suelo .....	54
2.6 Disponibilidad de insumos agrícolas aparte de los del riego.....	22	4.5 Infiltración .....	60
2.7 Acceso a los mercados y planificación de la producción.....	22	<b>Módulo 5. Clima .....</b>	<b>65</b>
2.8 Acceso al capital .....	23	5.1 Fuentes potenciales de datos.....	65
		5.2 Precipitación .....	66
		5.3 Evapotranspiración.....	70

<b>Módulo 6. Estudio topográfico.....</b>	<b>79</b>	<b>Módulo 12. Diseño hidráulico.....</b>	<b>141</b>
6.1 Procedimiento .....	79	12.1 Unidades de medida .....	141
6.2 Cálculos.....	80	12.2 Procedimiento .....	141
6.3 Dibujo de planos.....	83		
<b>Módulo 7. Predimensionamiento .....</b>	<b>89</b>	<b>Referencias y bibliografía.....</b>	<b>161</b>
7.1 Estimación de área regable .....	89	<b>Índice de anexos</b>	
7.2 Caudal continuo mínimo que necesitamos para regar una determinada área .....	90	Anexo A. Nomenclatura .....	165
<b>Módulo 8. Elección del sistema de riego .....</b>	<b>93</b>	Anexo B. Conversión de unidades .....	168
<b>Módulo 9. Proceso general de diseño .....</b>	<b>97</b>	Anexo C. Materiales de PVC y PE.....	169
<b>Módulo 10. Diseño agronómico.....</b>	<b>101</b>	Anexo D. Utilización del nivel Abney .....	173
10.1 Cálculo de las necesidades netas de riego máximas .....	101	Anexo E. Ensayo de aspersores.....	179
10.2 Cálculo de los parámetros de riego .....	104	Anexo F. Cálculo de la precipitación confiable.....	181
<b>Módulo 11. Conceptos básicos de hidráulica .....</b>	<b>119</b>	Anexo G. Tolerancia relativa de los cultivos agrícolas a la salinidad ..	183
11.1 Ecuación de continuidad.....	119	Anexo H. Ensayos de suelo .....	186
11.2 Hidrostática.....	119	Anexo I. Código Visual Basic® para el cálculo de las pérdidas de carga mediante la ecuación universal de Darcy-Weisbach .....	195
11.3 Hidrodinámica .....	122	Anexo J. Lista de estaciones climáticas con datos disponibles en Hargreaves (1980) y en la base de datos FAO/CLIMWAT .....	196
11.4 Estimación de las pérdidas de carga .....	125	Anexo K. Fases y coeficientes de cultivo .....	200
11.5 Golpe de ariete.....	129	Anexo L. Pérdidas de carga singulares...	207
		Anexo M. Reguladores de presión.....	211
		Anexo N. Herramientas para el cálculo hidráulico.....	215
		Anexo O. Mapas de precipitación y temperatura media anual de Honduras .....	217

## Índice de tablas

Tabla 1. Coeficientes de descarga para vertederos triangulares. ....	34	Tabla 16. Procesamiento manual de datos topográficos.....	81
Tabla 2. Ejemplo de cálculo de caudal mediante molinete. ....	38	Tabla 17. Equivalencias entre distancias reales y en el plano a diferentes escalas. ....	84
Tabla 3. Iones más comunes en el agua para riego y pesos equivalentes.....	39	Tabla 18. Valores de $ET_0$ calculados de acuerdo a cada zona climática.....	89
Tabla 4. Grado de restricción para la utilización del agua en función de la salinidad. ....	41	Tabla 19. Ventajas e inconvenientes de los principales sistemas de riego.....	93
Tabla 5. Toxicidad por iones específicos.....	43	Tabla 20. Datos climáticos de la estación de Santa Bárbara. ....	101
Tabla 6. Riesgo de obstrucciones en riego localizado. ....	43	Tabla 21. Datos de los cultivos del proyecto. ....	102
Tabla 7. Problemas varios con la calidad del agua. ....	44	Tabla 22. Cálculo de necesidades netas para cultivos anuales.....	104
Tabla 8. Parámetros normalmente requeridos en análisis de agua para riego. ....	45	Tabla 23. Eficiencia de aplicación. ....	106
Tabla 9. Ejemplo de resultados de laboratorio. ....	46	Tabla 24. Valores del factor de reducción por la pendiente.....	106
Tabla 10. Resumen de las propiedades físicas de los suelos. ....	58	Tabla 25. Cálculo de déficits de caudal en los aspersores. ....	112
Tabla 11. Profundidad radicular efectiva de los cultivos más comunes. ...	59	Tabla 26. Relación entre SDR y timbraje.....	121
Tabla 12. Ejemplo de serie de datos de precipitación.....	68	Tabla 27. Valores del coeficiente de rugosidad k.....	127
Tabla 13. Estimación de valores del índice de precipitación ( $I_p$ ) para diferentes probabilidades.....	69	Tabla 28. Valores del factor C de la ecuación de Hazen-Williams.....	128
Tabla 14. Valores de $K_c$ para fines de diseño.....	74	Tabla 29. Rangos de velocidad en tuberías y mangueras. ....	150
Tabla 15. Formato de toma de datos topográficos .....	80	Tabla 30. Tabla de selección de diámetros válidos. ....	151

## Índice de figuras

Figura 1. Variables que interaccionan para determinar el potencial productivo de un cultivo .....	19	Figura 18. Diagrama esquemático del suelo.....	52
Figura 2. Estrategia de manejo de agua en zonas de ladera .....	25	Figura 19. Diámetro de las partículas del suelo según la clasificación USDA ....	52
Figura 3. Causas y efectos de la espiral descendente de funcionamiento de los sistemas de riego .....	26	Figura 20. Triángulo de texturas según clasificación USDA.....	53
Figura 4. Caudal por una tubería circular .....	29	Figura 21. Contenido de agua del suelo expresado en altura de lámina de agua .....	55
Figura 5. Cálculo del volumen aproximado de un estanque.....	31	Figura 22. Estados de humedad del suelo.....	56
Figura 6. Cálculo del volumen de un balde.....	32	Figura 23. Símil entre el suelo y un barril de agua .....	57
Figura 7. Vertedero de pared delgada.....	32	Figura 24. Relación general entre textura y características de agua en el suelo ....	58
Figura 8. Colocación de la regla graduada .....	33	Figura 25. Déficit permisible de manejo .....	60
Figura 9. Vertedero triangular.....	34	Figura 26. Curvas de infiltración .....	61
Figura 10. Vertederos rectangulares .....	35	Figura 27. Equivalencia entre volumen de precipitación y altura de lámina de agua .....	66
Figura 11. Vertedero de Cipolletti .....	35	Figura 28. Cambio en los coeficientes de cultivo ( $K_c$ ) a lo largo de las diferentes fases.....	73
Figura 12. Medición de caudal con flotador.....	36	Figura 29. Cambio en los coeficientes de cultivo ( $K_c$ ) de un pasto.....	75
Figura 13. Lugares donde tirar el flotador y medición de profundidades.....	36	Figura 30: Nivel de mano Abney, brújula de espejo y cinta métrica.....	79
Figura 14. Medición con molinete.....	37	Figura 31. Distancias en topografía .....	82
Figura 15. Cálculo del caudal de una corriente a partir de las medidas de un molinete .....	38	Figura 32. Planos altimétrico y planimétrico.....	85
Figura 16. Efectos combinados de la salinidad y la RAS en la infiltración del agua .....	42	Figura 33. Proceso general de diseño del sistema de riego.....	98
Figura 17. Composición del suelo .....	51		

Figura 34. Ejemplo de cálculo de necesidades netas de riego.....	103	Figura 48. Colocación preliminar de CRP .....	145
Figura 35. Datos técnicos de tres tipos de aspersor de una conocida marca ....	114	Figura 49. Colocación de CRP en sistemas con ramales.....	146
Figura 36. Ecuación de continuidad.....	119	Figura 50. Necesidades de ajuste de las CRP .....	147
Figura 37. Sistema en equilibrio estático .....	120	Figura 51. Reajuste de las CRP .....	148
Figura 38. Niveles estáticos en una red a presión.....	121	Figura 52. Resolución del problema de puntos en U mediante el cambio de timbraje de las tuberías.....	148
Figura 39. Sistema en equilibrio dinámico.....	122	Figura 53. Línea piezométrica mínima .....	150
Figura 40. Casos particulares de la línea piezométrica.....	123	Figura 54. Dibujo de las líneas de gradiente hidráulico en la plantilla ...	153
Figura 41. Rugosidad interna de las tuberías y mangueras.....	124	Figura 55. Inicio del trazado de la línea piezométrica.....	154
Figura 42. Conceptos de hidrostática e hidrodinámica .....	125	Figura 56. Acomodo de la línea piezométrica a la necesidad de presión dinámica de la toma .....	155
Figura 43. Sobrepresión por golpe de ariete con cierre lento.....	131	Figura 57. Trazado definitivo de la línea piezométrica.....	155
Figura 44. Sobrepresión por golpe de ariete con cierre rápido.....	132	Figura 58. Determinación analítica del punto de cambio de diámetro .....	156
Figura 45. Determinación gráfica de presiones máxima y mínima .....	133	Figura 59. Exceso de presión dinámica.....	157
Figura 46. Ejemplo de cálculo de la sobrepresión por golpe de ariete .....	137	Figura 60. Ejemplo de plano altimétrico final.....	159
Figura 47. Situación de necesidades de presión dinámica en el perfil altimétrico.....	144		



# Presentación

Las comunidades asistidas por el Programa Especial para la Seguridad Alimentaria (PESA) se caracterizan por encontrarse en zonas secas de ladera con precipitaciones muy erráticas, razón por la cual sus sistemas de cultivos están expuestos a sufrir pérdidas en la producción debido a factores como los largos periodos de escasez de lluvias durante el invierno. Ante esta problemática, se buscan opciones tecnológicas que ayuden a los productores a enfrentar estas condiciones climáticas; así, una de las respuestas al problema es el minirriego, el cual se puede emplear como recurso complementario o para producciones bajo regadío en la época de verano.

En tal sentido, el PESA, consciente de la importancia de abordar el minirriego con un enfoque integral —ya que se debe visualizar como un factor de producción más dentro del conjunto de factores que interaccionan para definir un mayor potencial productivo para el cultivo—, ha venido ocupándose del fortalecimiento de los recursos humanos y del desarrollo de las capacidades productivas de las familias y de las organizaciones que les prestan servicios de asistencia técnica, con el propósito fundamental de que mejoren sus estrategias en el manejo integral de los recursos naturales y en la infraestructura de producción que les permitirán la disponibilidad presente y futura del agua y, por ende, de la transformación de sus sistemas de producción.

Así, PESA tiene la aspiración de que este *Manual práctico para el diseño de sistemas de minirriego* se constituya en una herramienta que contribuya a la implementación de siste-

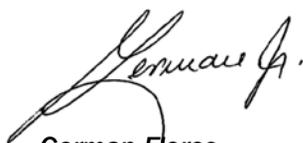
mas de minirriego como una alternativa que favorezca y oriente la utilización eficiente y responsable del recurso agua. De este modo, este Manual está dirigido a extensionistas, instituciones aliadas y organizaciones no gubernamentales facilitadoras de servicios de asistencia técnica y asesoría que puedan usarlo como referencia o material de consulta en sus actividades de capacitación a grupos organizados de productores rurales, o bien, a otros potenciales usuarios para que mejoren sus sistemas de producción recurriendo al minirriego.

Para lograr este objetivo pedagógico del Manual, el contenido está desarrollado en 12 módulos secuenciales con criterios didácticos que faciliten las consultas y la comprensión de los procedimientos metodológicos aplicados en cada etapa del proyecto o sistema de minirriego. Además, este documento se acompaña de un CD que contiene algunos instrumentos de cálculo para el diseño de los sistemas, así como las principales referencias bibliográficas que amplían la información esbozada en los diferentes módulos y que favorecerán la toma de decisiones con mayores criterios técnicos prácticos que guíen el manejo eficiente del recurso hídrico.

Finalmente, PESA desea dejar plasmado su interés por seguir fortaleciendo los conocimientos y experiencias contenidas en esta publicación, con la certeza de que coadyuvan a la reducción de la inseguridad alimentaria en las comunidades rurales y así estas pueden avanzar hacia su desarrollo productivo sostenible.



**Compton L. Paul**  
Representante de la FAO  
Honduras



**German Flores**  
Coordinador Técnico Nacional  
PESA Honduras



# Introducción

Este manual tiene como objetivo proporcionar las herramientas básicas para que técnicos de nivel medio puedan encarar con éxito el diseño de sistemas de minirriego. No pretende ser un manual teórico sobre agronomía e hidráulica, sino un documento eminentemente práctico sobre diseño agronómico e hidráulico de minirriegos, enfocado principalmente al riego por gravedad y aspersión en parcelas de pequeña superficie. El diseño de riego localizado, especialmente en parcelas con pendiente, es hidráulicamente mucho más complicado y no será cubierto en este manual. Tampoco se contemplan aspectos de optimización económica e hidráulica dado que estos son más necesarios en riegos para grandes superficies.

Los módulos 1 y 2 están dedicados respectivamente a las particularidades de los minirriegos y a los factores de éxito de este tipo de proyectos. Para aquellos que deseen profundizar en estos últimos aspectos se recomienda consultar alguna de la bibliografía recomendada, en particular Cornish (2001), Vieira (2004), Chancellor (1997), y Field (1998).

En los módulos 3, 4, 5 y 6 se desarrolla una introducción teórica a los datos de partida necesarios para el diseño de sistemas de riego, en concreto el agua, el suelo, el clima y los estudios topográficos necesarios.

El módulo 7 detalla brevemente el proceso de predimensionamiento que puede llevarse a cabo en el momento de identificar una oportunidad de construcción de un sistema de riego, con el fin de estimar los caudales necesarios para regar una determinada superficie, o la superficie susceptible de ser regada con un caudal dado.

En el módulo 8 se presenta una panorámica muy breve sobre los principales sistemas de riego y los factores que deben considerarse a la hora de decidirse por alguno de ellos. Quien desee información ampliada sobre este asunto puede consultar Burt (2000).

En el módulo 9 se presenta el esquema de diseño de sistemas de riego, el cual se desarrolla posteriormente en los módulos 10 (diseño agronómico) y 12 (diseño hidráulico). A este último antecede un módulo de introducción sobre conceptos básicos de hidráulica que todo técnico debe manejar adecuadamente si quiere afrontar con éxito el diseño de sistemas de minirriego.

Por último, acompaña a este manual un CD que contiene la mayoría de referencias mencionadas en el documento, así como algunas herramientas informáticas para automatizar varios de los procedimientos explicados en el texto.



# 1

## Particularidades de los sistemas de minirriego



# 1. Particularidades de los sistemas de minirriego<sup>1</sup>

Existe la tendencia a utilizar el tamaño del regadío como único criterio para definir un sistema de minirriego. No obstante, consideramos que existen otra serie de características que definen a estos sistemas, algunas

de las cuales suponen clarísimas ventajas (apropiación, participación), y otras que son evidentemente obstáculos para su éxito (conflictos, aislamiento).

## 1.1 Apropriamiento por parte de los productores

---

El riego es una actividad cooperativa que implica a diferentes personas y que por tanto es fuente potencial de conflictos.

Los sistemas pequeños de riego o minirriegos provocan potencialmente un apropiamiento del mismo más fácil por parte de sus miembros, dado que en una mayoría de casos son estos sistemas demandas de las propias comunidades y no ideas propias del técnico de desarrollo de turno. Bajo tales circunstancias, la cooperación entre los productores tenderá a ser la adecuada.

No obstante, las disputas entre productores pueden llegar a afectar de manera importante la correcta operación del sistema dado que, al contrario que en el caso de grandes sistemas de riego, no existe una institución o instancia encargada de la gestión del sistema y capaz de mediar para reducir los conflictos. Si los grupos de regantes son débiles, el funcionamiento del sistema se verá seriamente afectado.

## 1.2 Tamaño

---

Pese a que el tamaño no sea el único criterio a considerar para definir un minirriego, sí es cierto que estos sistemas suelen atender a agricultores individuales o pequeños grupos de regantes, con áreas de riego por productor raramente superiores a la media hectárea.

Estas áreas de riego suelen estar situadas en pequeñas vegas a las orillas de ríos o quebradas, o en las zonas menos inclinadas de las laderas.

---

<sup>1</sup> Adaptado de Chancellor (1997) y Vieira (2004).

## 1.3 Tecnología y costo

---

La energía utilizada para el riego suele ser la gravedad, y los equipos y materiales utilizados son, por lo general, materiales adaptados como tubos de polietileno (poliductos), mangueras perforadas artesanalmente para goteo, aspersores de jardinería, etc.

Se suponen de bajo costo o, por lo menos, de menor costo que el mismo tipo de sistema diseñado y montado con equipos y materiales técnicamente más sofisticados.

## 1.4 Diseño participativo

---

En el caso de los minirriegos, su pequeño tamaño y el corto número de productores participantes brinda a los diseñadores del sistema una excelente oportunidad para alcanzar un óptimo conocimiento del conjunto del proyecto, así como para llegar a acuerdos de manera participativa sobre aspectos de diseño y operación.

No obstante, las personas encargadas de diseñar los minirriegos suelen carecer de la necesaria experiencia dado que aquellos más expertos son atraídos por la mayor remuneración económica y el mayor prestigio profesional que brindan los sistemas “grandes”.

## 1.5 Localización

---

Los minirriegos habitualmente se localizan en zonas remotas y lejos de los centros de población importantes. Por un lado esto puede ayudar a conseguir ese apropiamiento del que hablábamos más arriba, y a que el sistema sea más sostenible. Pero frecuentemente esto también supone un gran número de desventajas:

1. Los bienes y servicios, en especial los insumos agrícolas, serán más difíciles de conseguir y más caros.

2. La lejanía y la inexistencia de medios adecuados de transporte limitará las oportunidades de mercado y la calidad del producto comercializado.

3. La capacitación y asistencia técnica por parte de instituciones acompañantes para todo lo relacionado con la producción agrícola y la operación y mantenimiento (OyM) del sistema será menos frecuente.

# 2

## **Factores de éxito de los proyectos de minirriego**



## 2. Factores de éxito de los proyectos de minirriego<sup>2</sup>

Aparte de la transferencia de tecnología de riego adecuada y de que el diseño sea el correcto, deben cumplirse una serie de condi-

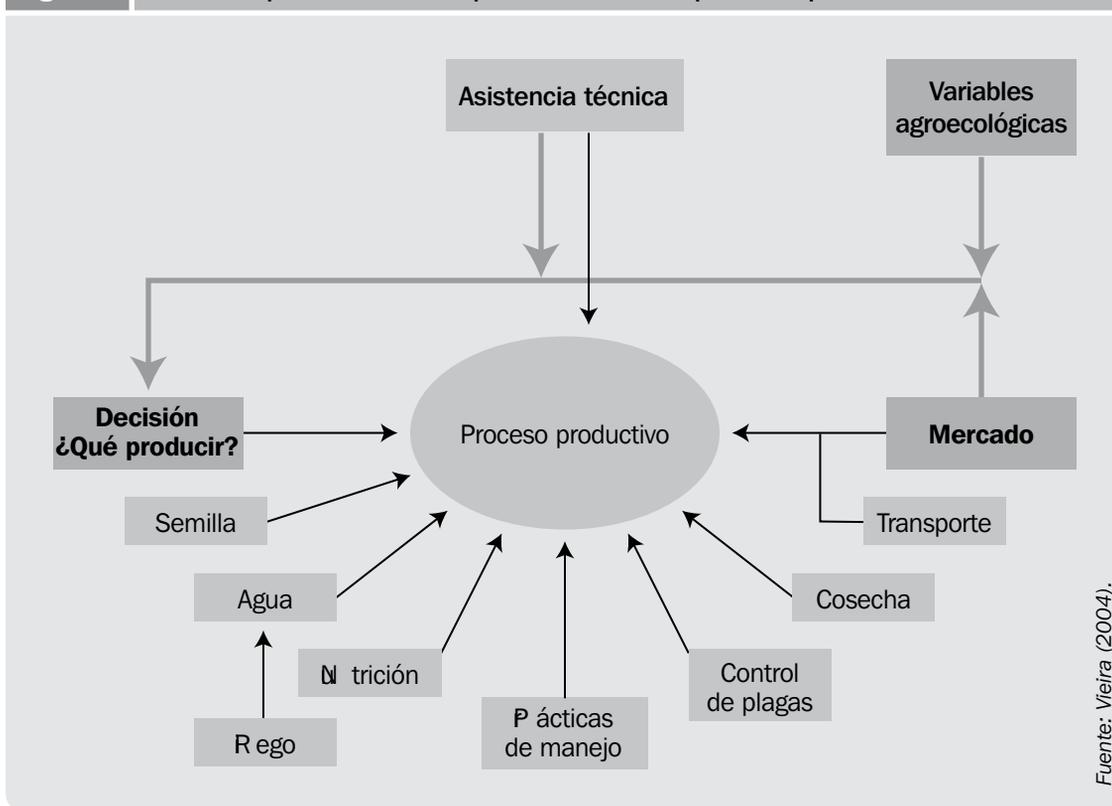
ciones para que el desarrollo de los proyectos de minirriego tenga éxito.

### 2.1 Visión integral y sistémica

Es fundamental que el riego sea tomado como un medio o herramienta para lograr potenciar la capacidad productiva del sistema de producción y no como un fin en sí mismo. Tal y como muestra la Figura 1, el

riego debe ser enfocado como un factor de producción más dentro del conjunto, donde otros factores también importantes se interaccionan para definir un mayor potencial productivo para el cultivo bajo riego.

**Figura 1** Variables que interaccionan para determinar el potencial productivo de un cultivo.



<sup>2</sup> Adaptado de Perry (1997), Cornish (2001) y Vieira (2004).

Así comprendido, el riego debe estar asociado a otros factores de producción, tales como semillas de buena calidad, sanidad, nutrición, técnicas de manejo del cultivo, cosecha, comercialización, etc., para formar un conjunto indivisible que puede llevar un sistema de producción a tener mayor sostenibilidad, lo que implica mayor productividad y mayor rentabilidad, más estabilidad y elasticidad, más seguridad alimentaria y equidad.

Si esta visión integral no se considera, otros factores pasan a ser el “cuello de botella” para el potencial productivo y las ventajas

del riego quedan por debajo de lo esperado o ni siquiera se manifiestan. Como el riego representa un aumento en los costos de producción, no alcanzar la productividad potencial del sistema bajo riego puede significar la diferencia entre éxito y fracaso financiero del proyecto.

¿Quién pagará la reposición de equipos y materiales, combustible para bombeo, fertilizantes adicionales, mano de obra u otros costos, si el riego no proporciona un aumento real de rendimientos debido a que han sido mal controladas las malezas o plagas?

## 2.2 Disponibilidad y propiedad de la tierra \_\_\_\_\_

Un proyecto de minirriego sólo se justifica si existe un fuerte potencial para incrementar la producción y/o los ingresos. La tierra debe existir en la suficiente cantidad y con las adecuadas propiedades físicas. En cuanto a este último aspecto, debe prestarse especial atención en el caso de suelos arenosos o arcillosos.

Asimismo, y antes de realizar la topografía, debe aclararse convenientemente el dere-

cho de los productores sobre la tierra, su explotación, y sobre los derechos de paso para la conducción y los diferentes ramales. Son múltiples los ejemplos de sistemas de minirriego fracasados por no aclarar convenientemente este aspecto, o por promesas de compartir el sistema por parte de los propietarios del terreno, las cuales se olvidan del compromiso tomado tan pronto el sistema empieza a operar.

## 2.3 Disponibilidad y propiedad del agua \_\_\_\_\_

Obviamente el agua es un factor de capital importancia a la hora de lograr el éxito en la implementación de minirriegos. Varios son los aspectos que deben considerarse y que explicaremos de manera más detallada a lo largo del documento:

- Tipo de fuente de agua: pozo, nacimiento, río, etc.

- Cantidad de agua, en concreto la cantidad confiable con la que se puede contar durante el ciclo de producción. En la zona de trópico seco este dato será el caudal existente en abril; en otras zonas del país, deberá determinarse con la ayuda de los pobladores el mes del año donde los caudales de las fuentes son mínimos.

- Calidad del agua, la cual está determinada por la cantidad y el tipo de sales disueltas en la misma. Este factor influye particularmente en la elección de la tecnología de riego y en la selección de los cultivos. Debemos por lo tanto realizar previamente los análisis correspondientes en la FHIA o laboratorios semejantes cercanos a la zona del proyecto.
- De manera semejante a lo que comentábamos en el caso del factor tierra, la propiedad de la fuente, pozo o rebalse de sistema de agua potable, o la legislación existente a la hora de extraer agua de un río o quebrada (licencias emitidas por la Dirección General de Recursos Hídricos), son aspectos a aclarar desde el mismo principio del proceso de diseño del proyecto.

## 2.4 La participación de los productores es esencial

---

Tan importante como el agua y la tierra es la participación activa del productor o productores en la planificación y establecimiento del diseño del riego, y su disposición a tomar la responsabilidad para su OyM.

Si se establece un sistema de riego sin la participación de los productores, estos lo verán como perteneciente a la institución y esperarán que esta se haga responsable en el futuro de su mantenimiento y reparaciones.

Es necesario averiguar si desean y son capaces de implicarse activamente en el sistema de riego propuesto. Las siguientes preguntas pueden servir como guía:

- ¿Quieren y necesitan realmente los productores el sistema de riego? ¿O es idea de un técnico como consecuencia de la existencia de un recurso (la disponibilidad de agua) desaprovechado?
- ¿Entienden los beneficios reales (no utópicos) que ofrece? ¿Sabén de todo el trabajo adicional, de todos los inconvenientes, y de todos los costos extra que el sistema va a suponer?
- ¿Están dispuestos los productores a trabajar como grupo en la operación (no siempre es posible el riego a la demanda y puedan ser necesarios los turnos) y mantenimiento del sistema?
- ¿Están dispuestos y son capaces de contribuir al costo de operación, mantenimiento y amortización?

La participación de los productores es particularmente esencial en:

- La selección de las parcelas donde se va a desarrollar el riego.
- El tipo de tecnología de riego que mejor se adapta a las necesidades y capacidades de los futuros regantes.

## 2.5 Disponibilidad de mano de obra

---

La agricultura bajo riego, especialmente en el caso de cultivos hortícolas, incrementa notablemente las necesidades de mano de obra, tanto por la complicación añadida de estos cultivos como por la operación del sistema de riego en sí.

Debe ponerse especial atención a la interacción entre la operación del sistema, los patrones migratorios temporales de la pobla-

ción, y las cargas adicionales de trabajo que pueden suponer para las mujeres.

Por último, los proyectos que requieren de labor humana para el bombeo de agua, con la finalidad exclusiva de riego, deben ser evaluados muy cuidadosamente antes de ser implementados. Estos proyectos suelen tener una vida muy corta y no ser exitosos.

## 2.6 Disponibilidad de insumos agrícolas aparte de los del riego

---

Como decíamos arriba, la ejecución de un sistema de riego sólo se justifica si se van a dar mejoras importantes en la producción y en los ingresos. Pero especialmente en el caso de cultivos hortícolas, tales incrementos sólo serán posibles si una serie de

insumos tales como fertilizantes y pesticidas (iorgánicos o no!) se encuentran disponibles. Esta disponibilidad estará determinada fundamentalmente por la cercanía de las comunidades a los centros urbanos donde se adquieren dichos insumos.

## 2.7 Acceso a los mercados y planificación de la producción

---

Excepto en el caso de sistemas de riego pensados como protección contra la sequía (riegos complementarios de canícula), en los cuales se intenta asegurar la producción de granos básicos para el autoconsumo, o aquellos destinados a la venta de pasto en el ámbito local, tanto la existencia de mercados como de adecuadas vías de comunicación es fundamental para asegurar la viabilidad de los riegos a largo plazo.

Frecuentemente se dan casos de sistemas de minirriego diseñados sin elaborar ni siquiera un simple presupuesto de finca, ni

qué decir de un detallado estudio financiero. La lejanía a los mercados influirá decididamente en los costos de transporte y producción, y en la calidad del producto a ofertar. El tamaño y estacionalidad de los mercados hará necesario en algunos casos planificar cuidadosamente la producción con el fin de concentrar la oferta en determinados meses, o de distribuirla con el fin de no saturar el mercado. Lamentablemente, la falta de información de mercados tan habitual en las zonas rurales de Honduras, no es de ningún auxilio.

Una buena estrategia para zonas de producción alejadas del mercado o con acceso difícil, incluye:

- a) Productos con buen mercado, pero poco perecederos y resistentes al transporte o que pueden ser fácilmente transformados en la comunidad, antes de ser comercializados;
- b) Productos poco voluminosos;
- c) Productos con gran valor por unidad de peso o volumen transportado;
- d) Productos que puedan ser producidos y comercializados en cantidades que justifique el costo de transacción;
- e) Productos cuya producción presenta ventajas comparativas, por cuestiones climáticas, edafológicas, hábitat, aislamiento de plagas, etc.

Por último, cabe destacar que los proyectos de minirriego cuyo objetivo es el autoconsumo exclusivo dejan muchas dudas en cuanto a sus posibilidades de sostenibilidad o crecimiento. Si el agua se destina solamente al riego del huerto familiar o de los cultivos tradicionales de autoconsumo, como estos no generan ingresos, difícilmente se darán las condiciones financieras internas para mantenimiento y reposición del sistema, cuando

los equipos y materiales de riego alcancen el final de su vida útil. Los grupos serán dependientes de un ente externo que los apoye financieramente.

Los proyectos de riego orientados al autoconsumo parecen tener más perspectivas de éxito cuando se dan algunas de las condiciones descritas a continuación:

- a) Están asociados a otros objetivos en la finca u hogar, tales como suministro de agua para el hogar, crianza de animales, lavado de café, etc.;
- b) Cuando se destina una parcela mínima de la producción al mercado, para generar un volumen de ingreso capaz de garantizar la operación, mantenimiento, renovación, modernización o aumento del sistema;
- c) Cuando el riego permite reducir áreas de siembra de maíz o frijol para que la familia se dedique a una actividad más rentable, ya sea agrícola o no agrícola;
- d) Cuando los equipos y materiales son muy sencillos y baratos y los cultivos seleccionados permiten el reaprovechamiento de semillas, son rústicos en cuanto a plagas y enfermedades, presentan producción durante largos períodos, y no necesitan de resiembra, entre otros aspectos.

## 2.8 Acceso al capital

---

Dependiendo de los cultivos que se establezcan y de las superficies bajo riego, así serán las cantidades necesarias de capital circulante para encarar la producción. Estas necesidades, si son altas, harán imprescindible la existencia de instancias financieras,

formales o informales, en las comunidades donde se encuentren los sistemas.

Debemos tener en cuenta que el crédito es una necesidad de todo tipo de agricultores, es más, normalmente a mayor nivel de inversión mayor será la necesidad de crédito.

## 2.9 Servicio de extensión agrícola

---

La experiencia previa de los productores tanto en la operación de los sistemas de riego como en el trabajo con cultivos bajo riego determinará enormemente las necesidades de capacitación. Nuevamente son numerosos los casos donde se han construido pequeños sistemas de riego para productores que durante toda su vida sólo habían cultivado granos básicos bajo lluvia, a los cuales no se les ha dotado de un acompañamiento adecuado, y que ha traído como consecuencia

el abandono de los sistemas o la operación de estos muy por debajo de su potencial. En concreto el servicio de extensión agrícola de la institución que está apoyando la instalación del minirriego deberá asegurar la capacitación en tres aspectos fundamentales:

- Cultivos bajo riego.
- Comercialización y agroprocesamiento.
- Operación y mantenimiento del sistema de riego.

## 2.10 Manejo integrado de suelo, agua y cultivo

---

Tan importante como aportar agua de riego a los cultivos es prestar atención al manejo de la humedad y a la conservación del agua en el suelo. Nunca debe instalarse minirriegos a productores que no estén previamente desarrollando técnicas adecuadas de conservación de suelo y agua, tales como las validadas y detalladas en FAO (2005). Aparte de la ineficiencia del riego por el mayor volumen de agua que será necesario aportar, la sostenibilidad del sistema se verá comprometida si la deforestación y la quema provocan una gradual disminución de los caudales de las fuentes.

Además, todo proyecto de minirriego debe estar insertado dentro de un plan de manejo integral de la microcuenca o subcuenca, como forma de:

- Asegurar a largo plazo la cantidad y calidad de agua necesaria para su continuidad.

- Garantizar mayor equidad en la distribución del agua entre los diferentes usos y evitar conflictos.
- Permitir establecer estrategias y metas de crecimiento de uso, sin que se agote el recurso hídrico.

Como hemos visto, entre los factores comentados no se ha hecho ninguna referencia ni a la topografía, ni al diseño hidráulico, ni a ningún aspecto tecnológico. Podríamos utilizar este símil de computación como resumen: el riego es más cuestión de software (gente, costumbres, experiencia previa de los productores, mercado, etc.), que de hardware (la topografía, los tubos, los aspersores, el sistema en sí).

## 2.11 Panorámica general de la estrategia a seguir

**Figura 2** Estrategia de manejo de agua en zonas de ladera.



En definitiva, debemos ir de lo difícil a lo fácil, y en lo que se refiere a proyectos de riego, la topografía y el diseño hidráulico y agronómico es lo fácil y lo que debe dejarse para el final. Se trata en último caso no de desarrollar sistemas de riego porque sí, sino de desarrollar sistemas sostenibles de riego.

## 2.12 Espiral descendente en el funcionamiento de los sistemas de riego

Como colofón a esta sección de factores de éxito, mostramos en la Figura 3 un diagrama que muestra la típica evolución de un siste-

ma de minirriego en el cual no se ha considerado convenientemente alguno o algunos de los factores detallados más arriba.

**Figura 3** Causas y efectos de la espiral descendente de funcionamiento de los sistemas de riego.

### Causas primarias

- Pobre suministro de agua
- Errores o limitaciones de diseño
- Limitaciones agrícolas o socioeconómicas
- Deterioro de la infraestructura
- Degradación del suelo

- Disminución de rendimientos
- Bajos ingresos

- Disputas por el reparto del agua y los turnos de riego
- Conflictos entre productores e instituciones
- Daños a la infraestructura de riego

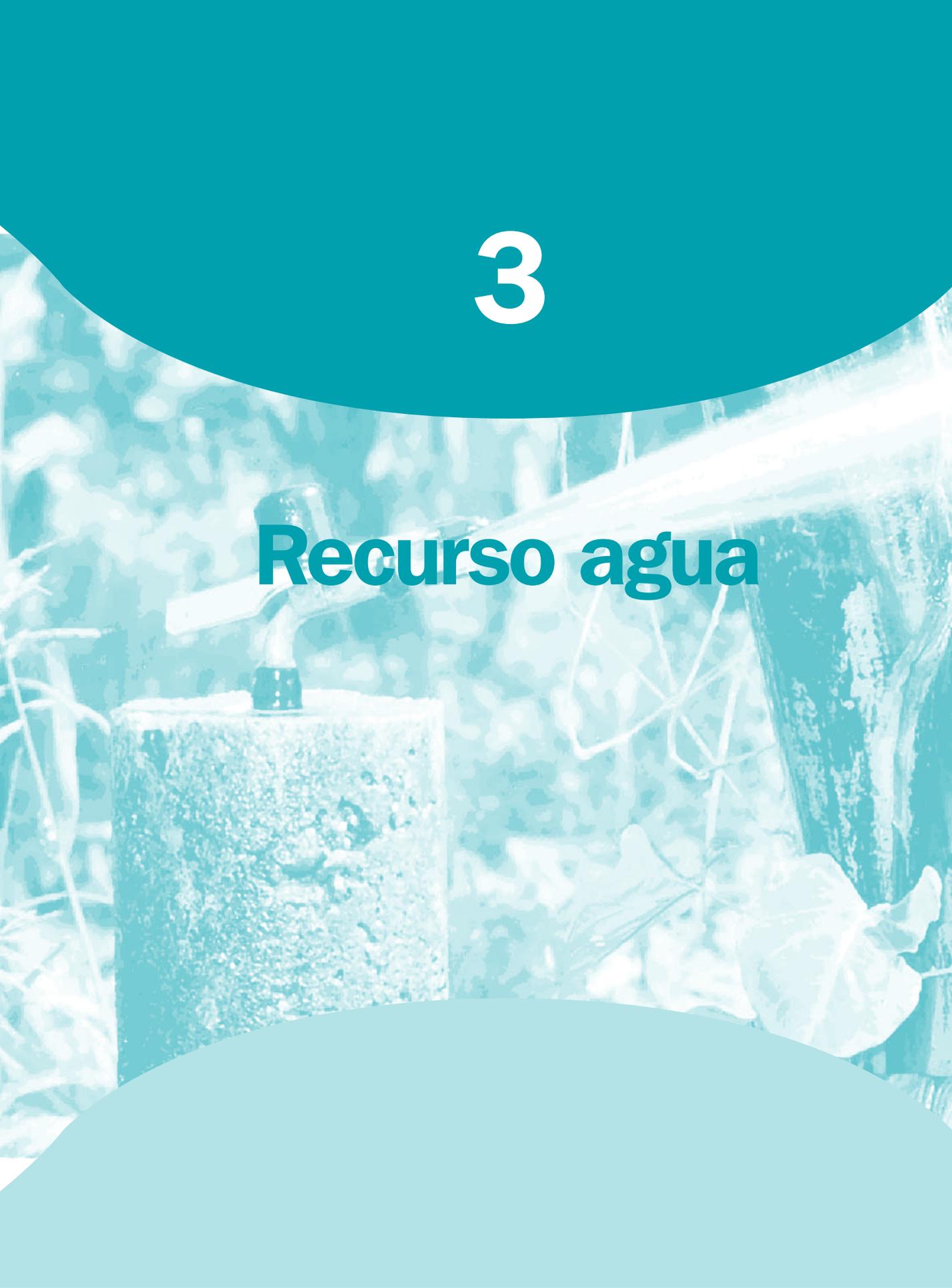
- La infraestructura no opera correctamente
- Los productores abandonan el riego



Fuente: Chancellor (1997)

3

# Recurso agua





# 3. Recurso agua

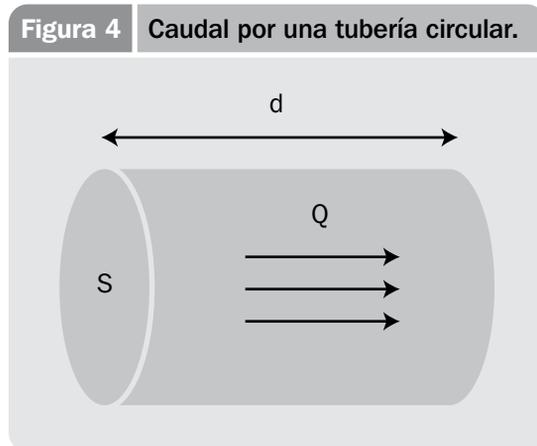
## 3.1 Concepto de caudal

Se define el caudal  $Q$  como el volumen de agua ( $V$ , medido en litros o  $m^3$ ) que pasa por una sección transversal conocida de un río, corriente o tubería en un tiempo determinado  $t$ :

$$Q = \frac{V}{t} \quad (3.1)$$

El caudal se expresará por lo tanto en litros por segundo (L/s) o metros cúbicos por segundo ( $m^3/s$ ).

Existe otra expresión para el caudal. Supongamos que estamos midiendo el caudal que pasa por una tubería. El volumen de agua que pasará en un determinado tiempo tendrá la forma de un cilindro, de sección igual a la de la tubería ( $S$ , medida en  $m^2$ ), y de longitud  $d$  (medida en m):



El volumen de agua será por lo tanto equivalente al volumen del cilindro:

$$V = S \times d$$

Sustituyendo esta ecuación en la anterior, nos quedará:

$$Q = \frac{V}{t} = \frac{S \times d}{t}$$

Pero aun podemos hacer una sustitución más. Esta ecuación contiene la distancia recorrida por el agua en un tiempo determinado, lo cual no es otra cosa que la velocidad a la cual circula el agua, de modo que podemos escribir:

$$Q = S \times U \quad (3.2)$$

donde  $U$  es la velocidad media del agua<sup>3</sup> expresada en m/s.

Esta introducción teórica que para algunos puede parecer superflua es necesaria con el fin de eliminar uno de los errores más comunes que se dan en el campo como el de medir los caudales en pulgadas. Es muy común escuchar expresiones como “el nacimiento es de dos pulgadas” que, pudiendo ser disculpables en el caso de productores sin conocimientos básicos de hidráulica, son inadmisibles en el caso de técnicos e ingenieros. En efecto, como vemos en la última ecuación, el caudal es el producto de la sección de la tubería por la velocidad a la que circula el agua, de modo que hablar “un caudal de dos pulgadas” será inexacto dado que no sabemos a qué velocidad circula el agua:

3 En hidráulica se suele representar a la velocidad con la letra  $U$  con el fin de no confundirla con el volumen.

Ejemplo:

Supongamos un nacimiento que arroja “un caudal de dos pulgadas”. Una tubería con un diámetro de dos pulgadas tendrá una sección que estará dada por la fórmula:

$$S = \frac{\pi \times D^2}{4} \quad (3.3)$$

donde  $\pi$  es el número Pi (equivalente a 3.1416) y D es el diámetro interior de la tubería en m<sup>2</sup>. Expresando el diámetro de la tubería en m (2"  $\times$  25.4 = 50.8 mm = 0.0508 m), y sustituyendo en la fórmula:

$$S = \frac{3.1416 \times 0.0508^2}{4} = 0.0020 \text{ m}^2$$

Si pudiéramos medir la velocidad a la que sale el agua del nacimiento y esta fuera 1 m/s, el caudal que tendríamos sería:

$$Q = S \times U = 0.0020 \text{ m}^2 \times 1 \text{ m/s} = 0.0020 \text{ m}^3/\text{s} = 2 \text{ L/s}$$

Si por el contrario la velocidad fuera de 5 m/s, el caudal resultante sería:

$$Q = S \times U = 0.0020 \text{ m}^2 \times 5 \text{ m/s} = 0.01 \text{ m}^3/\text{s} = 10 \text{ L/s}$$

Vemos así como un mismo nacimiento “de dos pulgadas” arroja caudales muy diferentes según la velocidad a la que esté saliendo el agua, y concluimos por tanto la necesidad de expresar el caudal en unidades adecuadas.

## 3.2 Tipos de fuentes

### a) Quebradas

Con el fin de evaluar la validez de la quebrada con fines de riego, es necesario asegurarse de que fluye todo el año (es una quebrada permanente), y de cuánto es el flujo aproximado al final del verano. La primera pregunta podrá ser contestada por la gente del lugar, mientras que para contestar la segunda será necesario efectuar un aforo.

No puede extraerse todo el flujo de una quebrada para riego, dado que es necesario permitir un cauce mínimo biológico (el que permite la existencia de la fauna y flora aguas abajo), y la cantidad de agua que se esté extrayendo aguas abajo para riego o agua domiciliar.

Con fines de predimensionamiento puede estimarse que una bomba de cinco caballos (5 hp = 3.7 kW) extrae un mínimo de 30 L/s, mientras que una de 50 hp (37 kW) extraerá 300 L/s.

La manera de estimar cuánta superficie puede regarse con un determinado caudal, o el caudal que es necesario extraer para regar una superficie dada se explica en el módulo 7.

### b) Nacientes, manantiales, ojos de agua o chagüites

Al igual que con las quebradas o ríos, será necesario aforarlos al final del verano con el fin de conocer el flujo mínimo confiable.

### c) Pozos

- Superficiales

Un buen pozo superficial debería ser relativamente profundo (dos metros al menos a la base del pozo), con al menos 1.5 metros de altura de agua. Debemos informarnos con la gente del lugar de la variabilidad del pozo a lo largo del año.

- Profundos

Debemos tener en cuenta que no es posible utilizar bombas centrífugas por debajo de siete metros.

#### d) Reservorios o estanques naturales

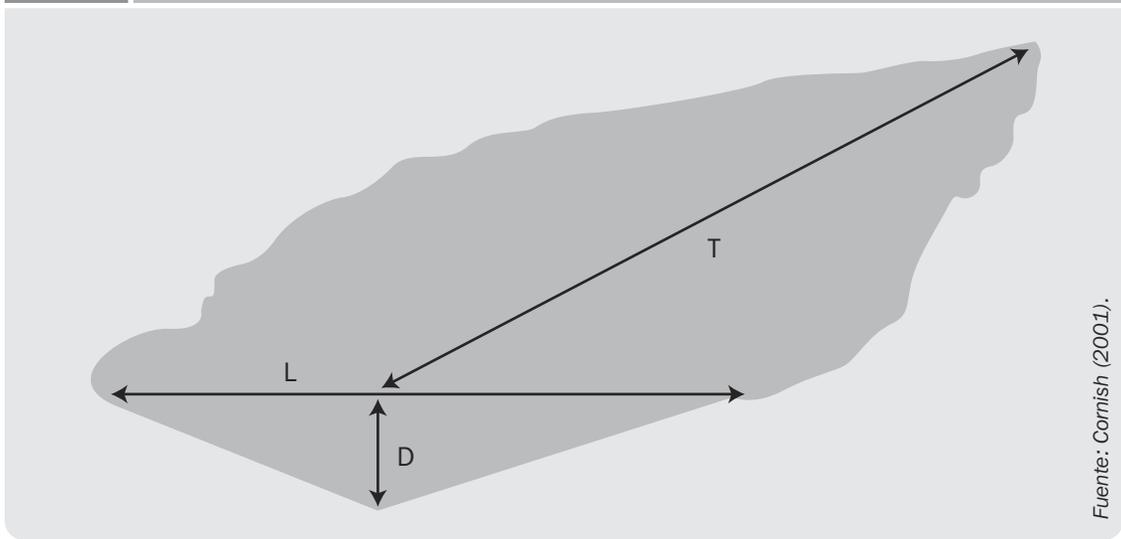
Es importante tener en cuenta siempre las pérdidas debidas a la evaporación que se dan en el caso de los estanques.

Puede estimarse de manera aproximada el agua almacenada en pequeños estanques con la siguiente fórmula (conocida como la fórmula del sexto):

$$V = \frac{L \times T \times D}{6} \quad (3.4)$$

Donde  $V$  es el volumen de agua almacenada en metros cúbicos,  $L$  la longitud de la línea de agua a lo largo del dique en metros,  $D$  la profundidad del agua justo detrás del dique en metros, y  $T$  la distancia entre el dique y la cola del estanque también en metros.

**Figura 5** Cálculo del volumen aproximado de un estanque.



## 3.3 Aforos

### 3.3.1 Para nacientes y pequeñas quebradas

#### Método volumétrico

Se reúne todo el caudal del naciente o quebrada y con la ayuda de un trozo de tubo de

PVC y un cronómetro se mide el tiempo necesario para llenar un balde de volumen conocido (ya esté calibrado en galones o litros). Para evitar errores es conveniente repetir la medida cinco veces y calcular el promedio de

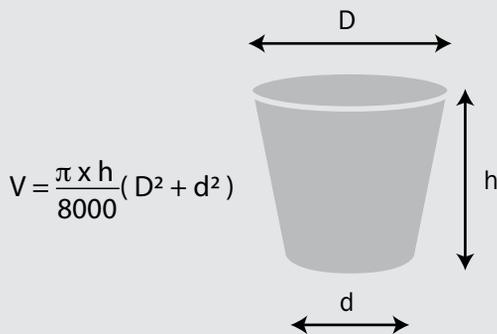
los tiempo medidos. Posteriormente se calcula el caudal con la fórmula ya conocida:

$$Q = \frac{V}{t}$$

donde  $Q$  es el caudal medido en L/s,  $V$  el volumen del balde medido en litros, y  $t$  el tiempo transcurrido en segundos.

En caso de que no conozcamos el volumen del balde, este puede calcularse a partir de la siguiente fórmula:

**Figura 6** Cálculo del volumen de un balde.

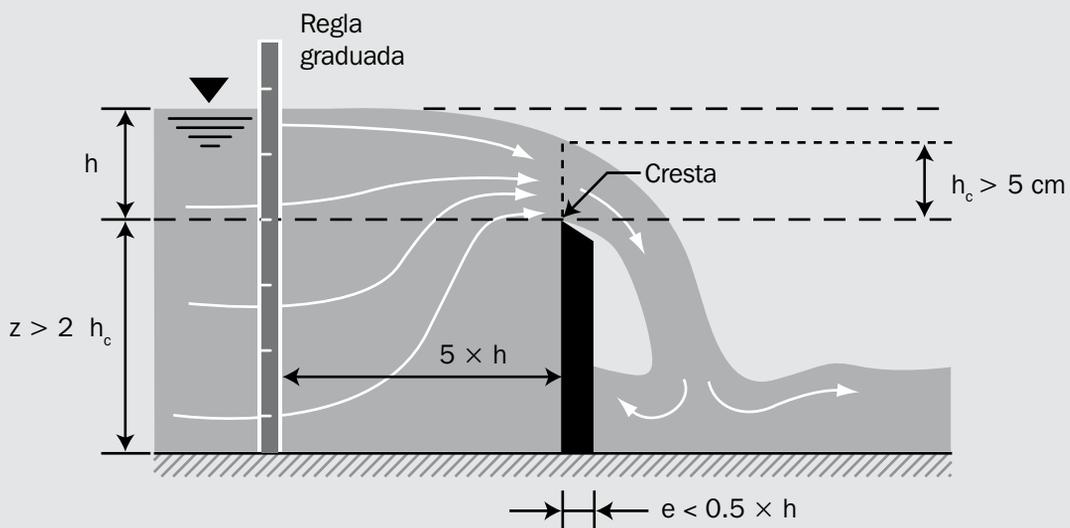


donde  $V$  es el volumen en litros,  $\pi$  es el número Pi,  $D$  y  $d$  son los diámetros de cada extremo del balde, en cm, y  $h$  es la altura del balde, también en cm.

### Vertederos de pared delgada

El vertedero es un dispositivo hidráulico construido de metal o madera, de espesor  $e$  (ver Figura 7), que colocado transversalmente a la dirección de la quebrada o canal, da lugar a una obstrucción o estancamiento del líquido detrás de él para seguidamente verterse por la escotadura o vértice del vertedero. En el momento en que el líquido se vierte sobre la cresta del vertedero, se produce una curvatura en las líneas de corriente de tal manera que la altura  $h$  que traía el líquido sobre la cresta antes de llegar al vertedero (la cual se conoce como *carga del vertedero* o *carga de agua*), se reduce a una altura  $h_c$  (conocida como *carga sobre la cresta* o *manto*) en el mismo momento de pasar sobre este.

**Figura 7** Vertedero de pared delgada.



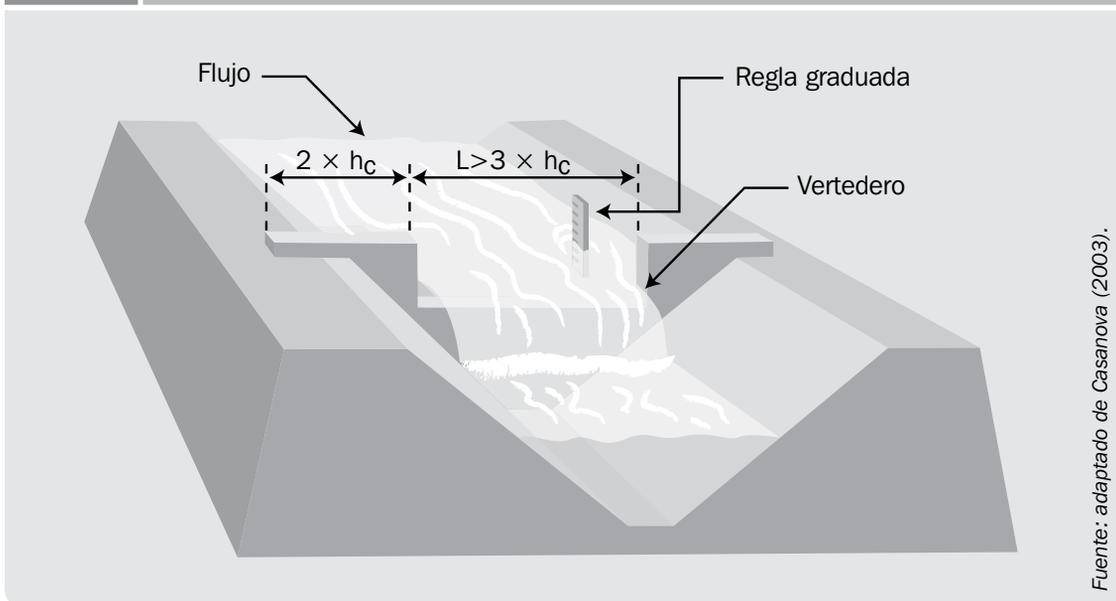
Para poder considerar el vertedero como de pared delgada, el espesor del mismo debe ser menor que la mitad de la carga de agua ( $e < 0.5 \times h$ ). En caso contrario no podremos utilizar las ecuaciones de cálculo de caudal que se detallan en la página anterior.

El procedimiento que se sigue para calcular el caudal es medir con una regla la profundidad de la corriente a una cierta distancia antes del vertedero, es decir, averiguar  $Z + h$ . En el lugar del vertedero mediremos  $Z$ , es decir, la distancia comprendida entre la cresta y el fondo del canal o quebrada. Una vez conocida  $Z$ , averiguaremos la carga del vertedero,  $h$ , por diferencia.

A la hora de colocar y emplear un vertedero en la corriente de agua deberemos considerar las siguientes normas (ver Figuras 7 y 8):

- El vertedero debe estar ubicado en un tramo bastante recto de al menos una longitud equivalente a 20 veces  $h$  ( $20 \times h$ ), evitando la presencia de turbulencias aguas arriba.
- La cresta del vertedero debe ser bien lisa y estar nivelada. El vertedero debe colocarse perpendicular a la corriente de agua y vertical, sin ninguna inclinación hacia aguas arriba o aguas abajo.
- La regla graduada que colocaremos para medir  $h$  debe estar a una distancia aguas arriba del vertedero equivalente a cinco veces  $h$  ( $5 \times h$ ).
- La distancia de los bordes de la escotadura a la orilla y al fondo de la quebrada o canal debe ser al menos el doble que la carga de agua sobre la cresta ( $2 \times h_c$ ).
- La longitud de la escotadura en vertedero trapeciales y rectangulares debe ser al menos tres veces mayor que la carga sobre la cresta ( $L > 3 \times h_c$ ).
- La carga sobre la cresta debe ser mayor de 5 cm ( $h_c > 5$  cm).

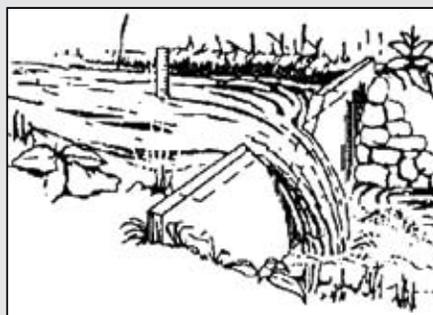
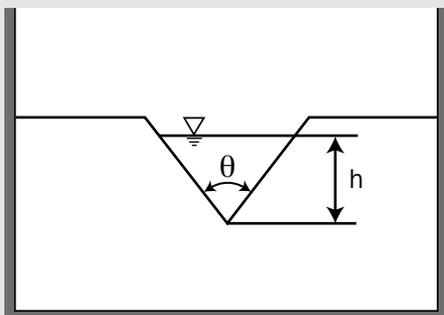
**Figura 8** Colocación de la regla graduada.



Fuente: adaptado de Casanova (2003).

## Vertedero triangular o en V:

**Figura 9** Vertedero triangular



Fuente: Hudson (1997).

Estos vertederos son los más precisos para caudales inferiores a 20 L/s. Para el cálculo del caudal se utiliza la fórmula:

$$Q = 2.36 \times C_d \times \text{tg} \frac{\theta}{2} \times h^{2.5} \quad (3.5)$$

donde la carga de agua  $h$  está expresada en metros,  $\theta$  es el ángulo que forma la escotadura,  $Q$  en  $\text{m}^3/\text{s}$  y  $C_d$  es un coeficiente de descarga que toma los siguientes valores en función de  $h$  y  $\theta$ :

**Tabla 1** Coeficientes de descarga para vertederos triangulares.

$\theta$	$h$	$C_d$
Entre $20^\circ$ y $90^\circ$	Entre 0.15 y 0.30 m	0.586
$> 90^\circ$	$> 0.30$ m	0.581

En el caso particular en que  $h$  sea menor de 0.30 m y  $\theta$  igual a  $90^\circ$ , la fórmula toma la forma:

$$Q = 1.38 \times h^{2.5} \quad (3.6)$$

Estando igualmente expresados  $Q$  en  $\text{m}^3/\text{s}$  y  $h$  en m.

### Vertedero rectangular:

Existen dos tipos de vertederos rectangulares según ocupen sólo una parte del cauce (vertedero rectangular con contracción, ver Figura 10a), o el total del mismo (vertedero rectangular sin contracción, ver Figura 10b). Las ecuaciones para la estimación de caudales en este tipo de vertederos son las siguientes:

Vertedero rectangular con contracción:

$$Q = 1.83 \times L \times h^{1.5} \quad (3.7)$$

Vertedero rectangular sin contracción:

$$Q = 3.3 \times L \times h^{1.5} \quad (3.8)$$

Donde todas las dimensiones son ya conocidas.

### Vertedero trapecial de Cipolletti:

El vertedero de Cipolletti es el más habitual de entre los trapeciales dado que su particular diseño (la inclinación de sus lados es 1:4) permite simplificar enormemente la fórmula de cálculo del caudal:

$$Q = 1.86 \times L \times h^{1.5} \quad (3.9)$$

donde  $Q$  está expresado en  $\text{m}^3/\text{s}$  y  $L$  y  $h$  en metros.

Figura 10 Vertederos rectangulares

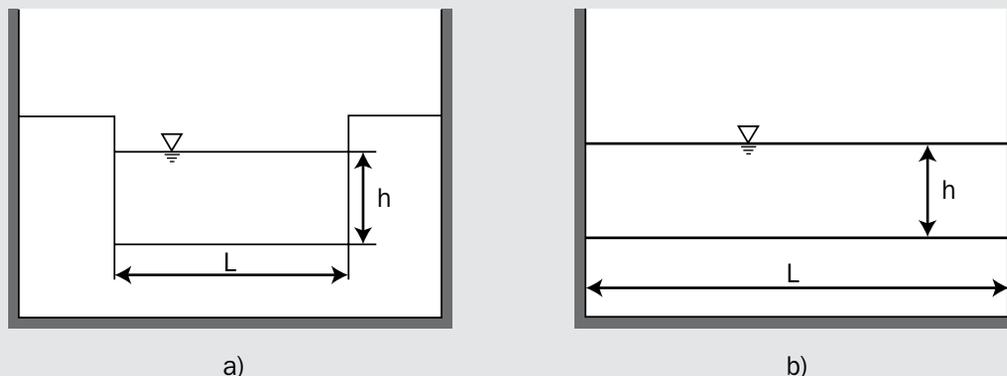
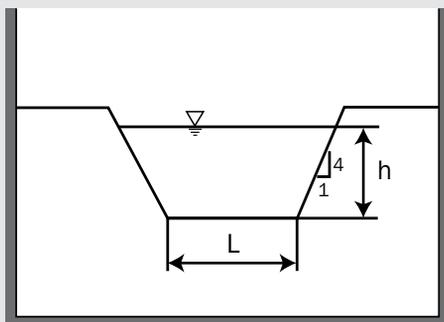


Figura 11 Vertederos Cipolletti



### 3.3.2 Para quebradas de mayor tamaño y ríos

Antes de acometer la medida del caudal de una quebrada o río de tamaño apreciable, debemos considerar si efectivamente necesitamos el dato. Como se explicará en el módulo 7, muchas veces el limitante de un sistema de riego será el área regable y no el caudal. En otras palabras, tendremos un área regable a la par de una corriente de agua y lo que realmente necesitaremos saber es el caudal mínimo que tendrá que llevarse a la parcela para regarla. Si este caudal mínimo

fuera muy inferior al caudal de la corriente de agua, medir con exactitud este último dato estaría de más.

Una vez dicho esto, detallamos los dos métodos más habituales para medir caudales de corrientes de agua de un tamaño tal que el uso del método volumétrico o de cualquier tipo de vertedero es imposible.

#### Con flotador

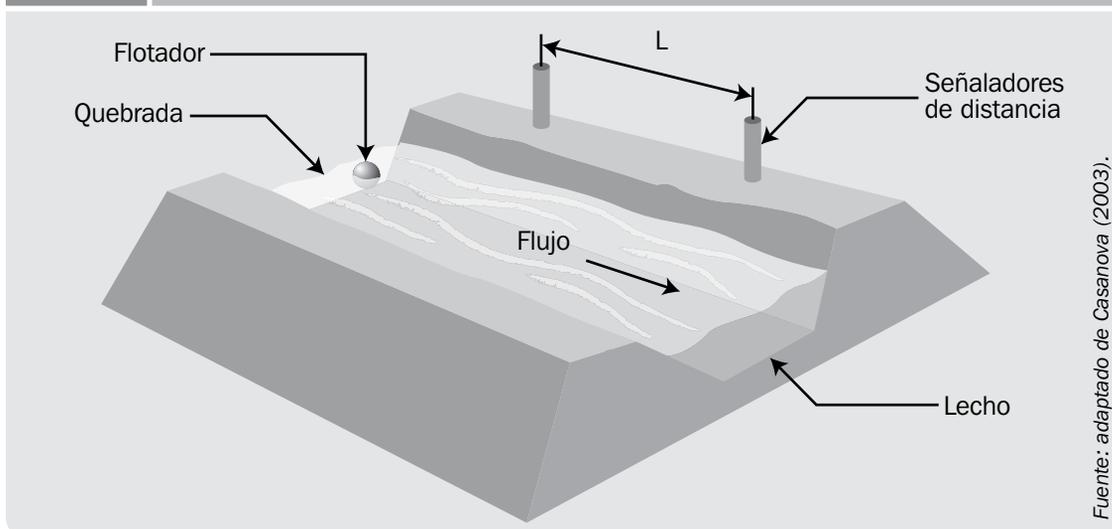
Este es un método muy inexacto, pero es simple y nos proporciona al menos un orden de magnitud del caudal. Consiste en medir el tiempo que tarda un flotador (un corcho, un trozo de madera, o cualquier otro material que flote) en recorrer una determinada distancia  $L$ .

En su forma más sencilla, el procedimiento que debe seguirse es el siguiente:

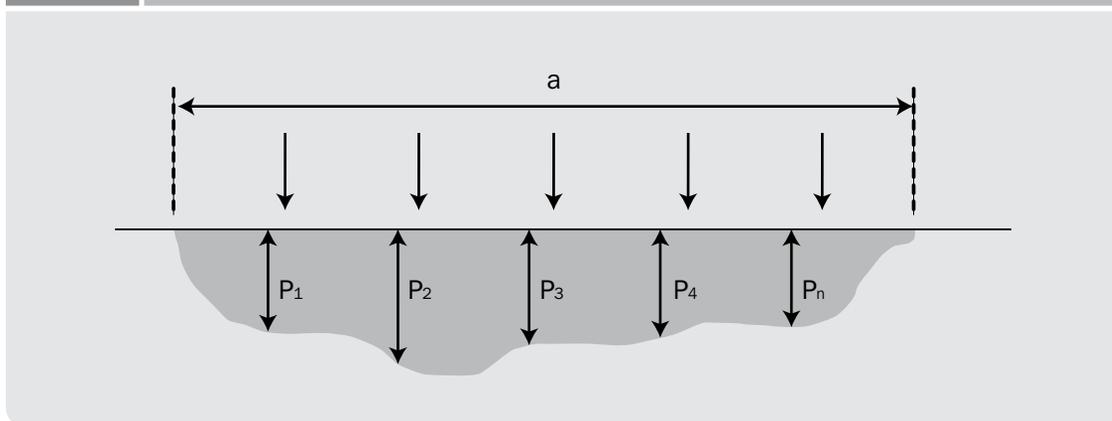
- Se selecciona un tramo de la quebrada o río que sea recta y de sección más o menos uniforme.
- Se sitúan dos marcas a una distancia  $L$  de entre 20 y 50 metros en función del tamaño del río (a mayor tamaño, mayor distancia).

- Se tira el flotador a una distancia antes de la primera marca igual a la mitad de  $L$  (es decir, si las marcas están separadas por ejemplo 50 m, tiraremos el flotador 25 m antes de la primera marca).
- Con la ayuda de un cronómetro, medimos el tiempo (en s) que transcurre en recorrer la distancia entre ambas marcas.
- Repetimos la medición tirando el flotador otras cuatro veces en diferentes lugares a lo ancho del río (ver Figura 13).
- Calculamos el promedio de los tiempos medidos:
 
$$\bar{t} = \frac{t_1 + t_2 + t_3 + t_4 + t_5}{5} \quad (3.10)$$
- Entonces, la velocidad superficial se calculará mediante la ecuación:
 
$$U_s \text{ (m/s)} = \frac{L}{\bar{t}} \quad (3.11)$$

**Figura 12** Medición de caudal con flotador.



**Figura 13** Lugar donde tirar el flotador y medición de profundidades.



- Normalmente la velocidad promedio considerando toda la sección de una quebrada o canal es inferior a la superficial. Debemos, por lo tanto, aplicar un factor de corrección para estimar aquella a partir de esta:

$$U \text{ (m/s)} = 0.80 \times U_s \quad (3.12)$$

- Medimos la profundidad (en m) de la quebrada en diferentes puntos separados preferiblemente un metro entre ellos (mediciones  $p_1, p_2, \dots, p_n$ ). Igualmente mediremos la anchura total de la quebrada ( $a$ , también en m).
- Calculamos la profundidad promedio de la quebrada, y a partir de esta la sección de la misma mediante las fórmulas:

$$\bar{p} = \frac{p_1 + p_2 + \dots + p_n}{n} \Rightarrow S \text{ (m}^2\text{)} = a \times \bar{p} \quad (3.13)$$

- Por último calcularemos el caudal de la quebrada mediante la fórmula ya conocida:

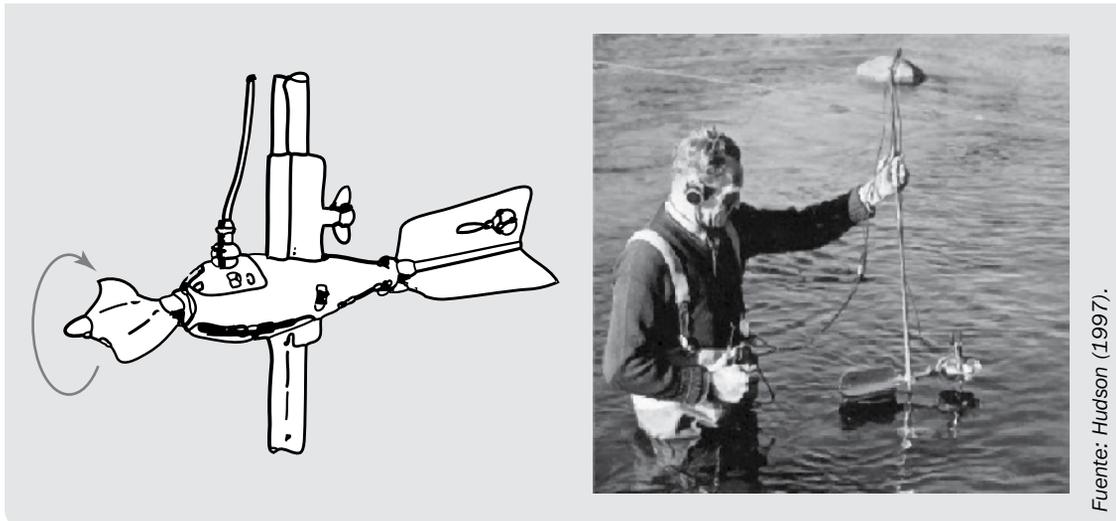
$$Q \text{ (m}^3\text{/s)} = S \times U$$

### Con molinete

Este método de medición es el más exacto para quebradas y ríos donde el uso de vertederos no sea posible. No obstante, daremos una explicación muy breve dada la poca probabilidad de que vayamos a disponer de dichos dispositivos.

Un molinete es un aparato que mide la velocidad de la corriente. Consta de una turbina que combina su movimiento giratorio con un indicador-registrador. La velocidad de rotación es proporcional a la velocidad de la corriente. Se cuenta el número de revoluciones en un tiempo dado, ya sea con un contador digital o como golpes oídos en los auriculares que lleva el operador.

**Figura 14** Medición con molinete.



Fuente: Hudson (1997).

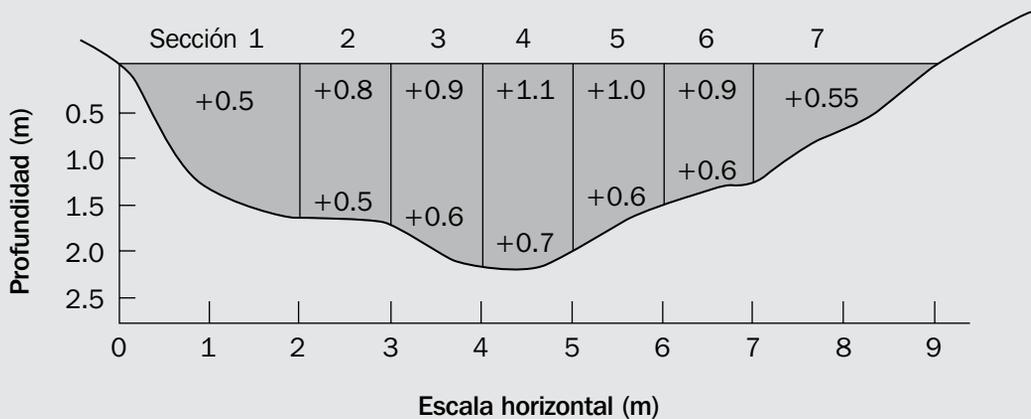
Un molinete mide la velocidad en un único punto y para calcular la corriente total hacen falta varias mediciones. El procedimiento consiste en medir y en trazar sobre papel cuadriculado la sección transversal de la corriente e imaginar que se divide en franjas de igual ancho como se muestra en la Figura 15.

Si la profundidad media de la franja es menor o igual a 0.75 m, la velocidad media se calcula a partir de la media de las velocidades

medidas a 0.2 y 0.8 de la profundidad en esa franja. Para aguas poco profundas (profundidad inferior a 0.75 m) se efectúa una única lectura a 0.6 de la profundidad. Esta velocidad de cada franja, multiplicada por la superficie de la franja, da el caudal de la franja y el caudal total es la suma de las franjas.

La Tabla 2 muestra cómo se efectuarían los cálculos con respecto a los datos indicados en la Figura 15.

**Figura 15** Cálculo del caudal de una corriente a partir de las medidas de un molinete.



Fuente: Hudson (1997).

**Tabla 2** Ejemplo de cálculo de caudal mediante molinete.

Sección	Velocidad media con el molinete (m/s)			Profundidad (m)	Ancho (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Caudal (m <sup>3</sup> /s)
	0,2D	0,8D	Media				
1	-	-	0,5	1,3	2,0	2,6	1,30
2	0,8	0,6	0,7	1,7	1,0	1,7	1,19
3	0,9	0,6	0,75	2,0	1,0	2,0	1,50
4	1,1	0,7	0,9	2,2	1,0	2,2	1,98
5	1,0	0,6	0,8	1,8	1,0	1,8	1,44
6	0,9	0,6	0,75	1,4	1,0	1,4	1,05
7	-	-	0,55	0,7	2,0	1,4	0,77
TOTAL							9,23

## 3.4 Calidad del agua

El conocimiento de la calidad del agua de riego es fundamental para la elección del método de riego, su manejo y el cultivo a implantar. Vendrá determinada por las sales que se encuentran en ella, y dependerá de la naturaleza de éstas y de sus concentraciones.

Los principales problemas relacionados con el uso de aguas salinas para riego son:

- 1. Salinización del suelo:** las sales en el agua o en el suelo reducen la disponibilidad de agua para el cultivo, provocan un estado de marchitamiento, y afectan por tanto a los rendimientos.
- 2. Problemas de infiltración del agua en el suelo:** un contenido relativamente alto de sodio o relativamente bajo de calcio en el agua o el suelo reduce la tasa a la cual el agua de riego se infiltra, hasta el extremo de no poder abastecer al cultivo de manera adecuada.
- 3. Toxicidad:** algunas sales cuando se acumulan en cantidad suficiente resultan tóxicas para los cultivos, u ocasionan desequilibrios en la absorción de los nutrientes.
- 4. Otros problemas:** particularmente obstrucciones en los emisores de riego y corrosión de las conducciones, pero también exceso de nutrientes que reducen el rendimiento o la calidad, y depósitos de sales en frutas u hojas que afectan al valor comercial.

Mediante un análisis fiable del agua de riego se pueden determinar las estrategias de riego que deben llevarse a cabo, según la salinidad del agua y la tolerancia de los cultivos a esta salinidad.

### 3.4.1 Introducción teórica sobre sales y unidades

El agua de riego contiene determinadas sales que se añaden a las ya existentes en el suelo. Las sales que nos interesan son aquellas que, además de ser solubles, se descomponen en iones. Los iones son átomos o grupos de átomos con una carga eléctrica. Existen dos tipos de iones, los cationes (con carga eléctrica positiva) y los aniones (con carga negativa). Los iones más comunes que se encuentran en el agua para riego son:

**Tabla 3** Iones más comunes en el agua para riego y pesos equivalentes.

Cationes		Aniones	
Nombre y símbolo	P <sub>eq</sub>	Nombre y símbolo	P <sub>eq</sub>
Calcio (Ca <sup>2+</sup> )	20.0	Cloruro (Cl <sup>-</sup> )	35.5
Sodio (Na <sup>+</sup> )	23.0	Sulfato (SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> )	48.0
Magnesio (Mg <sup>2+</sup> )	12.2	Bicarbonato (CO <sub>3</sub> H <sup>-</sup> )	61.0
Potasio (K <sup>+</sup> )	39.1	Carbonato (CO <sub>3</sub> <sup>2-</sup> )	30.0
Boro (B <sup>3+</sup> )	3.5	Nitrato (NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> )	62.0
Hierro (Fe <sup>2+</sup> )	27.9		

Los análisis de aguas proporcionan el contenido o concentración de cada ión en las muestras de agua que llevamos a analizar. Pero un obstáculo para la correcta interpretación de los análisis de agua es que los laboratorios frecuentemente proporcionan las medidas en diferentes unidades.

La **concentración de iones** puede reportarse en los análisis en partes por millón (ppm), gramos por litro (g/L), miligramos por litro (mg/L), o miliequivalentes por litro (meq/L).

La relación entre las tres primeras es sencilla dado que:

$$1 \text{ ppm} = 1 \text{ mg/L} = 0.001 \text{ g/L}$$

No obstante, con los meq/L la cosa se complica. Los meq/L se determinan dividiendo las ppm (o mg/L) entre el peso equivalente ( $P_{eq}$ ) del ión correspondiente (ver Tabla 3):

$$\text{meq/L} = \frac{\text{ppm}}{P_{eq}} \quad (3.14)$$

Ejemplo:

¿Cuántos meq/L son 120 ppm de  $\text{Ca}^{2+}$ ?

$$\frac{120 \text{ ppm}}{20} = 6 \text{ meq/L}$$

Una manera alternativa de medir el contenido de sales en una muestra de agua es mediante la **conductividad eléctrica** (CE). A mayor cantidad de sales en el agua, mejor conducirá esta la electricidad. La CE se expresa en milimhos por centímetro (mmho/cm), micromhos por centímetro ( $\mu\text{mho/cm}$ ) o en deciSiemens por metro (dS/m). La relación entre estas unidades es:

$$1 \text{ mmho/cm} = 1,000 \mu\text{mho/cm} = 1 \text{ dS/m}$$

### 3.4.2 Salinidad

El problema de salinidad en el agua tendremos que considerarlo en función de cuatro factores:

- **El tipo de sal:** las sales más peligrosas en los suelos son el sulfato magnésico, el sulfato sódico, el cloruro sódico, el carbo-

nato sódico y el cloruro magnésico, dependiendo, claro está, de su concentración en el agua.

- **La clase de suelo:** los suelos arenosos presentan menos peligros que los arcillosos, dado que el agua lava mejor las sales acumuladas. Los suelos que contienen yeso (sulfato cálcico) aguantan más la salinidad, ya que el yeso hace pasar a formas solubles al sodio.
- **El clima:** un clima húmedo, con frecuentes lluvias, ayuda a lavar las sales, mientras que uno seco hace que estas suban a la superficie por capilaridad, creando la típica costra salina e impermeabilizando la capa de suelo que está debajo de ella.
- **Los cultivos:** la tolerancia a la salinidad varía de un cultivo a otro, y varía también según el estado del cultivo, siendo generalmente menor durante la germinación y el estado de plántula, y mayor conforme la planta crece y madura.

La salinidad del agua de riego se puede determinar por dos procedimientos, ambos en laboratorio:

- Medida del contenido en sales (SD, sólidos disueltos):** Se evapora en una estufa una muestra de agua y se pesa el residuo sólido. Se suele expresar en mg/L o en meq/L.
- Medida de la conductividad eléctrica m(CE) a una temperatura del agua de 25 °C.**

Cuando la CE está comprendida entre 1 y 5 dS/m, ambos parámetros, SD y CE, están aproximadamente relacionados mediante la fórmula:

$$\text{SD (mg/L)} \approx 640 \times \text{CE (dS/m)} \quad (3.15)$$

Existen varios criterios que establecen si el agua puede usarse para el riego según la cantidad de sales disueltas en ella. Ayers y Westcot (1985) indica el riesgo de producirse problemas de salinidad según los siguientes límites en contenido de sales:

<b>Tabla 4</b> Grado de restricción para la utilización del agua en función de la salinidad.			
Parámetro	Ninguna	De ligera a moderada	Severa
CE (dS/m)	< 0.7	0.7 – 3.0	> 3.0
ó SD (mg/L)	< 450	450 – 2,000	> 2,000

Fuente: Ayers y Westcot (1985).

Como puede observarse, si los SD son mayores de 2 g/L, o la CE mayor de 3 dS/m, los problemas de salinidad pueden ser muy graves a menos que se establezcan una serie de tratamientos tales como frecuentes lavados de sales, o que se cambie a cultivos que resistan mejor las condiciones de salinidad. No obstante, y dados los niveles de precipitación que existen en Honduras, la acumulación de sales en el suelo raramente constituirá un problema. Solamente en el caso de riego en invernadero, se deberá obligatoriamente considerar una fracción de lavado para disminuir la salinidad de sales. En el Anexo G se indican las tolerancias a la salinidad de los cultivos más habituales.

### 3.4.3 Problemas de infiltración

Cuando la velocidad de infiltración es muy baja, puede ocurrir que el agua infiltrada no baste para cubrir las necesidades del cultivo. Los problemas más frecuentes relacionados

con una infiltración baja suelen producirse cuando el sodio se incorpora al suelo y deteriora su estructura; los agregados del suelo se dispersan en partículas pequeñas que tapan o sellan los poros y evitan que el agua pueda circular e infiltrarse con facilidad. El efecto contrario lo producen el calcio y el magnesio, por lo que para evaluar realmente el problema que puede generar un exceso de sodio hay que saber también la cantidad de calcio y magnesio que hay en el suelo.

Por eso, para evaluar los problemas de infiltración se ha establecido el índice RAS (relación de absorción de sodio), que viene definido por la siguiente fórmula:

$$RAS = \frac{Na^+}{\sqrt{\frac{Ca^{2+} + Mg^{2+}}{2}}} \quad (3.16)$$

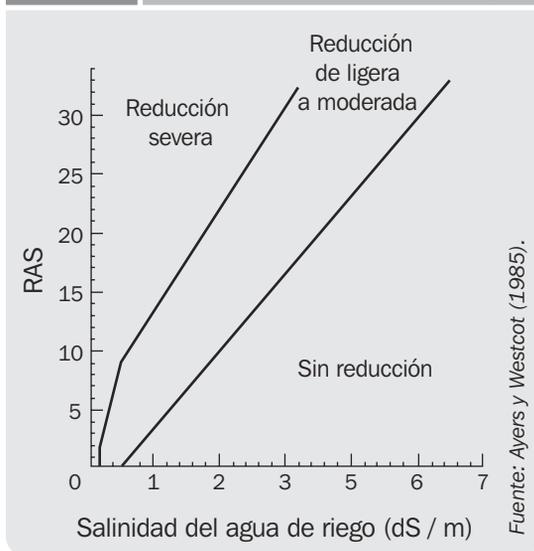
donde  $Na^+$ ,  $Ca^{2+}$  y  $Mg^{2+}$  representan respectivamente las concentraciones de los iones de sodio, calcio y magnesio medidos en meq/L. A partir de la RAS y la CE, podemos estimar con la ayuda de la Figura 16<sup>4</sup> la potencial reducción de la infiltración.

A menudo, la adición de yeso al suelo mejora la infiltración del mismo.

Es importante notar que aquí el problema de la salinidad puede ser el contrario. Si nos fijamos en la figura, vemos como el agua muy poco salina (con CE inferior a 0.5 dS/m y especialmente con valores inferiores a 0.2 dS/m) es corrosiva y tiende a lavar el suelo superficial de minerales y sales solubles, especialmente calcio, perjudicando la estructura del suelo. Sin sales y sin calcio, el suelo se disgrega y las partículas resultantes rellenan los pequeños poros del suelo y sellan la superficie, con lo que la tasa de infiltración se ve afectada.

<sup>4</sup> Actualmente no se recomienda la utilización de las Normas Riverside que tanta popularidad tuvieron en el pasado.

**Figura 16** Efectos combinados de la salinidad y la infiltración del agua.



Valores muy bajos de salinidad ( $CE < 0.2$  dS/m) provocan casi invariablemente problemas de infiltración, independientemente de la RAS.

### 3.4.4 Toxicidad

La presencia de determinadas sales en el suelo, incluso a bajas concentraciones, puede provocar efectos tóxicos en las plantas. La toxicidad ocurre normalmente cuando ciertos iones son absorbidos por la planta junto con el agua del suelo, se mueven por la misma mediante el proceso de transpiración, y se acumulan en las hojas en concentraciones que causan los daños en las plantas.

El sodio, el boro y el cloruro son los que, en general, ocasionan más problemas para los cultivos, aunque no todos los cultivos son sensibles a estos iones:

- Un exceso de sodio produce sequedad o quemaduras en los bordes exteriores de las hojas.

- El exceso de cloruro suele manifestarse con quemaduras en la punta de las hojas y avanzar por los bordes.
- El boro es un elemento esencial para las plantas. No obstante, cuando se encuentra presente en cantidades excesivas es extremadamente tóxico, incluso a concentraciones tan bajas como 0.6 mg/L. Los síntomas de toxicidad por boro suelen manifestarse por un amarillamiento de la punta de las hojas más antiguas que va desplazándose hasta el centro de las hojas entre los nervios y sequedad en algunas otras zonas de la planta. En regiones áridas, se considera al boro como el elemento más dañino en el agua de riego.

En la Tabla 5 aparecen las restricciones generales para el uso del agua de riego en función de la concentración de estos tres iones y del sistema de riego utilizado. No obstante, es necesario hacer algunas puntualizaciones:

- Para riego por superficie o goteo:
  - La absorción de los iones se realiza a través de las raíces, de modo que sólo deberemos atender a los valores de absorción radicular de la Tabla 5.
  - La mayoría de frutales y árboles son sensibles al sodio y el cloruro, de modo que deben utilizarse los valores de la Tabla 5. En Ayers y Westcot (1985) aparecen valores más específicos de tolerancia al cloruro en ciertos frutales.
  - La mayoría de cultivos anuales no son sensibles a estos dos iones, de modo que es suficiente con utilizar los valores de salinidad de la Tabla 4.

– En cuanto a la tolerancia al boro, en Ayers y Westcot (1985) se pueden consultar valores más específicos para cultivos agrícolas.

- Cuando el **riego es por aspersión**, y a bajas humedades relativas (< 30%), los cultivos sensibles pueden absorber también el sodio y el cloruro a través de las hojas, y deberemos prestar atención a todos los valores contenidos en la Tabla 5, tanto los de absorción radicular como los de absor-

ción foliar. También en Ayers y Westcot (1985) existe una tabla donde se detalla más específicamente la sensibilidad de ciertos cultivos a los daños foliares.

Para solventar los problemas de toxicidad se recurre a tratamientos similares a los indicados para la salinidad: lavado de sales, enmiendas de calcio si la toxicidad es debida al sodio, o utilizar cultivos más tolerantes. La explicación detallada de estas medidas queda fuera del ámbito de este manual.

<b>Tabla 5 Toxicidad por iones específicos.</b>					
Ión	Parámetro	Grado de restricción			
		Ninguno	De ligero a moderado	Severo	
Sodio (Na <sup>+</sup> ):	Absorción radicular	RAS	< 3	3 – 9	> 9
	Absorción foliar	meq/L	< 3	> 3	–
Cloruro (Cl <sup>-</sup> )	Absorción radicular	meq/L	< 4	4 – 10	> 10
	Absorción foliar	meq/L	< 3	> 3	–
Boro (B <sup>-</sup> )	Absorción radicular	meq/L	< 0.7	0.7 – 3.0	> 3.0

Fuente: Ayers y Westcot (1985).

<b>Tabla 6 Riesgo de obstrucciones en riego localizado.</b>			
Problema potencial	Riesgo de obstrucciones		
	Ninguno	Moderado	Grave
<b>Físicos:</b> Sólidos en suspensión (mg/L)	< 50	50 – 100	> 100
<b>Químicos:</b> Sólidos disueltos (mg/L)	< 500	500 – 2000	> 2000
pH	< 7	7 – 8	> 8
Manganeso (mg/L)	< 0.1	0.1 – 1.5	> 1.5
Hierro (mg/L)	< 0.1	0.1 – 1.5	> 1.5
Acido sulfhídrico (mg/L)	< 0.5	0.5 – 2	> 2
<b>Biológicos:</b> Poblaciones bacterianas (max n <sup>o</sup> /mL)	< 10,000	10,000 – 50,000	> 50,000

Fuente: Ayers y Westcot (1985).

### 3.4.5 Otros problemas

#### Riesgos de obstrucciones en riego localizado

Los sólidos en suspensión, las sustancias disueltas o los microorganismos contenidos en el agua de riego pueden producir obstrucciones en los emisores de riego localizado. En la Tabla 6 se recoge el riesgo de obstrucción en función de diversas concentraciones.

#### Exceso de nitrógeno

Ciertos cultivos como la remolacha azucarera y gran parte de los frutales son afectados por un exceso de nitrógeno, afectando los rendimientos y un retraso en la madurez de la fruta.

Existen varias maneras de reportar el nitrógeno ya que este se combina en varios complejos orgánicos e inorgánicos, pero lo habitual es reportarlo en forma de nitrato ( $\text{NO}_3^-$ ). Los valores guía aparecen en la Tabla 7.

Soluciones a este problema pueden ser el utilizar suministros alternativos de agua con menor contenido en nitrógeno en los últimos estadios del cultivo (cuando el exceso de nitrógeno es más perjudicial), plantar cultivos menos sensibles, y reducir el aporte de fertilizantes nitrogenados.

#### pH anormal

El pH es un indicador de la acidez o basicidad del agua, pero es raramente un problema en sí mismo. El principal uso del pH en un análisis de agua de riego es detectar un agua anormal. Un valor anormal nos indica la necesidad de llevar a cabo un análisis completo.

#### Reducción de la calidad comercial

Cuando se utiliza el riego por aspersión, la presencia de calcio ( $\text{Ca}_2^+$ ), bicarbonato ( $\text{CO}_3\text{H}^-$ ) y sulfato ( $\text{SO}_4^{2-}$ ) constituye un continuo problema de formación de depósitos blancos sobre frutas y hojas que reducen el valor comercial de la producción. Cuando la humedad relativa es inferior al 30%, la tasa de evaporación es muy elevada y las gotas que quedan sobre hojas y frutas después de regar se evaporan rápidamente. Los iones mencionados se combinan entonces formando precipitados de cal ( $\text{CaCO}_3$ ) y yeso ( $\text{CaSO}_4$ ).

Las soluciones disponibles son variadas, desde la adición de ácidos al agua (lo cual es complejo y peligroso), hasta la variación de la operación del sistema de riego, como puede ser el regar en la noche, reducir el intervalo entre riegos, o cambiar la aspersión por otro método de riego.

**Tabla 7** Problemas varios con la calidad del agua.

Problema potencial	Parámetro	Grado de restricción		
		Ninguno	De ligero a moderado	Severo
Nitratos ( $\text{NO}_3^-$ )	mg/L	< 5	5 – 30	> 30
Bicarbonatos ( $\text{CO}_3\text{H}^-$ ):	meq/L	< 1.5	1.5 – 8.5	> 8.5
Acidez / basicidad	pH	Rango normal: 6.5 – 8.4		

Fuente: Ayers y Westcot (1985).

### 3.4.6 Análisis de agua

La evaluación de la calidad del agua inicia con un análisis de agua en el que debe determinarse como mínimo los parámetros que aparecen en la Tabla 8. También en esta tabla aparece para cada parámetro el rango de valores más habituales.

Los análisis requieren tomar una muestra representativa del agua a analizar, para ello se seguirán las siguientes normas:

- El recipiente debe ser de vidrio o plástico de aproximadamente un litro de capacidad, se debe lavar varias veces el envase con la propia agua de riego.
- La muestra debe ser tomada momentos antes de ser llevada al laboratorio, ya que los resultados serán tanto mejores cuanto menor sea el intervalo de tiempo transcurrido entre la recogida de la muestra y el análisis.
- En pozos, debe tomarse la muestra después de algún tiempo de su puesta en marcha, normalmente media hora es suficiente.
- En ríos y embalses se recogen varias tomas en diferentes puntos representativos y se mezclan en una sola muestra. No deben tomarse en zonas estancadas, sino en lugares donde el agua esté en movimiento.
- La muestra debe tomarse a una profundidad intermedia entre la superficie del agua y el fondo.
- Deben mantenerse en una nevera a una temperatura de unos 5 °C

- Hay que cerrar el envase y etiquetarlo. Junto a la muestra debe acompañarse un informe indicando dónde ha sido tomada, para qué tipo de cultivo va a ser utilizada, características del suelo y cualquier otra información que pueda ser importante para determinar la calidad del agua.

**Tabla 8** Parámetros normalmente requeridos en análisis de agua para riego.

Determinación	Unidad de medida	Valores normales
Contenido en sales:		
CE	dS/m	0 – 3
ó SD	mg/L	0 – 2000
Sodicidad:		
RAS	–	0 – 15
Cationes y aniones:		
Ca <sup>2+</sup>	meq/L	0 – 20
Mg <sup>2+</sup>	meq/L	0 – 5
Na <sup>+</sup>	meq/L	0 – 40
CO <sub>3</sub> H <sup>-</sup>	meq/L	0 – 10
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	meq/L	0 – 20
Cl <sup>-</sup>	meq/L	0 - 30
Varios:		
Boro	mg/L	0 – 2
pH	–	6.0 – 8.5

Fuente: USDA (1997).

Realicemos para terminar y como ejemplo la interpretación de un análisis de agua ficticio, con el fin de obtener una panorámica global de todo el proceso. Supongamos que hemos recibido los resultados de laboratorio contenidos en la Tabla 9.

Para evaluar estos resultados llevaremos a cabo los siguientes pasos:

1. Aunque en este caso no es necesario, de habernos suministrado las concentraciones de los iones sólo en mg/L, deberíamos pasar todos los datos a meq/L utilizando los pesos equivalentes de la Tabla 3. Esto no será necesario con el boro por ser este un elemento y no un ión.
2. Siempre es necesario ver primeramente si el análisis es correcto. Para ello deben cumplirse dos sencillas relaciones:

$$\begin{aligned} \text{Suma de cationes (meq/L)} \\ \approx \text{Suma de aniones (meq/L)} \\ \approx 10 \times \text{CE (dS/m)} \end{aligned} \quad (3.17)$$

En el ejemplo la suma de cationes es:  
 $20.8 + 0.5 + 8.0 + 5.0 = 34.3$

Mientras que la de aniones es:  
 $12.1 + 11.5 + 2.9 = 34.4$

Efectivamente, la igualdad se cumple. Por otra parte, la CE es 3.6 dS/m, que multiplicada por 10, da un valor de 36 aproximadamente igual a 34.3. Como ambas relaciones se cumplen, podemos concluir que el análisis se ha realizado satisfactoriamente por parte del laboratorio, y podemos continuar con su interpretación.

3. Pasamos ahora a estudiar la salinidad. Veamos como el valor de la CE corresponde, según la Tabla 4, a una restricción severa para la utilización de esta agua, lo cual hace necesario una fracción de lavado. Pero como decíamos anteriormente, esta no suele ser necesaria en climas tropicales como el de Honduras dada las altas precipitaciones que se dan en invierno y que lavan las sales que pudieran haberse acumulado durante la temporada de riegos.

**Tabla 9** Ejemplo de resultados de laboratorio (tomado de Phocaidés, 2000).

Remitido por: Agencia San Lucas				Fecha: 11-9-05	
Localidad: Mandasta				Fuente de agua: pozo	
Análisis requerido: iones y boro					
Comentarios: cultivos planificados: hortalizas y árboles frutales					
sistema de riego previsto: aspersión					
RESULTADOS DE LABORATORIO				Fecha: 19-9-05	
CE: 3.6 dS/m				pH: 7.1	
Aniones	mg/L	meq/L	Cationes	mg/L	meq/L
Cloruro	429	12.1	Sodio	480	20.8
Sulfato	552	11.5	Potasio	19	0.5
Carbonato	–	–	Calcio	160	8.0
Bicarbonato	48	7.9	Magnesio	60	5.0
Nitrato	18	2.9	Boro (B)	1.5	–

4. En cuanto a los problemas de infiltración, debemos inicialmente calcular la RAS:

$$RAS = \frac{20.8}{\sqrt{\frac{8 + 5}{2}}} = 8.6$$

Con este valor que hemos calculado, y con el de la CE, nos situamos en la Figura 16, donde podemos comprobar que no existe ningún riesgo de disminución de la tasa de infiltración.

5. En cuanto a la toxicidad por sodio, cloruros o boro, deberemos prestar atención a todos los valores de la Tabla 5 por ser riego por aspersión el que se va a instalar. Podemos ver como el peligro de toxicidad por sodio es muy severo pues la concentración existente en el agua (20.8 meq/L) es muy superior a los valores contenidos en la Tabla 5 para riesgo severo. Debemos tomar medidas como las apuntadas al final de la sección 3.4.4.

Vemos como también la concentración en boro constituye un problema moderado a partir de los valores contenidos en la Tabla 5.

6. Por último deberemos estudiar aquellos otros problemas potenciales que se explicaban en la sección 3.4.5:
- Por ser riego por aspersión, no tiene objeto evaluar el riesgo de obstrucciones.
  - El nivel de nitratos está por debajo de los contenidos en la Tabla 7.
  - Por último, vemos como la concentración de bicarbonatos es muy alta, lo cual va a suponer un problema para la calidad comercial de la producción al ser el riego por aspersión.



# 4

## Propiedades físicas del suelo





# 4. Propiedades físicas del suelo

## 4.1 Composición del suelo

Si desmenuzamos un trozo de suelo seco con la mano, veremos que está compuesto de partículas de diferentes tamaños. La mayoría de estas partículas tienen su origen en la degradación de las rocas, y se llaman partículas minerales. Algunas partículas se originan a partir de restos de plantas y animales (hojas podridas, trozos de hueso, etc.), son las llamadas partículas orgánicas o materia orgánica. Aunque tanto las partículas minerales como las orgánicas parecen tocarse entre sí, en realidad dejan espacios entre ellas. Estos espacios son llamados poros. Cuando el suelo está seco, los poros están principalmente ocupados por aire o vapor de agua. Por el contrario, tras una lluvia o un riego intenso, estos poros se llenarán de agua.

Los componentes del suelo se pueden representar también esquemáticamente, tal y como muestra la Figura 18, donde:

$V_g$  y  $P_g$  son respectivamente el volumen y el peso de gas (aire y vapor de agua).

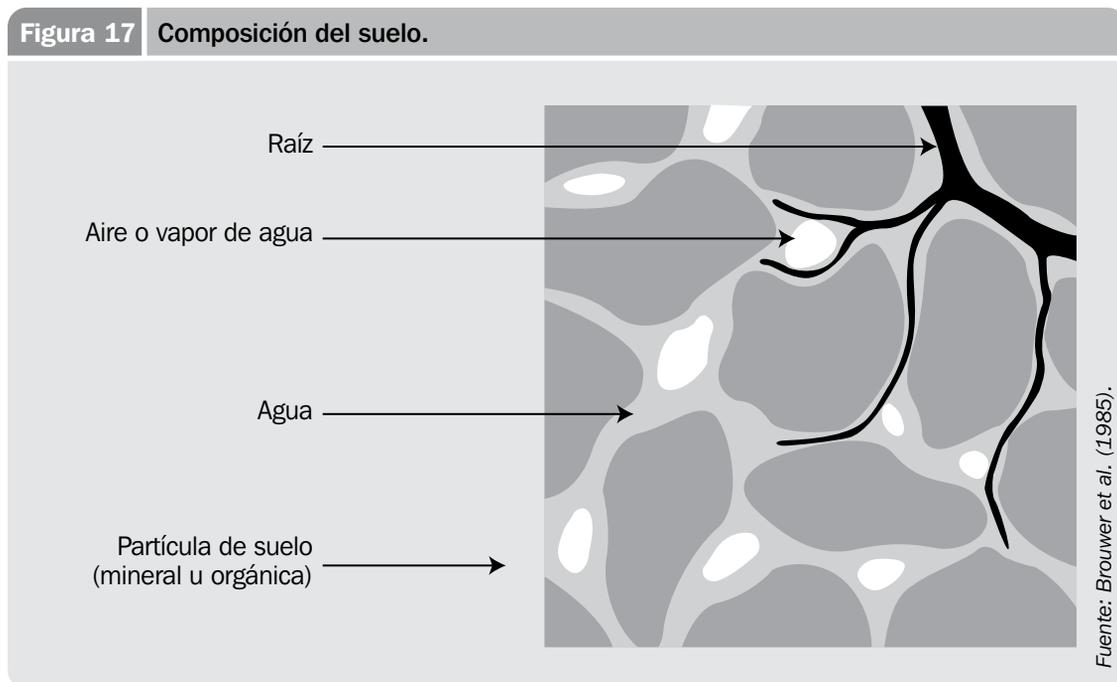
$V_a$  y  $P_a$  son el volumen y el peso de agua.

$V_s$  y  $P_s$  son el volumen y el peso de las partículas sólidas (minerales y orgánicas).

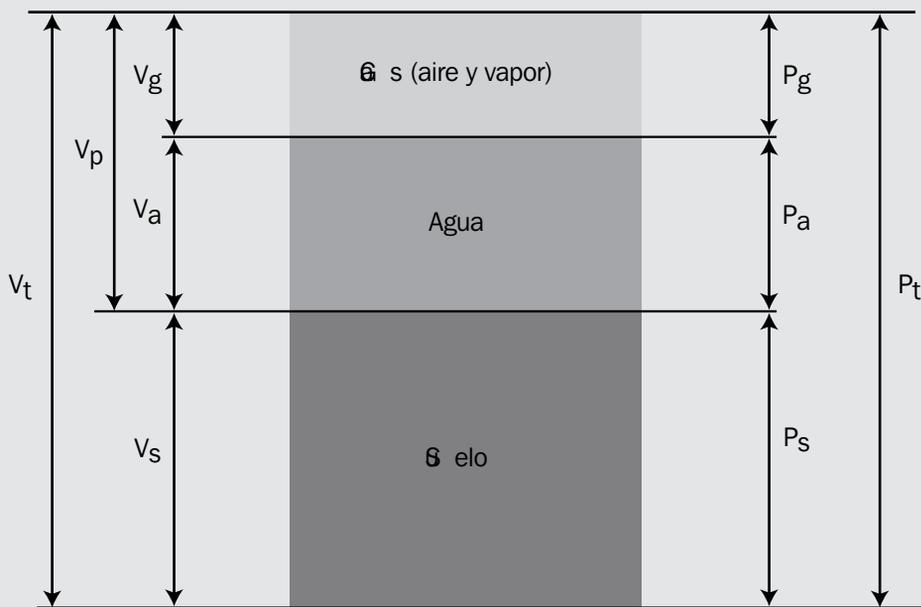
$V_p$  y  $P_p$  son el volumen y el peso ocupados por los poros. A su vez,  $V_p = V_g + V_a$ , y  $P_p = P_g + P_a$ .

$V_t$  y  $P_t$  son el volumen y el peso total, considerando las fases sólida, líquida y gaseosa.

Figura 17 Composición del suelo.



**Figura 18** Diagrama esquemático del suelo.



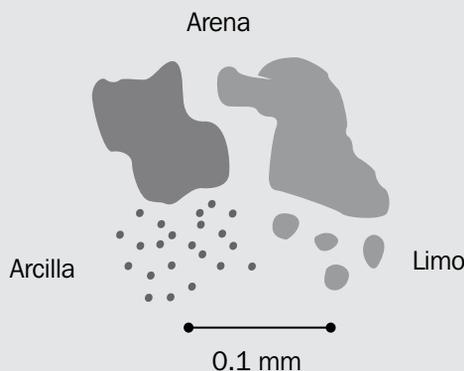
## 4.2 Textura

Las partículas minerales del suelo pueden clasificarse de acuerdo a su tamaño según la tabla de la Figura 19<sup>5</sup>:

La proporción en que las partículas de arena, limo y arcilla se encuentran en el suelo definen la textura del mismo, la cual se de-

**Figura 19** Diámetro de las partículas del suelo según la clasificación USDA.

Partículas de suelo	Diámetro (mm)
Grajas y piedras	> 2.0
Arena	0.05 - 2.0
Limo	0.002 - 0.05
Arcilla	< 0.002



Fuente: Hillel (1980).

<sup>5</sup> En este documento se sigue la clasificación USDA por ser la más utilizada en Honduras.

termina según el triángulo textural (Figura 20). Las partículas mayores de 2 mm no son tomadas en cuenta para la determinación de la textura.

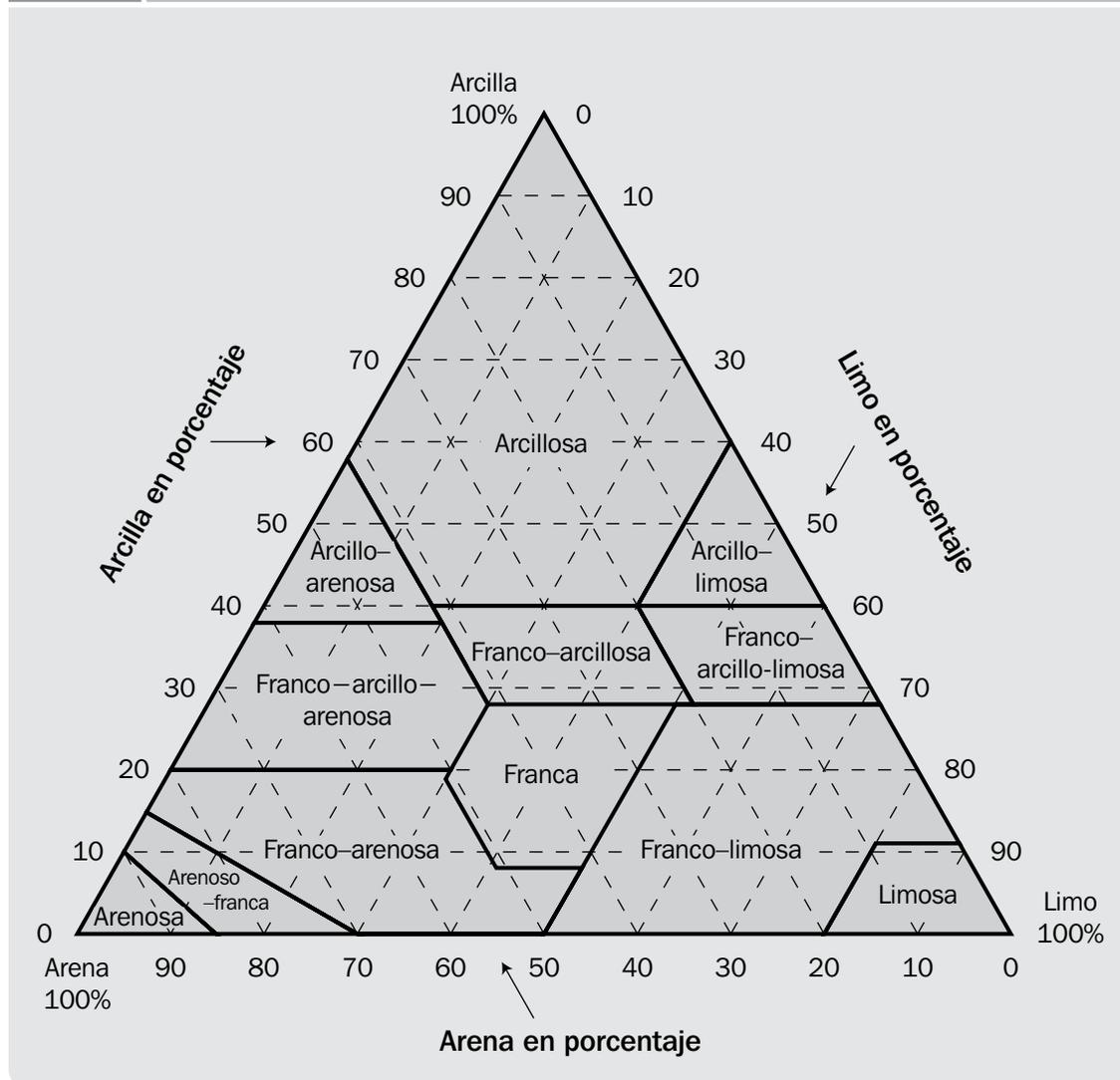
En función de su textura, los suelos se dividen en los siguientes tipos básicos:

- Los suelos arenosos (también llamados ligeros o de textura gruesa) carecen de propiedades coloidales y de reservas de nutrientes, presentan mala estructura,

buena aireación, muy alta permeabilidad y nula retención de agua.

- Los suelos arcillosos (también llamados pesados o de textura fina) son muy activos desde el punto de vista químico, adsorben iones y moléculas, son muy ricos en nutrientes, retienen mucha agua, bien estructurados, pero son impermeables.
- Los suelos limosos no tienen estructura, sin propiedades coloidales, son impermeables y con mala aireación.

**Figura 20** Triángulo de texturas según clasificación USDA.



- Los suelos francos (suelos medios) contienen una mezcla de arena, limo y arcilla en tales proporciones que exhiben las propiedades de las tres fracciones de modo equilibrado (son las propiedades las que están equilibradas, no las proporciones, ya que de hecho los suelos francos suelen tener en torno a un 20% de arcilla, un 40% de arena, y un 40% de limo).

La determinación de la textura de un suelo se realiza mediante un análisis de granulometría en laboratorio. No obstante, puede obtenerse una aproximación satisfactoria mediante cualquiera de los dos métodos que se detallan en el Anexo H.

### 4.3 Densidad aparente

---

La densidad aparente (también llamada peso específico aparente) es una medida de la porosidad de un suelo. Se determina dividiendo el peso de suelo seco entre el volumen total, de modo que un mayor valor de densidad aparente significará menor porosidad. Se representa como  $d_a$  y se mide en gramos por centímetro cúbico ( $\text{g}/\text{cm}^3$ ) o en toneladas por metro cúbico ( $\text{t}/\text{m}^3$ )<sup>6</sup>. Utilizando la nomenclatura de la Figura 18:

$$d_a = \frac{P_s}{V_t} \quad (4.1)$$

La densidad aparente es importante porque determina la compactación y la facilidad de circulación de agua y aire. A efectos de riego conocer su valor es esencial porque

caracteriza la capacidad de almacenaje de agua en el suelo.

Es necesario saber que su valor no es inmutable sino que varía según los cambios que se produzcan en el suelo respecto al volumen de poros. Por ejemplo, la compactación por la labranza, o la disminución de materia orgánica disminuyen el volumen de poros e incrementan la densidad aparente.

En la Tabla 10 se muestran valores medios y rangos de variación para diferentes texturas del suelo, los cuales constituyen una aproximación suficiente a efectos de diseño. No obstante, si se deseara calcular el valor real, en USDA (19) se detallan dos procedimientos simplificados para hacerlo.

### 4.4 Contenido de agua en el suelo

---

El contenido de agua en el suelo puede expresarse de tres maneras diferentes:

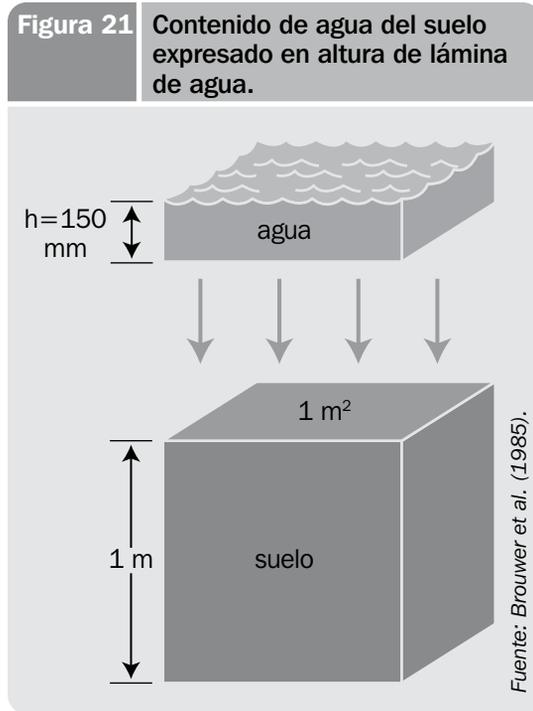
#### a) En altura de lámina de agua

El agua contenida en un volumen de suelo (el volumen total, el de las partículas del suelo más el de los poros) también puede

expresarse en altura de lámina de agua. Supongamos una porción de suelo de  $1 \text{ m}^2$  de superficie y  $1 \text{ m}$  de profundidad (un volumen de  $1 \text{ m}^3$ ). Si sacásemos el agua contenida en ese metro cúbico de suelo y lo acumulásemos sobre la misma superficie, alcanzaría

<sup>6</sup>  $1 \text{ t}/\text{m}^3 = 1 \text{ g}/\text{cm}^3$ .

una altura  $h$ , como muestra la Figura 21. Si esta altura  $h$  fuera de por ejemplo 150 mm, podríamos expresar el contenido en humedad de este suelo como 150 mm en 1 m de profundidad de suelo, o más abreviadamente 150 mm/m.



### b) Humedad volumétrica ( $\theta_v$ )

Podemos expresar el contenido de agua en el suelo relacionando el volumen de agua con el volumen total de suelo:

$$\theta_v = \frac{V_a}{V_t} \times 100 \quad (4.2)$$

En el ejemplo de arriba,  $1 \text{ m}^3$  de suelo ( $1 \text{ m}^2$  de superficie por  $1 \text{ m}$  de profundidad), contiene  $0.150 \text{ m}^3$  de agua ( $150 \text{ mm}$  de altura de lámina de agua =  $0.150 \text{ m}$  por  $1 \text{ m}^2$  de superficie). Podemos entonces expresar la humedad volumétrica como:

$$\theta_v = \frac{0.150 \text{ m}^3 \text{ de agua}}{1 \text{ m}^3 \text{ de suelo}} \times 100 = 15\%$$

### c) Humedad gravimétrica ( $\theta_g$ )

Por último, podemos expresar la humedad del suelo como el peso de agua en relación con el peso de las partículas sólidas:

$$\theta_g = \frac{P_a}{P_s} \times 100 \quad (4.3)$$

Siguiendo con el ejemplo, el peso de agua contenida en el suelo sería:

$$\begin{aligned} P_a &= V_a \times d_{\text{agua}} = 0.150 \text{ m}^3 \times 1 \text{ kg/L} \\ &= 150 \text{ L} \times 1 \text{ kg/L} = 150 \text{ kg} \end{aligned}$$

donde  $d_{\text{agua}}$  es la densidad del agua que como sabemos es  $1 \text{ kg/L} = 1 \text{ g/cm}^3$ .

Por otra parte, de la expresión de la  $d_a$  podemos conocer el peso de las partículas sólidas a partir del volumen total del suelo. Suponiendo que el suelo del ejemplo tuviera una  $d_a$  igual a  $1.5 \text{ t/m}^3$ :

$$\begin{aligned} P_s &= d_a \times V_t = 1.5 \text{ t/m}^3 \times 1 \text{ m}^3 \\ &= 1.5 \text{ t} = 1,500 \text{ kg} \end{aligned}$$

Por tanto, la humedad gravimétrica será:

$$\theta_g = \frac{150 \text{ kg de agua}}{1,500 \text{ kg de partículas}} \times 100 = 10\%$$

La humedad gravimétrica es la manera más estandarizada de expresar el contenido de agua en el suelo, ya que su valor es independiente de la estructura de este. No obstante, consideramos necesario conocer las tres maneras de expresar el contenido en humedad dado que todas aparecen habitualmente en la literatura existente.

Las relaciones entre las tres medidas son:

$$\theta_v (\%) = \theta_g (\%) \times d_a (\text{g/cm}^3) \quad (4.4)$$

$$\text{mm/m} = 10 \times \theta_v (\%) \quad (4.5)$$

$$\text{mm/m} = 10 \times \theta_g (\%) \times d_a (\text{g/cm}^3) \quad (4.6)$$

Podemos comprobar con los datos del ejemplo como en efecto:

$$15\% (\theta_v) = 10\% (\theta_g) \times 1.5 \text{ g/cm}^3$$

$$150 \text{ mm/m} = 10 \times 15\% (\theta_v)$$

$$150 \text{ mm/m} = 10 \times 10\% (\theta_g) \times 1.5 \text{ g/cm}^3$$

#### 4.4.1 Niveles de humedad del suelo

En función de la proporción de agua en los poros del suelo, y su disponibilidad para las plantas, se definen los siguientes niveles de humedad:

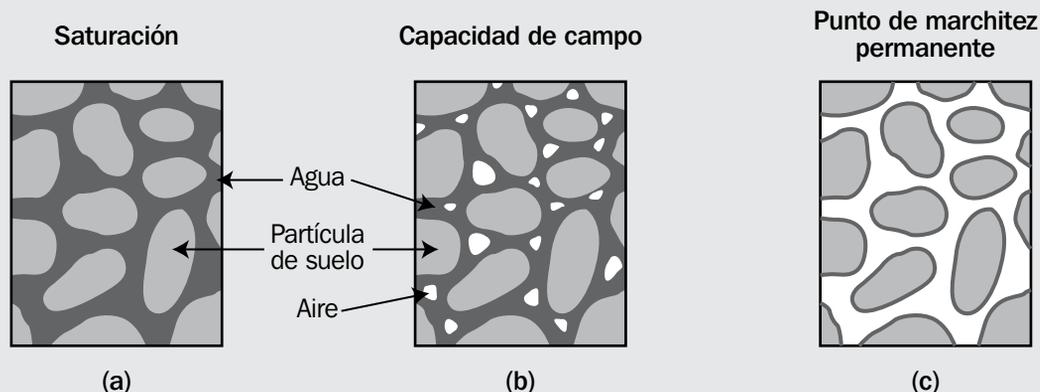
- **Saturación:** tras una lluvia o un riego todos los poros se llenan de agua (ver Figura 22a). El contenido de humedad es el máximo posible en ese suelo. La mayoría de cultivos no pueden sobrevivir más de entre dos y cinco días en condiciones de saturación, siendo el arroz la principal excepción.

Una vez que la lluvia o el riego han terminado, parte del agua presente en los poros se empezará a mover hacia abajo por gravedad. Este proceso se denomina drenaje o percolación, y suele durar entre

unas pocas horas en el caso de los suelos arenosos, y dos o tres días en el caso de los arcillosos.

- **Capacidad de campo (CC):** es el máximo nivel de humedad que el suelo puede retener, es decir, el contenido de humedad del suelo una vez que el drenaje ha terminado. En este estado de humedad los poros grandes contienen tanto aire como agua, mientras que los más pequeños están aun repletos de agua (ver Figura 22b). A capacidad de campo, se considera que el contenido de humedad del suelo es el ideal para el crecimiento de los cultivos. Se expresa en porcentaje de volumen de agua.
- **Punto de marchitez permanente (PMP):** si el suelo no recibe nuevos aportes de agua, la evaporación desde el suelo y la extracción por parte de las raíces hacen que el agua almacenada disminuya poco a poco. Cuanto más se seca el suelo, más firmemente es retenida el agua por el suelo, y más difícil resulta para las plantas extraerla. Llegará un momento en que la extracción del agua por parte de las plantas no es suficiente para cubrir sus necesidades y empiezan a marchitarse y finalmente mueren. El suelo aun contiene cierto nivel de

Figura 22 Estados de humedad del suelo.



humedad, pero resulta imposible para las raíces de las plantas succionar el agua que queda (ver Figura 22c).

La cantidad de agua almacenada en el suelo puede compararse con la cantidad de agua que puede extraerse de la llave de un barril lleno de agua y que consta también de un drenaje (similar a los rebalses de los tanques de agua):

- Cuando el suelo está saturado, el barril está lleno, pero parte del agua drena rápidamente antes de que las plantas puedan utilizarla (Figura 23a).
- Cuando el exceso de agua ha terminado de drenar (“se ha ido por el rebalse”), el suelo está a capacidad de campo. Las raíces de los cultivos extraerán agua de lo que queda en el “barril” (Figura 23b).
- Cuando se alcanza el punto de marchitez permanente, aunque el “barril” contiene aun cierta cantidad de agua, esta no está ya disponible para el cultivo (Figura 23c).

Los niveles de humedad correspondiente a la CC y el PMP dependerán de la textura del suelo, pues dependen de la porosidad y esta a su vez es función del tipo de suelo. En la Tabla 10 aparecen los valores de CC y PMP expresados como  $\theta_g$  para las diferentes texturas de suelo.

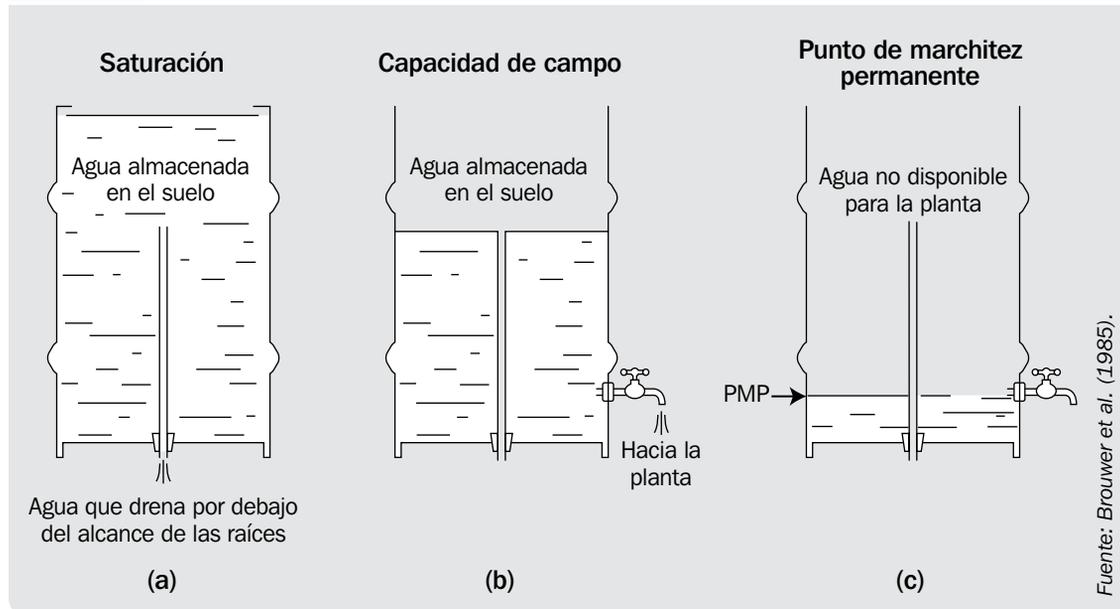
Podemos definir el **agua utilizable por los cultivos (AU)** o **intervalo de humedad disponible (IHD)** como la diferencia entre la capacidad de campo y el punto de marchitez permanente:

$$AU = CC - PMP \quad (4.7)$$

donde AU estará expresado en las mismas unidades que lo estén la CC y el PMP, ya sea  $\theta_v$ ,  $\theta_g$ , o mm/m. Dado que la CC y el PMP dependen de la textura del suelo, también dependerá de ella el agua utilizable tal y como muestra la Figura 24.

Recordemos que para el estudio de estas tres maneras de expresar el contenido de agua del suelo tomamos 1 m de profundidad del mismo. Normalmente la profundidad de

**Figura 23** Símil entre el suelo y un barril de agua.

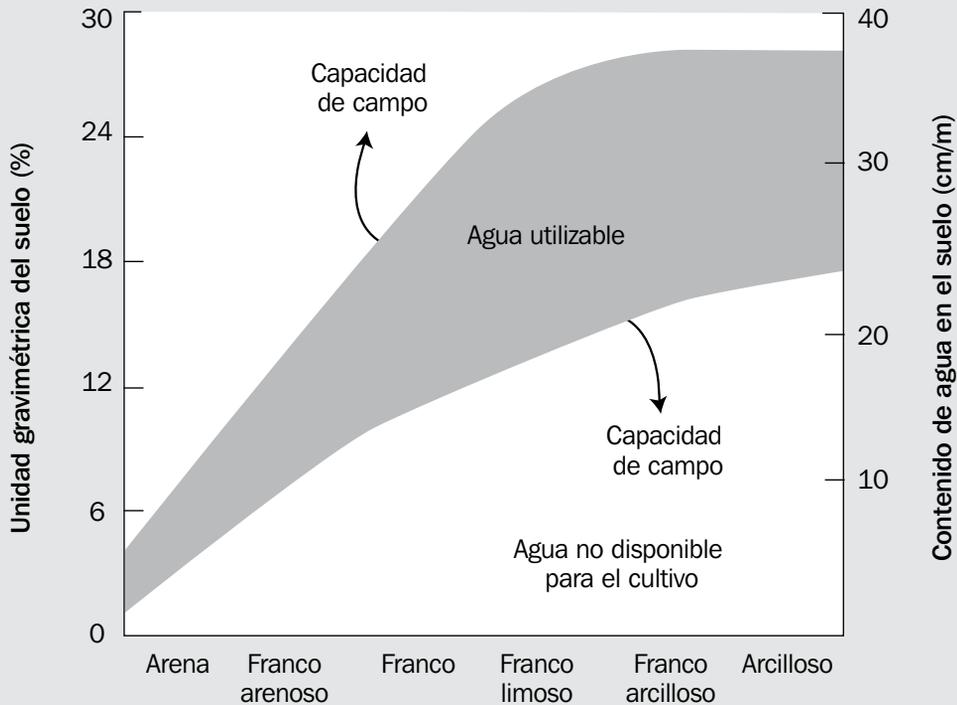


suelo que se toma es la de profundidad radicular efectiva ( $p_r$ ) del cultivo considerado. Así, la expresión anterior queda como:

$$AU = (CC - PMP) \times p_r \text{ (m)} \quad (4.8)$$

En la Tabla 11 se muestran los valores de la profundidad efectiva radicular de los cultivos más comunes.

**Figura 24** Relación general entre textura y características de agua en el suelo.



Fuente: Mihajlovich (1979)

**Tabla 10** Resumen de las propiedades físicas de los suelos.

Textura del suelo	Densidad aparente (g/cm <sup>3</sup> )	Capacidad de campo (% $\theta$ g)	Punto de marchitez permanente (% $\theta$ g)	Infiltración básica (mm/h)
Arenoso	1.65 (1.55 – 1.90)	9 (6 – 12)	4 (2 – 6)	50 (25 – 250)
Franco arenoso	1.50 (1.40 – 1.60)	14 (10 – 18)	6 (4 – 8)	25 (13 – 75)
Franco	1.40 (1.35 – 1.50)	22 (18 – 26)	10 (8 – 12)	13 (8 – 20)
Franco arcilloso	1.35 (1.30 – 1.40)	27 (23 – 31)	13 (11 – 15)	8 (2.5 – 15)
Arcilloso	1.25 (1.20 – 1.30)	35 (31 – 39)	17 (15 – 19)	5 (1.3 – 10)

Fuente: Mihajlovich (1979).

**Tabla 11** Profundidad radicular efectiva de los cultivos más comunes.

Cultivo	Profundidad efectiva (cm)	Cultivo	Profundidad efectiva (cm)
Banana	50 - 90	Repollo	40 - 50
Melón	100 - 150	Pepino	70 - 120
Cítricos	120 - 150	Otras hortalizas	30 - 60
Olivo	100 - 150	Frijol	50 - 90
Vid	75 - 180	Otras leguminosas	50 - 125
Otros frutales	100 - 200	Maíz	75 - 160
Fresa	20 - 30	Cereales	60 - 150
Cebolla	30 - 75	Alfalfa	90 - 180
Pimiento, tomate	40 - 100	Otros pastos	60 - 100
Piña	30 - 60	Palma	70 - 110
Chile	50 - 100	Papa	40 - 60
Sorgo	100 - 200	Camote	100 - 150

Habitualmente, los datos de CC y PMP se expresan como  $\theta_g$ , y la AU en altura de lámina de agua (mm). Así, la expresión quedará finalmente como:

$$AU \text{ (mm)} = 10 \times [CC (\% \theta_g) - PMP (\% \theta_g)] \times d_a (\text{g/cm}^3) \times p_r (\text{m}) \quad (4.9)$$

Teóricamente, las plantas podrían extraer agua del suelo hasta el PMP, de modo que podríamos regar una vez que el contenido en agua del suelo llegara a este nivel, y con el agua aportada llevar el agua nuevamente a CC, tal y como muestra la Figura 25a. No obstante, existe un nivel de humedad a partir

del cual las raíces tienen muchas dificultades para extraer agua del suelo, por el mayor esfuerzo de succión que deben desarrollar. A este nivel se le denomina *déficit permisible de manejo* (DPM) y normalmente se representa como una fracción del AU disponible (ver Figura 25b). El producto del DPM por el AU es lo que se denomina dosis neta de riego ( $D_n$ ), y este es un concepto sobre el que volveremos cuando hablemos del diseño agronómico (Módulo 10):

$$D_n \text{ (mm)} = \text{DPM (\%)} \times AU \text{ (mm)} / 100 \quad (4.10)$$

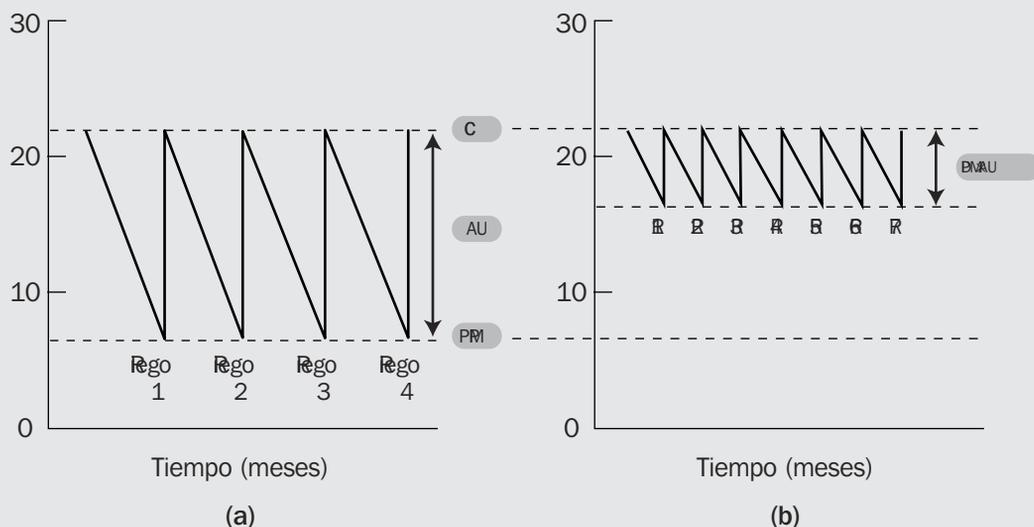
### Ejemplo:

Calcular el agua utilizable por un cultivo de maíz que es cultivado en un suelo franco-arcilloso:

Suponiendo un cultivo de maíz que alcanza una profundidad efectiva radicular de 0.9m, y tomando los datos de CC, PMP y  $d_a$  de la Tabla 10:

$$AU = 10 \times (27 - 13) \times 1.35 \times 0.9 = 170.1 \text{ mm}$$

**Figura 25** Déficit permisible de manejo.



El déficit permisible de manejo se establece teniendo en cuenta no sólo factores físicos como el suelo y el cultivo, sino también factores de gestión del sistema de riego y factores económicos. Aunque existen tablas muy completas con valores del DPM para un gran

número de cultivos, en nuestras condiciones de trabajo sólo consideraremos un valor del 50% para cultivos tolerantes a la sequía, y un 30% para los menos tolerantes o de mayor valor económico.

## 4.5 Infiltración

Se denomina **infiltración** al proceso mediante el cual el agua penetra en el suelo, y tasa o velocidad de infiltración<sup>7</sup> (I) a la rapidez a la cual el agua se infiltra. La tasa de infiltración es una de las características del suelo más importantes para el diseño, operación y evaluación de sistemas de riego, de ahí que sea absolutamente necesario obtener información confiable sobre esta propiedad.

La tasa de infiltración depende básicamente de los siguientes factores:

a) **El contenido en humedad del suelo:** el agua se infiltra más rápido (la tasa de in-

filtración es más alta) cuanto más seco está el suelo. Cuando se riega un suelo que esté seco, el agua al principio se infiltrará muy rápidamente, pero según se vaya humedeciendo el suelo, la tasa de infiltración disminuye (ver Figura 26).

b) **Textura del suelo:** los suelos de textura gruesa (arenosos) tienen también mayor tamaño de poros que los de textura fina (arcillosos) por lo que le será más fácil al agua moverse por ellos, y mayor será entonces la tasa de infiltración (ver Figura 26).

<sup>7</sup> También aparece denominada en la literatura a veces como infiltración instantánea.

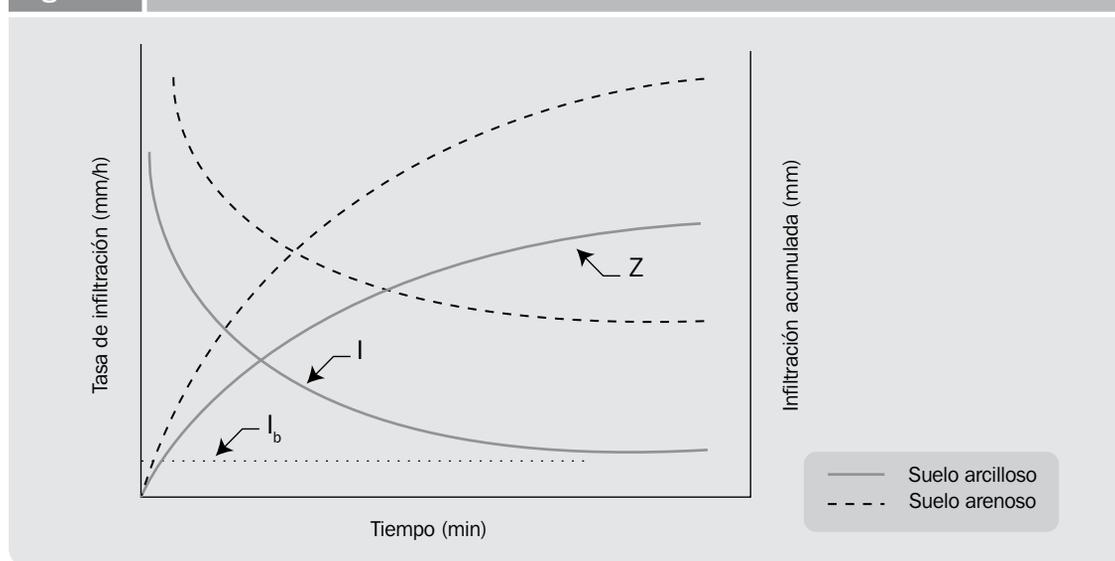
c) **La estructura del suelo:** en general, el suelo se infiltra más rápidamente en suelos bien estructurados que en los compactos. Dado que la estructura del suelo está influenciada en gran medida por el laboreo, este será un factor fundamental para influir en la infiltración.

Aparte de la tasa de infiltración, es necesario conocer otros dos conceptos (ver Figura 26):

- **Infiltración acumulada (Z):** es la cantidad total de agua (medida en altura de lámina de agua – ver la sección 4.4) que se ha infiltrado en el suelo en un tiempo determinado.

- **Infiltración básica ( $I_b$ ):** es el valor más o menos constante que adquiere la tasa de infiltración después de haber transcurrido ya algún tiempo de lluvia o riego. Su valor determina el tiempo máximo de riego tal y como veremos en el Módulo 10. Los valores más comunes en función de la textura del suelo pueden encontrarse en la Tabla 10. No obstante, la utilización de estos valores deberá ser un último recurso, siendo preferible determinarla mediante el procedimiento explicado en el Anexo H.

**Figura 26** Curvas de infiltración.





# 5

## Clima





# 5. Clima

## 5.1 Fuentes potenciales de datos

---

a) Existen cuatro instituciones en Honduras que cuentan con una red de estaciones climáticas:

- Empresa Nacional de Energía Eléctrica (ENEE)
- Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados (SANA)
- Dirección General de Recursos Hídricos
- Servicio Meteorológico Nacional (SMN)

Sólo los datos de la última institución parecen estar disponibles al público libres de costo, el resto de instituciones cobran por el suministro de la información.

b) Los datos promedio de unas pocas estaciones del SMN los tiene disponibles FAO en una base de datos llamada CLIMWAT que puede consultarse en Internet. Tanto los nombres de las estaciones disponibles como los de la página web se detallan en el Anexo J.

c) Una fuente de datos alternativa es el estudio realizado por el climatólogo estadounidense George H. Hargreaves, cuya publicación *Probabilidades de precipitación mensual para humedad aprovechable*

en Honduras cuenta con datos climáticos de casi cien localidades de Honduras (ver igualmente la lista en el Anexo J). No obstante, esta fuente de datos debe utilizarse siempre como último recurso dado que en muchas de las estaciones consideradas la serie de datos es demasiado corta<sup>8</sup>.

d) Existirá por último la posibilidad de que contemos con datos climáticos de primera mano porque algún proyecto de la zona o algún productor aficionado a la climatología los haya estado recopilando durante años.

Siempre deben escogerse los datos más cercanos a la localización del proyecto, dado que en un país tan montañoso como Honduras y con alta variabilidad microclimática, es muy arriesgado el suponer que una estación que se encuentre a más de 30 ó 50 km del lugar del proyecto pueda ser representativa de este. No obstante, esto no siempre será posible, y tendremos que realizar las aproximaciones que se detallan a lo largo de este módulo.

---

<sup>8</sup> Suelen considerarse necesarios al menos 30 años de datos de precipitación, y al menos 15 para temperatura. Algunas de las estaciones de la publicación de Hargreaves apenas tienen 5 años de datos.

## 5.2 Precipitación

### 5.2.1 Introducción sobre unidades

Al igual que con el contenido de agua en el suelo, es muy común expresar la precipitación en forma de altura de lámina de agua. Por ejemplo, supongamos que durante una lluvia colocamos una caja con unas dimensiones de 1 m por 1 m (esto es, una superficie de 1m<sup>2</sup>), y que tras finalizar la lluvia hemos recogido 10 litros. Pues bien, esos 10 litros alcanzarán en la caja una altura de 10 mm, como vemos en la Figura 27, y como podemos comprobar calculando el volumen de agua almacenada en la caja:

$$\begin{aligned} V \text{ (m}^3\text{)} &= l \text{ (m)} \times w \text{ (m)} \times h \text{ (m)} \\ &= 1 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 0.01 \text{ m} \\ &= 0.01 \text{ m}^3 = 10 \text{ L} \end{aligned}$$

Esto explica por qué la precipitación se suele expresar indistintamente en mm o en litros por metro cuadrado, ya que, como hemos visto en el ejemplo, 1 L/m<sup>2</sup> = 1 mm.

### 5.2.2 Precipitación confiable

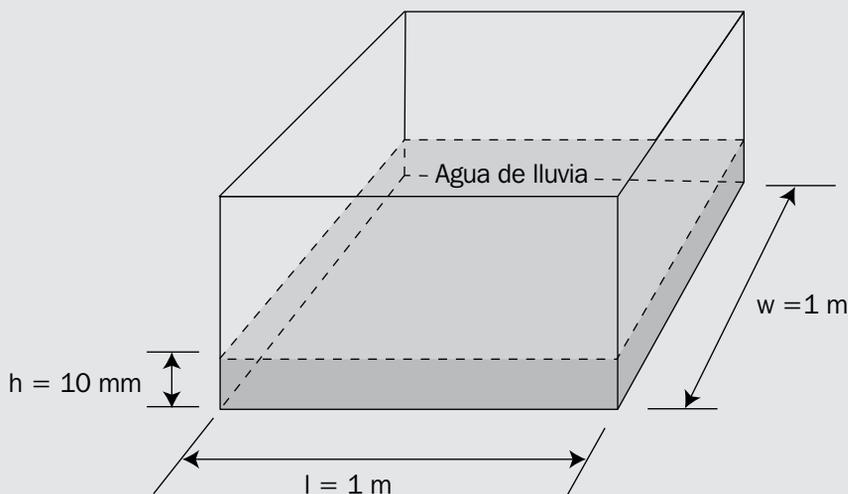
Las plantas tienen unas necesidades variables de agua a lo largo de su ciclo de cultivo que en principio deben ser cubiertas con la precipitación. Cuando la precipitación no es suficiente debemos recurrir al riego, y habrá que aportar aquella cantidad de agua que necesita la planta y que no cubre la precipitación. Conceptualmente esto se expresa como:

$$NR = ET_c - P_{pt} \quad (5.1)$$

donde  $ET_c$  es la evapotranspiración del cultivo (las necesidades),  $P_{pt}$  la precipitación, y  $NR$  las necesidades de riego.

Con frecuencia encontramos en la literatura cómo se consideran las precipitaciones promedio para el cálculo de las necesidades de riego. No obstante, en climas de alta variabilidad interanual como es el caso de Centro-

**Figura 27** Equivalencia entre volumen de precipitación y altura de lámina de agua.



Fuente: Brouwer et al. (1985).

américa, es recomendable trabajar con datos de precipitación confiable y no promedio, ya que un valor igual o superior a esta última puede que sólo se dé uno de cada muchos años. El ejemplo al final de la página nos ayudará a entender mejor el concepto de precipitación confiable.

En el caso de cultivos de alto valor económico, suele trabajarse con precipitaciones al 90% de probabilidad, es decir, lluvias que estamos seguros que van a darse en un valor igual o superior en nueve de cada diez años. Para cultivos de poco valor económico como pueden ser los granos básicos suele recomendarse una probabilidad del 60%. En el contexto en que trabajamos, y dado que muchos de los sistemas van a tener un doble propósito (granos básicos para autoconsumo y cultivos de renta para el mercado), se recomienda considerar en el diseño el valor de precipitaciones confiables al 75%.

Existen varias posibilidades para la obtención de los valores de precipitación confiable:

1. Podemos disponer de una serie completa de datos de precipitación de una estación climática cercana a nuestro proyecto, bien de las fuentes de datos (a) o (d) del punto 5.1. Llamamos serie completa al hecho de disponer de los datos mensuales de varios años, como por ejemplo los que aparecen en la Tabla 12.

Teniendo la serie, podemos fácilmente calcular el total de precipitación anual (la última columna) y los promedios de precipitación mensual y anual (la última fila).

Esta es la mejor de las situaciones. Para el cálculo de la precipitación confiable mensual recurriremos al procedimiento explicado en el Anexo F.

### Ejemplo:

La serie de datos 1985 – 1994 de valores de precipitación mensual para el mes de junio en la estación climática de San Lucas (El Paraíso) es la siguiente:

Año	mm.	Año	mm.
1985	72.8	1990	179.1
1986	144.3	1991	181.9
1987	275.6	1992	394.8
1988	297.1	1993	364.6
1989	153.4	1994	69.6

Si calculamos el promedio de estos datos, el resultado es 213.3 mm. Pero podemos ver como en seis de los diez años (años 85, 86, 89, 90, 91 y 94) no se alcanzó el valor de la precipitación promedio en el mes de junio.

Si calculáramos las necesidades de riego para el mes de junio utilizando el valor

promedio de la precipitación, nos quedaríamos cortos en esos seis años donde la precipitación promedio no se alcanza.

En cambio un valor de precipitación mensual en junio de 90 mm o más vemos como ocurre en ocho de los diez años, en otras palabras, 90 mm será la precipitación confiable en junio al 80% de probabilidad.

2. Si contamos sólo con datos promedio de precipitación mensual y anual (es decir, sólo contamos con los datos de la última fila de la Tabla 12) de una estación cercana al lugar del proyecto, podemos estimar el índice de precipitación ( $I_p$ , ver el Anexo J para la explicación del concepto) a partir de los datos de la Tabla 13.

3. Si alguna de las estaciones climáticas contenidas en Hargreaves (1980) es cercana a nuestro proyecto, o bien no contamos con datos de ninguna estación cercana, recurriremos a los datos proporcionados por esta publicación.

### Ejemplo:

Si los datos con los que contáramos fueran sólo la última fila de la Tabla 12 y quisiéramos calcular la precipitación confiable al 75% para el mes de febrero, seguiríamos el siguiente procedimiento:

- Buscamos en la primera columna de la Tabla 13 el valor más cercano al de la precipitación promedio anual (1,544 mm), que en este caso es 1,500 mm.
- En la columna del 75%, qué es la probabilidad de precipitación que deseamos calcular, buscamos el índice  $I_p$  correspondiente a 1,500 mm: 0.89.
- La precipitación confiable será el producto de multiplicar la precipitación promedio del mes (22 mm) por el  $I_p$ :

$$\text{Ppt (75\%)} = I_p \times \text{Ppt promedio} = 0.89 \times 22 \text{ mm} = 19.6 \text{ mm}$$

**Tabla 12** Ejemplo de serie de datos de precipitación.

	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Total
1993	23	4	225	249	355	250	258	11	281	117	103	86	1,962
1994	20	57	135	138	32	184	307	98	12	20	33	20	1,056
1995	39	14	123	97	651	172	326	36	62	9	96	16	1,641
1996	26	39	58	168	245	62	313	115	189	12	15	0	1,242
1997	29	3	239	348	253	153	171	90	12	22	45	5	1,370
1998	16	15	7	101	373	130	90	525	0	56	25	34	1,372
1999	38	2	193	145	412	282	269	459	62	94	141	38	2,135
2000	50	38	103	58	206	220	577	151	63	75	36	0	1,577
Promedios	30	22	135	163	316	182	289	186	85	51	62	25	1,544

## 5.2.3 Precipitación efectiva ( $P_e$ )

No toda la precipitación que cae al suelo penetra de manera efectiva en este y es aprovechable por los cultivos. En una lluvia determinada, sólo un porcentaje de la misma cumple esta función pues se producen pérdidas por escorrentía, evaporación y por percolación profunda.

Para el cálculo de la precipitación efectiva se proponen las ecuaciones utilizadas por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (USSCS). Estas ecuaciones se calculan a partir de la precipitación mensual (la probable, no la promedio) y son las siguientes:

- Para una precipitación mensual ( $P_m$ ) menor de 250 mm:  

$$P_e = (125 - 0.2 \times P_m) \times P_m / 125 \quad (5.2)$$
- Para una precipitación mensual mayor o igual a 250 mm:  

$$P_e = 0.1 \times P_m + 125 \quad (5.3)$$

**Tabla 13** Estimación de valores del índice de precipitación ( $I_p$ ) para diferentes probabilidades.

Ppt. anual (mm)	%					
	50	60	70	75	80	90
75	0.80	0.68	0.56	0.51	0.45	0.33
100	0.84	0.72	0.61	0.56	0.50	0.38
125	0.87	0.76	0.65	0.60	0.54	0.42
150	0.88	0.78	0.68	0.63	0.57	0.45
175	0.89	0.79	0.69	0.65	0.60	0.48
200	0.90	0.81	0.71	0.67	0.62	0.51
225	0.91	0.82	0.73	0.68	0.63	0.53
250	0.92	0.83	0.75	0.70	0.65	0.55
300	0.93	0.85	0.78	0.74	0.69	0.58
350	0.94	0.86	0.79	0.75	0.71	0.61
400	0.95	0.88	0.81	0.77	0.73	0.63
450	0.95	0.89	0.82	0.78	0.74	0.65
500	0.96	0.90	0.83	0.79	0.75	0.67
550	0.96	0.90	0.84	0.81	0.77	0.69
600	0.97	0.91	0.84	0.81	0.78	0.70
650	0.97	0.92	0.85	0.82	0.79	0.71
700	0.97	0.92	0.86	0.83	0.80	0.72
750	0.97	0.93	0.87	0.84	0.81	0.73
900	0.98	0.93	0.88	0.85	0.82	0.75
1000	0.98	0.94	0.89	0.86	0.83	0.77
1150	0.98	0.94	0.90	0.87	0.84	0.78
1250	0.98	0.95	0.91	0.88	0.85	0.79
1400	0.99	0.95	0.91	0.89	0.86	0.80
1500	0.99	0.95	0.91	0.89	0.87	0.81
1800	0.99	0.95	0.92	0.90	0.88	0.83
2000	0.99	0.95	0.92	0.91	0.89	0.85
2500	0.99	0.96	0.93	0.92	0.90	0.86

Fuente: USDA (1997).

### Ejemplo:

Supongamos que queremos calcular la precipitación efectiva en los meses de junio y julio de la estación climática de la Tabla 12. Comenzaríamos por calcular la precipitación confiable al 75%. Como en el anterior ejemplo ya vimos que el  $I_p$  para esta estación es 0.89, sólo resta calcular:

$$\text{Ppt 75\% junio} = 0.89 \times 182 \text{ mm} = 162.0 \text{ mm}$$

$$\text{Ppt 75\% julio} = 0.89 \times 289 \text{ mm} = 257.2 \text{ mm}$$

Seguidamente aplicamos las fórmulas del USSCS:

Junio: como la precipitación es inferior a 250 mm, aplicamos la primera fórmula:

$$P_e = (125 - 0.2 \times 162) \times 162 / 125 = 120.0 \text{ mm}$$

Julio: como la precipitación es superior a los 250 mm, aplicamos la segunda fórmula:

$$P_e = 0.1 \times 257.2 + 125 = 150.7$$

## 5.3 Evapotranspiración

Las plantas extraen agua desde el suelo para vivir y crecer. La mayor parte de este agua no permanece en la planta sino que escapa hacia la atmósfera en forma de vapor a través de las hojas y tallos. Este proceso, que tiene lugar predominantemente durante el día, es llamado transpiración.

La evapotranspiración (ET) de un cultivo será la suma del agua del suelo que es utilizada por las plantas en el proceso de transpiración, y la evaporación del agua del suelo que rodea a la planta. En otras palabras, y como ya apuntábamos en la sección 5.2.2, la evapotranspiración de un cultivo representa la cantidad de agua utilizada por la planta y su entorno. Dado que la mayor parte del agua evapotranspirada escapa hacia la atmósfera mediante ambos procesos, podemos decir en gran medida que no regamos para las plantas sino para la atmósfera.

La evapotranspiración se expresa en mm (es decir, altura de lámina de agua, como la precipitación y el contenido de agua en el suelo) por unidad de tiempo. La unidad de tiempo puede ser un día (mm/d), una década<sup>9</sup> (mm/dec.), un mes (mm/mes), o un año (mm/año).

Son varios los factores que influyen en la evapotranspiración, siendo los principales:

- **El clima:** la evapotranspiración aumenta con tiempo cálido, seco, existencia de viento, y cielos despejados.
- **El propio cultivo:** la evapotranspiración es mayor a mayor densidad de cultivo, y en las fases media y de maduración.
- **El suelo:** la evapotranspiración será mayor a mayor humedad del suelo.

<sup>9</sup> Nos referimos a un período de diez días, no de diez años.

### 5.3.1 Determinación de la evapotranspiración de cultivo

Se denomina evapotranspiración máxima de cultivo ( $ET_c$ ) a la evapotranspiración que tiene lugar cuando no existe ninguna restricción de agua en el suelo.

Para su determinación utilizaremos el método detallado en Doorenbos y Pruitt (1977), en el que la  $ET_c$  se calcula mediante la fórmula:

$$ET_c \text{ (mm/d)} = ET_0 \times K_c \quad (5.4)$$

donde:

- $ET_0$  = Evapotranspiración de referencia en mm/d
- $K_c$  = Coeficiente de cultivo (adimensional)

#### Evapotranspiración de referencia<sup>10</sup>

La  $ET_0$ , se define como la evapotranspiración de un cultivo de gramíneas (un pasto) de 8 – 10 cm de altura, suficientemente regado, bien abonado y en buen estado sanitario. No es necesario prestar demasiada atención a esto. Lo que importa realmente es entender que en el proceso de cálculo de la  $ET_c$  se parte de una  $ET_0$  que es la que se calcula mediante fórmulas o se consulta en bases de datos, y que luego se particulariza para un determinado cultivo utilizando los coeficientes de cultivo  $K_c$ .

La determinación de  $ET_0$  se realiza a partir de datos climáticos, empleando fórmulas empíricas (Penman-FAO, Penman-Monteith, Hargreaves, Blaney-Criddle, método de radiación, etc) calibradas localmente. Otro método de estimación, corrientemente utilizado es el del «evaporímetro de cubeta de clase A».

Dada la escasez de estaciones climáticas en Honduras, va a ser muy difícil que podamos contar con los datos climáticos necesarios para calcular la  $ET_0$  por cualquiera de las fórmulas. Deberemos, pues, trabajar con datos de  $ET_0$  ya calculados de la estación más cercana al lugar del proyecto que dispongamos. En principio, las tres fuentes posibles de información serán:

- Las estaciones contenidas en la base de datos de FAO. La manera de acceder a estos datos se detalla en el Anexo J.
- Los datos contenidos en Hargreaves (1980), donde se habla de  $ETP$  y no de  $ET_0$ .
- El Servicio Meteorológico Nacional.

#### Coeficientes de cultivo

Como apuntábamos antes, el factor  $K_c$  se utiliza para diferenciar la evapotranspiración de un cultivo dado de la evapotranspiración del pasto de referencia. Estas diferencias estarán debidas principalmente a:

- La diferente **cobertura** del suelo.
- La diferente **superficie** foliar.
- El diferente **albedo** (la reflexión de la radiación solar por la cobertura planta – suelo).
- La diferente **altura** del cultivo.

No sólo existen diferencias en los  $K_c$  de diferentes cultivos. En un cultivo dado, el factor  $K_c$  también variará según lo hace la cantidad de agua que extrae del suelo a medida que se va desarrollando, desde la siembra hasta la recolección. En los cultivos se diferencian cuatro estados vegetativos o fases del cultivo (ver Figura 28):

<sup>10</sup> El concepto de evapotranspiración de referencia ( $ET_0$ ) ha sustituido al de evapotranspiración potencial ( $ETP$ ), que era el más corriente en el pasado y aún encontramos mencionado en la literatura más antigua.

- **Fase inicial:** desde la siembra hasta que existe un 10% de cobertura del suelo.
- **Fase de desarrollo:** desde el 10% de cobertura hasta la cobertura máxima, lo cual sucede habitualmente en el momento de la floración.
- **Fase media:** entre la floración y el inicio de la madurez, cuando las hojas comienzan a amarillear y caer, y los frutos a madurar.
- **Fase de maduración:** desde la madurez hasta la recolección.

El valor de  $K_C$  irá variando a lo largo de las fases tal y como muestra la línea a trazos de la Figura 28. No obstante, se suele utilizar una curva aproximada de trazos rectos similar a la línea continua de la misma figura. Para construir la curva de un cultivo anual dado seguiremos el siguiente procedimiento:

1. Dividimos el ciclo de cultivo en las cuatro fases anteriores, para lo que podemos consultar la tabla del Anexo K. Como vemos en la tabla, para algunos cultivos (za-

nahoria o maíz, por ejemplo) existen ciclos de muy diferente longitud, luego debemos en lo posible elegir el más cercano a las condiciones locales del proyecto. A veces no será posible encontrar uno idéntico al de la variedad local, luego será necesario ajustar el más cercano de los de la tabla.

2. Una vez que contamos con la longitud en días de las diferentes fases del cultivo, necesitamos los tres valores de  $K_C$  que nos sirven para dibujar la curva aproximada, es decir, los valores  $K_{C\ ini}$ ,  $K_{C\ med}$  y  $K_{C\ final}$  que vemos en la Figura 28.

A efectos de diseño podremos utilizar los valores de  $K_C$  de la Tabla 14, aunque en la tabla del Anexo K se encuentran valores particulares para cada cultivo.

3. Una vez que contamos con la duración de las fases del cultivo y los valores de  $K_C$  podremos dibujar la curva. Durante las fases inicial y media se dibujan líneas horizontales con los valores de  $K_{C\ ini}$  y  $K_{C\ med}$

### Ejemplo:

Supongamos que queremos estimar la longitud de las cuatro fases de cultivo de la variedad Bajío de maíz. Si miramos los diferentes ciclos de maíz que contiene la tabla del Anexo K, podemos ver como hay maíces de 125, 140, 150, 170 y 180 días. Pero el maíz Bajío es conocido por su gran precocidad, en torno a los 90 – 95 días de ciclo de cultivo. Lo que podemos hacer es disminuir proporcionalmente las fases del ciclo más corto de los de la tabla (125 días) para ajustar más o menos a los 90 – 95 días. Para ello:

- Vemos cuánto más pequeño es 95 respecto 125:

$$95 / 125 = 0.76$$

- Multiplicamos este factor por las fases de la tabla:

$$\text{Inicial: } 20 \times 0.76 = 15$$

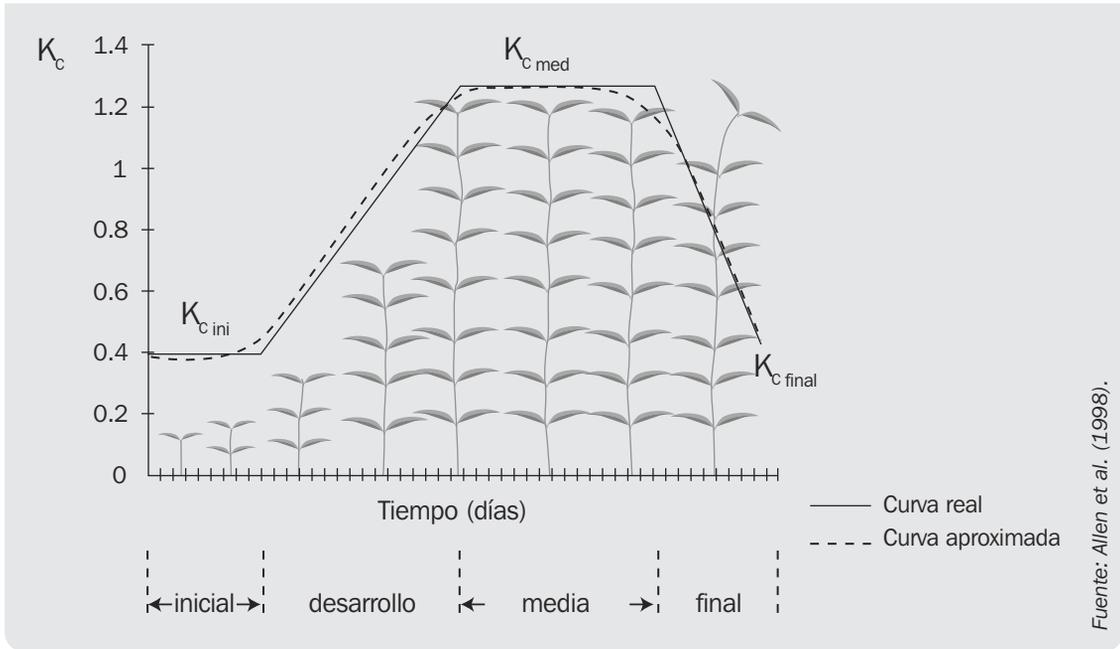
$$\text{Desarrollo: } 35 \times 0.76 = 27$$

$$\text{Media: } 40 \times 0.76 = 30$$

$$\text{Final: } 30 \times 0.76 = 23$$

- Comprobamos como  $15 + 27 + 30 + 23 = 95$

**Figura 28** Cambios en los coeficientes de cultivo ( $K_c$ ) a lo largo de diferentes fases.



Fuente: Allen et al. (1998).

respectivamente. Durante la fase de desarrollo se dibuja una diagonal ascendente desde  $K_{c\ ini}$  hasta  $K_{c\ med}$ , y durante la fase final se dibuja una diagonal descendente desde  $K_{c\ med}$  hasta  $K_{c\ final}$ .

Los pastos y los frutales (excepto el banano) constituyen casos especiales. En el caso de los primeros, y en particular en el caso de los de corte para heno, el cultivo pasa por diferentes fases inicial, de desarrollo, media y final entre cortes sucesivos, de tal manera que el valor de  $K_c$  sufre las fluctuaciones que muestra el trazo continuo de la Figura 29.

No obstante, a efectos de diseño se suele simplificar la curva a una similar a la de trazo discontinuo, con un valor promedio de  $K_c$ . Para su construcción se procede de la siguiente manera:

1. Se determinan los valores de  $K_{c\ ini}$  y  $K_{c\ med}$  a partir de la Tabla 14, considerando el pasto más similar al del proyecto, y la climatología general de la zona.
2. Se considerarán sólo dos fases de cultivo, una (Fase 1) que irá desde la siembra o primer rebrote hasta el primer corte o primer pastoreo del año, y una segunda (Fase 2) desde este momento hasta el último corte o pastoreo.
3. Para dibujar la curva se traza una diagonal ascendente que irá desde el inicio del cultivo (con un valor igual a  $K_{c\ ini}$ ) hasta la mitad de la primera fase (con un valor igual a  $K_{c\ med}$ ). Seguidamente se traza una horizontal con un valor igual a  $K_{c\ med}$  hasta el final del cultivo.

**Tabla 14** Valores de  $K_C$  para fines de diseño.

Grupo de cultivos	$K_{C\ ini}$		$K_{C\ med}$		$K_{C\ fin}$
<b>Hortalizas pequeñas</b> (crucíferas, apio, lechuga, zanahoria, espinaca, cebolla, rábano, etc.)	0.70		1.05		0.95
<b>Solanáceas</b> (tomate, chile, pimiento, berenjena)	0.60		1.15		0.80
<b>Cucurbitáceas</b> (pepino, ayote, zapallo, pipián, melón, sandía)	0.50		1.00		0.80
<b>Raíces y tubérculos</b> (remolacha, yuca, papa, camote)	0.50		1.10		0.95
<b>Leguminosas</b> (frijol, habichuela, cacahuate, haba, arveja, soya)	0.40		1.15		0.55
<b>Hortalizas perennes</b> (alcachofa, espárrago, fresa)	0.50		1.00		0.80
<b>Cultivos oleaginosos</b> (ricino, colza, cártamo, ajonjolí, girasol)	0.35		1.15		0.35
<b>Cereales</b> (maíz, trigo, sorgo, arroz)	0.30		1.15		0.40
<b>Pastos:</b>	<b>H*</b>	<b>S*</b>	<b>H</b>	<b>S</b>	
- Alfalfa	0.50	0.40	0.85	0.95	
- Leguminosas	0.55	0.55	1.00	1.05	
- Pasto para heno	0.60	0.55	0.80	0.90	
- Pasto bajo pastoreo	0.55	0.50	0.95	1.00	
Caña de azúcar	0.40		1.25		0.75
Banano	0.50		1.10		1.00
Piña	0.50		0.30		0.30
Cítricos			<b>H</b>	<b>S</b>	
			0.65	0.75	
Frutales de hoja caduca			<b>H</b>	<b>S</b>	
			0.60	0.70	
Aguacate			<b>H</b>	<b>S</b>	
			0.50	0.55	

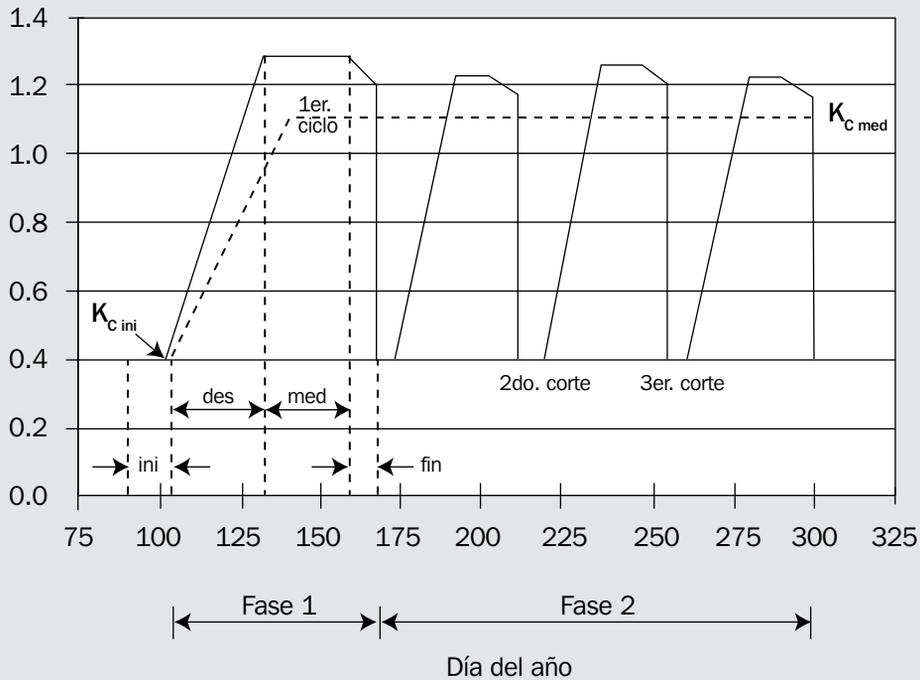
(\*) H = clima húmedo; S = clima seco

Fuente: adaptado de Allen et al. (1998).

En el caso de los frutales, el procedimiento será muy sencillo ya que tomaremos un único valor de  $K_C$  para todo el año, de modo que la curva será en la práctica una única línea horizontal.

En el CD que acompaña al manual se proporciona un archivo de Microsoft Excel® que automatiza el cálculo de las máximas necesidades netas según el procedimiento explicado.

**Figura 29** Cambios en los coeficientes de cultivo ( $K_C$ ) en un pasto.



Fuente: Allen et al. (1998).



# 6

## Estudio topográfico





# 6. Estudio topográfico

## 6.1 Procedimiento

Para la realización del estudio topográfico se recomienda la utilización del nivel de mano de tipo Abney, dado que a nuestro juicio ofrece el equilibrio justo entre facilidad de uso, precisión requerida y rapidez de trabajo. En el Anexo D se explica la utilización de dicho instrumento.

Además del nivel Abney será imprescindible una cinta métrica de al menos 30 m, y recomendable contar con una brújula de espejo. Los datos tomados con este último instrumento no son imprescindibles para el levantamiento topográfico de la conducción del sistema de riego, pero sí pueden ser útiles

**Figura 30** Nivel de mano Abney, brújula de espejo y cinta métrica.



en la topografía de las parcelas (imprescindible en parcelas en pendiente si se va a regar por superficie o goteo) y en el replanteo del sistema.

Para la realización del levantamiento se utiliza el siguiente formato, en el que se anotan las lecturas de los tres instrumentos así como cualquier anotación que consideremos conveniente sobre el recorrido de la conducción:

**Tabla 15** Formato de toma de datos topográficos.

Fecha: _____		Hoja: _____ / _____		Comunidad: _____	
Pto	Lectura horizontal	Lectura vertical (*)	Distancia (D)	Esquema	
e0	126°	-3° 50'	36 m		
e1	135°	-10° 40'	25 m		
e2	110°	-5° 20'	45 m		
e3					

(\*) Ángulos hacia abajo negativos

## 6.2 Cálculos

Una vez que, en el trabajo de campo, se han recogido el ángulo horizontal, el vertical, y la distancia, es hora de llevar a cabo el trabajo de gabinete que nos va a proporcionar las coordenadas geográficas (X, Y, Z) de los puntos levantados.

Aunque, obviamente, este trabajo de gabinete puede abreviarse enormemente con el auxilio de calculadoras u hojas electrónicas de cálculo (como Microsoft Excel®), es necesario conocer adecuadamente las fórmulas trigonométricas que fundamentan este trabajo. Con el fin de ilustrar apropiadamente el proceso de cálculo, utilizaremos el formato de la siguiente página.

La manera en la cual desarrollaremos el cálculo es la siguiente:

1. Comenzaremos asignando unas coordenadas imaginarias a la primera estación (e0), es decir, a la fuente o toma de donde obtendremos el agua. En el ejemplo se han asignado las coordenadas:

$$X = 10,000 \text{ m} \quad Y = 10,000 \text{ m}$$

$$Z = 1,000 \text{ m}$$

El valor de estas coordenadas es indiferente ya que lo que estamos buscando son coordenadas relativas entre las diferentes estaciones. Si conociéramos la altitud real de la fuente o toma, porque contamos con un alfiler de precisión, podemos asignar a la coordenada Z este valor.

**Tabla 16** Procesamiento manual de datos topográficos

Pto	Lectura vertical ( $\alpha$ )	Lectura horizontal ( $\theta$ )	Distancia		$\alpha$ (grad)	$\Delta Z$ ( $D \text{sen} \alpha$ )	$ D \cdot \text{cos} \alpha $	$\Delta X$ ( $ D \text{cos} \alpha  \cdot \text{sen} \theta$ )	$\Delta Y$ ( $ D \text{cos} \alpha  \cdot \text{cos} \theta$ )	X ( $X + \Delta X$ )	Y ( $Y + \Delta Y$ )	Z ( $Z + \Delta Z$ )
			(D)	Acum.								
e0	-3° 50'	126°	36 m	36 m	-3.83	-2.40	35.92	29.06	-21.11	10000.00	10000.00	1000.00
e1	-10° 40'	135°	25 m	61 m	-10.67	-4.63	24.57	17.37	-17.37	10029.06	9978.89	997.60
e2	-5° 20'	110°	45 m	106 m	-5.33	-4.18	44.81	42.10	-15.32	10046.43	9961.51	992.97
e3	+2° 3'	200°	15 m	121 m	2.05	0.54	14.99	-5.13	-14.09	10088.53	9946.19	988.78
e4										10083.41	9932.10	989.32

2. Calculamos la distancia geométrica acumulada para cada uno de los puntos. Por ejemplo, del punto e0 al e1 hay 36 m, y del e1 al e2 25 m. Por lo tanto la distancia acumulada en el punto e2 será de  $36 + 25 = 61$  m.

3. Con el fin de poder utilizar la calculadora científica<sup>11</sup>, necesitamos convertir los ángulos verticales que están en grados y minutos, a grados no enteros (con decimales). Para ello, dividiremos los minutos entre 60, y el número obtenido se lo sumaremos a los grados si el ángulo es positivo, o se lo restaremos si es negativo. Por ejemplo:

- El ángulo vertical entre e0 y e1 es  $-3^\circ 50'$ . Dividimos los 50 minutos entre 60:

$$50 / 60 = 0.83$$

Como el ángulo es negativo, restamos el valor obtenido a los grados del ángulo:

$$-3^\circ - 0.83 = -3.83 \text{ grados}$$

- El ángulo vertical entre e4 y e5 es  $+2^\circ 3'$ . Dividimos los 3 minutos entre 60:

$$3 / 60 = 0.05$$

Como el ángulo es positivo, sumamos el valor obtenido a los grados del ángulo:

$$2^\circ + 0.05 = 2.05 \text{ grados}$$

4. Calculamos la diferencia de altitud ( $\Delta Z$ ) entre la estaciones e0 y e1. La fórmula para hallar dicha diferencia es:

$$\Delta Z = D \times \text{sen} \alpha$$

Siguiendo con el ejemplo, entre las estaciones e0 y e1 la diferencia de altitud será:

$$\begin{aligned} \Delta Z &= 36 \times \text{sen} (-3.83) \\ &= 36 \times (-0.0668) = -2.40 \end{aligned}$$

<sup>11</sup> Debemos estar seguros que la calculadora está en modo "DEG".

5. En la siguiente columna calcularemos el valor de la distancia reducida a partir de la distancia geométrica (la que hemos medido en el campo, ver Figura 31) mediante la fórmula<sup>12</sup>:

$$|D \cos \alpha|$$

En el ejemplo:

$$\begin{aligned} |36 \times \cos (-3.83)| &= |36 \times 0.9978| \\ &= |35.92| = 35.92 \end{aligned}$$

6. La diferencia entre las coordenadas X y las coordenadas Y está dado por la fórmulas:

$$\begin{aligned} \Delta X &= |D \cos \alpha| \times \text{sen} \theta \\ &= 35.92 \times \text{sen } 126^\circ \\ &= 35.92 \times 0.8090 = 29.06 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta Y &= |D \cos \alpha| \times \text{cos} \theta \\ &= 35.92 \times \text{cos } 126^\circ \\ &= 35.92 \times (-0.5878) = -21.11 \end{aligned}$$

7. Por ultimo, calcularemos las coordenadas de e1 a partir de las de e0 mediante las fórmulas:

$$\begin{aligned} X_1 &= X_0 + \Delta X \\ &= 10000 + 29.06 = 10029.06 \end{aligned}$$

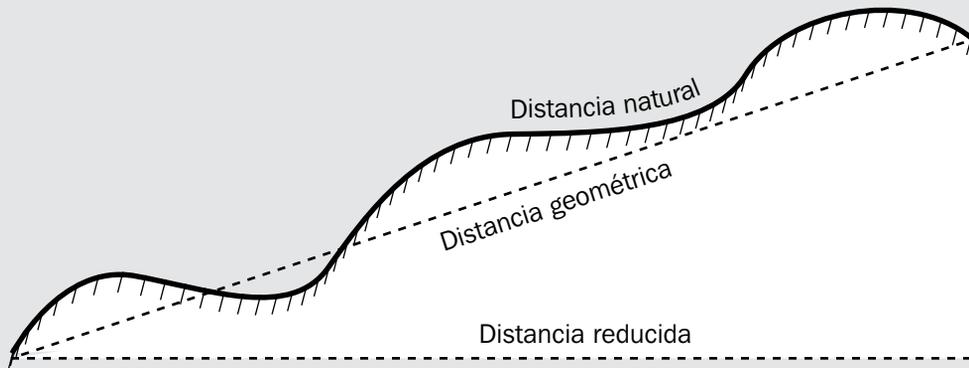
$$\begin{aligned} Y_1 &= Y_0 + \Delta Y \\ &= 10000 - 21.11 = 9978.89 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_1 &= Z_0 + \Delta Z \\ &= 1000 - 2.40 = 997.60 \end{aligned}$$

Procederemos de la misma manera con los otros puntos.

Al final del Anexo D figuran los dos formatos mencionados en este módulo, y el CD que se proporciona con este manual incluye una hoja de cálculo de Microsoft Excel® que permite realizar todos los cálculos descritos de manera automática.

**Figura 31** Distancias en topografía.



<sup>12</sup> En lenguaje matemático, cualquier expresión comprendida entre dos barras verticales significa valor absoluto de dicha expresión, es decir, el valor, desprendido de su signo. Por ejemplo,  $|73|=73$ ,  $|-73|=73$ .

## 6.3 Dibujo de planos

Una vez que contemos con las coordenadas geográficas de los puntos del levantamiento, procederemos a dibujar el plano altimétrico y el planimétrico.

El **plano altimétrico** (también llamado perfil de la conducción o perfil longitudinal) será el que utilizaremos posteriormente para el cálculo hidráulico del sistema, de modo que deberá ser dibujado con toda la precisión posible. Utilizaremos para ello papel milimetrado de escala métrica, es decir, el papel milimetrado normal y corriente.

Para la construcción del plano se llevan las distancias geométricas acumuladas y las co-

ordenadas Z de cada punto al plano. La Figura 32 muestra un ejemplo de plano altimétrico realizado con los puntos que se utilizaron para elaborar la Tabla 16.

Las escalas del plano altimétrico son diferentes para el eje vertical y el horizontal. Dentro de lo posible elegiremos una escala vertical 1/100 para el eje vertical, aunque si el perfil tuviera grandes desniveles y eso hiciera el tamaño del plano poco manejable, podremos optar por una escala 1/200 o 1/500. La escala horizontal la elegiremos en función de la vertical, entre 10 y 20 veces más pequeña.

### Ejemplo:

Tenemos un levantamiento topográfico donde, una vez procesados los datos, ha resultado un desnivel máximo de 130 metros y una distancia acumulada de 1.6 km. Para elegir las escalas más adecuadas para el plano, procederemos de la siguiente manera:

- Fijaremos primeramente la escala vertical. A escala 1/100, los 130 m de desnivel máximo suponen 130 cm ya que:

$$130 \text{ m} / 100 = 1.30 \text{ m} = 130 \text{ cm}$$

(alternativamente, podemos ayudarnos de la Tabla 17: 100 m a escala 1/100 son 100 cm, y 10 m son 100 mm = 10 cm; entonces 130 m serán  $100 + 3 \times 10 = 130$  cm)

- 130 cm (1.3 m) puede ser un plano demasiado grande y poco manejable, de modo que podemos optar por dibujar la escala vertical a 1/200. En este caso, los 130 m de desnivel máximo ocuparían justamente la mitad, es decir 65 cm, que es ya un tamaño más adecuado.
- Para elegir la escala horizontal, dividiremos la vertical por 10 y por 20:

$$(1/200) / 10 = 1/2000 \quad \text{y} \quad (1/200) / 20 = 1/4000$$

- Entre estas dos escalas posible elegiremos nuevamente la más manejable:

$$1600 \text{ m (1.6 km) a escala } 1/2000 \text{ son: } 1600/2000 = 0.8 \text{ m} = 80 \text{ cm}$$

$$1600 \text{ m a escala } 1/4000 \text{ son: } 1600/4000 = 0.4 \text{ m} = 40 \text{ cm}$$

- Como 80 cm de largo es un tamaño de plano perfectamente manejable, nos quedamos con esta escala horizontal por ser la más grande de las dos posibles.

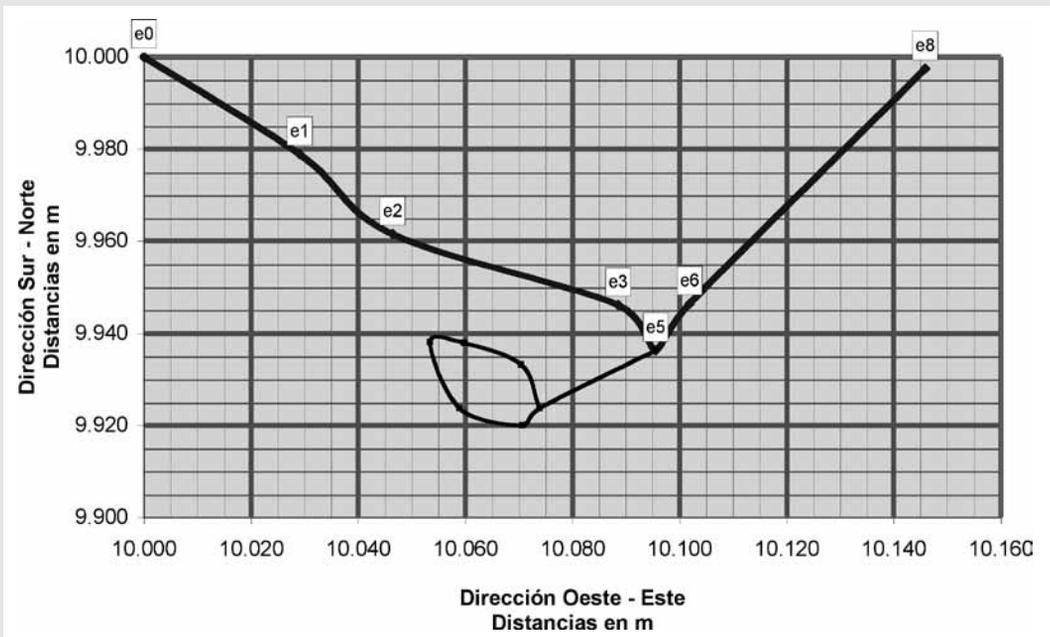
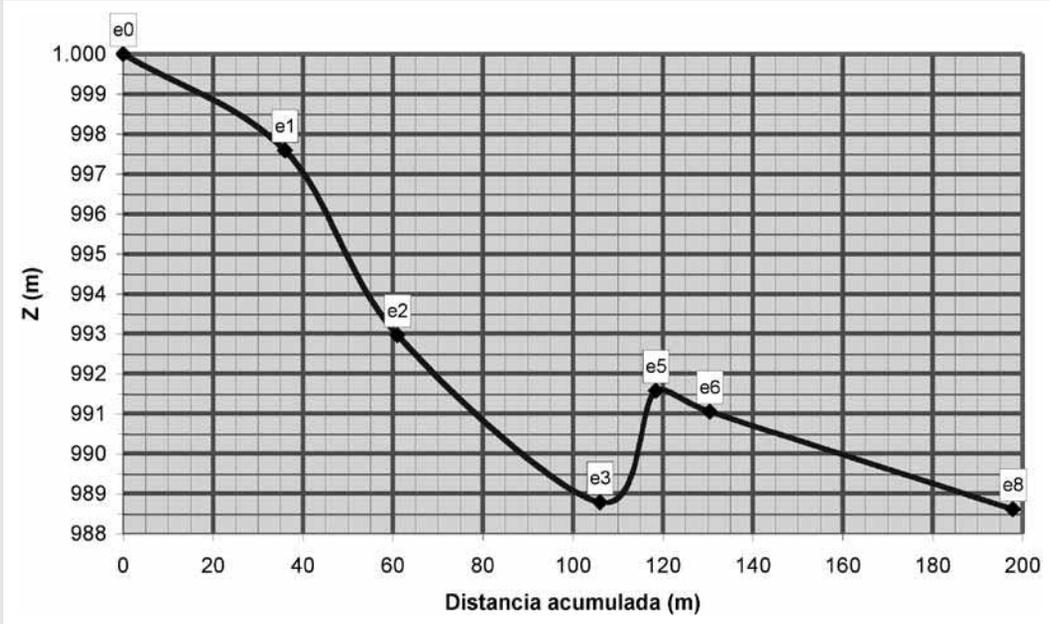
**Tabla 17** Equivalencias entre distancias reales y en el plano a diferentes escalas.

Distancia real	Distancias en el plano a la escala correspondiente							
	1/100	1/200	1/500	1/1000	1/2000	1/4000	1/5000	1/10000
1 m	10 mm	5 mm	2 mm	1 mm	–	–	–	–
10 m	100 mm	50 mm	20 mm	10 mm	5 mm	2.5 mm	2 mm	1 mm
100 m	100 cm	50 cm	20 cm	10 cm	5 cm	2.5 cm	2 cm	1 cm
1000 m	1000 cm	500 cm	200 cm	100 cm	50 cm	25 cm	20 cm	10 cm

El **plano planimétrico** se elabora con el fin de determinar la mejor situación de los ramales una vez que se sabe dónde deben ir colocadas las tomas de agua de las parcelas. También sirve para calcular el área de estas si no fueran conocidas.

Para su construcción se llevan sobre papel milimetrado las coordenadas X y Y de los puntos, eligiendo una escala de dibujo para ambos ejes idéntica a la que hayamos escogido para el eje horizontal del plano altimétrico.

**Figura 32** Planos altimétrico y planimétrico.





7

# Predimensionamiento





# 7. Predimensionamiento

El predimensionamiento tiene por objeto obtener una estimación rápida en el campo de, o bien el área que puede ser regada con un caudal existente, o bien el caudal que necesitaremos para regar una superficie dada.

Debemos tener claro que los datos obtenidos en el predimensionamiento son tan solo estimaciones, y por lo tanto en ningún caso pueden sustituir los resultados obtenidos en el diseño agronómico que veremos más adelante.

## 7.1 Estimación de área regable

Se calcula a partir de la estimación del **déficit diario máximo o necesidad neta máxima**. La necesidad neta máxima es la máxima diferencia que se da durante el año promedio entre precipitación y evapotranspiración de las plantas. Dado que en Centroamérica existe un período de verano muy marcado donde prácticamente no llueve nada, la necesidad neta puede considerarse igual (estamos predimensionando, no diseñando) a la evapotranspiración máxima. La manera de proceder es la siguiente:

a) Como dato de partida contamos con el **caudal aforado**: por ejemplo, 4 L/s

b) **Máximo valor de la evapotranspiración de referencia ( $ET_0$ )**, que estimo a partir de la Tabla 18<sup>13</sup>:

Supongamos que estamos en una región con precipitación anual superior a los 1,200 mm, y con una temperatura media diaria a lo largo del año comprendida entre 15 y 25°C. El valor que deberemos escoger, por tanto, para la  $ET_0$  estará comprendido entre 3 y 4 mm/día. Elegimos el valor de 4 mm/día = 4 L/m<sup>2</sup>/día.

**Tabla 18** Valores de  $ET_0$  calculados de acuerdo a cada zona climática.

Zona climática	Precipitación anual (mm)	Temperatura media diaria		
		< 15 °C	15 – 25 °C	> 25 °C
Árida	100 – 400	4 – 6	7 – 8	9 – 10
Semiárida	400 – 600	4 – 5	6 – 7	8 – 9
Subhúmeda	600 – 1200	3 – 4	5 – 6	7 – 8
Húmeda	> 1200	1 – 2	3 – 4	5 – 6

Fuente: FRAG (1999).

<sup>13</sup> Los valores de precipitación anual y temperatura media diaria anual pueden estimarse si se desconocen a partir de los mapas del Anexo O.

c) Estimación de **necesidades netas máximas**, a partir de la fórmula:

$$N_n = 0.9 \times ET_0 \\ = 0.9 \times 4 = 3.6 \text{ mm/d} \quad (7.1)$$

d) Estimamos la **eficiencia de aplicación de riego** ( $E_a$ ) en función del sistema de riego que prevemos utilizar:

Goteo: 90%  
Aspersión: 75%  
Superficie: 50%

Supongamos que, por las pendientes existentes en el lugar del proyecto, el sistema de distribución va a ser mediante aspersión, de modo que  $E_a$  tomará el valor de 0.75.

e) Estimamos las **necesidades brutas**:

$$N_b = \frac{N_n}{E_a} = \frac{3.6}{0.75} \\ = 4.8 \text{ mm/día} = 4.8 \text{ L/m}^2/\text{día} \quad (7.2)$$

f) La **superficie máxima** se calcula según la fórmula:

$$S \text{ (m}^2\text{)} = \frac{Q(\text{L/s}) \times 3600 \times 24}{N_b} \quad (7.3)$$

Siendo  $Q$  el caudal de la fuente o toma de río. Esta fórmula también puede expresarse en manzanas:

$$S \text{ (Mz)} = \frac{12.3 \times Q(\text{L/s})}{N_b} \quad (7.4)$$

Que aplicándola para los datos del ejemplo:

$$S = \frac{12.3 \times 4 \text{ L/s}}{4.8 \text{ mm/d}} = \underline{10.25 \text{ Mz}}$$

También puede simplificarse la fórmula a partir de los datos iniciales:

$$S \text{ (Mz)} = \frac{Q(\text{L/s}) \times 3600 \times 24 \times E_a (\%)}{ET_0 \text{ (mm/d)} \times 10000 \times 0.7} \\ = \frac{13.7 \times Q(\text{L/s}) \times E_a}{ET_0} \quad (7.5)$$

## 7.2 Caudal continuo<sup>14</sup> mínimo que necesitamos para regar una determinada área

En este caso, simplemente despejaríamos el caudal de la última ecuación de la sección anterior:

$$Q(\text{L/s}) = \frac{S \text{ (Mz)} \times ET_0}{13.7 \times E_a} \quad (7.6)$$

Si por ejemplo contásemos con un terreno de siete manzanas que quisiéramos regar por aspersión, y estuviéramos situados en una

zona climática húmeda con un déficit diario máximo de 4 mm/d:

$$Q = \frac{7 \text{ Mz} \times 4 \text{ mm/d}}{13.7 \times 0.75} = 2.7 \text{ L/s}$$

<sup>14</sup> Caudal continuo es aquel que rinde un nacimiento o una toma de un río, es decir, los tipos de caudales que habitualmente aforamos. Se contraponen al concepto de caudal instantáneo que es el que rinde por ejemplo un tanque de almacenamiento que se llena durante la noche.

# 8

## Elección del sistema de riego





# 8. Elección del sistema de riego

Conviene aclarar un concepto con el que habitualmente existe mucha confusión. Un sistema de riego está constituido de manera simplificada por una línea de conducción del agua, y una red de distribución. La línea de conducción es la que lleva el agua desde la fuente, pozo o toma de río hasta el inicio de cada parcela. En función del procedimiento de impulsión del agua en la línea de conducción, existen principalmente sistemas de riego por bombeo (ya sea la bomba eléctrica, de combustión o solar) o sistemas por gravedad.

Por otra parte, la red de distribución es la que se encarga de repartir el agua en las propias parcelas desde la toma de estas. Así, existen principalmente tres variantes que son el riego por superficie, el riego por aspersión, y el riego localizado (siendo el riego por goteo el principal riego de este tipo), con todas sus variantes conocidas.

Existen así, pues, todas las combinaciones posibles: riego por goteo por gravedad, riego por aspersión por bombeo, etc.

**Tabla 19** Ventajas e inconvenientes de los principales sistemas de riego.

	Riego por superficie	Riego por aspersión a alta presión	Riego por aspersión a baja presión	Riego por goteo
Costo de inversión	Bajo en terreno plano	Elevado	Elevado	Elevado
Necesidades energéticas (para bombeo)	Bajo o nulo	Elevado	Mediano	Bajo
Nivel técnico necesario para la operación y mantenimiento	Bajo	Mediano	Mediano	Elevado
Carga de trabajo para la operación	Elevado	Bajo	Mediano	Bajo
Eficiencia del riego	Baja (50 – 70%)	Elevada	De mediana a elevada	Elevada
Costo del riego (por hora de trabajo)	De bajo a mediano	Elevado	De mediano a elevado	Elevado
Comentarios	No conviene en terrenos arenosos o accidentados	Utilización muy flexible Posibles problemas fitosanitarios	Posibles problemas fitosanitarios	Conveniente para cultivos de alto valor agregado o con aguas salinas

Fuente: CIRAD (2002).

En condiciones óptimas, y considerando las condiciones socioeconómicas donde suelen instalarse minirriegos, **será siempre preferible el riego por aspersión** debido a sus menores costos de inversión (menos de US\$ 2,500/ha para aspersión contra no menos de US\$ 3,500/ha en el caso del goteo) y mantenimiento. No obstante, deberá instalarse riego por superficie en las siguientes circunstancias:

- a) La **existencia de fuerte vientos en verano** (superiores a 18 km/h o 5 m/s) que obligan a grandes traslapes de los aspersores y por lo tanto a mayores inversiones.
- b) Pensando en sistemas por gravedad, el que exista **poca carga dinámica total**<sup>15</sup>, ya que sólo las presiones de trabajos de la mayoría de los aspersores exigen entre 25 y 70 PSI (20 - 80 m).

El riego por goteo, pese a sus inherentes limitaciones en cuanto a sostenibilidad y facilidad de operación y mantenimiento, será la única opción disponible en los siguientes casos:

- a) Que la **cantidad de agua sea una limitante**, ya que de manera general el riego por goteo utiliza un 20% menos de caudal para regar una superficie dada que el riego por aspersión, y hasta el 50% menos que el riego por superficie. No obstante, menos riego pero mejor manejado (es más fácil la operación y mantenimiento del riego por aspersión) puede ser preferible en el caso de productores con poca experiencia.
- b) **Suelos con muy baja permeabilidad**, por debajo de 5 mm/h.
- c) **Agua disponible para riego con alta salinidad**.

---

<sup>15</sup> Diferencia de altura entre la toma de las parcelas y la última superficie libre de agua, normalmente una caja rompresión, una caja reunidora, o la captación misma.

# 9

## Proceso general de diseño





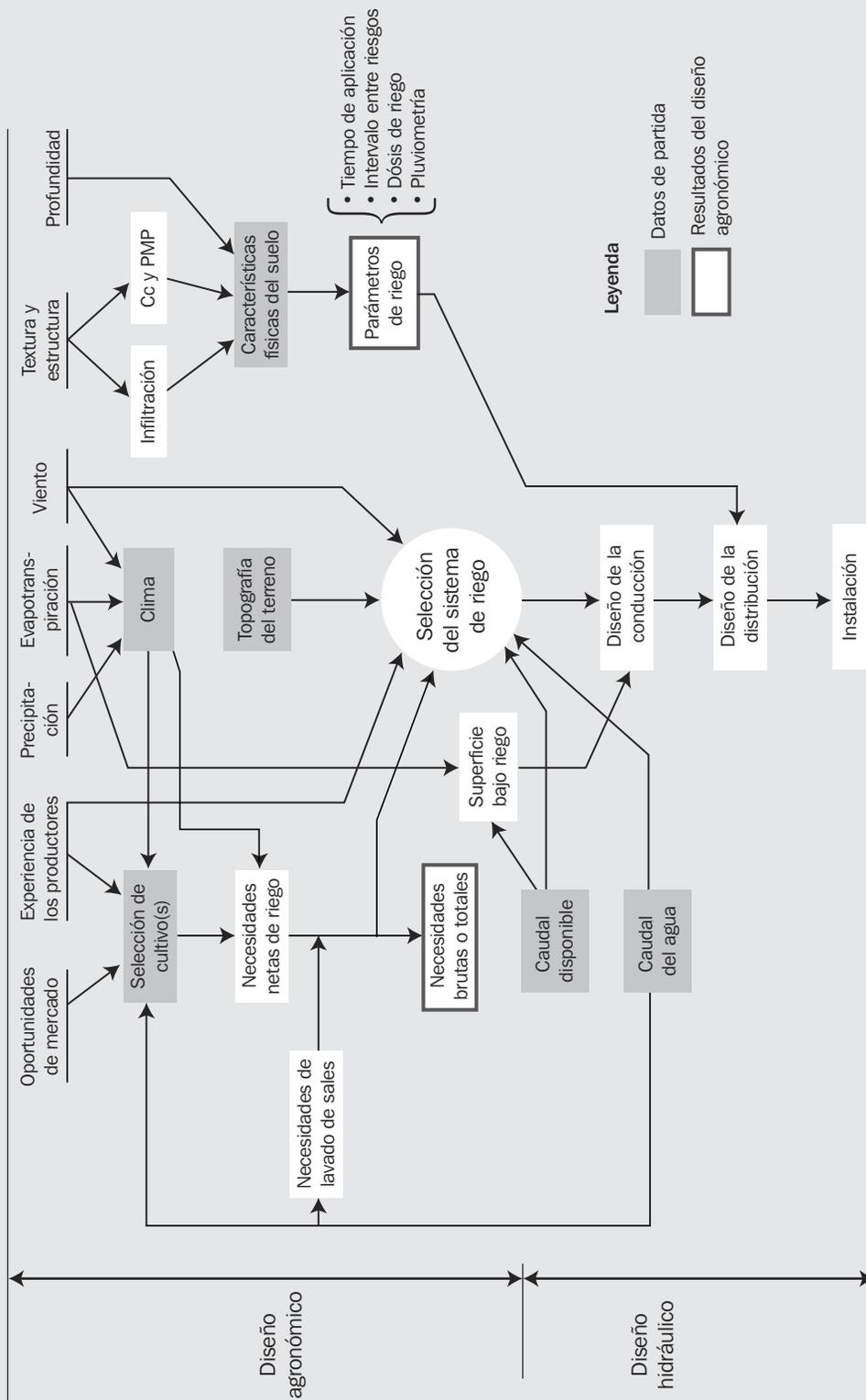
# 9. Proceso general de diseño

En la Figura 33 se representa esquemáticamente el proceso a seguir para el diseño de una instalación de minirriego.

Ya se ha comentado anteriormente la importancia capital que los factores socioeconómicos (oportunidades de mercado, experiencia previa de los productores, organización, par-

ticipación, etc.) tienen en el éxito y sostenibilidad de los sistemas de riego. No obstante, el análisis detallado de estos factores queda fuera de los objetivos de este manual, de modo que limitaremos el estudio de los datos de partida a los condicionantes físicos: agua, suelo, cultivo, clima, y topografía.

**Figura 33** Variables que interaccionan para determinar el potencial productivo de un cultivo.



Fuente: elaboración propia.

**10**

**Diseño  
agronómico**





# 10. Diseño agronómico

Para ilustrar adecuadamente el proceso de diseño agronómico llevaremos a cabo los cálculos sobre datos reales de un proyecto de riego en la comunidad de Nueva Zona, municipio de Zacapa, departamento de Santa Bárbara.

Los datos climáticos más cercanos son los de la estación de Santa Bárbara que pueden encontrarse en la publicación de Hargreaves (columnas b, c y d de la Tabla 20).

Unos últimos datos para el diseño:

- Los cultivos que se pretenden desarrollar en la zona son maíz para elote y pasto Camerún.
- Son seis productores los cuales tienen pensado regar media manzana cada uno.
- El caudal de la fuente ha sido aforado y rinde 2 L/s.

<b>Tabla 20</b>		<b>Datos climáticos de la estación de Santa Bárbara.</b>		
(a)	(b)	(c)	(d)	(e)
Mes	Ppt. (mm/mes)	ET <sub>0</sub> (mm/mes)	Ppt. 75% (mm/mes)	P <sub>e</sub> (mm/mes)
Enero	28	128	3	3.0
Febrero	16	133	0	0.0
Marzo	9	173	1	1.0
Abril	32	177	1	1.0
Mayo	80	180	4	4.0
Junio	185	156	88	75.6
Julio	208	154	111	91.3
Agosto	210	153	144	110.8
Sep-tiembre	226	131	107	88.7
Octubre	117	129	64	57.4
Noviembre	70	120	41	38.3
Diciembre	51	117	36	33.9

## 10.1 Cálculo de las necesidades netas de riego máximas

En este primer proceso determinaremos las necesidades netas de riego máximas, para las cuales diseñaremos el sistema. El procedimiento a seguir consta de los siguientes pasos:

### **Paso 1** Cálculo de la precipitación confiable al 75%

Tal y como se detallaba en la sección 5.2.2, dado que los datos han sido obtenidos de

Hargreaves, esta publicación nos proporciona directamente los datos de precipitación confiable al 75%, los cuales se muestran en la columna (d) de la Tabla 20.

### **Paso 2** Cálculo de la precipitación efectiva

Aplicando las fórmulas de la USSCS (Sección 5.2.3), resultan los valores de la columna (e) de la Tabla 20.

**Paso 3 Obtención de los datos de cultivo necesarios para dibujar las curvas del factor  $K_c$**

Necesitamos para cada uno de los cultivos la siguiente información:

- Fechas de siembra. Las aproximamos al día 1, el 11 ó el 21 del mes, para los fines que veremos en el paso 4.
- Ciclo total de cultivo.
- Días para cada estado vegetativo.
- Factores  $K_c$  para cada estado vegetativo.

<b>Tabla 21 Datos de los cultivos del proyecto.</b>		
	Maíz	Camerún
Fechas de siembra	1 – nov 11 – feb	–
Ciclo total de cultivo	100 días	365 días
Fases de cultivo:		
– inicial	22	
– desarrollo	33	–
– media	33	
– final	12	
Valores de $K_c$ :		
– $K_{c\ ini}$	0.30	–
– $K_{c\ med}$	1.15	0.80
– $K_{c\ fin}$	1.05	–

Debemos hacer dos consideraciones por lo particular de los cultivos del ejemplo:

- Como el maíz es para elote, no sería lógico utilizar los valores promedio de la Tabla 14 ya que estos están pensados para recolección de grano. Por tanto, recurrimos a la tabla general del Anexo K y utilizamos los valores correspondientes al maíz dulce. Como ninguno de los ciclos se ajustan exactamente a los 100 días, utilizamos el de 90 y lo aumentamos proporcionalmente de manera que el total de días de cada fase sumen los 100 días buscados.

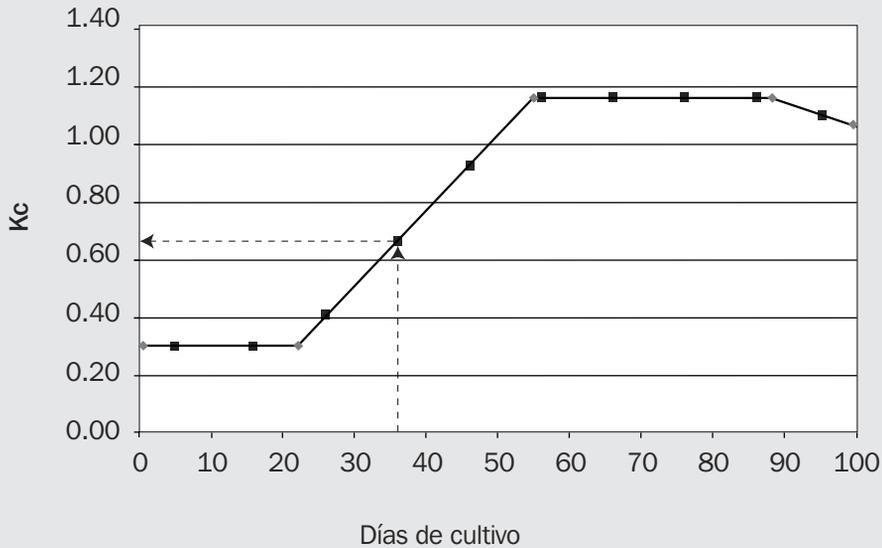
- En el caso del pasto Camerún, este es un pasto sin período de dormancia y que por lo tanto no va a tener una fase de rebrote. Le suponemos ya establecido, de modo que sólo será necesario considerar el factor  $K_{c\ med}$  de la Tabla 14.

**Paso 4 Cálculo de la  $ET_c$  y de las necesidades netas de riego máximas**

Para el cálculo de la  $ET_c$ , deberemos tener en cuenta los dos posibles ciclos del maíz (para el sembrado en noviembre y para el sembrado en febrero) y el ciclo del pasto. Para cada uno de ellos, y comenzando como ejemplo con el primer ciclo del maíz, seguimos el procedimiento de la Figura 34.

- Dibujaremos la curva de  $K_c$  tal y como se explicó en la sección 5.3. El resultado será el mostrado en la gráfica de la Figura 34.
- Procederemos seguidamente a rellenar una tabla como la de la Figura 34, donde en las columnas se llevan los meses durante los cuales transcurre el cultivo (de 1 de noviembre a 10 de febrero en este caso), dividiéndolos en décadas (períodos de diez días).
- En la fila (a) llevamos los datos de la  $ET_0$  en mm/mes (los de la Tabla 20).
- En la fila (b), para las tres décadas de cada mes, calculamos el valor de la  $ET_0$  en mm/día, para lo que dividiremos los mm/mes entre el número de días del mes en cuestión. Así, por ejemplo, para el mes de diciembre, el valor de la  $ET_0$  diaria será:  $117.0 / 31 = 3.8$  mm/día.
- Para cada década, calcularemos ahora a partir del gráfico el valor aproximado del factor  $K_c$  en el punto medio de la década. Por ejemplo, cuando comienza la primera década de diciembre el cultivo lleva 30 días

**Figura 34** Ejemplo de cálculo de necesidades netas de riego.



C	M	Noviembre			Diciembre			Enero			Febrero		
		I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III
a)	ET <sub>0</sub> (mm/mes)	120.0	–	–	117.0	–	–	128.0	–	–	133.0	–	–
b)	ET <sub>0</sub> (mm/d)	4.0	4.0	4.0	3.8	3.8	3.8	4.1	4.1	4.1	4.8	4.8	4.8
c)	K <sub>c</sub>	0.30	0.30	0.40	0.66	0.92	1.15	1.15	1.15	1.15	1.09	0	0
d)	ET <sub>c</sub>	1.2	1.2	1.6	2.5	3.5	4.4	4.7	4.7	4.7	5.2	0	4.4
e)	P75% <sub>ft.</sub> (mm/mes)	38.3	–	–	33.9	–	–	3.0	–	–	0	–	–
f)	P75% <sub>f.</sub> (mm/d)	1.3	1.3	1.3	1.1	1.1	1.1	0.1	0.1	0.1	0	0	0
g)	N <sub>n</sub> (mm/d)	0.0	0.0	0.3	1.4	2.4	3.3	4.6	4.6	4.6	5.2	0	0

desde que se sembró, y cuando termine esta primera década llevará 40 días. El punto medio de la década serán, por tanto, 35 días de cultivo. Con este valor en abscisas, el factor de cultivo que corresponde (ver las líneas a trazos) será 0.66, el cual se coloca en la fila (c).

vi. En la fila (d) se calculará para cada década el valor de la  $ET_c$ , multiplicando el valor de la  $ET_0$  por el factor de cultivo. Así, en la primera década de diciembre:

$$ET_c = K_c \times ET_0 = 0.66 \times 3.8 = 2.5 \text{ mm/d}$$

vii. En la fila (e) se colocan los valores de precipitación efectiva mensual (Tabla 20), y en la (f) se pasan a precipitación efectiva diaria dividiendo entre el número de días del mes. Por ejemplo, para el mes de diciembre la  $P_e$  diaria será:

$$33.9 / 31 = 1.1 \text{ mm/día}$$

viii. Se calculan ahora las necesidades netas diarias de riego como:

$$N_n = ET_c - P_e \quad (10.1)$$

que en el caso de la primera década de diciembre serán  $2.5 - 1.1 = 1.4$  mm/día. Una observación, las necesidades netas no pueden ser, obviamente, menores que cero. Por ejemplo, en la primera década de noviembre la  $P_e$  es mayor que la  $ET_c$ , luego obviamente el riego es innecesario.

ix. Por último, las necesidades netas diarias máximas serán el máximo valor de la fila (g). En el ejemplo podemos ver cómo son justamente las de la última década de cultivo, 5.2 mm/día, lo cual es absolutamente coherente con el hecho de que la  $ET_c$  sea aun elevada, y las precipitaciones en ese mes inexistentes.

El paso 4 se repetirá de manera similar para el ciclo del maíz con siembra en febrero. La curva será idéntica por ser el mismo ciclo, pero variarán los valores de  $ET_0$  y  $P_e$ , por lo tanto las necesidades netas serán diferentes. El valor de  $N_n$  máxima para este ciclo de cultivo es de 7.0 mm/d, el cuál tiene lugar en la primera década del mes de mayo.

En el caso del pasto, la curva del factor de cultivo será en realidad una recta con un valor constante igual a 0.80. En estos casos (pastos sin período de dormancia, o frutales), no será necesario realizar todo el proceso por décadas y bastará con elaborar una tabla como la 22, donde, como ya sabemos:

- Los valores diarios de la  $ET_0$  y  $P_e$  se calculan a partir de los de la Tabla 20 divi-

diéndolos entre el número de días del mes respectivo.

- $ET_c = K_c \times ET_0 = 0.8 \times ET_0$   
(en este ejemplo)
- $N_n = ET_c - P_e$

**Tabla 22** Cálculo de necesidades netas para cultivos anuales.

Mes	$ET_0$ (mm/d)	$ET_c$ (mm/d)	$P_e$ (mm/d)	$N_n$ (mm/d)
Enero	4.1	3.3	0.1	3.2
Febrero	4.8	3.8	0.0	3.8
Marzo	5.6	4.5	0.0	4.5
Abril	5.9	4.7	0.0	4.7
Mayo	5.8	4.6	0.1	4.5
Junio	5.2	4.2	2.5	1.7
Julio	5.0	4.0	2.9	1.1
Agosto	4.9	3.9	3.6	0.3
Septiembre	4.4	3.5	3.0	0.5
Octubre	4.2	3.4	1.9	1.5
Noviembre	4.0	3.2	1.3	1.9
Diciembre	3.8	3.0	1.1	1.9

Como vemos en la tabla, las máximas necesidades netas para el pasto corresponden al mes de abril y son de 4.7 mm/d.

Por consiguiente, habiendo realizado el cálculo de máximas  $N_n$  para las posibles alternativas de cultivo, se escogerá como máxima  $N_n$  de diseño la máxima de todas. En el ejemplo serán los 7.0 mm/d del maíz para elote sembrado en febrero.

## 10.2 Cálculo de los parámetros de riego

### Paso 1 Datos de suelo

Se determinó mediante un ensayo al tacto (ver Anexo H) que la textura de las parcelas

de riego es franco – arcillosa. Como no se disponía de infiltrómetro de doble anillo, se recurrió a los datos de la Tabla 10:

- Infiltración básica ( $I_b$ ): 8 mm/h
- Densidad aparente ( $d_a$ ): 1.35 g/cm<sup>3</sup>
- Capacidad de campo (CC): 27% ( $\theta_g$ )
- Punto de marchitez permanente (PMP): 13% ( $\theta_g$ )

### Paso 2 Profundidad efectiva de raíces ( $P_r$ ).

Considerando los dos cultivos de la alternativa planteada, podemos estimar un valor promedio para  $P_r$  a partir de los datos de la Tabla 11 de 0.7 m.

### Paso 3 Cálculo del agua utilizable

La calcularemos mediante la ecuación 4.9:

$$\begin{aligned} AU &= 10 \times (CC - PMP) \times d_a \times P_r \\ &= 10 \times (27 - 13) \times 1.35 \times 0.7 \\ &= 132 \text{ mm} \end{aligned}$$

### Paso 4 Dosis neta de riego ( $D_n$ )

Dada la alternativa de cultivos de la zona del proyecto, al no ser ninguno un cultivo en extremo delicado, podemos considerar un déficit permisible de manejo (DPM) del 50%. Por tanto, y tal y como se explicaba al final de la sección 4.4.1, la dosis neta de riego será:

$$\begin{aligned} D_n &= DPM \times AU / 100 \\ &= 50 \times 132 / 100 = 66 \text{ mm} \end{aligned}$$

### Paso 5 Máximo intervalo entre riegos

El máximo intervalo entre riegos será el máximo tiempo que puedo dejar entre dos riegos consecutivos de tal manera que el déficit de humedad no sea inferior al DPM. Gráficamente, se puede observar la separación entre riegos en la Figura 25b como la distancia entre las barras verticales que representan cada riego. Se calcula mediante la fórmula:

$$I_M \text{ (días)} = D_n \text{ (mm)} / N_n \text{ (mm/día)} \quad (10.2)$$

y se ajusta a un número entero. Con los datos del ejemplo:

$$I_M = 66 / 7.0 = 9.4 \text{ días} \rightarrow I_M = 9 \text{ días}$$

Debe quedar claro que este es un **intervalo máximo por razones agronómicas**, el cual podrá ser menor si así lo estimamos conveniente. Por ejemplo, en el proyecto de ejemplo, son seis regantes los que se pretende dotar de riego, de modo que parece lógico que el intervalo entre riegos sea de 6 días con el fin de ajustar mejor los turnos. Así:

$$I = 6 \text{ días}$$

### Paso 6 Dosis neta ajustada ( $D_{n_{aj}}$ )

Como hemos variado el intervalo entre riegos respecto al máximo de 9.4 días (por el ajuste a número entero y por el ajuste al número de regantes), es necesario recalcular la dosis neta de agua que se deberá aplicar en cada riego:

$$D_{n_{aj}} = I \times N_n = 6 \times 7.0 = 42 \text{ mm}$$

No olvidemos que esta dosis no es más que una medida de volumen, hablamos de aplicar 42 litros de agua por cada metro cuadrado de suelo.

### Paso 7 Dosis bruta de riego ( $D_b$ )

En los sistemas de riego siempre se producen una serie de pérdidas tanto en la conducción del agua hasta la parcela (roturas, fugas, etc.) como en la aplicación del agua al cultivo (percolación, viento, escorrentía, etc.). Con el fin de asegurarnos de que la cantidad de agua que se necesita llega efectivamente al cultivo, se suele aplicar una cantidad ligeramente superior a la estrictamente necesaria (la  $D_{n_{aj}}$ ) que dependerá en gran medida del sistema de riego utilizado. El cálculo de la  $D_b$  se realizará con la siguiente fórmula:

$$D_b \text{ (mm)} = 100 \times D_{n_{aj}} \text{ (mm)} / E_a \text{ (\%)} \quad (10.3)$$

donde  $E_a$  es la denominada eficiencia de aplicación del sistema de riego. A efectos de diseño, este factor tomará los siguientes valores:

Sistema de riego	$E_a$
Aspersión	75%
Goteo	90%
Superficie	50%

Dado que el sistema que se pretende instalar en el proyecto es por aspersión, la dosis bruta de riego será:

$$D_b = 100 \times 42 / 75 = 56 \text{ mm}$$

### **Paso 8** Tiempo de aplicación ( $t_a$ )

El tiempo de aplicación no es más que el tiempo que deberá estar regando cada aspersor para poder aplicar la dosis bruta calculada en el paso anterior. Este tiempo de aplicación dependerá de dos factores:

- La tasa de infiltración básica del suelo. La dosis bruta de riego (el volumen de agua) deberá aplicarse en un tiempo lo suficientemente largo como para que no se produzca encharcamiento.
- La pendiente del terreno. En aspersión (sólo sucede en este método de riego), si la pendiente del terreno es muy pronunciada, puede producirse escorrentía si el caudal que lanzan los aspersores es demasiado alto, aun cuando ese caudal sea menor a la tasa de infiltración básica.

El tiempo mínimo de aplicación se calcula mediante la fórmula:

$$t_{a \text{ min}} \text{ (h)} = \frac{100 \times D_b \text{ (mm)}}{I_b \text{ (mm/h)} \times f_p \text{ (\%)}} \quad (10.4)$$

donde recordemos que  $I_b$  es la tasa de infiltración básica del suelo, y  $f_p$  es un factor de reducción por la pendiente que está dado por la Tabla 24.

Pendiente	$f_p$
0 – 8%	100%
9 – 20%	80%
> 20%	60%

La pendiente media de las parcelas podemos averiguarla con el mismo nivel Abney que hayamos utilizado para la topografía, o con un simple nivel A.

En el ejemplo que estamos desarrollando vamos a suponer una pendiente media de las parcelas del 10%. Por tanto, sustituyendo además con el resto de los datos, el tiempo mínimo de aplicación será:

$$t_{a \text{ min}} = \frac{100 \times 56}{8 \times 80} = 8.75 \text{ horas}$$

### **Paso 9** Necesidades brutas ( $N_b$ )

Antes de explicar el cálculo de estas, debemos insistir nuevamente en la diferencia entre necesidad y dosis de riego. La necesidad es el volumen **diario** que necesitamos aportar a la planta por día. Como no regamos todos los días sino que utilizamos el suelo como “almacén” de agua, el día que reguemos deberemos aportar el agua de ese día más el de todos los días que hemos pasado sin regar. Es decir, si por ejemplo dejamos entre riego y riego (el intervalo entre riegos) cinco días, el día que reguemos deberemos aportar las necesidades de los cinco días, las cuales quedarán “almacenadas” en el suelo y serán absorbidas poco a poco por la planta. Estas necesidades para el total de cinco días

es lo que denominamos la dosis. En términos técnicos tendremos que:

$$D = N \times I \quad (10.5)$$

donde  $D$  es la dosis,  $N$  las necesidades diarias, e  $I$  el intervalo entre riegos.

Una vez repasados estos conceptos, calculamos ahora las necesidades brutas de riego, las cuales necesitamos para el paso siguiente y están dadas por la fórmula:

$$N_b \text{ (mm)} = 100 \times N_n \text{ (mm)} / E_a \text{ (\%)} \quad (10.6)$$

que en el ejemplo que nos ocupa toman el valor de:

$$N_b = 100 \times 7.0 / 75 = 9.3 \text{ mm}$$

### **Paso 10** Área regable o caudal necesario

Antes de explicar el procedimiento en este paso, es necesario desterrar un error que frecuentemente se escucha en boca de productores y algunos técnicos. En riego, **el hecho de construir un tanque de almacenamiento no nos va a permitir regar más área**, sino que nos hace posible regar el mismo área en menos tiempo, y por tanto, con más comodidad. Debemos considerar el hecho de que en riego, al contrario que pasa con los sistemas de agua potable, es posible establecer turnos de tal manera que el caudal que esté saliendo por el conjunto de aspersores en un solo turno sea igual al proporcionado por la fuente, por el pozo, o por la toma del río. Estableciendo turnos lo suficientemente largos que permitan dejar los aspersores regando por la noche, el sistema está operando durante prácticamente todo el día y nos ahorramos la necesidad (y el costo) de construir un tanque de almacenamiento.

Como en el caso del predimensionamiento (ver módulo 7), podemos tener dos situaciones:

- **Paso 10a.** Caudal mínimo necesario para regar una superficie dada.

Lo calcularemos mediante la fórmula:

$$Q_m \text{ (L/s)} = \frac{N_b \text{ (mm/d)} \times S \text{ (m}^2\text{)}}{3600 \times t_{os} \text{ (h)}} \quad (10.7)$$

donde:

- $Q_m$  = caudal mínimo
- $S$  = superficie regable.
- $t_{os}$  = tiempo de operación del sistema.

- **Paso 10b.** Superficie máxima regable con un caudal dado.

Con la fórmula anterior pero despejando la superficie:

$$S_M \text{ (m}^2\text{)} = \frac{3600 \times t_{os} \text{ (h)} \times Q \text{ (L/s)}}{N_b \text{ (mm/d)}} \quad (10.8)$$

donde  $S_M$  es la superficie máxima.

La clave principal de estas dos ecuaciones es determinar previamente el tiempo de operación del sistema. El valor que se suele tomar es el de 21 horas, de tal manera que siempre existen tres horas disponibles durante el día para cambios de turno, reparaciones, etc. Esto suele implicar caudales ligeramente superiores (14%) o superficies de riego ligeramente inferiores (12.5%) a los potenciales<sup>16</sup>.

Considerando el ejemplo con el que venimos trabajando, tenemos que ver la superficie máxima regable considerando el caudal de

<sup>16</sup> En el caso de ríos y quebradas con caudal suficiente, siempre podremos tomar algo más de agua con el fin de compensar la pérdida en superficie que se produce al tomar un  $t_{os}$  de 21 horas.

2 L/s y un  $t_{os}$  de 21 horas. Aplicando la ecuación del paso 10b:

$$S_M = \frac{3600 \times 21 \times 2}{9.3} = 16,258 \text{ m}^2$$

Como vemos esta superficie es inferior a la deseada por los productores (0.5 Mz por productor = 21,000 m<sup>2</sup>), o en otras palabras, el caudal es insuficiente para regar la superficie deseada.

No obstante, podremos utilizar un  $t_{os}$  de 24 horas en los dos casos siguientes:

1. Que la utilización del valor de 21 horas provoque disminuciones apreciables en la superficie de riego por productor. Si el presupuesto del que disponemos nos lo permite, podemos construir un pequeño tanque que almacene el caudal suministrado por la fuente o toma en cinco horas como máximo.

2. Que exista un tanque ya construido. En este caso procederemos de la siguiente manera:

- Primeramente, con el fin de optimizar el tamaño del tanque y aprovechar toda su capacidad, calcularemos el  $t_{os}$  máximo mediante la ecuación:

$$t_{os} \text{ (h)} \leq 24 - \frac{V_t \text{ (m}^3\text{)}}{3.6 \times Q \text{ (L/s)}} \quad (10.9)$$

donde  $V_t$  es el volumen del tanque y las demás variables ya son conocidas.

- Seguidamente calcularemos el **caudal instantáneo** ( $Q_i$ ). El caudal que proporciona un pozo, un nacimiento o una toma de río se denomina también **caudal continuo**, pues es el caudal que la fuente de agua, sea del tipo que sea, proporciona de manera continua. El caudal instantáneo es en cambio el proporcionado por

### Ejemplo:

¿Qué superficie podrán regar un productor que es propietario de una fuente que rinde 0.15 L/s si las  $N_b$  son de 9.4 mm/d?

Aplicando la ecuación con un  $t_{os}$  de 21 horas:

$$S_M = \frac{3600 \times 21 \times 0.15}{9.4} = 1,206 \text{ m}^2$$

La superficie que podría regar con el volumen total de agua, utilizando por tanto un  $t_{os}$  de 24 horas, sería de 1,378 m<sup>2</sup>, una ganancia de 172 m<sup>2</sup> que no es nada despreciable considerando que es un solo productor.

En este caso puede justificarse la construcción de un pequeño tanque de tal manera que aprovechemos realmente el volumen total de agua disponible. Si almacenáramos en ese tanque el volumen de agua proporcionado por la fuente en tres horas, su volumen debería ser de:

$$0.15 \text{ L/s} \times 3600 \text{ s/h} \times 3 \text{ h} = 2,160 \text{ L} = 2.1 \text{ m}^3$$

El tamaño del tanque es muy reducido y perfectamente factible, pudiéndose incluso aprovechar la construcción de la caja reunidora de la fuente como tanque al efecto.

un tanque de almacenamiento que ha estado llenándose durante un número determinado de horas. Obviamente, el caudal continuo de un tanque siempre será mayor que el continuo de la fuente con la que se llena el tanque, pues al abrir la llave del mismo saldrá tanta agua como la que está entrando (el caudal continuo), más parte del agua almacenada.

La fórmula para calcular el caudal instantáneo de un tanque es la siguiente:

$$Q_i \text{ (L/s)} = Q \text{ (L/s)} + \frac{V_t \text{ (m}^3\text{)}}{3.6 \times t_{os} \text{ (h)}} \quad (10.10)$$

siendo  $Q_i$  el caudal instantáneo y  $Q$  el caudal de la fuente, pozo o toma (el caudal continuo).

- Por último, calcularemos la superficie máxima regable con la misma ecuación que se mostró arriba, pero sustituyendo el caudal continuo por el instantáneo:

$$S_M \text{ (m}^2\text{)} = \frac{3600 \times t_{os} \text{ (h)} \times Q_i \text{ (L/s)}}{N_b \text{ (mm/d)}} \quad (10.11)$$

### Ejemplo:

Supongamos que en el lugar del proyecto de ejemplo con el que venimos trabajando, existiera un tanque abandonado de un antiguo sistema de agua potable de 40 m<sup>3</sup> de capacidad.

Inicialmente calcularíamos el  $t_{os}$  máximo:

$$t_{os} \leq 24 - \frac{40}{3.6 \times 2} = 24 - 5.6 = 18.4 \text{ horas}$$

Como el  $t_{os}$  máximo es de 18.4 horas, podemos suponer un  $t_{os}$  de 18 horas. Calcularemos ahora el caudal instantáneo:

$$Q_i \text{ (L/s)} = 2 + \frac{40}{3.6 \times 18} = 2.6 \text{ L/s}$$

Por último calculamos la superficie máxima regable:

$$S_M = \frac{3,600 \times 18 \times 2.6}{9.3} = 18,116 \text{ m}^2$$

Como podemos observar, la superficie de riego es efectivamente algo mayor a la que calculamos sin tanque (16,258 m<sup>2</sup>). Pero esto no es consecuencia del tanque en sí, sino de que estamos utilizando prácticamente las 24 horas de caudal (las 18 de operación más las aproximadamente 5 horas y media que toma el tanque para llenarse).

Un aumento en el área regable de apenas un quinto de hectárea (algo más de cuatro tareas) nunca compensará la construcción de un tanque de 40 m<sup>3</sup> de capacidad. Pero si ya existiera, podremos aprovecharlo para no sólo aumentar ligeramente el área de riego (ese 12.5% que perdemos utilizando 21 horas de  $t_{os}$ ), sino también para que la operación sea más cómoda, reduciendo la duración de las jornadas de riego (de 21 horas a 18 en este ejemplo).

### Paso 11 Selección del aspersor

A la hora de seleccionar el tipo de aspersor con el que regaremos, debemos hacer las siguientes consideraciones:

- No es válido cualquier aspersor para el sistema de riego que estemos diseñando. Cada aspersor tiene su rango de funcionamiento óptimo según la presión disponible. Un aspersor pequeño funcionará mejor con presiones entre 15 y 30 mca (metros de columna de agua), mientras que un aspersor de mayor tamaño seguramente esté diseñado para funcionar óptimamente entre 25 y 70 mca de presión. Además, un mismo aspersor rendirá un caudal diferente y tendrá un alcance<sup>17</sup> distinto según la presión a la que esté funcionando. Y para complicar aun más
- la cuestión, los aspersores fabricados por las firmas más prestigiosas permiten cambiar las boquillas, con lo que un mismo aspersor a una misma presión rendirá caudales diferentes y tendrá alcances distintos según la boquilla.
- Esto hace necesario que debemos contar con los datos técnicos de los aspersores que potencialmente podemos utilizar en el proyecto. Todas las firmas prestigiosas de aspersores proporcionan estos datos técnicos en sus catálogos comerciales, disponibles bien con sus agentes comerciales o bien en Internet (ver el ejemplo más abajo). De no contar con las tablas del fabricante del aspersor, deberemos determinar estos datos técnicos mediante el ensayo descrito en el Anexo E.

#### Ejemplo:

En la Figura 35 se muestran los datos técnicos de tres modelos de aspersor (el 2023, el 3023, y el 4023) obtenidos del catálogo de un conocido fabricante de equipamiento para riego. En estas tablas podemos observar lo siguiente:

- Para cada aspersor existen dos tablas, una en unidades de EEUU (también llamado sistema de unidades estándar o inglesas) y otra en unidades del sistema internacional de medidas (abreviadamente SI, y también llamado sistema métrico decimal). Las unidades que deberemos usar siempre son estas últimas (recuadros sombreados), donde la presión se expresa en bares o mca, el caudal en L/s ó m<sup>3</sup>/s, y la altura del aspersor y su diámetro húmedo en m. En caso de que el catálogo al que tengamos acceso se encuentre sólo en unidades de EE.UU., en el Anexo B se proporcionan las equivalencias entre estas y las del SI.
- Cada aspersor tiene un rango de funcionamiento y un rango ideal de funcionamiento. Así, el aspersor 3023 está diseñado para funcionar entre 2.0 y 4.0 bares (20 y 40 mca), e idealmente entre 2.0 y 3.0.
- Para cada aspersor existen diferentes boquillas. El aspersor 2023 puede compararse con las boquillas (*nozzle* en inglés) #6, #7, #8 y #9.

<sup>17</sup> Este se mide con el denominado diámetro húmedo,  $D_h$ , el cual no es exactamente el alcance máximo sino una distancia donde llega aun una cantidad apreciable de agua. Para una explicación más detallada, consultar el Anexo E.

- Para cada presión y boquilla, el aspersor tendrá un diferente caudal y alcance (diámetro húmedo). Normalmente este último se mide a alturas estandarizadas de 0.5 y 2.0 m. Por ejemplo, el aspersor 3023, a 2.5 bares de presión, y con la boquilla #9, rendirá un caudal de 0.21 L/s, y tendrá un diámetro húmedo de 26.6 m colocado a 0.5 m sobre el suelo, y de 27.2 m si se coloca a 2.0 m (en la tabla, datos dentro del óvalo de línea continua).

- Los aspersores no duran para siempre, y cada cierto número de años deberán reemplazarse. Con el fin de garantizar la sostenibilidad del sistema en términos de un adecuado funcionamiento del mismo, a la hora de seleccionar el aspersor, deberemos tener en cuenta los aspersores disponibles en los agroservicios locales, o en aquellos dónde sea factible que acudan los productores a renovar el equipamiento. Por desgracia, habitualmente la gama de aspersores disponibles será limitada, y la posibilidad de seleccionar diferentes boquillas prácticamente inexistente.
- No obstante lo anterior, debemos desaconsejar la utilización de aspersores de jardinería baratos y de calidad dudosa. El ahorro que consigamos en la compra de un aspersor de este tipo se verá muy superado por las pérdidas en el rendimiento de los cultivos provocadas por la falta de uniformidad del riego.

Una vez que hemos presentado cómo interpretar los datos técnicos de los aspersores, pasamos a detallar el procedimiento de selección en sí. Este consistirá básicamente en ir aplicando una serie de condiciones o filtros con el fin de ir reduciendo la gama de aspersores utilizables:

- i. El primer filtro lo constituirá, obviamente, las **marcas y boquillas disponibles** en los agroservicios locales. Como simulación para el ejemplo, supondremos que sólo

estuvieran disponibles los aspersores de la Figura 35, pero sólo con la boquilla #8 en el caso del 2023, la #9 para el 3023, y la #13 para el 4023.

- ii. El segundo filtro lo constituirá la **presión disponible en el sistema**. Aunque se acomete antes el diseño agronómico que el hidráulico (tal y como se muestra en la Figura 33), a esta altura del proceso se debe disponer ya del estudio topográfico y tener una idea de la presión de la que se va a disponer. Para el sistema que estamos utilizando como ejemplo, la diferencia de alturas entre la fuente de agua y las tomas de las parcelas supera los 150 m, de modo que los aspersores de la Figura 35 seguramente podrán ser utilizados en todo su rango ideal de funcionamiento (20 – 30 m para los modelos 2023 y 3023, y 25 – 35 m para el modelo 4023).
- iii. La tercera condición que deberá cumplirse es que el **número de aspersores que vayan a funcionar simultáneamente deberán sumar en conjunto un caudal aproximadamente igual al caudal disponible en el sistema** (el caudal continuo para sistemas sin tanque de almacenamiento, y el instantáneo en sistemas con tanque). Por tanto, la expresión para calcular este número ( $n_{asp}$ ), será:

$$n_{asp} = \frac{Q}{q_{asp}} \quad (10.12)$$

El resultado deberemos, obviamente, ajustarlo al número entero inferior.

Posteriormente, deberemos calcular el déficit de caudal, el cual no deberá ser menor de un 5%. Para calcular este déficit se utiliza la expresión:

$$\text{déficit (\%)} = \frac{n_{\text{asp}} \times q_{\text{asp}} - Q}{Q} \times 100 \quad (10.13)$$

Procediendo de igual manera con todas las combinaciones posibles de aspersor y presión de funcionamiento, podremos rellenar la Tabla 25.

Podemos observar como de las 14 combinaciones de presión y aspersor, sólo la mitad cumplen la condición buscada.

### Ejemplo:

En el caso del aspersor 4023 funcionando a 2.5 bares, su caudal de funcionamiento es de 0.45 L/s. El número de aspersores funcionando simultáneamente será:

$$n_{\text{asp}} = \frac{2 \text{ L/s}}{0.45 \text{ L/s}} = 4.4 \Rightarrow n_{\text{asp}} = 4 \text{ aspersores}$$

Los cuatro aspersores funcionando simultáneamente rinden un caudal de  $0.45 \times 4 = 1.8 \text{ L/s}$ . El déficit de caudal será:

$$\text{déficit} = \frac{4 \times 0.45 - 2}{2} \times 100 = \frac{1.8 - 2}{2} \times 100 = -10\%$$

Este déficit no es admisible, de modo que el aspersor 4023 funcionando a 2.5 bares no será una opción para el diseño del sistema que estamos desarrollando.

**Tabla 25** Cálculo de déficits de caudal en los aspersores.

		Presión de funcionamiento del aspersor (bar)				
		2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
2023	qasp	0.15 L/s	0.17 L/s	0.18 L/s	0.20 L/s	
	nasp	13	11	11	10	–
	déficit	-2.5%	-6.5%	-1.0%	0.0%	–
3023	qasp	0.19 L/s	0.21 L/s	0.23 L/s	0.25 L/s	0.27 L/s
	nasp	10	9	8	8	7
	déficit	-5.0%	-5.5%	-8.0%	0.0%	-5.5%
4023	qasp	0.40 L/s	0.45 L/s	0.49 L/s	0.53 L/s	0.57 L/s
	nasp	5	4	4	3	3
	déficit	0.0%	-10.0%	-2.0%	-20.5%	-14.5%

iv. La precipitación provocada por un aspersor es menor, cuanto menor es la distancia al mismo. Por tanto, con el fin de que la cantidad de agua con la que se riega una determinada parcela sea uniforme, deben traslaparse los aspersores. La distancia a la que suelen traslaparse los aspersores está dada por la fórmula:

$$s \text{ (m)} \leq 0.6 \times D_h \text{ (m)} \quad (10.14)$$

donde  $s$  y  $D_h$  son respectivamente la separación entre aspersores y el diámetro húmedo de los mismos, expresados ambos en metros<sup>18</sup>.

Calcularemos la separación entre aspersores comenzando por aquella combinación con mayor caudal de aspersor. Continuando con el ejemplo, el mayor caudal es proporcionado por el aspersor 4023 funcionando a 3.0 bares (0.49 L/s). Tomaremos de las tablas de datos técnicos el diámetro húmedo, aunque deberemos sopesar cuidadosamente en función de los cultivos que van a regarse si se toma el  $D_h$  correspondiente a 0.5 ó 2.0 m. Considerando que los cultivos que piensan regarse son maíz y pasto, es lógico pensar que los aspersores deberán colocarse a una altura más cercana a la segunda que a la primera. El  $D_h$  para este aspersor y esta presión, leído de las tablas de datos técnicos, es 32.9 m. Por tanto, la separación será (ajustando posteriormente a un múltiplo de tres):

$$s \leq 0.6 \times 32.9 = 19.74 \text{ m} \Rightarrow s = 18 \text{ m}$$

v. Se denomina pluviometría de un aspersor a la precipitación artificial que este crea y que se mide, igual que la natural, en mm/h. Para su cálculo se utiliza la expresión:

$$\text{Pluv}_{\text{asp}} \text{ (mm/h)} = \frac{q_{\text{asp}} \text{ (L/h)} \times 3600}{s^2 \text{ (m}^2\text{)}} \quad (10.15)$$

Con el fin de que no se produzca ni encharcamiento ni escorrentía, esta pluviometría deberá ser inferior a una infiltración máxima que estará determinada por el producto de la infiltración básica del suelo ( $I_b$ ) y el factor de reducción por la pendiente ( $f_p$ ):

$$\text{Pluv}_M \text{ (mm/h)} = I_b \text{ (mm/h)} \times \frac{f_p \text{ (\%)}}{100} \quad (10.16)$$

Para los valores de  $I_b$  y  $f_p$  que utilizamos en el paso 8 (8 mm/h y 80% respectivamente), la pluviometría máxima permisible es:

$$\text{Pluv}_M = 8 \times \frac{80}{100} = 6.4 \text{ mm/h}$$

Deberemos pues comprobar que el primer aspersor de los siete (el de caudal máximo), con la separación calculada en el paso iv, cumple esta condición.

$$\text{Pluv}_{\text{asp}} = \frac{0.49 \times 3600}{18^2} = 5.4 \text{ mm/h}$$

Como vemos el primer aspersor cumple la condición y no es necesario probar con los demás. No obstante, si esto no hubiera sucedido, habríamos ido probando con los otros seis aspersores en orden decreciente de caudal hasta que alguno cumpliera esta quinta condición.

<sup>18</sup> Es una práctica habitual (aunque desde luego no grabada en piedra) situar los aspersores separados entre sí por distancias que son múltiplos de tres.

**Figura 34** Datos técnicos de tres tipos de aspersor.

**2023-1-½"M**

SPRINKLER BASE PRESSURE	(psi)	U.S. - Diameter (feet)						METRIC - Diameter (meters)				
		25	30	35	40	45	50	(bar)	2.0	2.5	3.0	3.5
								(psi)	29.00	36.25	43.50	50.75
<b>#6 Nozzle - Gold (3/32")</b>												
Flow (gpm)	1.22	1.34	1.45	1.55	1.64	–		(L/s)	0.08	0.09	0.10	–
Diam. at 1.5' height (feet)	73	74	75	76	77	–		0.5 m (m)	22.5	22.9	23.4	–
<b>#7 Nozzle - Lime (7/64")</b>												
Flow (gpm)	1.68	1.84	1.99	2.12	2.25	2.37		(L/s)	0.11	0.13	0.14	0.15
Diam. at 1.5' height (feet)	75	76	77	78	79	80		0.5 m (m)	23.1	23.5	24.0	24.4
<b>#8 Nozzle - Lavender (1/8")</b>												
Flow (gpm)	2.21	2.42	2.62	2.79	2.97	3.12		(L/s)	0.15	0.17	0.18	0.20
Diam. at 1.5' height (feet)	77	78	79	80	81	82		0.5 m (m)	23.7	24.2	24.6	25.0
<b>#9 Nozzle - Grey (9/64")</b>												
Flow (gpm)	2.81	3.08	3.33	3.56	3.78	3.98		(L/s)	0.19	0.21	0.23	0.25
Diam. at 1.5' height (feet)	78	79	80	81	82	83		0.5 m (m)	24.0	24.5	24.9	25.3

**3023-1-¾"M**

SPRINKLER BASE PRESSURE	(psi)	U.S. - Diameter (feet)						METRIC - Diameter (meters)					
		25	30	35	40	45	50	(bar)	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
								(psi)	29.00	36.25	43.50	50.75	58.00
<b>#7 Nozzle - Lime (7/64")</b>													
Flow (gpm)	1.68	1.84	1.99	2.12	2.25	2.37		(L/s)	0.11	0.13	0.14	0.15	–
Diam. at 1.5' height (feet)	77	80	82	84	86	87		0.5 m (m)	24.2	25.1	26.0	26.6	–
Diam. at 6.0' height (feet)	82	83	84	85	86	88		2.0 m (m)	25.2	25.7	26.1	26.6	–
<b>#8 Nozzle - Lavender (1/8")</b>													
Flow (gpm)	2.21	2.42	2.62	2.79	2.97	3.12		(L/s)	0.15	0.17	0.18	0.20	0.21
Diam. at 1.5' height (feet)	80	83	85	86	87	88		0.5 m (m)	25.1	26.0	26.4	27.0	27.9
Diam. at 6.0' height (feet)	84	86	87	88	89	90		2.0 m (m)	26.1	26.6	27.0	27.5	27.9
<b>#9 Nozzle - Grey (9/64")</b>													
Flow (gpm)	2.81	3.08	3.33	3.56	3.78	3.98		(L/s)	0.19	0.21	0.23	0.25	0.27
Diam. at 1.5' height (feet)	83	85	87	88	90	91		0.5 m (m)	25.8	26.6	27.2	27.8	28.2
Diam. at 6.0' height (feet)	85	87	89	90	91	92		2.0 m (m)	26.4	27.2	27.6	28.1	28.5
<b>#10 Nozzle - Turquoise (5/32")</b>													
Flow (gpm)	3.49	3.82	4.13	4.41	4.68	4.93		(L/s)	0.24	0.26	0.29	0.31	0.33
Diam. at 1.5' height (feet)	85	87	89	90	91	92		0.5 m (m)	26.4	27.2	27.6	28.1	28.5
Diam. at 6.0' height (feet)	86	88	90	92	93	94		2.0 m (m)	26.7	27.6	28.3	28.7	29.1

**4023-1-¾"M**

SPRINKLER BASE PRESSURE	(psi)	U.S. - Diameter (feet)						METRIC - Diameter (meters)					
		30	35	40	45	50	55	60	(bar)	2.0	2.5	3.0	3.5
								(psi)	29.00	36.25	43.50	50.75	58.00
<b>#10 Nozzle - Turquoise (5/32")</b>													
Flow (gpm)	3.82	4.13	4.41	4.68	4.93	5.17	5.40	(L/s)	0.24	0.26	0.29	0.31	0.33
Diam. at 1.5' height (feet)	86	89	91	93	95	96	97	0.5 m (m)	26.0	27.3	28.2	29.0	29.4
Diam. at 6.0' height (feet)	92	94	96	97	98	99	100	2.0 m (m)	27.9	28.8	29.5	29.9	30.4
<b>#11 Nozzle - Yellow (11/64")</b>													
Flow (gpm)	4.63	5.00	5.34	5.67	5.98	6.27	6.55	(L/s)	0.29	0.32	0.35	0.38	0.41
Diam. at 1.5' height (feet)	89	92	94	96	98	99	100	0.5 m (m)	26.9	28.2	29.1	29.9	30.4
Diam. at 6.0' height (feet)	94	96	98	100	102	103	104	2.0 m (m)	28.5	29.4	30.3	31.1	31.6
<b>#12 Nozzle - Red (3/16")</b>													
Flow (gpm)	5.52	5.97	6.37	6.76	7.13	7.48	7.81	(L/s)	0.34	0.38	0.42	0.45	0.48
Diam. at 1.5' height (feet)	92	95	97	99	101	102	103	0.5 m (m)	27.9	29.1	30.0	30.8	31.3
Diam. at 6.0' height (feet)	97	99	101	103	105	107	108	2.0 m (m)	29.4	30.3	31.2	32.1	32.8
<b>#13 Nozzle - White (13/64")</b>													
Flow (gpm)	6.50	7.02	7.49	7.95	8.38	8.80	9.19	(L/s)	0.40	0.45	0.49	0.53	0.57
Diam. at 1.5' height (feet)	94	97	99	101	103	104	105	0.5 m (m)	28.5	29.7	30.6	31.4	31.9
Diam. at 6.0' height (feet)	100	103	106	109	112	115	117	2.0 m (m)	30.2	31.6	32.9	34.3	35.4
<b>#14 Nozzle - Blue (7/32")</b>													
Flow (gpm)	7.49	8.09	8.63	9.17	9.66	10.1	10.6	(L/s)	0.46	0.52	0.57	0.61	0.66
Diam. at 1.5' height (feet)	96	99	101	103	105	106	107	0.5 m (m)	29.1	30.3	31.2	32.0	32.5
Diam. at 6.0' height (feet)	102	106	110	114	118	122	125	2.0 m (m)	30.8	32.6	34.4	36.1	37.7

Fuente: Catálogo Senninger.

**Paso 12** Cálculo del tiempo de aplicación ( $t_a$ )

El tiempo de aplicación que resultará dada la pluviometría del aspersor elegido estará dada por la expresión:

$$t_a \text{ (h)} = \frac{D_b \text{ (mm)}}{\text{Pluv}_{asp} \text{ (mm/h)}} \quad (10.17)$$

Sustituyendo con los valores calculados en los pasos 7 y 11:

$$t_a = 56 / 5.4 = 10.4 \text{ h}$$

Si resultara un  $t_a$  superior al  $t_{os}$ , deberíamos regresar al paso 5 y reducir el intervalo de aplicación.

**Paso 13** Superficie por postura ( $S_{post}$ )

Una postura de riego es la superficie que se riega de manera simultánea. No debemos confundirlo con turno, ya que este último concepto tiene que ver con el número de regantes<sup>19</sup>. Esta superficie estará determinada por la expresión:

$$S_{post} \text{ (m}^2\text{)} = n_{asp} \times s^2 \text{ (m}^2\text{)} \quad (10.18)$$

Sustituyendo con los datos del ejemplo (recordemos del punto 11 que el número de aspersores es cuatro, y la separación entre los mismos 18 m):

$$S_{post} = 4 \times 18^2 = 1,296 \text{ m}^2$$

Como podemos calcular fácilmente, la superficie total bajo riego necesitará 16 ó 17 posturas para ser regada en su totalidad, es decir, un número muy diferente del de turnos, uno por productor.

**Paso 14** Número de posturas por día ( $n_{post}$ )

Se calculará con la expresión

$$n_{post} = \frac{t_{os}}{t_a} \quad (10.19)$$

y se ajustará posteriormente a un número entero. En el ejemplo:

$$n_{post} = 21 / 10.4 = 2.02 \Rightarrow n_{post} = 2 \text{ posturas}$$

**Paso 15** Superficie regada por día ( $S_d$ )

Calculada con la expresión:

$$S_d \text{ (m}^2\text{)} = S_{post} \text{ (m}^2\text{)} \times n_{post} \quad (10.20)$$

que para el ejemplo toma un valor de:

$$S_d = 1,296 \times 2 \approx 2,600 \text{ m}^2$$

**Paso 16** Comprobación

Con el fin de comprobar la bondad de los cálculos efectuados, comprobaremos que la superficie regada por día multiplicada por el intervalo entre riegos es aproximadamente igual a la superficie total bajo riego:

$$\begin{aligned} S_d \times I &= 2,600 \text{ m}^2/\text{día} \times 6 \text{ días} \\ &= 15,600 \text{ m}^2 \approx 16,258 \text{ m}^2 \\ &\text{(error} = 4\%) \end{aligned}$$

Luego los cálculos son correctos.

<sup>19</sup> Por ejemplo, un agricultor puede necesitar varias posturas durante su turno para regar el total de su superficie. Y viceversa, en una misma postura puede regarse la tierra de dos productores, cuyo turno coincide.



# 11

## Conceptos básicos de hidráulica



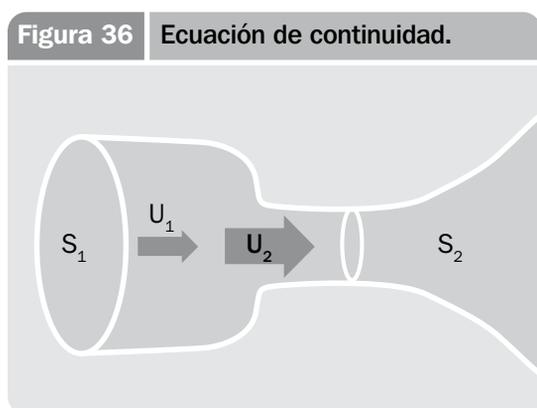


# 11. Conceptos básicos de hidráulica

## 11.1 Ecuación de continuidad

Como vimos en la sección 3.1, el caudal que pasa a través de una sección transversal de área  $S$ , en la que la velocidad media es  $U$ , viene dado por la expresión:

$$Q = S \times U$$



La ecuación de continuidad establece que en una tubería donde varíe la sección de la misma pero el caudal se mantenga constante se cumplirá que (ver Figura 36):

$$Q = S_1 \times U_1 = S_2 \times U_2 = \text{constante} \quad (11.1)$$

En otras palabras, dado que el caudal es constante, también será constante el producto de la sección por la velocidad del fluido.

La utilidad de la ecuación de continuidad para nuestros fines es que, conociendo el caudal que circula por una tubería y los diferentes diámetros de esta en sus distintos tramos, podremos siempre conocer la velocidad del fluido.

## 11.2 Hidrostática

Hidrostática es el estudio de los fluidos cuando estos están en reposo. En otras palabras, en esta sección vamos a estudiar cómo se comporta el agua en un sistema de riego cuando no está circulando.

Llamamos **presión** a la fuerza que ejerce un fluido (como el agua) sobre cualquier objeto que esté en contacto con ese fluido. En el caso de los sistemas de minirriego, nos va a interesar particularmente la presión que ejerce el agua sobre las paredes de las tuberías que la conducen.

Cualquier persona que bucee hasta el fondo de un lago o piscina, o se sumerja unos cuantos metros por debajo del nivel del mar, rápidamente aprende que la presión del agua se incrementa conforme se desciende, pero no varía si se nada horizontalmente. Concretamente, la presión en cualquier punto del agua es directamente proporcional a la longitud de la columna de agua que existe entre ese punto y la superficie del agua. Es por ello que frecuentemente se expresa la presión en metros de columna de agua (mca)

o abreviadamente en metros. A la presión medida en estas unidades se le denomina **altura de presión**.

Observemos un sistema de minirriego donde el agua no esté fluyendo desde el tanque porque la llave del final está cerrada, es decir, está en equilibrio estático (ver Figura 37).

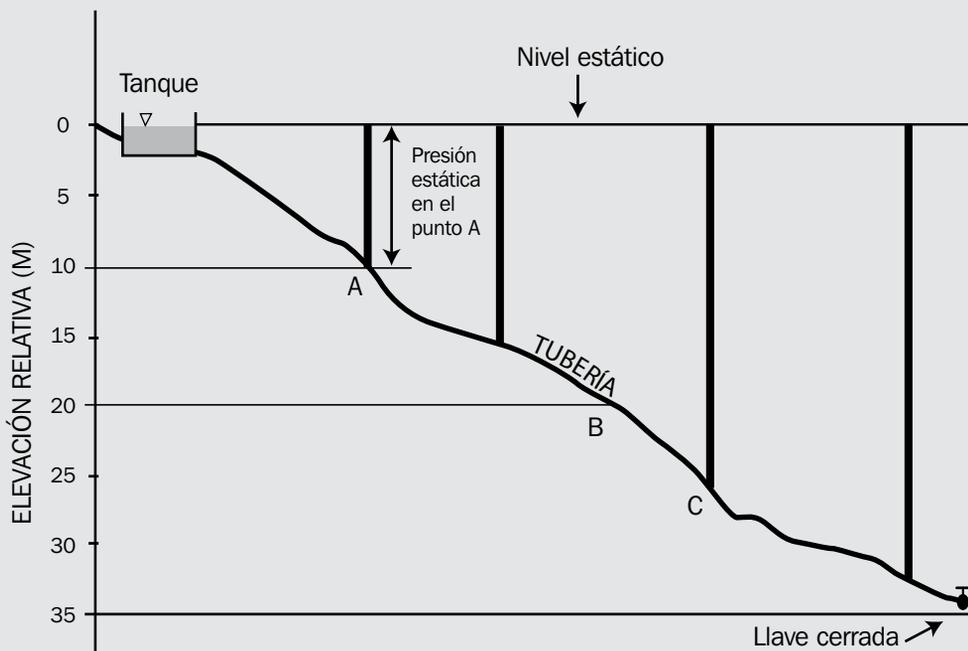
Si introdujéramos unos pequeños tubos verticales de suficiente longitud en la tubería principal, veríamos como el nivel del agua en cada tubo alcanzaría exactamente el nivel del agua en el tanque.

A partir de la figura, podemos definir los siguientes conceptos aplicables a sistemas en equilibrio estático:

- A la prolongación imaginaria del nivel de la superficie del agua en el tanque, la cual coincide con el nivel donde llega el agua en los tubos, se le denomina **nivel estático**.

- La altura de estas columnas de agua será precisamente el valor de la presión en la tubería en los puntos donde se hayan insertado los tubos, la cual se denomina **presión estática**. Esta presión se mide como altura de presión, por ejemplo, la presión estática del punto A de la figura es de 10 mca, la altura de la columna de agua. Como vemos en la figura, esta presión estática puede calcularse también como la diferencia de elevación o altitud entre el terreno y la superficie del agua en el tanque. Así, podemos saber sin necesidad de tubo que la presión estática en el punto B de la figura será de 20 m (insistimos en que se usa indistintamente mca o m).

**Figura 37** Sistema en equilibrio estático.



La importancia de la presión estática se deriva de que:

- En función de la presión estática existente en un punto dado, la tubería o manguera en ese punto deberá ser de mayor o menor espesor de pared, lo cual le dará, respectivamente, mayor o menor resistencia a la presión.

Como se explica en detalle en el Anexo C, las tuberías o mangueras normalizadas (es decir, fabricadas conforme a normas o estándares internacionales) suelen caracterizarse por un número llamado SDR. La Tabla 26 muestra, para el caso del PVC, la equivalencia entre el SDR y el **timbraje**, es decir, la máxima presión que son capaces de soportar los tubos, expresado en PSI (los números impresos habitualmente en los mismos) o en mca.

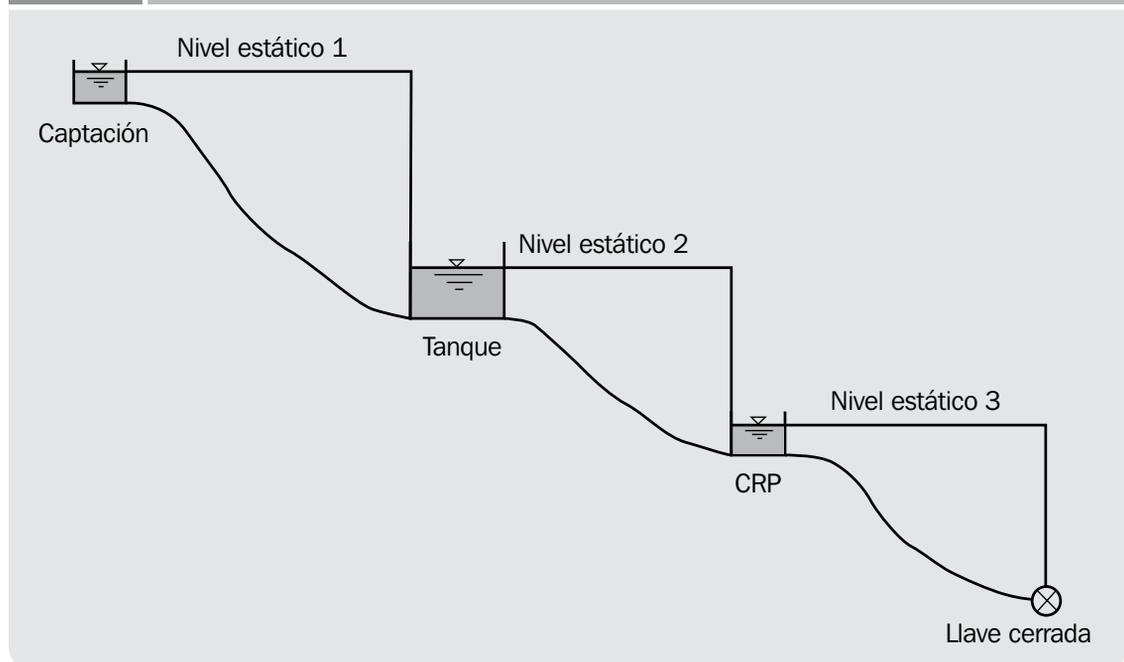
**Tabla 26** Relación entre SDR y timbraje.

SDR	Timbraje (PSI)	Timbraje (mca)
41	100	70
32.5	125	88
26	160	112
21	200	140
17	250	176
13.5	315	221

Para mangueras de poliducto no normalizado tomaremos un SDR igual a 26, y un timbraje de 25 mca.

- Representa la energía **máxima** disponible en el sistema para llevar el agua hacia un determinado punto. Por ejemplo, la presión estática existente en el punto C de la Figura 37 es la máxima energía disponible para llevar el agua hasta ese punto.

**Figura 38** Niveles estáticos en una red a presión.



Es importante explicar que el nivel estático en red a presión se mantendrá constante mientras el agua no entre en contacto con la atmósfera. Tan pronto el agua encuentra una superficie libre (como un tanque, una caja re-unidora, o una caja rompedresión), la presión estática pasa a ser cero y a partir de esta nueva superficie libre existirá un nuevo nivel estático. En la Figura 38 se aprecia mejor:

en ella podemos ver como el nivel estático con el que se parte en la captación pasa a cero al llegar al tanque. De aquí nace un nuevo nivel estático que se mantiene hasta la caja rompedresión (CRP), donde nuevamente pasa a cero e inicia un nuevo nivel estático que ya se mantiene hasta la llave al final del sistema.

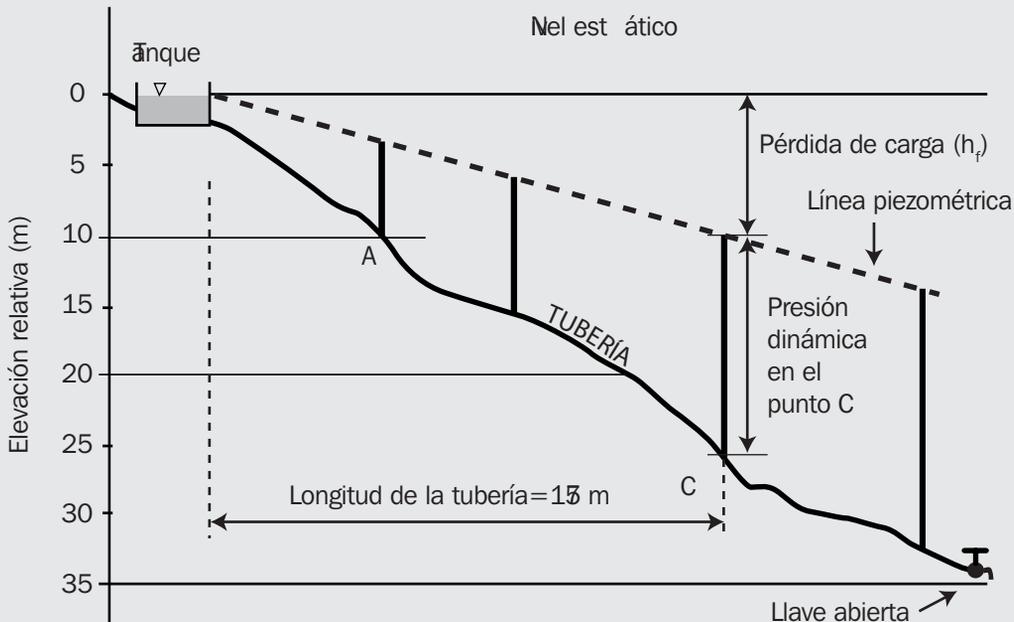
### 11.3 Hidrodinámica

Supongamos que abriésemos parcialmente la llave del sistema de la Figura 37, y que el nivel del agua en el tanque se mantiene ya que se llena tan rápido como se vacía. Observaríamos en los tubos que están insertos en la tubería que el nivel del agua decrecería, como muestra la Figura 39.

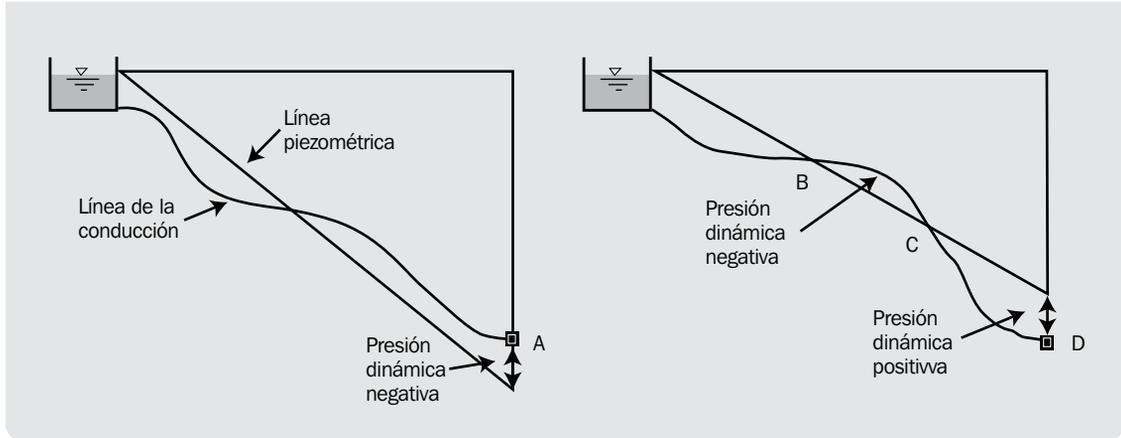
La línea a trazos de la figura es una línea imaginaria que une los puntos donde llegarían las columnas de agua y se denomina **línea**

**piezométrica** o **línea de gradiente hidráulico** (LGH). Esta línea piezométrica cambiará según cambie el diámetro de la tubería, la velocidad del agua, o el caudal que circula por la misma. La altura de las columnas de agua en este caso en que el agua está en movimiento representan la llamada **presión dinámica** o **presión residual** (ver punto C en la Figura 39), y al igual que en el caso de la presión estática se mide en forma de altura de columna de agua, es decir, en mca o m.

**Figura 39** Sistema en equilibrio dinámico.



**Figura 40** Casos particulares de la línea piezométricas.



Es muy importante tener claro el concepto de presión dinámica porque esta es la que va a proporcionar la energía necesaria para hacer posible el flujo del agua por la tubería. **Un valor negativo de la presión dinámica siempre será inadmisibles**, bien porque provocará que el flujo de agua se detenga (como en la Figura 40a, donde el agua jamás llegará al punto A), o bien porque existirán fenómenos de succión totalmente desaconsejables (en el caso b) el agua llegará al punto D porque la presión dinámica es positiva, pero existirá succión entre los puntos B y C, donde la presión dinámica es negativa).

### 11.3.1 Fricción y turbulencia

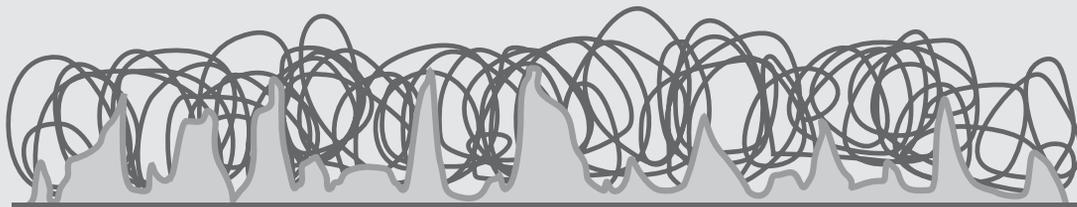
¿Por qué disminuye la presión cuando se pasa de una situación estática a una dinámica? Según se mueve el agua por las tuberías se pierde energía por fricción, es decir, por el rozamiento del agua contra la superficie de las tuberías. Por muy lisas que puedan parecer las paredes de cualquier tubo o manguera, siempre existe una rugosidad que va provocar esa fricción y por tanto esas pérdidas de energía (ver Figura 41).

Estas pérdidas por fricción dependerán básicamente de:

- La **velocidad media del agua**: cuanto mayor sea esta, mayor será la fricción.
- La **longitud** de la tubería: en una tubería más larga se acumularán lógicamente más pérdidas por rozamiento.
- El **diámetro** de la tubería: a menor diámetro el rozamiento será mayor.
- El **material** de la tubería, pues diferentes materiales tendrán también diferentes rugosidades.

A lo largo de una conducción hidráulica es necesario con gran frecuencia instalar no solo la tubería o manguera sino también una serie de dispositivos y piezas especiales tales como uniones, ensanchamientos, reducciones, derivaciones, filtros, llaves, etc. Estos dispositivos y piezas (denominados singularidades en su conjunto) ocasionan cambios bruscos en la velocidad y la dirección del agua, y originan a su vez unas turbulencias en las cercanías de las piezas singulares que provocan unas pérdidas de energía adicionales a las causadas por el rozamiento.

**Figura 41** Rugosidad interna de las tuberías y mangueras.



En hidráulica, estas pérdidas de energía por fricción y turbulencia se denominan **pérdidas de carga**, y representan justamente (ver Figura 39) la diferencia entre la presión estática y la presión dinámica, o en otras palabras, la presión estática equivale a la suma de la presión dinámica más las pérdidas de carga. Como decíamos anteriormente, la presión estática es la energía **máxima** disponible para el flujo del agua. En función de cómo de grandes sean las pérdidas de carga, existirá una mayor o menor presión dinámica, es decir, una mayor o menor energía **realmente** disponible para el movimiento del agua, y siempre inferior a la máxima.

Existen dos maneras de expresar las pérdidas de carga:

- Al igual que la presión estática y dinámica, pueden expresarse como altura de colum-

na de agua. En este caso, se denominan  $h_f$ , y se miden, naturalmente, en mca o m.

- Otra manera de expresar las pérdidas sería en forma de porcentaje, como mca de pérdidas de carga por cada 100 metros de longitud de tubería. Las pérdidas de carga así medidas se denominan  $J$ .

La relación entre ambas formas de medir las pérdidas de carga está dada por la expresión:

$$J (\%) = \frac{h_f (\text{mca})}{L (\text{m})} \times 100 \quad (11.2)$$

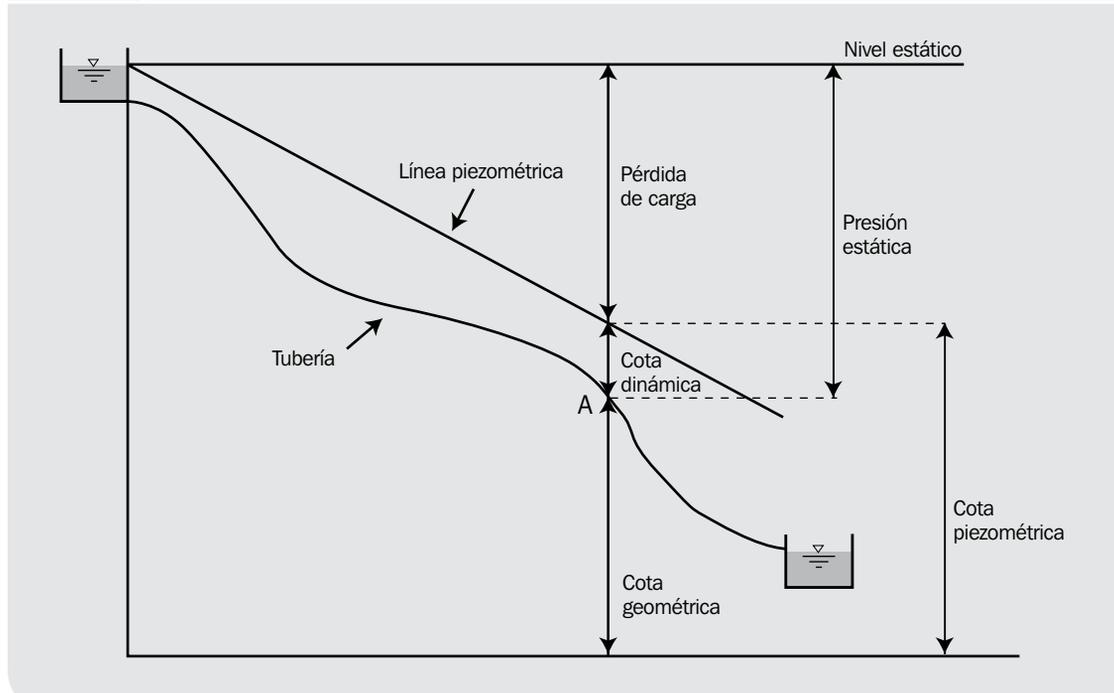
donde  $L$  es la longitud de la tubería en metros. Es relativamente frecuente encontrar en la literatura que no se utilice el símbolo % para  $J$  sino m/100 m.

### Ejemplo:

- En el punto C de la Figura 39, y con el auxilio de la escala del eje vertical, podemos estimar una  $h_f$  de aproximadamente 10 mca. Como podemos ver, esta es la diferencia entre la presión estática (aproximadamente 26 mca) y la dinámica (unos 16 mca).
- Igualmente podemos expresar las pérdidas de carga en forma de porcentaje. Así, suponiendo que entre la salida del tanque y el punto C haya 175 m de tubería, tendremos que:

$$J = \frac{10 \text{ mca}}{175 \text{ m}} \times 100 = 5.7\% = 5.7 \text{ m}/100 \text{ m}$$

**Figura 42** Conceptos de hidrostática e hidrodinámica.



Con la ayuda de la Figura 42, terminamos de explicar y resumimos los conceptos que necesitaremos tener claros para encarar con éxito el diseño hidráulico de un sistema de minirriego:

- Como podemos ver, en el punto A la presión estática es igual a la suma de la presión dinámica más las pérdidas de carga.
- La cota geométrica no es otra cosa que la coordenada Z calculada en el estudio topográfico (ver módulo 6).
- Se denomina cota piezométrica a la suma de la cota geométrica más la presión dinámica. La línea piezométrica une las cotas piezométricas de todos los puntos de la tubería.

## 11.4 Estimación de las pérdidas de carga

En la sección anterior hemos explicado lo fundamental que es conocer la presión dinámica disponible en cualquier punto de una tubería, dado que la existencia de presiones dinámicas negativas implicarán que se detenga el flujo del agua o la aparición de fenómenos indeseables de succión. Las presiones dinámicas se calcularán de manera indirecta de la siguiente manera:

- Primeramente calcularemos para cada punto de la tubería la presión estática disponible. Esta se calculará (ver Figura 42) como diferencia entre la cota geométrica del tanque, caja o fuente (es decir, el nivel estático) y la cota geométrica en cada punto.

- Seguidamente estimaremos las pérdidas de carga.
- Finalmente, calcularemos la presión dinámica como diferencia entre la presión estática y las pérdidas de carga.

El primer y tercer paso son, pues, puramente aritméticos y no presentan ninguna dificultad. El desafío fundamental será la estimación de las pérdidas de carga, y a ello dedicamos la presente sección.

A la hora de calcular estas pérdidas de carga, distinguiremos:

- 1. Pérdidas de carga continuas ( $h_f$ ):** son las que existen como consecuencia de la fricción con tuberías y mangueras.
- 2. Pérdidas de carga accidentales, singulares o localizadas ( $h_s$ ):** las provocadas por el paso del agua a través de puntos singulares. Cuantitativamente suelen ser muy inferiores a las primeras, y sólo las comentamos brevemente más adelante.

Las pérdidas de carga totales ( $h_T$ ) serán iguales a la suma de las continuas más las singulares, y dado lo reducido de estas últimas en las condiciones más habituales, prácticamente iguales a las continuas:

$$h_T = h_f + h_s \approx h_f \quad (11.3)$$

### 11.4.1 Número de Reynolds

El número de Reynolds ( $R_e$ ) es un parámetro adimensional relacionado con las características del flujo. En concreto, representa la relación entre las fuerzas de inercia del fluido (derivadas de su movimiento) y las fuerzas de fricción (consecuencia del rozamiento del fluido con las paredes de las tuberías).

Para lo que nos va a ser de utilidad este número es para calcular la pérdida de carga por fricción. Su valor está dado por la expresión:

$$R_e = \frac{4 \times Q}{\pi \times D \times \nu} = \frac{1260633 \times Q}{D} \quad (11.4)$$

donde:

- $Q$  = caudal ( $m^3/s$ )
- $\pi$  = número Pi = 3.1416
- $D$  = diámetro interior (m)
- $\nu$  = viscosidad cinemática del agua  
=  $1.01 \times 10^{-6} m^2/s$  (a  $20^\circ C$ )

### 11.4.2 Fórmula universal o ecuación de Darcy-Weisbach

La pérdida de carga por fricción está dada por la fórmula de Darcy-Weisbach:

$$h_f = \frac{f \times L \times Q^2}{12.1 \times D^5} \quad (11.5)$$

donde:

- $h_f$  = pérdida de carga por fricción (mca)
- $f$  = factor de fricción (adimensional)
- $L$  = longitud de la tubería (m)
- $Q$  = caudal ( $m^3/s$ )
- $D$  = diámetro interior de la tubería (m)

Para el cálculo de  $f$  se sigue el siguiente procedimiento:

- Para  $R_e \leq 2000$  se dice que existe un régimen laminar en el flujo de agua, y la ecuación para el cálculo de  $f$  es<sup>20</sup>:

$$f = \frac{64}{R_e} \quad (11.6)$$

<sup>20</sup> En la literatura se denomina a veces a esta ecuación como la de la recta de Poiseuille.

Como vemos esta ecuación no presenta ninguna dificultad, aunque para los diámetros y caudales más habituales en los sistemas de minirriego no se dará este régimen.

- Para  $R_e > 2000$ , el flujo del agua se dice que está en los regímenes crítico o turbulento, y la expresión de  $f$  es:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \times \log \left( \frac{2,51}{R_e \times \sqrt{f}} + \frac{k}{3,71 \times D} \right) \quad (11.7)$$

que es la llamada ecuación de Colebrook, donde:

- $k$  = coeficiente de rugosidad de la tubería (mm). Depende del material y el estado de la misma. Ver la Tabla 27 para averiguar los valores.
- $D$  = diámetro interior de la tubería (mm) – ¡ATENCIÓN!, esta ecuación y las 11.9 y 11.10 son las únicas ecuaciones donde  $D$  va en milímetros y no en metros.

Como se puede observar, existe una gran dificultad para hallar  $f$ , ya que aparece en ambos lados de la fórmula (en otras palabras, no se puede despejar  $f$ ). Esto es lo que en matemáticas se denomina una ecuación implícita, y la única manera de resolverla es mediante aproximaciones sucesivas, con ayuda de mucha paciencia, calculadoras científicas programables o computadoras.

Dada esta dificultad, en el pasado se han desarrollado diversas fórmulas para calcular de manera aproximada o bien el factor  $f$ , o bien directamente  $h_r$ . Revisamos estas fórmulas en la sección siguiente.

**Tabla 27** Valores del coeficiente de rugosidad  $k$ .

Material y estado de la tubería	$k$ (mm)
Tuberías de plástico:	
• Polietileno (PE)	0.002
• PVC	0.02
Tuberías metálicas:	
Acero o hierro galvanizado:	
• Nuevas, buena galvanización	0.07 – 0.10
• Galvanización ordinaria	0.10 – 0.15
Fundición:	
• Nuevas	0.25 – 1.0
• Nuevas con revestimiento bituminoso	0.10 – 0.15
• Asfaltadas	0.12 – 0.30
• Después de varios años en servicio	1.0 – 4.0
Hormigón y fibrocemento:	
Hormigón:	
• Superficie muy lisa	0.3 – 0.8
• Condiciones medias	2.5
• Superficie rugosa	3 – 9
• Hormigón armado	2.5
Fibrocemento:	
• Nuevas	0.05 – 0.10
• Después de varios años de uso	0.60

### 11.4.3 Fórmulas empíricas para el cálculo de $h_f$

Para el cálculo de las  $h_f$ , la fórmula empírica más utilizada en Centroamérica es la de Hazen-Williams:

$$h_f = \frac{10,67}{C^{1,85} \times D^{4,87}} \times L \times Q^{1,85} \quad (11.8)$$

donde:

- $C$  es un factor que depende del material y el desgaste de la tubería, y que no tiene unidades. Los valores que toma  $C$  para los materiales más utilizados en los sistemas de minirriego son:

Material	$C$
PVC	150
PE (poliducto)	140
HG	100

- $L$  = longitud de la tubería en m.
- $Q$  = caudal en  $m^3/s$
- $D$  = diámetro interior en m.

Esta fórmula se diseñó para su utilización con diámetros de tubería superiores a los 50 mm y velocidades del agua inferiores a los 3 m/s. Dado que estas condiciones no siempre se dan en los minirriegos, **puede llegar a arrojar errores superiores al 15%, lo que es inadmisibles.**

En 1976 dos científicos, Swamee y Jain, publicaron un trabajo en el que propusieron la siguiente expresión:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \times \log \left( \frac{k}{3.7 \times D} + \frac{5.74}{R_e^{0.9}} \right) \quad (11.9)$$

Aunque similar a la de Colebrook, presenta la gran ventaja de que permite calcular  $f$  directamente, puesto que puede despejarse, y arroja errores siempre inferiores al 1.5% para los caudales y diámetros más habituales en los minirriegos. Obviamente es preferible usar esta ecuación en vez de la de Hazen-Williams pese a que haga el cálculo un poco más complicado.

El valor de  $f$ , una vez despejado, es:

$$f = \left( -2 \times \log \left( \frac{k}{3.7 \times D} + \frac{5.74}{R_e^{0.9}} \right) \right)^{-2} \quad (11.10)$$

En definitiva, el procedimiento que se propone desde este manual para el cálculo de las pérdidas de carga en tuberías es el siguiente:

1. Calcular  $R_e$  según la ecuación 11.4.
2. Cálculo de  $f$ :
  - a) Si  $R_e \leq 2,000$  calcular  $f$  mediante la ecuación 11.6 (insistimos en que este caso no se dará prácticamente nunca).
  - b) Si  $R_e > 2,000$ :
    - i. Si se cuenta con suficiente destreza en el uso de calculadoras científicas programables u hojas electrónicas de cálculo (se proporciona una en el CD que acompaña al manual), programar la calculadora o la hoja de cálculo<sup>21</sup> para que halle  $f$  mediante aproximaciones sucesivas a partir de la ecuación 11.7.
    - ii. Si no se cuenta con esa destreza, calcular  $f$  mediante la ecuación 11.10.

<sup>21</sup> En el Anexo I se detalla el código necesario para crear una función en Microsoft Excel® que calcula  $h_f$  mediante la ecuación universal de pérdidas de carga de Darcy-Weisbach.

3. Finalmente, calcular las  $h_f$  mediante la ecuación 11.5.
4. En caso de que se necesiten las  $h_f$  en forma porcentual ( $J$ ), aplicar la ecuación 11.2.

#### 11.4.4 Pérdidas de carga singulares

Como decíamos más arriba, estas pérdidas de carga son cuantitativamente mucho menores que las continuas. Suele adoptarse el criterio de despreciarlas para aquellos casos

donde el tramo de tubería entre puntos singulares tenga una longitud de más de 1,000 veces su diámetro. Por ejemplo, para una tubería de 50 mm de diámetro interior, despreciaremos las pérdidas de carga singulares si los tramos de tubería entre singularidades son mayores de 50 m ( $50 \text{ mm} \times 1,000 = 50,000 \text{ mm} = 50 \text{ m}$ ).

Para aquellos casos donde se haga necesario el cálculo de las pérdidas de carga singulares, se remite al lector al Anexo L.

### 11.5 Golpe de ariete

---

El fenómeno conocido como golpe de ariete tiene lugar cuando en una tubería o manguera se abre o cierra con rapidez una llave de paso o una bomba. Aparece entonces el característico martilleo que todos hemos observado alguna vez en redes de riego o agua potable, y que pueden llegar a producir la rotura de la conducción.

Consideremos por ejemplo un sistema de gravedad como el de la Figura 39. El agua se mueve por la tubería con una velocidad determinada y mediante la llave del final se le corta el paso totalmente. El agua más próxima a la llave se detendrá bruscamente y será empujada por la que viene detrás. Como el agua es algo compresible (es decir, que se puede comprimir), empezará a comprimirse en las proximidades de la válvula, y el resto del líquido comprimirá al que le precede hasta que se anule su velocidad. Paralelamente, también se provoca una dilatación de las paredes de la tubería o manguera.

Esta compresión se va trasladando hacia el origen conforme el agua va comprimiendo al límite la que le precede, de manera que al

cabo de un cierto tiempo toda el agua de la tubería está en estas condiciones, comprimida, concluyendo la primera etapa del golpe de ariete. Una vez que la compresión ha alcanzado el origen de la tubería (el extremo opuesto al de la llave), el agua empieza a descomprimirse (depresión) igualmente desde un extremo a otro, constituyendo así una segunda etapa del golpe de ariete.

El agua contenida en la tubería o manguera se comporta durante el golpe de ariete de manera semejante a un muelle que sea comprimido desde su estado de equilibrio hasta su límite. Si soltamos el muelle después de haberlo comprimido, este pasará por diversos estados de mayor y menor estiramiento hasta que alcance de nuevo su estado de equilibrio. Igualmente el agua pasará por diversas fases de compresión y descompresión hasta alcanzar nuevamente el equilibrio, durante las cuales sufrirá un movimiento oscilatorio similar al de una onda, de ahí que hablemos de onda de presión.

Estas sobrepresiones (las sucesivas compresiones y descompresiones) en las paredes

de la tubería o manguera son las causantes del martilleo que mencionábamos, y pueden llegar a producir la rotura de la conducción. Su efecto deberá sumarse al de la presión estática, de modo que el timbraje de la tubería deberá seleccionarse de acuerdo a la suma de ambos valores.

En principio, la magnitud del golpe de ariete depende de los siguientes factores:

- La **velocidad del agua**. A más velocidad, mayor sobrepresión, de ahí que se suelen establecer valores máximos de la velocidad del agua en los sistemas de conducción de agua, ya sean para riego o agua potable. Estos límites serán de 3 m/s para sistemas construidos en PVC, HG y PE normalizado, y de 0.7 m/s para sistemas de PE no normalizado o poliducto.
- La **longitud de la tubería**. El golpe de ariete será mayor entre mayor sea la longitud de la tubería.
- El **material de la tubería**. La elasticidad del material de la tubería o manguera permite en cierta medida disminuir o absorber el valor de las sobrepresiones. El golpe de ariete será, por tanto, mayor en conducciones de HG (por ser más rígido y menos capaz de absorber las sobrepresiones), y menor para las de PE, alcanzando para las de PVC valores intermedios.
- El llamado **tiempo de maniobra** ( $t_m$ ), que es el tiempo que se ocupa en abrir o cerrar una llave o bomba. Claramente, podremos intervenir en este tiempo en el caso de llaves manuales, pero será inviable hacerlo en el caso de válvulas de flote o bombas.

El procedimiento que se sigue para evaluar la magnitud del golpe de ariete en sistemas por gravedad (en el caso de sistemas por bombeo el procedimiento es ligeramente diferente y no va a detallarse en este manual) es el siguiente:

1. Primeramente calcularemos la **celeridad** de la onda de presión, es decir, la velocidad a la cual la onda se desplaza por el interior de la tubería. Está dada por la fórmula de Allievi:

$$a \text{ (m/s)} = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \times \frac{D_i}{e}}} = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \times (SDR - 2)}} \quad (11.11)$$

Se presentan dos expresiones equivalentes de la misma. En ellas:

- $a$  es la celeridad de la onda
- $D_i$ ,  $e$  y  $SDR$  son, respectivamente, el diámetro interior, el espesor y el SDR de la tubería o manguera. En el caso de utilizar la primera expresión,  $D_i$  y  $e$  deberán estar expresados en las mismas unidades, es decir, o ambos en metros o ambos en milímetros. En el caso del poliducto no normalizado, podemos tomar un valor para el SDR de 26.
- $K$  es un factor adimensional que depende del material de la tubería y que toma los siguientes valores:

Material	K
PVC	33.3
PE o poliducto	500
HG	0.5

En caso de que el tramo que estemos analizando esté formado por subtramos con diferentes diámetros, calcularemos un va-

lor medio de la celeridad que estará dado por la expresión:

$$a = \frac{L}{\frac{L_1}{a_1} + \frac{L_2}{a_2} + \dots + \frac{L_n}{a_n}} \quad (11.12)$$

donde  $L$  es la longitud total del tramo, y  $L_i$  y  $a_i$  son la longitud y celeridad de cada subtramo de diferente diámetro calculado según la ecuación 11.11.

2. Seguidamente determinaremos el denominado **tiempo crítico**, el cual representa el tiempo que tarda la onda en recorrer un ciclo entero, es decir, una ida y vuelta completa por la tubería o manguera. Está dado por la expresión:

$$t_c \text{ (s)} = \frac{2 \times L}{a} \quad (11.13)$$

donde  $t_c$  es el tiempo crítico expresado en segundos,  $L$  es la longitud del tramo en metros y  $a$  la celeridad de la onda en m/s. La comparación del tiempo de maniobra

( $t_m$ ) que antes mencionábamos con este tiempo crítico nos va a permitir diferenciar un cierre lento de un cierre rápido. Así, si  $t_m > t_c$  consideraremos el cierre como lento, y en caso contrario como rápido.

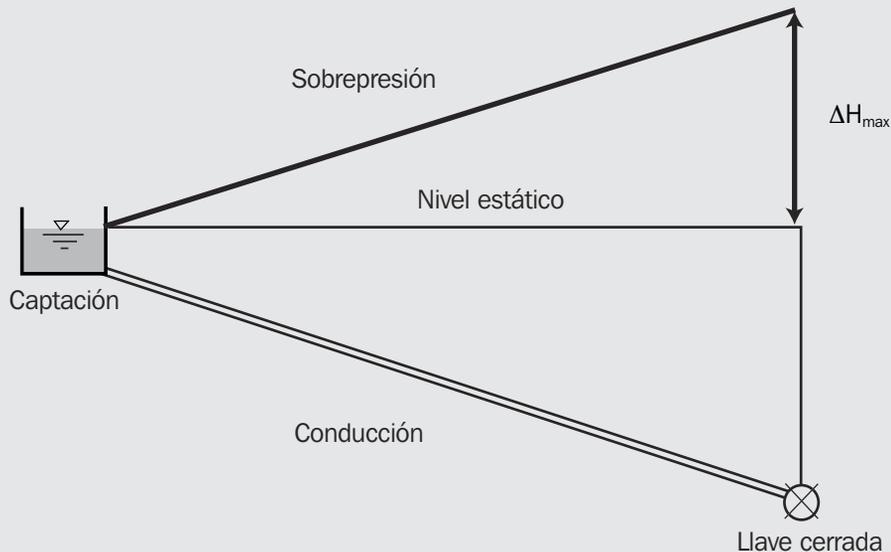
3. Determinaremos a continuación el **valor máximo de la sobrepresión**. Para **cierres lentos**, estará dada por la expresión de Michaud:

$$\Delta H_{\max} = \frac{2 \times L \times U}{g \times t_m} \quad (11.14)$$

donde:

- $\Delta H_{\max}$  = valor máximo de la sobrepresión por golpe de ariete en mca.
- $L$  = longitud de la tubería o manguera en m.
- $U$  = velocidad media del agua en m/s (no confundir con la celeridad).
- $g = 9.81 \text{ m/s}^2$
- $t_m$  = tiempo de maniobra en segundos.

**Figura 43** Sobrepresión por golpe de ariete con cierre lento.



Como muestra la Figura 43, la sobrepresión se representa gráficamente a partir del nivel estático de la conducción. Alcanzará el valor máximo justo en el punto donde está situada la llave que se cierra, a partir de la cual se reduce de manera lineal hasta que toma un valor cero en la superficie libre (captación, tanque o CRP) que da inicio al tramo.

Por el contrario, para cierres rápidos, la sobrepresión máxima estará dada por la expresión de Allievi:

$$\Delta H_{\max} = \frac{a \times U}{g} \quad (11.15)$$

siendo  $a$ , como ya sabemos, la celeridad de la onda de presión.

En el caso de cierres rápidos, la sobrepresión alcanza igualmente su valor máximo en la llave que se cierra, pero como mues-

tra la Figura 44 (línea gruesa continua), esta se mantiene en una longitud de tubería igual a la total menos la denominada longitud crítica, lugar a partir del cual disminuye hasta reducirse a cero en la superficie libre de origen.

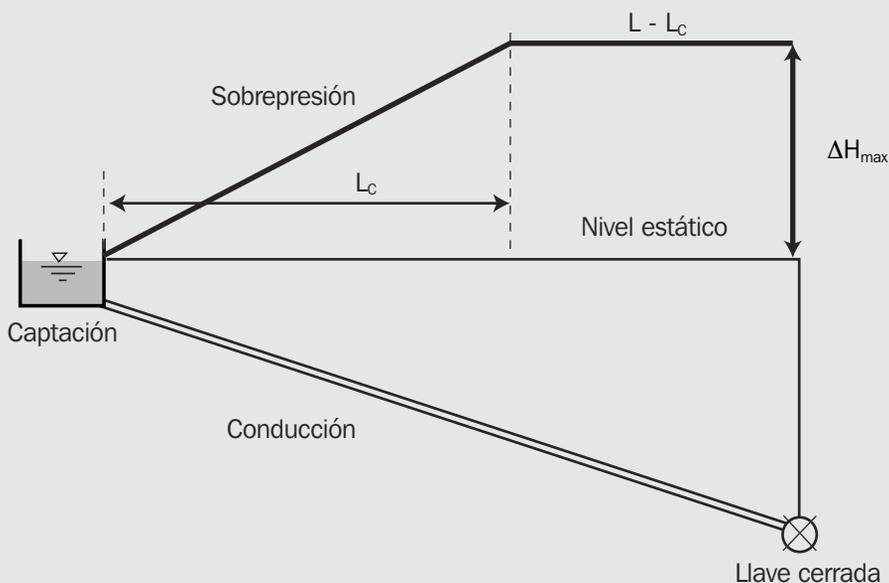
El valor de la longitud crítica está dado por la expresión:

$$L_c \text{ (m)} = \frac{a \times t_m}{2} \quad (11.16)$$

4. Finalmente deberemos considerar los valores de presión máxima y mínima soportadas por la tubería. La máxima presión soportada por la tubería será la máxima suma de la sobrepresión por golpe de ariete y la presión estática, y deberá ser inferior al timbraje de la tubería o manguera:

$$P \text{ máxima} = \text{máx} (P_e + \Delta H) < \text{timbraje} \quad (11.17)$$

**Figura 44** Sobrepresión por golpe de ariete con cierre rápido.



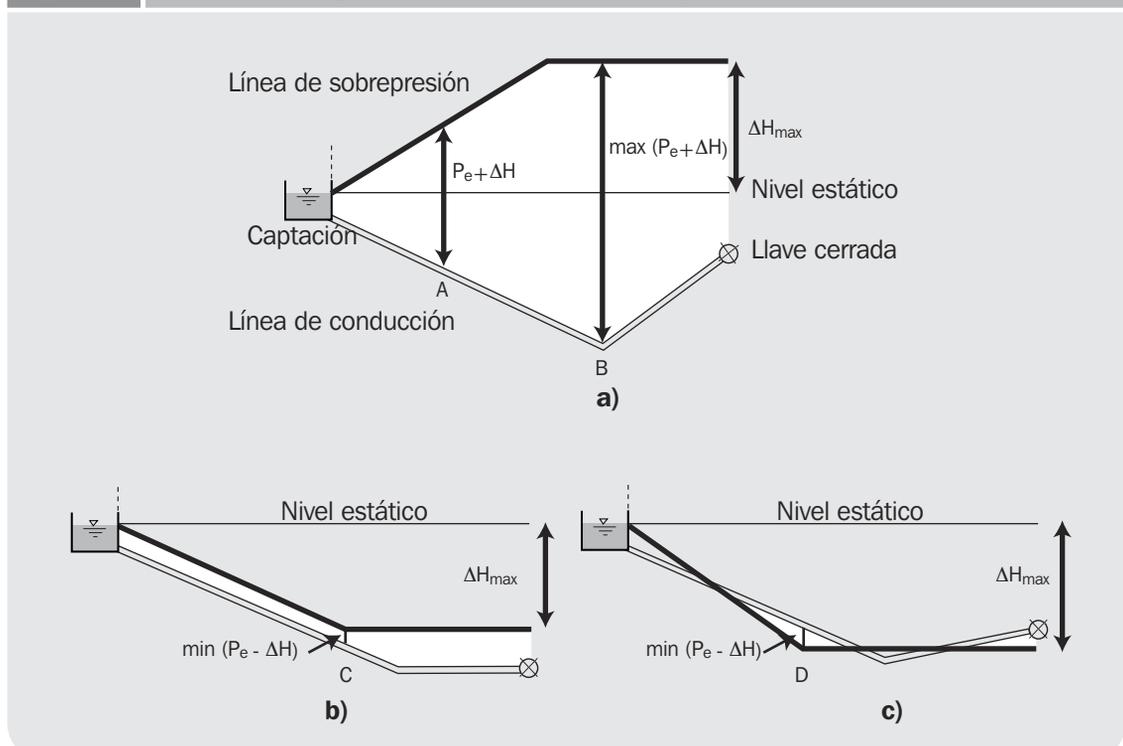
Gráficamente, la suma de la presión estática y la sobrepresión por golpe de ariete será la altura del polígono comprendido entre la línea de sobrepresión y la línea de conducción (ver área en blanco de la Figura 45a). Es importante tener en cuenta que es el valor máximo de esta suma la que debemos comparar con el timbraje, y que ese valor máximo de la suma no se da necesariamente en el punto de máxima sobrepresión por golpe de ariete. En la Figura 45a podemos ver como la presión máxima se da en el punto B, donde la altura del polígono es máxima.

Por otra parte, la presión mínima estará dada por la diferencia de la presión estática y la sobrepresión (descompresión), cuyo valor mínimo deberá ser mayor a la presión de vapor del agua menos la atmósferica con el fin de evitar la cavitación<sup>22</sup>: Para temperaturas del agua inferiores a 80 °C, es suficiente con que se cumpla la expresión:

$$P \text{ mínima} = \min (P_e - \Delta H) > -5 \text{ mca} \quad (11.18)$$

Si existieran problemas de presión mínima, deberá aumentarse el diámetro de la conducción con el fin de reducir la velocidad.

**Figura 45** Determinación gráfica de presiones máximas y mínimas



<sup>22</sup> Un líquido puede pasar a vapor de dos maneras, o bien aumentando su temperatura, o bien disminuyendo su presión. El valor de presión absoluta (la suma de la que existe en la manguera o tubería más la atmosférica que como sabemos es de 10.33 mca) al cual un líquido pasa a vapor se denomina presión de vapor del líquido correspondiente, y en el caso del agua varía aproximadamente entre 0 y 10 mca según su temperatura. Si el agua pasa a vapor, se forman unas burbujas (las cuales se llaman cavidades, de ahí el nombre del fenómeno) que al ganar presión nuevamente revientan violentamente (implotan), fenómeno llamado cavitación y que provoca daños importantes y erosión de tuberías, piezas y bombas.

Para representar la línea de descompresión simplemente “giramos” la línea de sobre-presión utilizando el nivel estático como “bisagra”, de modo que tendremos una línea como la de la Figura 45b. La determinación gráfica de la presión mínima puede, no obstante, ser objeto de confusión ya que pueden darse dos casos:

- Si la línea de descompresión está enteramente por encima de la de conducción, la presión mínima será la mínima altura del polígono comprendido entre ambas líneas (punto C de la Figura 45b).
- Por el contrario, si en algún tramo la línea de descompresión corta a la de conducción y pasa “por debajo” de esta, la presión mínima será la máxima altura de los pequeños polígonos que forman en esos tramos ambas líneas (triángulos en blanco de la Figura 45c, punto D).

Insistimos en el hecho de que en todos los tramos de la conducción se deberán dar ambas condiciones, la de presión máxima y la de presión mínima, dadas respectivamente por las ecuaciones (11.17) y (11.18). En caso de que no se cumpla alguna de estas condiciones deberá procederse a tomar una o varias de las siguientes medidas<sup>23</sup>:

- Aumentar el timbraje de las tuberías, con el fin de que sean capaces de aguantar la presión máxima. Esta no es una solución factible en el caso del PE no normalizado dado que estamos diseñando sin considerar la existencia de diferentes timbrajes para ese material.

- Reducir los valores de presión estática mediante la colocación de CRP, con lo que por otra parte también estamos reduciendo la longitud de los tramos.
- Disminuir la velocidad media del agua mediante la adecuada selección de diámetros. Como veremos más adelante en el diseño hidráulico, con el fin de reducir el fenómeno de golpe de ariete se consideran como velocidades máximas admisibles del agua en las conducciones:
  - Para HG, PVC y PE normalizado: 3 m/s
  - Para PE no normalizado: 0.7 m/s
- Aumentar el tiempo de maniobra de apertura y cierre de las llaves. Esta solución será inviable en el caso de válvulas de flote de las presentes en tanques y CRP. En el caso de válvulas manuales deberemos calcular tiempos de maniobra realistas, ya que será muy difícil convencer a un productor para que cierre una válvula de 2” en, por ejemplo, 45 segundos.

---

<sup>23</sup> Se detallan solamente las medidas más simples de entre las posibles. En sistemas más complejos, existen otro tipo de medidas como chimeneas de equilibrio, calderones, válvulas automáticas de alivio y de retención, etc.

### Ejemplo:

Sea un sistema de riego de 1,900 m de longitud y 50 m de desnivel, con el perfil topográfico de la Figura 46, construido con tubería de PVC, y que conduce un caudal de 2 L/s desde la captación hasta una toma situada al final. En su primer tramo, de 1,500 m, la tubería es de 2"-100 PSI, y en los 400 m restantes es de 1½"-125 PSI. Calcular la sobrepresión causada por el golpe de ariete considerando un tiempo de maniobra de cierre de la toma de 5 s.

### Solución:

Del Anexo C sabemos que la tubería de 2"-100 PSI tiene un diámetro interior  $D_i$  de 57.4 mm y un espesor  $e$  de 1.5 mm. La celeridad de la onda en este tramo será (considerando un valor de  $K$  de 33.3 por ser PVC el material):

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 33.3 \times \frac{57.4}{1.5}}} = 272 \text{ m/s}$$

La tubería de 1½"-125 PSI tiene un  $D_i$  de 45.2 mm y un espesor de 1.5 mm, luego su celeridad es:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 33.3 \times \frac{45.2}{1.5}}} = 305 \text{ m/s}$$

Según la ecuación 11.12 la celeridad media será:

$$a = \frac{1900}{\frac{1500}{272} + \frac{400}{305}} = 278 \text{ m/s}$$

El tiempo crítico será:

$$t_c = \frac{2 \times 1900}{278} = 14 \text{ s}$$

La velocidad media del agua en la toma la obtendremos a partir de la ecuación de continuidad. En la toma el diámetro de la tubería es de 45.2 mm, luego la sección de la misma es:

$$S = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{3.1416 \times 0.0452 \text{ m}^2}{4} = 0.0016 \text{ m}^2$$

Con lo que la velocidad del agua, una vez conocida la sección y el caudal, es:

$$U = \frac{Q}{S} = \frac{0.002 \text{ m}^3/\text{s}}{0.0016 \text{ m}^2} = 1.25 \text{ m/s}$$

Como  $t_m < t_c$ , el cierre se considera rápido y la sobrepresión alcanzará un valor máximo, según la expresión de Allievi, de:

$$\Delta H_{\max} = \frac{278 \text{ m/s} \times 1.25 \text{ m/s}}{9.81 \text{ m/s}^2} = 35.4 \text{ mca}$$

Calculamos ahora la longitud crítica con el fin de conocer a partir de donde la sobrepresión comienza a decrecer:

$$L_c = \frac{278 \text{ m/s} \times 5 \text{ s}}{2} = 695 \text{ m}$$

Una vez conocidos estos dos valores podemos representar gráficamente la sobrepresión sobre el perfil altimétrico del sistema. En el ejemplo que nos ocupa, la sobrepresión estará representada por la línea gruesa continua, y la línea de descompresión por la línea gruesa a trazos. La presión máxima se da justo en el punto en  $U$ , y su valor puede determinarse midiendo directamente sobre el perfil altimétrico si este se ha trazado sobre papel milimetrado:

$$P_{\max} = 70 + 35.4 = 105.4 \text{ mca}$$

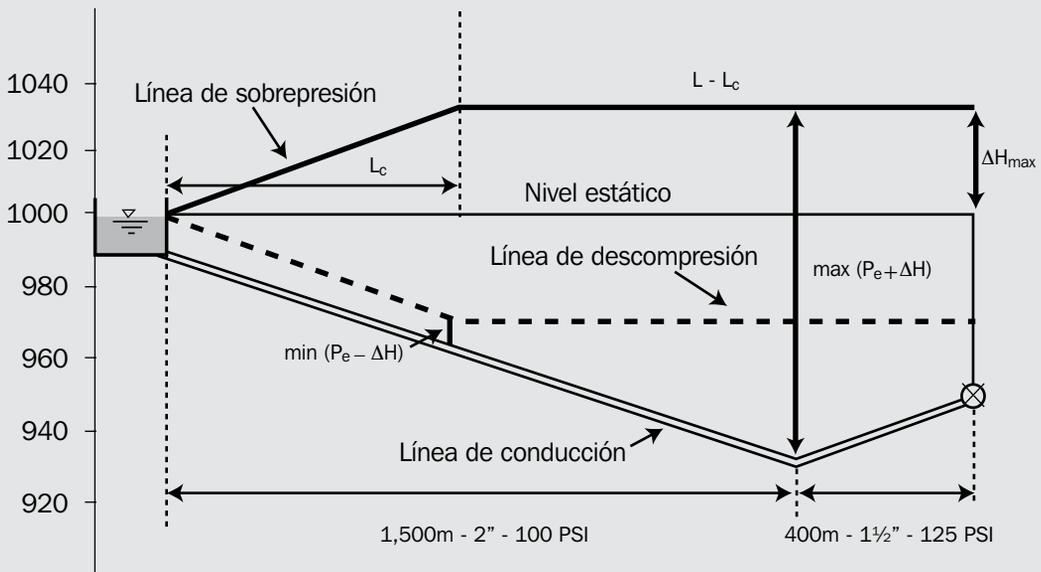
En cuanto a la presión mínima, su valor será:

$$P_{\min} = 32.4 - 35.4 = -3.0 \text{ mca}$$

El valor de la presión mínima es superior a  $-5$  mca, por lo que no es de esperar que se produzcan problemas por cavitación en la tubería. El valor de presión máxima, sin embargo, es superior tanto al timbraje de la tubería de 2" (100 PSI = 70 mca), como a la de 1½" (125 PSI = 88 mca), de modo que deberemos optar por una o varias de las opciones siguientes:

- Utilizar tubería de SDR 26, cuyo timbraje es de 112 mca y será por tanto capaz de soportar el valor de presión máxima.
- Construir una CRP que reduzca el valor de la presión estática y como consecuencia el de la presión máxima por debajo del timbraje de las tuberías. No obstante, deberemos cuidar que esta CRP, si finalmente se construye, no disminuye el valor de la presión dinámica necesaria en la toma. Asimismo, deberemos comparar el costo de construcción de esta CRP con el de aumento del timbraje que supone la solución anterior.
- Podríamos pensar en reducir igualmente la velocidad media del agua, pero esta solución parece poco factible dado que su valor (1.25 m/s) es ya suficientemente bajo.
- Calcular un tiempo de maniobra tal que el cierre sea lento, se reduzca el valor de la sobrepresión máxima, y por tanto disminuya también la presión máxima.

**Figura 46** Ejemplo de cálculo de la sobrepresión por golpe de ariete.



**Ejemplo:**

Sea un minirriego construido con poliducto no normalizado de 1¼". En uno de los tramos, comprendido entre la captación y una toma de una parcela, el sistema conduce un caudal de 0.8 L/s. El tramo tiene una longitud 250 m y salva un desnivel de 20 m, con un perfil topográfico semejante al de la Figura 44. Comprobar si existe el fenómeno de golpe de ariete, y en este caso proponer las medidas necesarias.

**Solución:**

La celeridad de la onda, recordando que tomábamos un SDR de 26 para el poliducto no normalizado, será:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 500 \times (26 - 2)}} = 90 \text{ m/s}$$

El tiempo crítico será:

$$t_c = \frac{2 \times 250}{90} = 5.6 \text{ s}$$

Con un cronómetro se ha medido el tiempo que se tarda en cerrar completamente una llave de 1¼", siendo este de 5 s. Como este tiempo de maniobra es inferior al  $t_c$ , el cierre se considera rápido. Para el caudal y el diámetro mencionados resulta una velocidad media del agua de 1.01 m/s, luego la sobrepresión alcanzará un valor máximo de:

$$\Delta H_{\max} = \frac{90 \text{ m/s} \times 1.01 \text{ m/s}}{9.81 \text{ m/s}^2} = 9.3 \text{ mca}$$

En este caso, la máxima presión se dará justo en la llave y tendrá un valor de:

$$P_{\text{máx}} = 20 + 9.3 = 29.3 \text{ mca}$$

Mientras que la presión mínima será:

$$P_{\text{mín}} = 20 - 9.3 = 10.7 \text{ mca}$$

Vemos como el valor de la presión máxima supera el timbraje del poliducto no normalizado (25 mca). No existirán sin embargo problemas de presión mínima por ser su valor muy superior al límite de  $-5$  mca establecido por la ecuación (11.18).

Al considerar las medidas propuestas en la página 134:

- Como ya se ha comentado, el aumento en el timbraje de la tubería no es una opción ya que para poliducto no normalizado sólo existe uno.
- Podríamos pensar en colocar una CRP entre la captación y la toma de la parcela, pero dado el desnivel tan bajo existente y lo pequeño del sistema, la medida puede parecer exagerada en un primer momento.
- Podemos intentar reducir la velocidad media del agua aumentando un diámetro de entre los comerciales. Así, si consideramos el diámetro de  $1\frac{1}{2}$ " , la velocidad media del agua será de  $0.7$  m/s, con lo que la sobrepresión máxima alcanzará un valor de  $6.4$  mca, y la presión máxima  $26.4$  mca.
- Este valor es aun superior a los  $25$  mca de timbraje. Podríamos aumentar a  $2$ " de tubería, pero antes de recurrir a esto probemos a aumentar ligeramente el tiempo de maniobra. Debemos intentar un tiempo de maniobra superior al crítico ( $5.6$  s), de modo que el cierre se considere lento y podamos calcular la sobrepresión según la ecuación (11.14). además, deberá tener un valor que provoque una sobrepresión igual o inferior a  $5$  mca, que es el margen que tenemos entre el valor de presión estática ( $20$  mca) y el timbraje de una tubería. Con un  $t_m$  de  $8$  s, la sobrepresión será:

$$\Delta H_{\text{máx}} = \frac{2 \times 250 \text{ m} \times 0.7 \text{ m/s}}{8 \text{ s} \times 9.81 \text{ m/s}^2} = 4.5 \text{ mca}$$

- Por lo tanto, las medidas que tomaremos para atenuar los efectos del golpe de ariete serán aumentar el diámetro de la conducción a  $1\frac{1}{2}$ " y aumentar el tiempo de maniobra de cierre desde los cinco a los ocho segundos.

**12**

# **Diseño hidráulico**





# 12. Diseño hidráulico

## 12.1 Unidades de medida

---

El sistema de unidades que se utiliza en Honduras y el cual se usará por tanto en todo el diseño hidráulico es el internacional (SI). En este sistema, las magnitudes físicas más habituales se expresan en las siguientes unidades:

- Caudal ( $Q$ ): litros por segundo (L/s) ó metros cúbicos por segundo ( $m^3/s$ ).
- Velocidad media del agua ( $U$ ) y celeridad ( $a$ ): metros por segundo (m/s).
- Sección o área transversal de conductos ( $S$ ): metros cuadrados ( $m^2$ ).

- Diámetro de tuberías circulares ( $D$ ): metros (m) o milímetros (mm).
- Presión: metros de columna de agua (mca), o abreviadamente metros (m); aunque no es una medida del SI, es muy frecuente utilizar también el bar (no tiene abreviatura), el cual equivale aproximadamente a 10 mca.

No obstante, como es relativamente frecuente el uso de unidades del sistema de unidades de EE.UU., se han incluido en el Anexo B factores de conversión entre ambos sistemas.

## 12.2 Procedimiento

---

Con fines didácticos, se ha preferido explicar el proceso de diseño hidráulico mediante métodos gráficos, mucho más simples e intuitivos para personas que se estén iniciando en el diseño de redes de agua. Se considera que la comprensión de los principios de diseño hidráulico es mucho mejor por estos métodos, lo cual redundará en un futuro en una mejor comprensión de los procedimientos analíticos de cálculo que se encuentran en otros manuales, y en una más racional utilización del software especializado que existe para el diseño de redes y al que se puede tener acceso en el futuro.

Al igual que en el diseño agronómico, se presenta una metodología por pasos con el fin de proporcionar más claridad a la explicación. Debe mencionarse, no obstante, que igual

también que en el diseño agronómico, el proceso de diseño hidráulico es iterativo, siendo a veces necesario regresar a un paso anterior para reiniciar el cálculo desde allí.

### **Paso 1** Selección del material de la tubería o manguera

Seis serán los criterios fundamentales que nos guiarán en el material que seleccionaremos para la tubería del sistema:

- a) La **diferencia de alturas** entre la fuente de agua y las tomas de las parcelas. En principio, desniveles totales superiores a los 60 u 80 metros no aconsejarán la utilización de poliducto, puesto que sería necesaria la construcción de demasiadas cajas rompedoras que encarecerían sensiblemente el sistema.

- b) Los **derechos de paso**. Normalmente la conducción de un sistema de riego atravesará terrenos que no pertenecen a ninguno de los regantes, sino que deberán ir por tierras de otros productores o por tierras públicas (como una carretera o el cauce de un río). Por ejemplo, un dueño de otra tierra puede dar permiso para que pase una manguera de poliducto que dejamos sobre el terreno, pero no para enterrar una tubería de PVC. Y si la manguera tiene que pasar por algún lugar muy transitado (como un camino o carretera), no conviene utilizar poliducto sin enterrar para evitar cortes accidentales o intencionados de la manguera, y será mejor enterrar la tubería o manguera, o ponerla de HG.
- c) El **terreno** en sí por donde va a ir la conducción. En una tierra muy pedregosa, o en el cauce de un río, será imposible enterrar la tubería, con lo que no podrá utilizarse PVC, ya que este se degrada rápidamente por acción del sol y debe ser enterrado. Por otra parte, en pasos aéreos para atravesar quebradas y barrancos, suele utilizarse HG, aunque podemos igualmente utilizar PE o PVC con una cubierta de PE para protegerlo del sol.
- d) La disponibilidad de **mano de obra**. Al contrario que en sistemas de agua potable, donde suele contarse con toda la mano de obra disponible en una comunidad para el zanjeo e instalación de la conducción, en pequeños sistemas de minirriego para uno pocos regantes se cuenta con poca gente para el zanjeo. Si la conducción es relativamente larga, el zanjeo será impracticable para tan poca gente, y sólo el PE o el HG serán una opción.
- e) La **topografía del terreno**. La existencia de numerosos puntos en U con profundidades mayores de 20 m, impedirá el uso del PE o al menos obligará a combinar en el sistema tramos en PE con tramos en PVC o HG (ver paso 4 más adelante).
- f) Por último, el **presupuesto disponible**. En principio el HG es el material más caro por metro lineal, de modo que se utilizará lo menos posible. Normalmente sólo se utiliza en pasos aéreos o en lugares donde no se puede zanjear y se desaconseja la utilización de PE para evitar roturas. Por otra parte, el PE es el más barato y para sistemas pequeños y donde no exista peligro de roturas será el aconsejable. Pero en sistemas con mucha diferencia de altura, habrá que considerar cuidadosamente si económicamente sale más rentable usar PE (más barato) a costa de tener que construir más CRP, o usar PVC, más caro por metro lineal pero más resistente a la presión y por tanto con menos necesidad de construir CRP.

En el sistema de Nueva Zona que utilizamos como ejemplo para el diseño agronómico, las diferencias de altitud entre la fuente de agua y las tomas de las parcelas superan en algunos casos los 200 m, con lo que desde el punto de vista hidráulico lo recomendable sería construir el sistema en PVC, que como ya hemos mencionado debe ser siempre enterrado para que no se arruine por acción del sol. Pero por otro lado, la longitud de la conducción y por tanto la distancia a zanjear supera el kilómetro y medio, y como recordamos, sólo son seis productores. Por lo tanto, desde el punto de vista de la disponibilidad de mano de obra, y dado que la conducción va por parcelas de familiares de ellos y no es de esperar que nadie pretenda arruinar la conducción, sería mejor construir el sistema en PE y dejar las mangueras sobre el suelo. Esto desde luego provocará que debamos

construir más CRP, y que debamos considerar muy bien la diferencia en costos (considerando dentro de los mismos la mano de obra invertida en un hipotético zanjeo) entre las dos alternativas.

## Paso 2 Necesidades de presión dinámica

En este paso empezaremos a utilizar el plano altimétrico que se elaboró tras el estudio topográfico. Situaremos sobre el mismo las necesidades de presión dinámica en todo el sistema, las cuales son:

- En los puntos altos y cóncavos del sistema, un mínimo deseable de 10 m, y un mínimo absoluto de 5 m.
- En la entrada a tanques, CRP, cajas reunidoras o repartidoras, 10 m.
- En las tomas de las parcelas, necesitaremos contar con una presión dinámica de:

$$P_{\text{toma}} = P_{\text{asp}} + h_{\text{soporte}} + h_{f \text{ manguera}} \quad (12.1)$$

donde:

- $P_{\text{asp}}$  = presión deseada de funcionamiento del aspersor tal y como se calculó en el diseño agronómico (mca).
- $h_{\text{soporte}}$  = altura del soporte del aspersor (m).
- $h_{f \text{ manguera}}$  = pérdidas de carga que se producen en las mangueras que conectan la toma de la parcela con los aspersores (mca).

### Ejemplo:

- Partiremos de las necesidades de presión del aspersor que seleccionamos en el diseño agronómico. En el ejemplo que utilizamos, esta necesidad era de 3.0 bares, es decir, 30 mca.
- Los aspersores se encuentran además sobre soportes de una determinada altura. En el ejemplo del diseño agronómico, estos soportes eran de 2 m ya que se va a regar maíz y pasto.
- Normalmente las tomas de las parcelas estarán en un borde de estas y se necesitará una manguera que conecte la toma con los aspersores. Debemos calcular las pérdidas de carga que se producen en esta manguera, y para ello seguiremos el procedimiento explicado en la sección 11.4. Como recordamos del diseño agronómico, el caudal era de 2 L/s. Suponiendo que utilizáramos una manguera de 1½", y que esta tuviera una longitud de 120 m:

$$R_e = \frac{1260633 \times 0.002 \text{ m}^3/\text{s}}{0.0381 \text{ m}} = 66,175$$

- Como  $R_e > 2,000$ , y suponiendo que no contamos con calculadoras programables, calculamos  $f$  mediante la fórmula de Swamee-Jain:

$$f = \left( -2 \times \log \left( \frac{0.00002}{3.7 \times 0.0381} + \frac{5.74}{66,175^{0.9}} \right) \right)^{-2} = 0.022$$

- Y por último, según la ecuación de Darcy-Weisbach:

$$h_f = \frac{0.022 \times 120 \times 0.002^2}{12.1 \times 0.0381^5} = 10.9 \text{ m}$$

- La presión mínima en las tomas será por tanto:

$$P_{\min} = 30 \text{ mca} + 2 \text{ m} + 10.9 \text{ m} = 42.9 \text{ mca} \approx 43 \text{ mca}$$

¶ pongamos como ejemplo un perfil altimétrico como el de la Figura 47, que dispone de una captación, un tanque de almacenamiento, y dos tomas con una necesidad de presión dinámica igual a la del ejemplo anterior. Como vemos, en el perfil se han situado, en forma de flecha, los valores mínimos de presión dinámica que serán necesarios a la entrada del tanque (10 m), en los puntos altos y cóncavos del sistema (igualmente 10 m), y en las dos tomas (43 m).

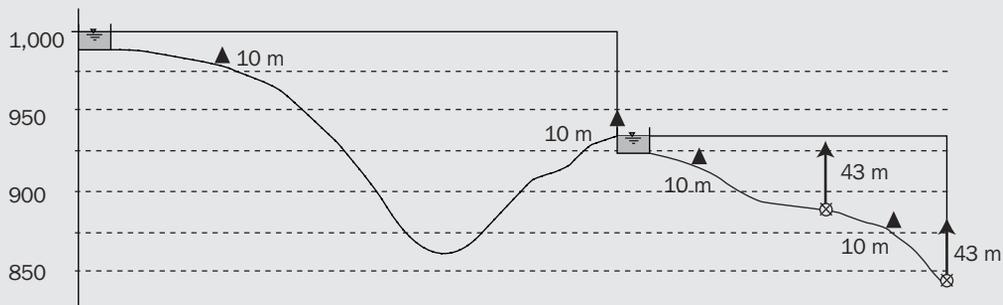
### Paso 3 Colocación preliminar de las cajas rompresión (CRP)

Como vimos al estudiar los principios de hidráulica del Módulo 11, a menudo la presión estática será tan alta que deberemos colocar CRP para disminuirla y no sobrepasar así el timbraje de las tuberías o mangueras.

Apoyándonos en el perfil altimétrico del sistema, seguiremos el siguiente procedimiento gráfico:

1. Consideraremos cada tramo con diferente nivel estático de manera independiente, de modo que deberemos repetir este procedimiento en cada uno de ellos. Por ejemplo, en la Figura 47 existen dos diferentes niveles estáticos, de modo que repetiremos este procedimiento dos veces.
2. En cada tramo, y como primer tanteo, comenzaremos trazando líneas paralelas al nivel estático, desde arriba hacia abajo. La distancia vertical que deberemos dejar entre el nivel estático y la primera línea, y entre líneas sucesivas, será:

**Figura 47** Situación de necesidades de presión dinámica en el perfil altimétrico.



- Para sistemas de PE no normalizado (poliducto):
  - Si en el tramo no existe ningún tipo de llaves<sup>24</sup>: 25 m, es decir, la máxima presión estática soportada por este material tal y como se explica en el módulo anterior y en el Anexo C.
  - En tramos con llaves dejaremos 20 m, con el fin de permitir cierta tolerancia a la sobrepresión por golpe de ariete.
- Para sistemas de PVC, HG o PE normalizado:
  - En tramos donde no existen llaves, dejaremos una distancia vertical igual al menor de los timbrajes disponibles para el diámetro que esperamos colocar en ese tramo, con el fin de ahorrar costos (para un mismo diámetro, el precio de

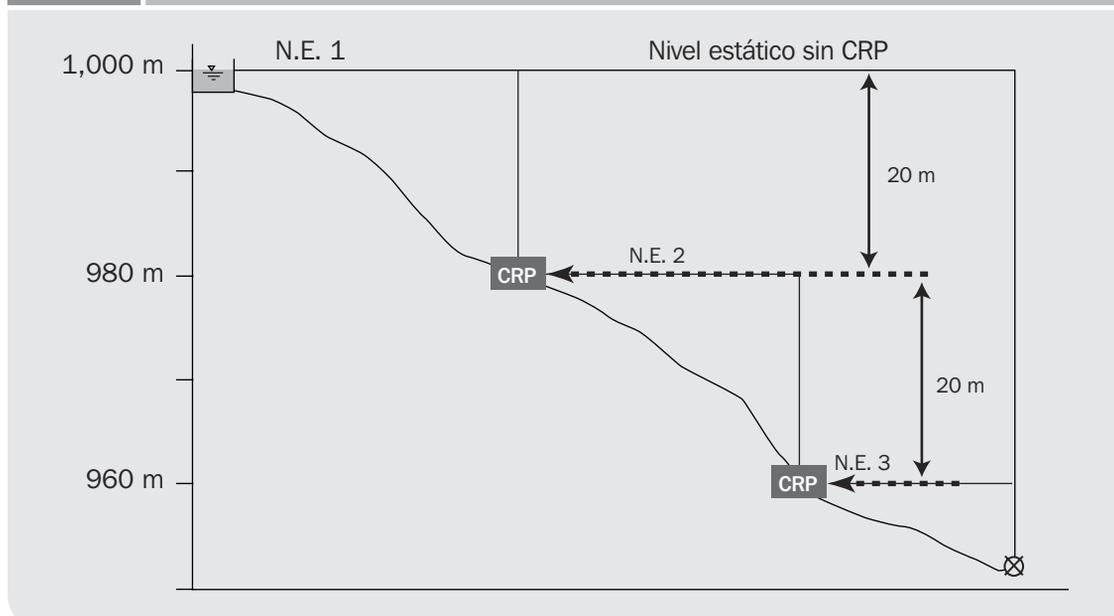
la tubería siempre es mayor a mayor timbraje).

Por ejemplo, si el caudal que conduce un tramo fuera de 2 L/s, el diámetro que seguramente escojamos será de 1½” ó 2”. Para ambos diámetros el menor timbraje disponible es de 70 mca (SDR 41), según vemos en la Tabla 26 o en el Anexo C.

- En tramos donde existen llaves, 50 m.

Las CRP se colocarán en los puntos donde los **extremos izquierdos** de las horizontales corten a la línea de la conducción. Por ejemplo, en un sistema simple como el de la Figura 48, con una sola llave de toma al final de la conducción (insistimos, la llave de salida desde la captación no cuenta), construido en PE no normalizado, se colocarían de manera preliminar las dos CRP que se observan.

**Figura 48** Colocación preliminar de CRP



<sup>24</sup> No sólo se consideran llaves a las de las tomas de las parcelas. Un tramo que acabe en un tanque o caja con una válvula de flote a su entrada es igualmente un tramo con llaves. Pero al evaluar si un tramo es con o sin llaves, no se tienen en cuenta obviamente las llaves situadas a la *salida* de tanques, captaciones o cajas situadas al inicio de los tramos.

Tanto para este paso como para todos los demás, deberemos considerar los diferentes ramales de un sistema como diferentes tramos y repetir el procedimiento. Así, un sistema que tenga un perfil planimétrico como el de la Figura 49a, donde la conducción de PVC va desde una captación situada en el punto e1 a un punto e2, y aquí se bifurca en dos ramales que conducen a las llaves A y B, se representan en el plano altimétrico como en la Figura 49b. Como podemos ver en esta última figura, la diferencia de alturas del sistema hace necesaria la colocación de tres CRP, dos en el ramal principal (el que va de la captación a la toma A), y una tercera en el ramal que conduce a la toma B.

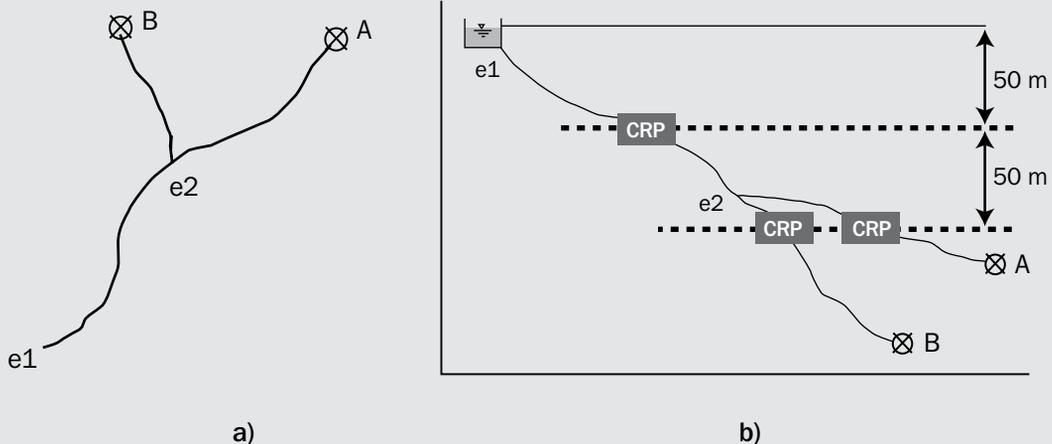
La colocación de las CRP traerá consigo la variación del nivel estático del sistema, de manera que este cambiará con cada nueva CRP que se coloque. Así, en el ejemplo de la Figura 48, tendremos tres diferentes niveles estáticos, el primero (NE 1) dado por la captación, y los otros dos (NE 2 y NE 3) por cada una de las CRP.

#### Paso 4 Ajuste de las CRP

Habitualmente se darán situaciones que nos obligarán a ajustar la situación de las CRP. Para ilustrarlas, supongamos un sistema construido en PVC como el de la Figura 50, con las necesidades de presión dinámica determinadas tal y como se explicó en el paso 2, y representadas por las flechas verticales. Como vemos en la figura, las CRP se han situado siguiendo el procedimiento explicado en el paso 3, dejando una distancia entre niveles estáticos de 50 m por ser un tramo con llaves y construido en PVC.

La señal que este método gráfico de diseño hidráulico que estamos utilizando nos proporciona para determinar la necesidad de ajustar la situación de las CRP es la existencia de niveles estáticos por debajo de las puntas de flecha que indican las necesidades de presión dinámica. Vemos en el ejemplo cómo el nivel estático establecido por la CRP1 pasa por debajo de la necesidad dinámica del punto B, y cómo también el nivel estático estable-

**Figura 49** Colocación de CRP en sistemas con ramales.



cido por la CRP2 deja por encima a la punta de la flecha que representa la necesidad de presión dinámica de la toma.

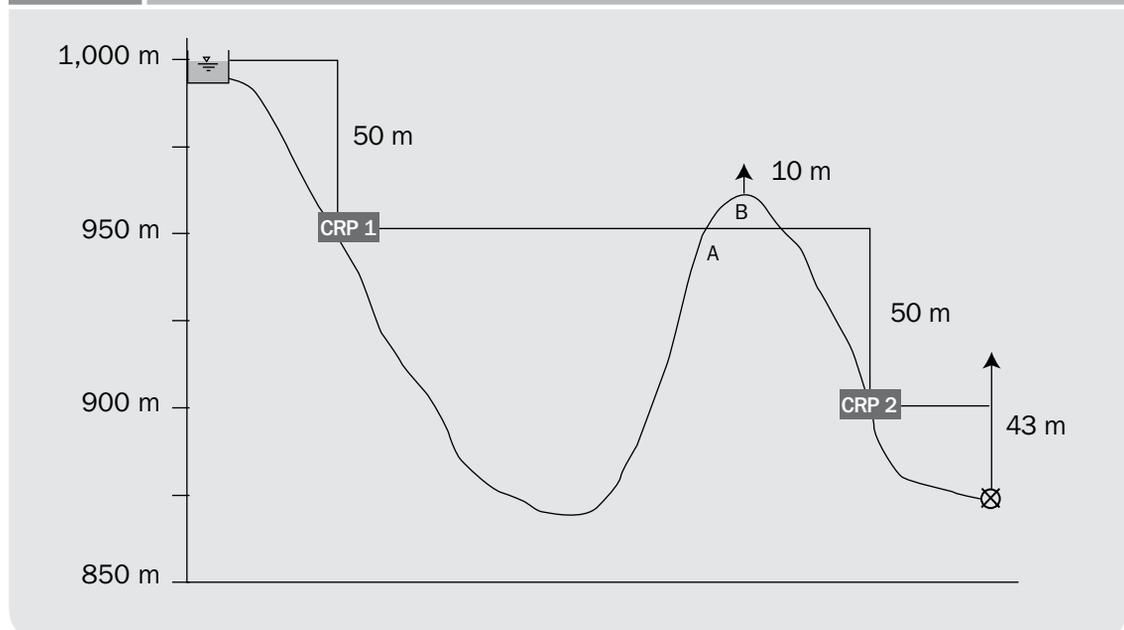
La primera situación es la que habitualmente se denomina *puntos en U*, y es relativamente frecuente en sistemas construidos en laderas. La consecuencia negativa de estos puntos en U es que, si dejáramos la CRP1 donde está, el agua nunca pasará del punto A indicado en la figura, que es justamente donde el nivel estático corta por su extremo derecho a la línea de la conducción.

En la segunda de las situaciones del ejemplo no habrá obstáculo para la circulación del agua, puesto que el nivel estático en ningún momento “corta” a la línea de la conducción. Pero el agua saldrá por la toma con una presión dinámica inferior a la necesaria, con lo que el aspersor que hayamos determinado en el diseño agronómico rendirá un caudal inferior al deseado, no pudiendo cubrir por tanto las necesidades de agua de los cultivos.

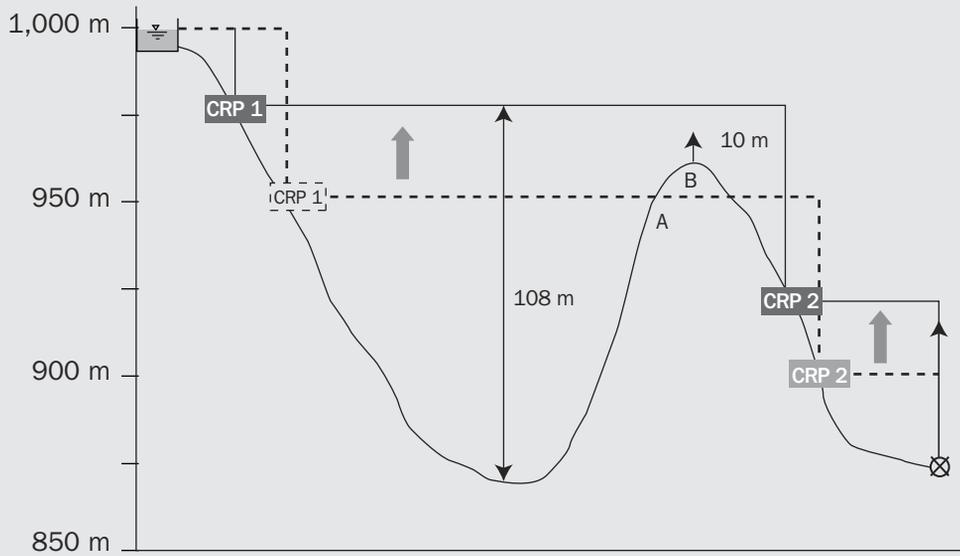
La solución que parece obvia consiste en *subir* las CRP, de modo que los niveles estáticos que estas establezcan pasen por encima de las puntas de las flechas. Pero tampoco debemos subir los niveles estáticos justo hasta las puntas de las flechas, pues de esta manera no dejaremos la holgura suficiente para las pérdidas de carga.

El criterio que podemos utilizar es el de subir las CRP de tal manera que entre los nuevos niveles estáticos que se establezcan y las puntas de las flechas exista un 20 – 25% del valor de presión dinámica que se necesita en cada uno de los puntos. Por ejemplo, la necesidad de presión dinámica del punto B es de 10 m, luego podemos subir la CRP1 de tal manera que el nivel estático pase dos metros (un 20% de 10 m) por encima (ver Figura 51, el mismo perfil de la Figura 50 donde las líneas continuas representan los nuevos niveles estáticos). La CRP2 la subimos

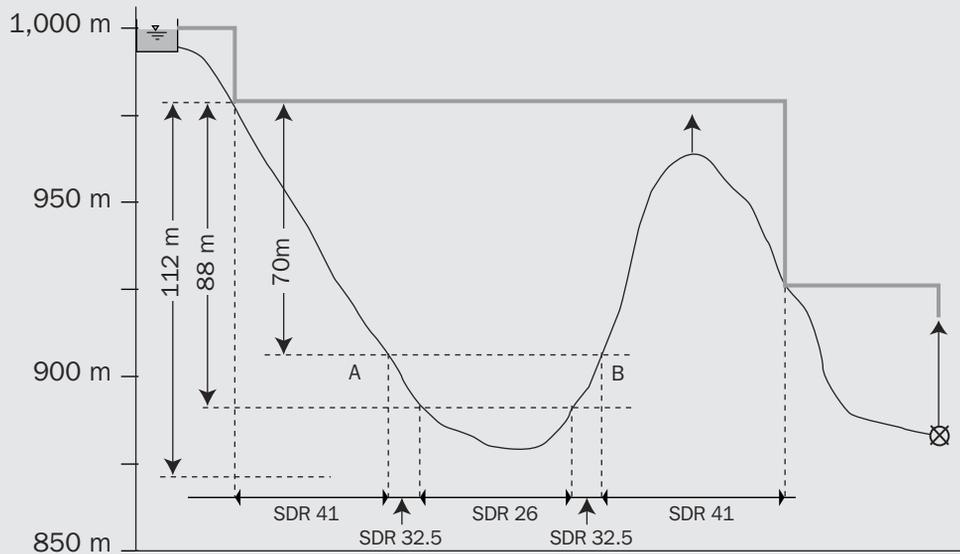
**Figura 50** Necesidades de ajuste de las CRP.



**Figura 51** Reajuste de las CRP.



**Figura 52** Resolución del problema de puntos en U mediante el cambio del timbraje de las tuberías.



hasta que pase 9 m por encima (un 21% de 43 m) por encima de la necesidad de presión dinámica de la toma.

No debemos olvidar que una vez establecida la posición definitiva de las CRP, debemos situar en el plano altimétrico las necesidades de presión dinámica de las mismas (10 mca), de la misma manera que se hizo con los tanques en el paso 2.

Pero, particularmente en los puntos en U, la resolución del problema de presión dinámica causará la reaparición del problema de exceso de presión estática que habíamos pretendido resolver con las CRP. Por ejemplo, podemos observar como en la Figura 51, en el punto en U, una vez reajustadas las CRP, el máximo valor de presión estática alcanza los 108 m. Si el sistema de la figura estuviera construido con PVC de SDR 41, veríamos como este valor de presión estática máxima supera con mucho el timbraje de la tubería (70 mca). Es aquí donde entra en juego la existencia de los diferentes timbrajes, y la resolución del problema será, una vez más, gráfica.

Suponiendo que el diámetro de la tubería del tramo entre ambas CRP fuera de 1½" o mayor, los SDR disponibles son 41, 32.5, 26 y 17. Las máximas presiones soportadas por estas tuberías son, respectivamente (ver Tabla 26), 70, 88, 112 y 176 mca.

Procedemos entonces a trazar paralelas al nivel estático tal y como se indica en la Figura 52, a una distancia igual a estos valores. Así, vemos que la primera paralela que se traza está situada 70 m por debajo del nivel estático. Esta línea cortará a la línea de la conducción en dos puntos (A y B de la figura). Igualmente se procederá con la siguiente paralela, trazada a 88 m, y que también cortará a la línea de la conducción en dos puntos. La

siguiente paralela, dibujada a 112 m, ya no corta a la conducción. Los puntos de corte, como muestra la figura, determinan los lugares donde se va a cambiar el timbraje de la tubería. Así, entre la primera CRP y el punto A, y entre el punto B y el final del tramo (la segunda CRP), la tubería será de SDR 41.

Este procedimiento no es claramente posible con polietileno no normalizado dada que no existe la posibilidad de cambiar de timbraje. Deberemos, por tanto, cambiar el material de la tubería, si no en todo el sistema, al menos en los puntos en U.

Mencionar ya para terminar este paso que en ocasiones no será posible situar las CRP de manera satisfactoria dada la topografía del terreno y las necesidades de presión dinámica. Deberemos pues, como último recurso, disminuir estas necesidades cambiando el aspersor seleccionado y reiniciar todo el proceso desde el paso 11 del cálculo de parámetros de riego en el diseño agronómico (ver paso 11, sección 10.2).

### **Paso 5 Línea piezométrica mínima**

Supongamos un perfil altimétrico como el de la Figura 53, que dispone de una captación, una CRP, y dos tomas. Como vemos, en el perfil se han situado los valores mínimos de presión dinámica que serán necesarios a la entrada de la CRP (10 m), en los puntos altos y cóncavos del sistema (10 m), y en las dos tomas (43 m).

Uniremos mediante rectas estos puntos de presión mínima partiendo del inicio del nivel estático. Como podemos ver en la figura (líneas punteadas), existen dos tramos con diferente nivel estático (entre la captación y la CRP, y entre esta y la última toma), de modo que existirán igualmente dos diferentes líneas, una por tramo.

Estas líneas representan la **línea piezométrica mínima** del sistema. La línea piezométrica real del sistema (por ejemplo, una como la línea a trazos de la figura), deberá, una vez que seleccionemos los diámetros de tubería:

- “Tocar”, dentro de lo posible, los puntos de presión dinámica necesaria de las tomas y en las entradas a tanques y cajas. En otras palabras, la línea piezométrica deberá pasar por las puntas de las flechas tal y como hace la de la figura.
- En el resto del sistema, deberá estar comprendida entre la línea piezométrica mínima, y los niveles estáticos.

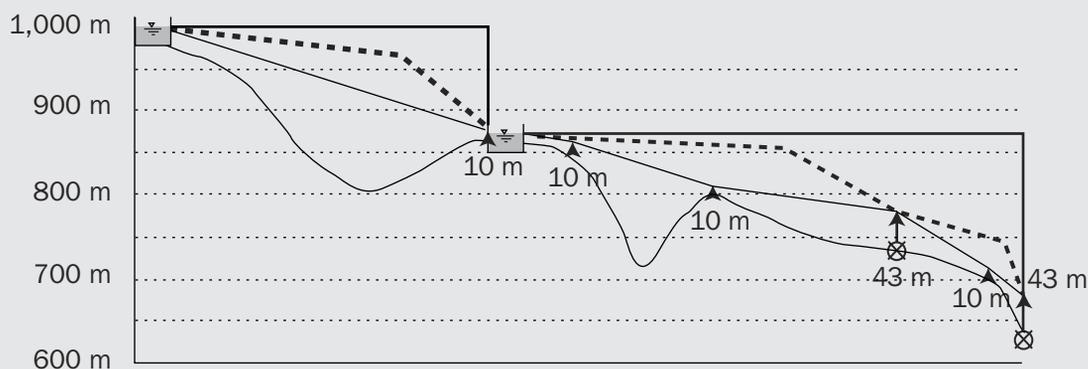
### Paso 6 Selección de diámetros válidos

Como paso previo a la construcción de la línea piezométrica que mencionábamos en el paso anterior, elaboraremos una tabla de

diámetros capaces de llevar el caudal que debe fluir por cada tramo. Para determinar qué diámetros son válidos, estableceremos unas velocidades máxima ( $U_{max}$ ) y mínima ( $U_{min}$ ) del agua en la tubería o manguera. La velocidad máxima pretende contribuir a evitar los fenómenos de golpe de ariete y cavitación que explicábamos en la sección 11.5, mientras la velocidad mínima se establece para impedir la deposición en la tubería o manguera de cualquier tipo de partícula o impureza que pudiera ser acarreada por el agua.

Consideraremos para cada tipo de material un rango deseable de velocidad, y otro aplicable sólo en casos extremos al que podremos recurrir con el fin de hacer posible la utilización de algún otro diámetro que sea imprescindible usar (ver Tabla 29):

**Figura 53** Línea piezométrica mínima.



**Tabla 29** Rangos de velocidad en tuberías y mangueras.

Material de la tubería o manguera	Rango deseable (m/s)	Rango en casos extremos (m/s)
Polietileno no normalizado	0.5 – 0.7	0.3 – 0.7
PVC, HG o PE normalizado	0.5 – 3.0	0.5 – 5.0

Considerando estos rangos, procederemos a rellenar una tabla como la siguiente, en la que para cada diámetro nominal (columna 1) se procede de la siguiente manera:

Tabla 30		Tabla de selección de diámetros válidos.			
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
Diámetro nominal	SDR	D <sub>i</sub> (mm)	S (m <sup>2</sup> )	U (m/s)	J (%)
½"	13.5	18.2	0.00026	7.7	
¾"	17	23.5	0.00043	4.6	
1"	26	30.4	0.00072	2.8	27.49
1¼"	32.5	39.1	0.00120	1.7	7.83
1½"	41	45.9	0.00166	1.2	3.56
2"	41	57.4	0.00259	0.8	1.20
2½"	41	69.5	0.00379	0.5	0.48
3"	41	84.6	0.00562	0.4	

- En la columna 2 se coloca el SDR utilizable en el sistema, el cual hemos determinado en el paso 4 (este ejemplo se ha elaborado con PVC).
- En la columna 3, el diámetro interior para ese diámetro nominal y SDR (ver Anexo C).
- En la columna 4, la sección, calculada a partir del dato del diámetro interior.
- En la columna 5, la velocidad media del agua, calculada a partir de la ecuación de continuidad (ver sección 11.1). Los datos de la tabla están calculados, por ejemplo, para un caudal de 2 L/s.
- Se seleccionan como diámetros válidos solamente aquellos cuya velocidad media está dentro del rango establecido por la Tabla 29. Como este ejemplo está realizado con PVC, las velocidades deberán estar comprendidas entre 0.5 y 3 m/s, y los diámetros seleccionados son los que aparecen sombreados en la tabla.

- Finalmente, calcularemos el factor de fricción mediante la ecuación 11.6 ó la 11.10; las pérdidas de carga mediante la ecuación de Darcy-Weisbach 11.5, y las pérdidas de carga porcentuales (J) mediante la ecuación (11.2), las cuales colocaremos en la columna 6.

Con el fin de reducir el número de cálculos que deben realizarse, en el Anexo N se proporciona una planilla donde aparecen ya calculados las secciones para todos los diámetros disponibles en PVC y PE no normalizado.

### Paso 7 Construcción de la plantilla gráfica

Sobre papel milimetrado transparente (puede adquirirse en papelerías técnicas o imprimirse en papel vegetal a partir del que se encuentra al final del Anexo N) se llevarán las pérdidas de carga porcentuales de los diámetros seleccionadas en el paso anterior. Para ello procederemos de la siguiente forma:

- Deberemos averiguar primero las escalas verticales y horizontales del plano altimétrico. Como explicábamos en la sección 6.3, la escala vertical suele ser menor que la horizontal con el fin de exagerar en cierta manera el relieve del terreno y que nos sea más fácil desarrollar el procedimiento gráfico del diseño hidráulico.

De haber desarrollado nosotros el cálculo topográfico y el dibujo de los perfiles (tal y como se explicaba en el Módulo 6), obviamente sabremos las escalas. En caso contrario, simplemente escogeremos una distancia conocida (por ejemplo la que se para dos puntos del levantamiento topográfico), y la dividiremos entre la distancia que tienen en el plano, estando ambas medidas en iguales unidades.

### Ejemplo:

Supongamos que los puntos e0 y e83 del levantamiento topográfico, una vez realizados los cálculos de la sección 6.2 tienen las siguientes coordenadas:

$$\text{Punto e1: } \quad X = 10,000.00 \quad Y = 10,000.00 \quad Z = 1,000.00$$

$$\text{Punto e83: } \quad X = 9,439.67 \quad Y = 9,122.75 \quad Z = 924.04$$

La distancia horizontal real del terreno estará dada por la fórmula:

$$D_h = \sqrt{(X_1 - X_{83})^2 + (Y_1 - Y_{83})^2} = \sqrt{560.33^2 + 877.25^2} = 1,040.93 \text{ m}$$

Mientras que la distancia vertical real será simplemente el desnivel entre ambos puntos:

$$D_v = Z_1 - Z_{83} = 75.96 \text{ m}$$

Supongamos que medimos ahora sobre el plano altimétrico las distancias horizontal y vertical (medidas sobre los ejes), y resultan unas distancias de, respectivamente, 101 cm y 61 cm. Las escalas horizontal y vertical del plano altimétrico serán:

$$\frac{1,040.93 \text{ m}}{101 \text{ cm}} = \frac{1,040.93 \text{ m}}{1.01 \text{ m}} = 1,030.6 \Rightarrow E_h \approx 1/1,031$$

$$\frac{75.96 \text{ m}}{61 \text{ cm}} = \frac{75.96 \text{ m}}{0.61 \text{ m}} = 124.5 \Rightarrow E_v \approx 1/125$$

- Las escalas horizontal y vertical de la plantilla que vamos a elaborar deben ser exactamente las mismas que las del plano altimétrico. Por tanto, y utilizando las escalas del ejemplo que acabamos de desarrollar, cada milímetro del papel milimetrado representará las siguientes distancias reales:

Eje horizontal: 1 mm en el plano = 1,031 mm en el terreno = 1.03 m

Eje vertical: 1 mm en el plano = 125 mm en el terreno = 0.125 m

El origen de los dos ejes de la planilla estará en la esquina superior izquierda, de modo que, o bien con una regla y utilizando las escalas del plano, o bien con la ayuda de un escalímetro, podremos

determinar cualquier longitud en el papel milimetrado.

- Finalmente colocaremos en la plantilla las líneas representativas de las pérdidas de carga (las líneas de gradiente hidráulico) que están dadas por los valores de J que hemos calculado en el paso 6. Para ello:

- Trazamos una línea vertical a los 100 m de distancia horizontal. Estos 100 m, considerando la escala horizontal, serán (ver Figura 54):

$$\begin{aligned} 100 \text{ m} \times E_h &= 100,000 \text{ mm} \times E_h \\ &= 100,000 \times \frac{1}{1,031} \\ &= 97 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Seguidamente calcularemos los puntos de corte de las líneas de pérdida de carga con la línea de 100 m horizontales. Por ejemplo, la tubería de 1½" de la Tabla 30 tiene una pérdida de carga de un 3.56%, es decir, 3.56 m verticales por cada 100 m horizontales. Estos 3.56 m verticales, considerando la escala vertical serán:

$$\begin{aligned}
 3.56 \text{ m} \times E_v &= 3,560 \text{ mm} \times E_v \\
 &= 3,560 \times \frac{1}{125} \\
 &= 28 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

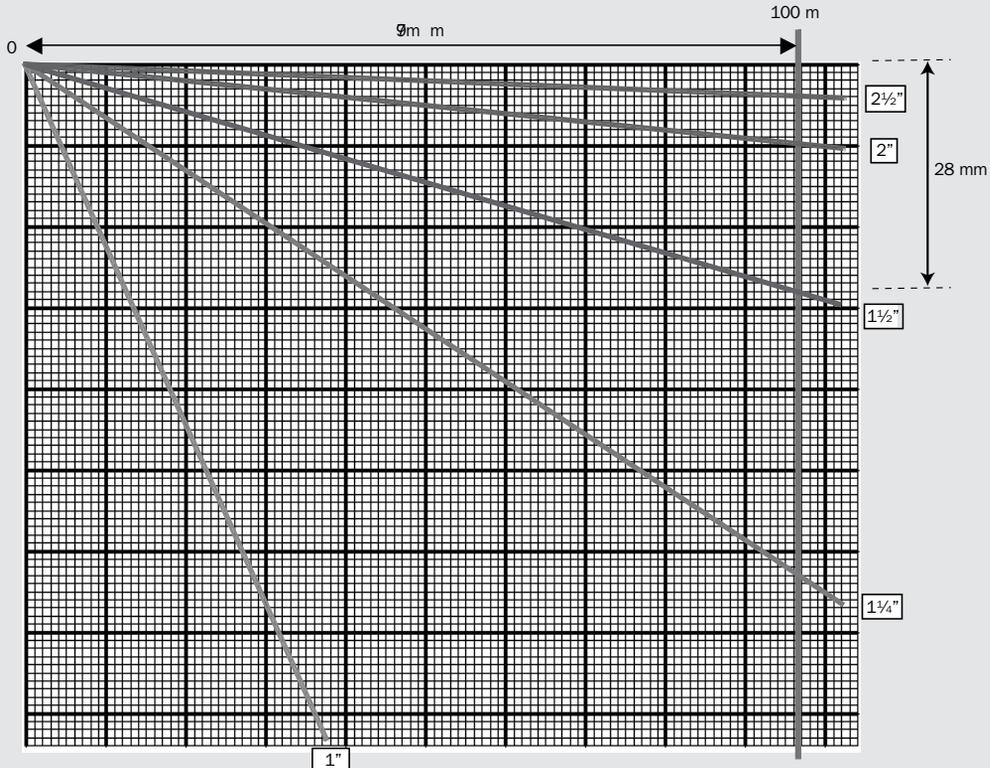
Luego la línea de pérdida de carga de la tubería de 1½" irá desde el origen hasta 28 mm de la línea vertical de los 100 m contados desde arriba (ver Figura 54). De igual manera procederemos con el resto de diámetros válidos.

### Paso 8 Trazado de la línea piezométrica

Llegamos al paso fundamental del cálculo hidráulico, el trazado de la línea piezométrica, una vez consideradas las necesidades de presión dinámica, situadas las cajas rompedoras de ser necesarias, trazada la línea piezométrica mínima, y seleccionados los diámetros válidos para conducir el caudal de diseño.

El trazado de la línea piezométrica se realizará de manera independientemente para cada tramo de igual nivel estático. Para ilustrar el procedimiento gráfico que usaremos, supondremos un tramo como el de la Figura 55, donde existe una CRP al principio de la misma y dos tomas con una necesidad de altura de presión dinámica de 25 mca cada una. **6** pongamos también que el sistema va

**Figura 54** Dibujo de las líneas de gradiente hidráulico en la plantilla.



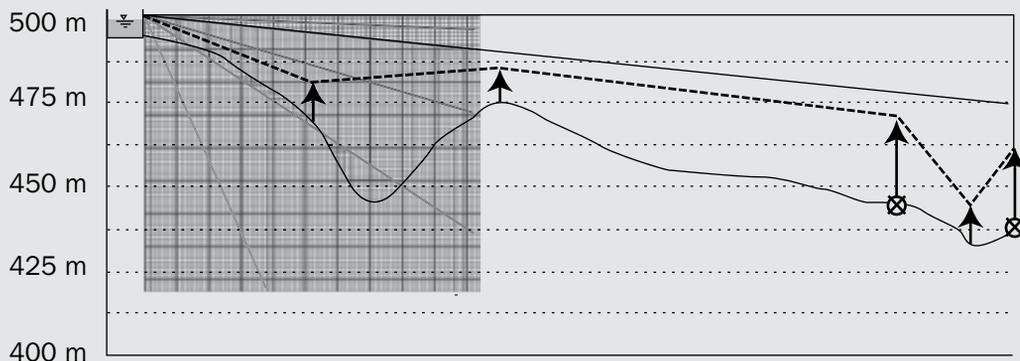
a ser construido en PVC, y que conduce un caudal de 2 L/s, de tal manera que pueden utilizarse justamente los diámetros de la Tabla 30, y por tanto la plantilla de la Figura 54. El procedimiento será el siguiente:

- Como ya apuntábamos en el paso 5, la línea piezométrica deberá dejar siempre por debajo a la línea piezométrica mínima, intentando “tocar” las necesidades de presión dinámica en las tomas y cajas, y “pasando por encima” de los puntos cóncavos y altos del sistema.
- Comenzaremos situando la planilla con sus ejes paralelos a los del plano altimétrico, y con el origen de la planilla sobre el punto de inicio del nivel estático, justo al lado de la CRP. Podemos ver cómo las líneas de 1” y 1¼” cortan a la línea de la conducción luego no pueden utilizarse en el sistema. La línea de 1½” no corta a la línea de la conducción pero sí a la línea piezométrica mínima, luego tampoco puede usarse. La siguiente línea (2”), sí que cumple tanto el dejar a la línea piezométrica mínima por debajo como a la estática por arriba, luego el diámetro de 2” será el que se utilice a la salida de la CRP. Trazaremos

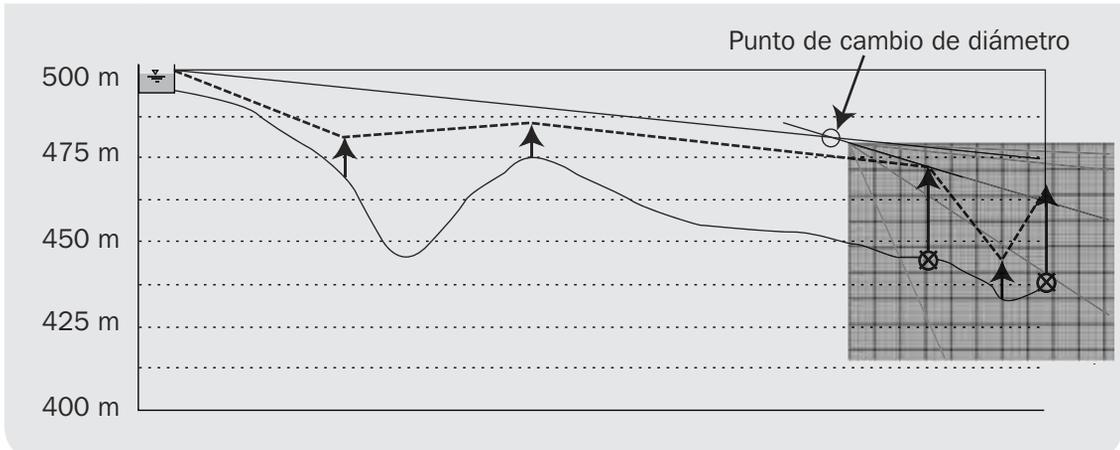
en el perfil una línea que prolongue por la derecha a la de 2” de la planilla.

- Como vemos en la figura, la línea piezométrica resultante de utilizar la tubería de 2” no consigue “tocar” la necesidad de presión dinámica de la primera toma, y pasa unos 10 m más arriba. En algún momento, deberemos cambiar de diámetro, a uno inferior, de manera que la línea piezométrica descienda hasta “tocar” la necesidad de presión dinámica de la toma. Para hallar el punto exacto donde realizar el cambio de diámetro, situamos la planilla de tal manera que la línea de gradiente de la tubería de 1½” “toque” la toma, prolongando igualmente la línea que nos da la planilla, pero esta vez por la izquierda hasta cortar la línea trazada anteriormente (ver Figura 56).
- Podemos ver como no podemos seguir entre las dos tomas, con la tubería de 1½” ya que corta a la línea piezométrica mínima. Por lo tanto repetiremos todo el procedimiento anterior, pero en el tramo comprendido entre ambas tomas. El resultado final será el de la Figura 57.

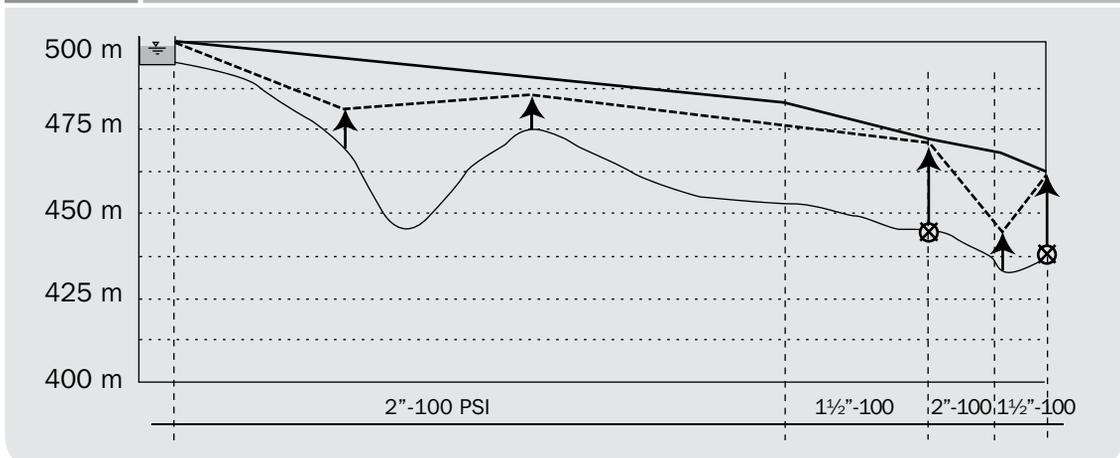
**Figura 55** Inicio del trazado de la línea piezométrica.



**Figura 56** Acomodo de la línea piezométrica a la necesidad de presión dinámica de la toma.



**Figura 57** Trazado definitivo de la línea piezométrica.



Tres comentarios para terminar con este paso:

- Insistimos en el hecho de que todo el procedimiento de cálculo hidráulico debe repetirse para cada uno de los ramales de la red.
- En tramos con considerables pérdidas de carga singulares (recordemos que las despreciamos si la longitud del tramo es más de 1,000 veces su diámetro), deberemos no sólo trazar las piezométricas dadas por los diámetros seleccionados sino ajustarlas tal y como se explica en el Anexo L.
- Por último, si el plano del perfil altimétrico tiene escalas de dibujo muy pequeñas, el procedimiento gráfico que hemos explicado será adecuado para determinar qué diámetros deben usarse en un tramo dado, pero no para determinar con exactitud el punto donde cambia el diámetro. Existe un procedimiento bastante simple para averiguarlo de manera analítica, aplicando la fórmula:

$$d = \frac{100 \times h_{f \text{ req}} - J_g \times L}{J_p - J_g} \quad (12.2)$$

donde (ver Figura 58):

- $d$  = distancia desde el punto donde cambia el diámetro al final del tramo (m).
- $h_{f req}$  = pérdida de carga que deseamos perder (mca), la cual, como ya sabemos, es equivalente a la diferencia entre la presión estática existente y la presión dinámica deseada.
- $J_g$  y  $J_p$  = pérdidas de carga del diámetro grande y el pequeño respectivamente (%).
- $L$  = longitud total del tramo (m).

### Paso 9 Colocación de reguladores de presión

Supongamos una situación como la mostrada en la Figura 59. Como podemos ver, existe una toma en el fondo del punto en U con una necesidad de presión dinámica de 43 m. La línea piezométrica no puede en este caso “tocar la punta de la flecha”, dado que de hacerlo no podría después remontar para pasar encima del punto alto. Se da por lo tanto en esa toma un exceso de presión dinámica, y tampoco existe la posibilidad de seleccionar un aspersor especial dado que ningún aspersor va a funcionar a una presión dinámica de  $73.5 + 43 = 116.5$  mca.

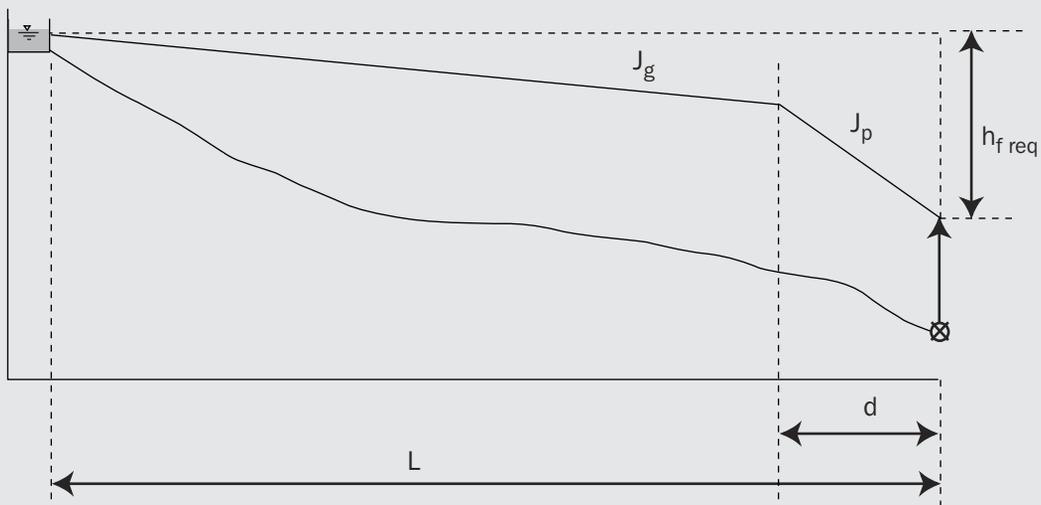
#### Ejemplo:

Supongamos un tramo de 433 m de longitud de un sistema donde, mediante el procedimiento gráfico, se han determinado que los diámetros adecuados para garantizar la pérdida de carga deseada de 11 mca son 2" – 100 PSI y 1½" – 100 PSI, cuyas pérdidas de carga porcentuales son, respectivamente, 1.20% ( $J_g$ ) y 3.56% ( $J_p$ ).

La distancia  $d$ , aplicando la ecuación (12.2), será:

$$d = \frac{100 \times 11 - 1.20 \times 433}{3.56 - 1.20} = 246 \text{ m}$$

Figura 58 Determinación analítica del punto de cambio de diámetro.



Este tipo de situaciones, que no sólo se da en puntos en U, se resuelve utilizando lo que se denominan **reguladores de presión**. Estos reguladores son unos dispositivos que provocan altas pérdidas por fricción, es decir, altas pérdidas de carga singular, de modo que se ajuste la presión dinámica existente a la deseada.

Remitimos al lector al Anexo M para una completa explicación sobre la selección o fabricación del regulador adecuado.

### **Paso 10** Comprobación ante el golpe de ariete y la sobrepresión

Esta comprobación se limitará a seguir el procedimiento suficientemente explicado en la sección 11.5 del módulo anterior.

### **Paso 11** Válvulas de aire y de limpieza

Cuando una tubería o manguera se llena o rellena al abrir una llave, el aire que contiene queda atrapado en los puntos altos del sistema. Según estas bolsas de aire se comprimen conforme entra más agua a la tubería se empieza a absorber la presión estática del

sistema, pudiéndose llegar a un punto en el cual el flujo de agua se detiene totalmente. Para evitarlo, se deben colocar válvulas de aire en todos los puntos altos del sistema.

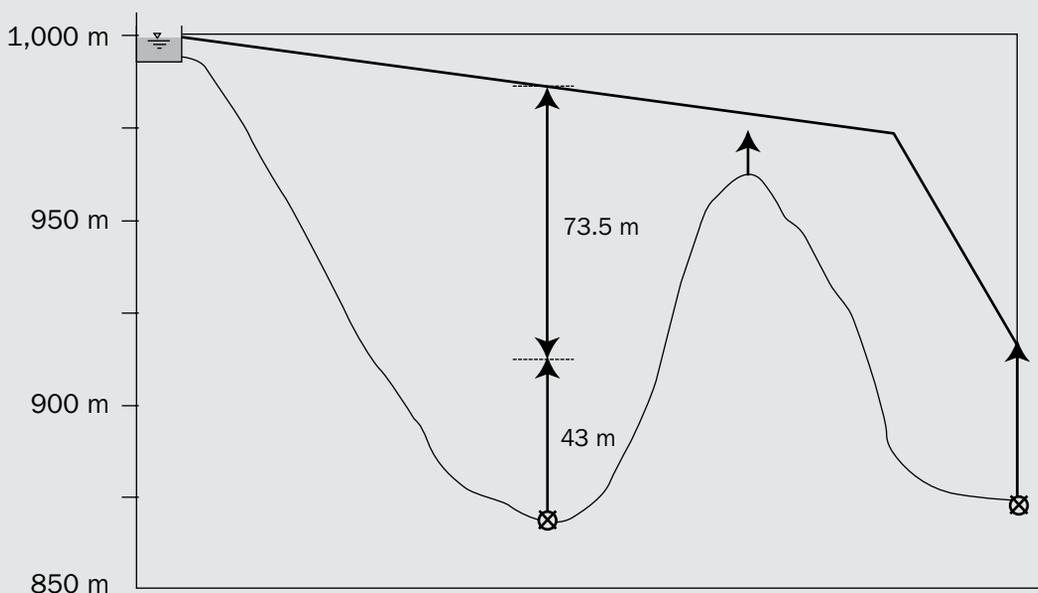
Por otra parte, las partículas e impurezas disueltas en el agua tienden a depositarse en los puntos bajos del sistema (los puntos en U). Pese a que el establecer una velocidad mínima del agua (ver Tabla 29) reduce en gran medida el problema, es conveniente colocar una válvula de limpieza en todos y cada uno de los puntos en U.

### **Paso 12** Plano final

Como colofón al diseño hidráulico se deberá elaborar una copia del plano alimétrico con toda la información necesaria para la correcta instalación del sistema diseñado. Dicho plano deberá contener la siguiente información:

- Niveles estáticos y línea piezométrica del sistema, considerando todos los ramales.

**Figura 59** Exceso de presión dinámica.

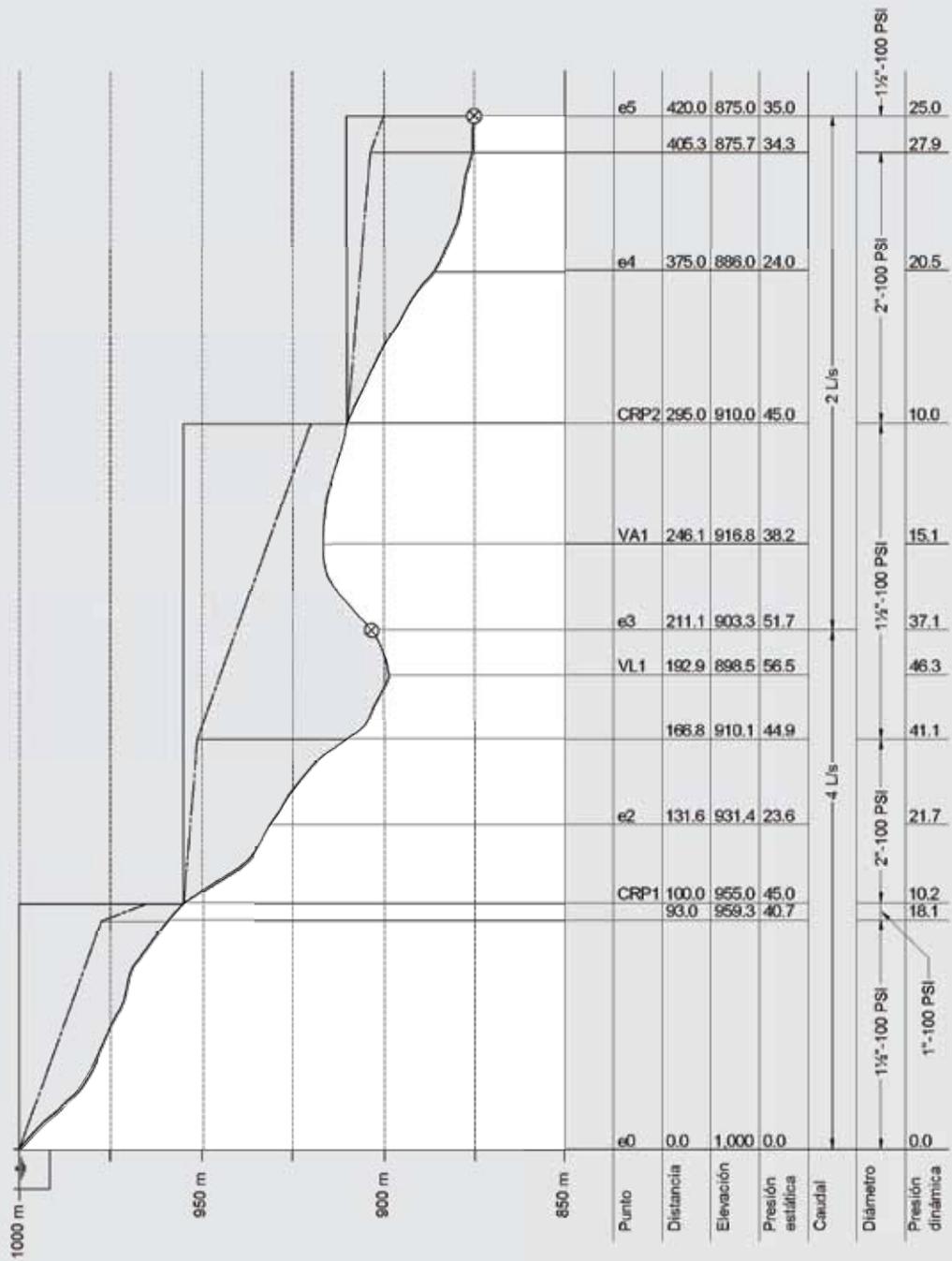


- Situación de captaciones, tanques, CRP y otro tipo de cajas, reguladores de presión, válvulas de aire, válvulas de limpieza y tomas.
- Escalas de dibujo, vertical y horizontal.

En la parte inferior del perfil se situará la siguiente información:

- Puntos topográficos, puntos de situación de tanques, de cajas, de válvulas de aire y limpieza, de pérdidas de carga singular, de salida de ramales, y de cambio de diámetro o timbraje.
- Para cada uno de estos puntos:
  - Distancias acumuladas de tubería o manguera (m)
  - Elevación (m)
  - Presión estática (mca)
  - Caudal de diseño (L/s)
  - Tubería o manguera utilizada, diámetro (nominal) y timbraje.
  - Presión dinámica (mca).

**Figura 60** Ejemplo de plano altimétrico final.





# Referencias y bibliografía

- (\*)ALLEN, R. G.; PEREIRA, L. S.; RAES, D.; SMITH, M. (1998) *Crop Evapotranspiration*, Serie Riego y Drenaje n° 56, FAO, 326 p.
- (\*)AYERS, R.S. y WESTCOT D.W. (1985) *Water quality for agriculture*, Serie Riego y Drenaje n° 29, FAO.
- (\*)BROUWER, C.; GOFFEAU, A.; HEIBLOEM, M. (1985) *Introduction to irrigation*, Irrigation Water Management Training Manual n° 1, FAO, Roma.
- BURT, C.M. et al (1998) *Selection of Irrigation Methods for Agriculture*, ASCE, 144 p.
- CASANOVA, D. (2003) Taller teórico práctico sobre riego, presentaciones del taller celebrado en San Juan de Río Coco, PESA Nicaragua/Acción Contra el Hambre.
- CIRAD (2002) *Memento de l'agronome*, CIRAD/GRET/ Ministère des Affaires étrangères, París, 1691 p.
- (\*)CORNISH, G. y BRABBEN, T. (2001) *Field Guide on Irrigated Agriculture for Field Assistants*, FAO/IPTRID/HR Wallingford, 138 p.
- (\*)CHANCELLOR, F.M. y HIDE, J.M. (1997) *Smallholder Irrigation: Ways Forward – Guidelines for achieving appropriate scheme design*, HR Wallingford, 101 p.
- DE PACO, J.L. (1992) *Fundamentos del cálculo hidráulico en los sistemas de riego y drenaje*, Ed. Mundiprensa/CENTER/IRYDA, 398 p.
- DOORENBOS, J. y PRUITT, W.O. (1977) *Necesidades de agua de los cultivos*, FAO – Serie Riego y Drenaje n° 24, 156 p.
- (\*)FAO /PASOLAC/INIA/SAG (2005) *Manejo de suelos y agua – Tecnologías y metodologías validadas para mejorar la seguridad alimentaria en las zonas secas de Honduras*, FAO / PASOLAC/INIA/SAG, 108 p.
- (\*)FIELD, W.P. y COLLIER, F.W. (1998) *Checklist to Assist Preparation of Small-scale Irrigation Projects in Sub-Saharan Africa*, FAO/DFID/ICID, 96 p.
- (\*)FLORES, G. (1999) *Uso y manejo de agua en zonas de ladera*, Proyecto Lempira Sur – FAO/SAG/Coop. Holandesa, 31 p.
- FRAG (1999) *Las necesidades de riego de los cultivos*, Guía Técnica n° 1, Proyecto FRAG, 12 p.
- HARGREAVES, G. H. (1980) *Probabilidades de precipitación mensual para humedad aprovechable en Honduras*, Utah State University, 63 p.
- HILLEL, D. (1980) *Fundamentals of soil physics*, Academic Press, Nueva York, 413 p.
- HUDSON, N. W. (1997) *Medición sobre el terreno de la erosión del suelo y de la escorrentía*, Boletín de Suelos n° 68, FAO, Roma.
- JORDAN, T. D. (1980) *A handbook of gravity-flow water systems for small communities*, UNICEF/ ITDG, 241 p.

- MIHAJLOVICH, D. (1979) *Aplicación de riego en Honduras*, SERNA / PNUD / FAO, 61 p.
- (\*)PERRY, E. (1997) *Low-cost irrigation technologies for food security in sub-Saharan Africa*, en *Irrigation Technology Transfer in Support of Food Security*, FAO – Water Report 14.
- (\*)PHOCAIDES, A. (2000) *Technical Handbook on Pressurized Irrigation Techniques*, FAO, 196 p.
- RODRIGO, J.; HERNÁNDEZ, J. M; PÉREZ, A.; GONZALEZ, J. F. (1997) *Riego localizado*, Ed. Mundiprensa/ CENTER/MAPA, 405 p.
- SENNINGER, Solid-Set Irrigation Products, 56 p.
- TARJUELO, J.M. (2005) *El riego por aspersión y su tecnología*, Ed. Mundiprensa, 581 p.
- (\*)USDA (1992, 1997) *National Engineering Handbook – Irrigation Guide*, USDA
- (\*)USDA (1999) *Guía para la evaluación de la calidad y salud del suelo*, USDA, 88 p.
- (\*)VIEIRA, M.J. (2004) *El desarrollo del microriego en América Central: oportunidades, limitaciones y desafíos*, FAO, 75 p.

(\*) Documentos contenidos en el CD que se proporciona junto con el manual.



# Anexos



## Anexo A. Nomenclatura

Tabla A-1 Nomenclatura		
Símbolo	Magnitud	Unidades más habituales
A	Sección de tubería o manguera	mm <sup>2</sup> , m <sup>2</sup>
AU	Agua utilizable por los cultivos	mm
CC	Capacidad de campo	%
CE	Conductividad eléctrica del agua	mmho/cm, $\mu$ mho/cm, d <sub>s</sub> /m
d <sub>a</sub>	Densidad aparente del suelo	t/m <sup>3</sup> , g/cm <sup>3</sup>
D <sub>b</sub>	Dosis bruta de riego	mm
D <sub>e</sub>	Diámetro exterior de la tubería o manguera	mm, pulgadas
D <sub>h</sub>	Diámetro húmedo de un aspersor	m
D <sub>i</sub>	Diámetro interior de la tubería o manguera	mm, pulgadas
D <sub>n</sub>	Dosis neta de riego	mm
D <sub>n aj</sub>	Dosis neta ajustada	mm
D <sub>o</sub>	Diámetro de orificio	mm
DPM	Déficit permisible de manejo	%
e	Espesor de la tubería o manguera	mm, pulgadas
E <sub>a</sub>	Eficiencia de aplicación de un sistema de riego	%
ET	Evapotranspiración	mm/d, mm/mes
ET <sub>0</sub>	Evapotranspiración de referencia	mm/d, mm/mes
ETP	Evapotranspiración potencial (término en desuso)	mm/d, mm/mes
f	Factor de fricción de la ecuación de Darcy-Weisbach	adimensional
h <sub>s</sub>	Pérdida de carga por fricción	mca, m
h <sub>f</sub>	Pérdida de carga singular	mca, m
h <sub>soporte</sub>	Altura del soporte del aspersor	m
h <sub>T</sub>	Pérdida de carga total	mca, m
I	Tasa o velocidad de infiltración	cm/h, mm/h
I	Intervalo entre riegos	días
I <sub>b</sub>	Infiltración básica	cm/h, mm/h
I <sub>M</sub>	Intervalo máximo entre riegos	días
IHD	Intervalo de humedad disponible	mm
I <sub>p</sub>	Índice de precipitación	adimensional

Símbolo	Magnitud	Unidades más habituales
J	Pérdida de carga	%, m/100 m
L, l	Longitud de tubería	m, km
mca	Metros de columna de agua	
N <sub>b</sub>	Necesidades brutas de un cultivo	mm/d
N <sub>n</sub>	Necesidades netas de un cultivo	mm/d
P <sub>a</sub>	Peso del agua contenido en el suelo	g, kg
P <sub>asp</sub>	Presión necesaria para el aspersor	mca
P <sub>e</sub>	Precipitación efectiva	mm, mm/mes, mm/año
P <sub>g</sub>	Peso de la fase gaseosa del suelo	g, kg
P <sub>p</sub>	Peso de las fases líquida y gaseosa del suelo	g, kg
p <sub>r</sub>	Profundidad radicular efectiva del cultivo	cm, m
P <sub>t</sub>	Peso total del suelo	g, kg
P <sub>toma</sub>	Presión necesaria en la toma de una parcela	mca
PMP	Punto de marchitez permanente	%
Q, q	Caudal	m <sup>3</sup> /s, L/s, GPM
q <sub>asp</sub>	Caudal de un aspersor	L/s, GPM
Q <sub>i</sub>	Caudal instantáneo	m <sup>3</sup> /s, L/s, GPM
R <sub>e</sub>	Número de Reynolds	adimensional
RAS	Relación de adsorción de sodio	
S	Superficie regable	m , ha
s	Separación entre aspersores	m
SD	Sólidos disueltos en el agua	meq/L, mg/L, g/L
t <sub>a</sub>	Tiempo de aplicación del riego	horas
t <sub>a min</sub>	Tiempo de aplicación mínimo	horas
t <sub>os</sub>	Tiempo de operación del sistema de riego	horas
U, u	Velocidad	m/s
U <sub>s</sub>	Velocidad superficial	m/s
V	Volumen	m <sup>3</sup> , L
V <sub>a</sub>	Volumen del agua contenido en el suelo	m <sup>3</sup> , L
V <sub>g</sub>	Volumen de la fase gaseosa del suelo	m <sup>3</sup> , L
V <sub>p</sub>	Volumen de las fases líquida y gaseosa del suelo	m <sup>3</sup> , L
V <sub>t</sub>	Volumen total del suelo	m <sup>3</sup> , L

Símbolo	Magnitud	Unidades más habituales
X	Coordenada geográfica de un punto topográfico	m
Y	Coordenada geográfica de un punto topográfico	m
Z	Coordenada geográfica de un punto topográfico	m
Z	Infiltración acumulada	mm
z	Cota geométrica	m
$\theta_g$	Humedad gravimétrica del suelo	%
$\theta_v$	Humedad volumétrica del suelo	%
$\nu$	Viscosidad cinemática del agua	m <sup>2</sup> /s

Símbolos matemáticos	Significado
$\alpha$	Letra griega Alfa – se utiliza para denominar ángulos
$\beta$	Letra griega Beta – se utiliza para denominar ángulos
$\Delta$	Letra griega Delta – significa “incremento” o “variación”; por ejemplo, $\Delta x$ se lee como “incremento de x” o “variación en el valor de x”
$\Sigma$	Letra griega Sigma – se lee como “sumatorio” o “suma de “
$\theta$	Letra griega Theta – se utiliza para denominar ángulos
$\pi$	Número Pi = 3.1416
$\phi$	Letra griega Fi – se utiliza para denominar ángulos

## Anexo B. Conversión de unidades

### Longitud

$$1 \text{ pie} = 1' = 0.3048 \text{ m}$$

$$1 \text{ pulgada} = 1'' = 25.4 \text{ mm}$$

### Volumen

$$1 \text{ m}^3 = 1,000 \text{ L}$$

$$1 \text{ galón} = 3.785 \text{ L}$$

### Caudal

$$1 \text{ GPM (galón por minuto)} = 0.063 \text{ L/s}$$

$$1 \text{ m}^3/\text{s} = 1,000 \text{ L/s}$$

$$1 \text{ L/s} = 15.85 \text{ GPM}$$

### Precipitación

$$1 \text{ L/m}^2/\text{h} = 1 \text{ mm/h}$$

$$1 \text{ pulgada/h} = 25.4 \text{ mm/h}$$

### Presión

$$1 \text{ PSI (libra por pulgada cuadrada)} = 0.703 \text{ mca (metros de columna de agua)}$$

$$1 \text{ mca} = 1.422 \text{ PSI}$$

$$\begin{aligned} 1 \text{ atm (atmósfera)} &= 1.033 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 760 \text{ mmHg (milímetros de mercurio)} \\ &= 10.33 \text{ mca} \\ &= 1,013 \text{ mb (milibar)} \\ &= 1.013 \text{ bar} \\ &= 1.013 \times 10^5 \text{ Pa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1 \text{ bar} &= 1.020 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 10.2 \text{ mca} \\ &= 750 \text{ mmHg} \\ &= 0.987 \text{ atm} \\ &= 105 \text{ Pa} \\ &= 100 \text{ J/kg} \end{aligned}$$

### En la práctica:

$$1 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ mca} = 1 \text{ atm} = 1 \text{ bar} = 105 \text{ Pa} = 100 \text{ kPa} = 14.3 \text{ PSI}$$

$$1 \text{ PSI} = 0.7 \text{ mca}$$

$$1 \text{ Mpa} = 10 \text{ bar}$$

$$1 \text{ J/kg} = 1 \text{ cbar}$$

## Anexo C. Materiales de PVC y PE

### Tuberías de cloruro de polivinilo (PVC)

- El PVC es un excelente material para las conducciones y distribuciones, desde las tuberías primarias hasta incluso las terciarias.
- Siempre deben enterrarse, de modo que queden protegidas de la luz solar y de temperaturas extremas (se estima que un tubo de PVC enterrado puede durar hasta 50 años sin ningún problema). En aquellos lugares donde el terreno no permita el zanjeo, deberá recurrirse al PE o al HG, nunca dejar la tubería sobre el terreno porque se terminará arruinando.
- Se aconseja enterrar al menos 45 cm los tubos de hasta 2", 60 cm los de 3" y 4", y 70 cm los de más de 4". En pasos bajo caminos transitados por vehículos deben enterrarse al menos 1 m. Finalmente, en pasos aéreos deben sustituirse por PE o HG, o al menos protegerlos del sol con una manguera de PE de superior diámetro que haga de cubierta.
- Los tubos (también llamados lances) se fabrican en una longitud estándar de 6 metros.
- En Centroamérica la fabricación de tuberías de PVC está perfectamente normalizada siguiendo las normas estadounidenses (normas ASTM). Las tuberías se clasifican de acuerdo a su SDR (Standard Dimension Ratio – Relación de dimensiones en español), es decir, la relación existente entre su diámetro exterior y el grosor de sus paredes. Los valores de SDR son fijos y cada tubería se encuentra disponible en varios valores de SDR, o en otras palabras, varios timbrajes (ver Figura C-1).
- A mayor valor de SDR corresponde una menor resistencia a la presión como consecuencia del menor espesor de pared (un menor timbraje). Los máximos valores de presión estática que pueden resistir las tuberías para cada valor de SDR se muestran en la Tabla C-1:

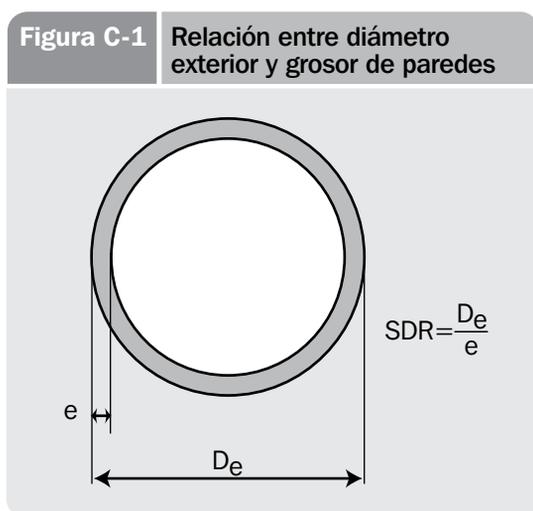


Tabla C-1 Valores de presión estática		
SDR	Timbraje (PSI)	Timbraje (mca)
41	100	70
32.5	125	88
26	160	112
21	200	140
17	250	176
13.5	315	221

- El diámetro comercial con el que se denomina a las tuberías de PVC es el diámetro nominal, y no coincide en absoluto ni con el diámetro exterior ni con el diámetro interior. Por ejemplo, la tubería de 1/2" tiene

un diámetro exterior ( $D_e$ ) de 0.84" y un diámetro interior ( $D_i$ ) de 0.716", es decir valores superiores ambos a la media pulgada de diámetro nominal.

- Aunque las casas comerciales fabrican todos los diámetros que detallamos en la Tabla C-2, raramente se encuentran todos en ferreterías que no sean las más grandes de

las principales ciudades. Debemos comprobar antes de diseñar el sistema qué diámetros se encuentran en las ferreterías locales si es en estas donde pensamos hacer las compras. En último caso siempre podremos encargar un determinado diámetro, aunque ello provocará un apreciable retraso en las compras.

Tabla C-2 Diámetros de tubería disponibles								
Diámetro nominal (pulg.)	SDR	Presión (PSI)	Presión (mca)	Espesor (pulg.)	Espesor (mm)	D exterior (pulg.)	D interior (pulg.)	D interior (mm)
½"	13.5	315	221	0.062	1.6	0.84	0.716	18.2
¾"	17	250	176	0.062	1.6	1.05	0.926	23.5
1"	17	250	176	0.077	2.0	1.315	1.161	29.5
1"	26	160	112	0.06	1.5	1.315	1.195	30.4
1¼"	17	250	176	0.098	2.5	1.66	1.464	37.2
1¼"	26	160	112	0.064	1.6	1.66	1.532	38.9
1¼"	32.5	125	88	0.06	1.5	1.66	1.540	39.1
1½"	17	250	176	0.112	2.8	1.9	1.676	42.6
1½"	26	160	112	0.073	1.9	1.9	1.754	44.6
1½"	32.5	125	88	0.06	1.5	1.9	1.780	45.2
1½"	41	100	70	0.046	1.2	1.9	1.808	45.9
2"	17	250	176	0.14	3.6	2.375	2.095	53.2
2"	26	160	112	0.091	2.3	2.375	2.193	55.7
2"	32.5	125	88	0.073	1.9	2.375	2.229	56.6
2"	41	100	70	0.058	1.5	2.375	2.259	57.4
2½"	17	250	176	0.169	4.3	2.875	2.537	64.4
2½"	26	160	112	0.11	2.8	2.875	2.655	67.4
2½"	32.5	125	88	0.088	2.2	2.875	2.699	68.6
2½"	41	100	70	0.07	1.8	2.875	2.735	69.5
3"	17	250	176	0.206	5.2	3.5	3.088	78.4
3"	26	160	112	0.135	3.4	3.5	3.230	82.0
3"	32.5	125	88	0.108	2.7	3.5	3.284	83.4
3"	41	100	70	0.085	2.2	3.5	3.330	84.6

## **Mangueras de polietileno (PE, también conocido como poliducto)**

En el caso del PE la cuestión es más complicada. Existen desde luego normas internacionales que regulan la fabricación de las mangueras tal y como sucede con el PVC, considerando diferentes diámetros y resistencias a la presión estática, y por tanto distintos SDR. Existen también casas comerciales en Honduras que fabrican mangueras y conectores de PE de alta calidad siguiendo las normas mencionadas. Lamentablemente, en el 95% de los casos el PE que encontramos en las ferreterías y agroservicios no es de ninguna de estas casas comerciales, y por lo tanto no ha sido fabricado según las normas. Es más, con frecuencia estas mangueras son fabricadas a partir de material reciclado y su resistencia a la presión estática es muy reducida.

Podríamos pensar que la solución reside simplemente en adquirir manguera de PE de proveedores y fabricantes de confianza, garantizando así la correcta calidad y resistencia de la manguera. No obstante, existiría el riesgo de que a la hora de reparar posibles roturas de la manguera, o simplemente al sustituir la manguera al cabo de los años (considerando que la duración del PE es inferior a la del PVC), los productores utilizaran el poliducto de mala calidad dados su menor precio y su mayor facilidad de adquisición. Podría darse una situación en la que un sistema diseñado para soportar presiones estáticas de 40, 60 ó 100 mca, estuviera constituido por manguera que no soportara más de 25 mca, con lo que el sistema acabaría reventando y sería ya imposible de operar en el futuro.

Como frecuentemente se hace en ingeniería, la solución será ponernos en el peor de los casos posibles. Consideraremos por tanto sólo el poliducto disponible en los agroservicios locales. Con este poliducto que vamos a denominar como *no normalizado*, haremos las siguientes consideraciones:

- Con fines de diseño, supondremos una resistencia máxima a la presión (el timbraje) de 25 mca.
- Con el fin de evitar en lo posible roturas como consecuencia del golpe de ariete, limitaremos la velocidad media del agua a 0.7 m/s.
- Esta velocidad máxima permisible, dados los diámetros existentes, limitar el caudal máximo que podemos conducir con poliducto a 2 L/s. Siempre podremos, no obstante, utilizar varias mangueras para conducir caudales mayores, aunque ello repercutirá obviamente en el costo.
- Dada la ausencia de normas, los diámetros son muy variables por mucho que se hable de poliducto de 1" o  $\frac{3}{4}$ ". Pero con fines de diseño consideraremos un diámetro interior idéntico al nominal (ver Tabla C-3).

<b>Tabla C-3</b> Diámetro nominal y presión (mca)		
<b>Diámetro nominal (pulg.)</b>	<b>Presión (mca)</b>	<b>D interior (mm)</b>
1/2"	25	12.7
3/4"	25	19.1
1"	25	25.4
1 1/4"	25	31.8
1 1/2"	25	38.1
2"	25	50.8
3"	25	76.2

Un caso aparte lo constituyen las mangueras de PE que se utilizan para riego localizado (goteo o microaspersión), las cuales, por ser habitualmente importadas, si están fabricadas según las normas internacionales. Normalmente se encuentran mangueras de 10, 12, 16 y 20 mm de diámetro nominal (que en el caso de las normalizadas coincide con el diámetro exterior), las cuales están diseñadas para trabajar igualmente a presiones inferiores a 25 mca.

## Anexo D. Utilización del nivel Abney<sup>1</sup>

### Descripción

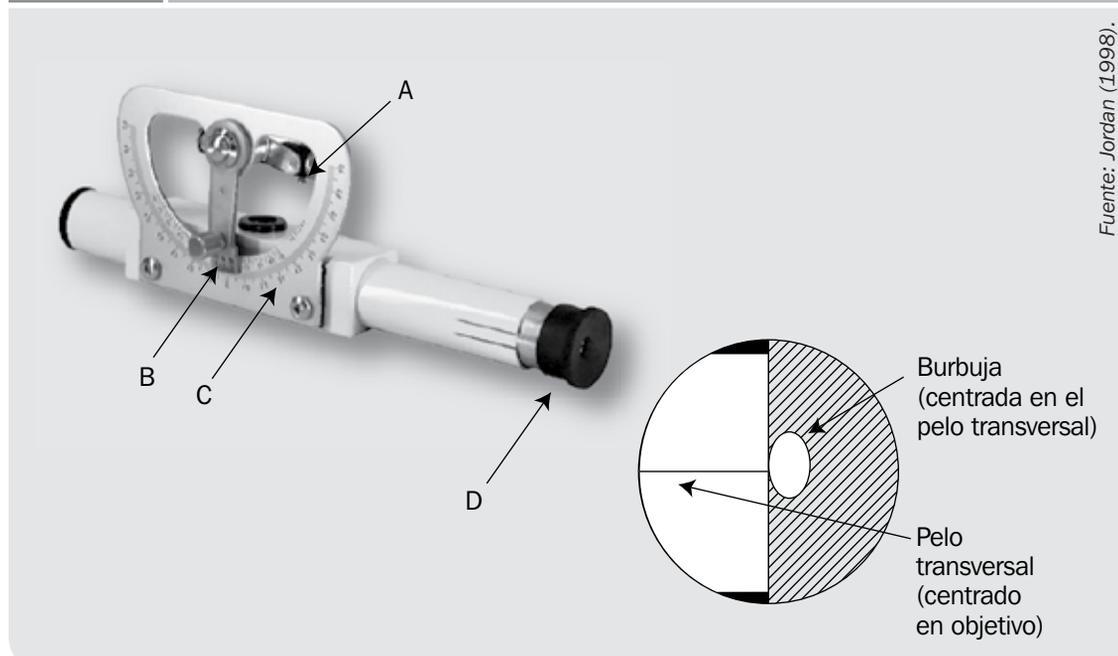
El nivel Abney es básicamente un tubo cuadrado con un lente ocular (D) en el extremo del observador y un pelo horizontal que cruza el extremo del objetivo. Casi en el centro del tubo hay un espejo de 45°, que refleja la mitad de la línea de mira hacia arriba, a través de una abertura en el tubo. Montado sobre la abertura hay un nivel de burbuja (A) con una marca de referencia grabada en el centro. El nivel de burbuja está fijado a una palanca móvil de marca (B, nonio o vernier), que se ajusta contra graduaciones de escala sobre un arco de níquel-plata (C). Algunos tipos de niveles Abney tienen arcos intercambiables, mostrando tipos diferentes de escalas (tales como grados, porcentaje, etc.). Para efectos de este manual, se usará el arco en grados sexagesimales.

### Lectura

Para su utilización, el nivel Abney se pega al ojo y se mira el objetivo, centrado el pelo transversal en dirección del mismo. Luego se ajusta la palanca de marca hasta que la burbuja (visible en la mitad derecha del campo de mira) se centre en dirección del objetivo, y del pelo transversal. Cuando el ajuste es correcto, el objetivo, el pelo transversal y la burbuja están alineados horizontalmente, como se muestra en la Figura D-1. El ángulo de visión (conocido técnicamente como ángulo vertical) luego se lee en grados sobre el arco con la ayuda del nonio.

La lectura del ángulo requiere especial cuidado. Como podemos observar en la Figura D-2a, el arco está dividido en grados sexagesimales, con numeración cada diez grados.

Figura D-1 Componentes y lectura del nivel Abney.



<sup>1</sup> El contenido de este capítulo ha sido adaptado de Jordan (1988).

Las lecturas hacia la izquierda del cero del arco serán negativas o cuesta abajo, mientras que hacia la derecha serán positivas o cuesta arriba. Para leer el ángulo, se determina dónde intersecciona el cero del nonio (representado en la Figura D-2 por una flecha). En el ejemplo, en la Figura D-2b, el cero cae entre  $-5^\circ$  y  $-6^\circ$ . Aunque podríamos aproximar a simple vista los minutos, conseguiremos mayor precisión en la lectura de los minutos con la ayuda del nonio.

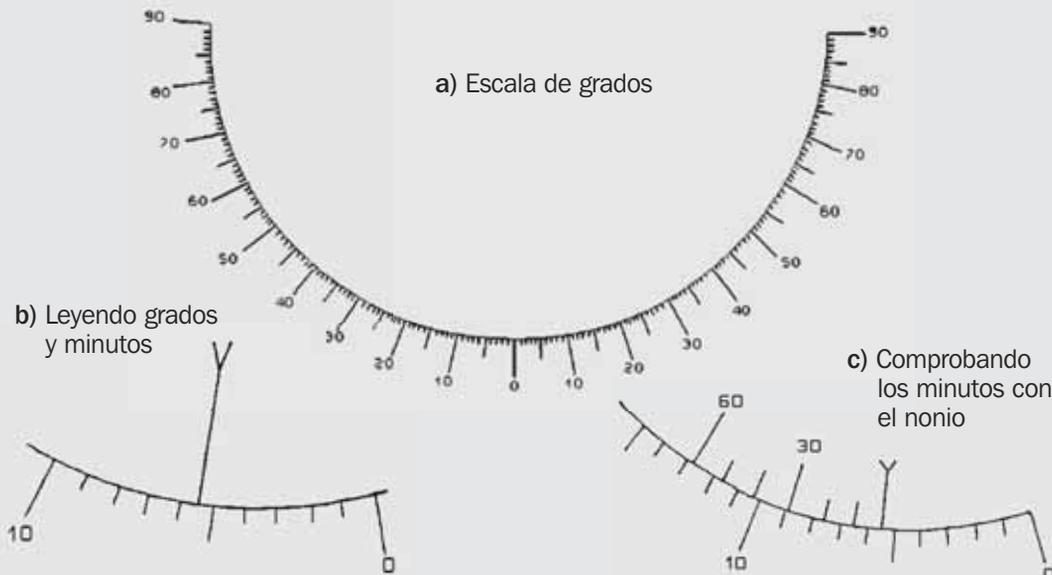
Para lecturas cuesta abajo (como las de la Figura D-2c) utilizaremos las líneas del nonio a la izquierda del cero del mismo, y usaremos las de la derecha para lecturas cuesta arriba. Las líneas del nonio tienen un intervalo de diez minutos entre ellas, estando sólo la de 30 y 60 numeradas. Para precisar los minutos de la lectura, determinaremos cuál de las líneas del nonio está más en línea recta con alguna de las líneas del arco. En el caso del ejemplo podemos observar como la línea del

nonio correspondiente a  $30'$  casi se alinea exactamente con la línea del arco de abajo, de modo que la lectura completa del ángulo será  $-5^\circ 30'$ .

## Levantamiento

Para efectuar un levantamiento con el nivel Abney se requieren mínimo dos personas y si son más, tanto mejor pues los terrenos con mucha maleza hay que limpiarlos exhaustivamente para tener líneas de mira claras. Se necesitan un nivel Abney, una cinta de medida de 30 m. y un cuaderno de campo. Podrá utilizarse una brújula si se requieren azimuts (ángulos horizontales). El estudio se inicia en algún punto fijo de referencia (como, por ejemplo, la fuente o algún pico sobresaliente a lo largo de la ruta de la conducción) y se continúa aguas arriba o aguas abajo a partir de ese punto, a lo largo de la ruta de la línea de conducción propuesta.

**Figura D-2** Dirección de las lecturas en el nivel Abney.



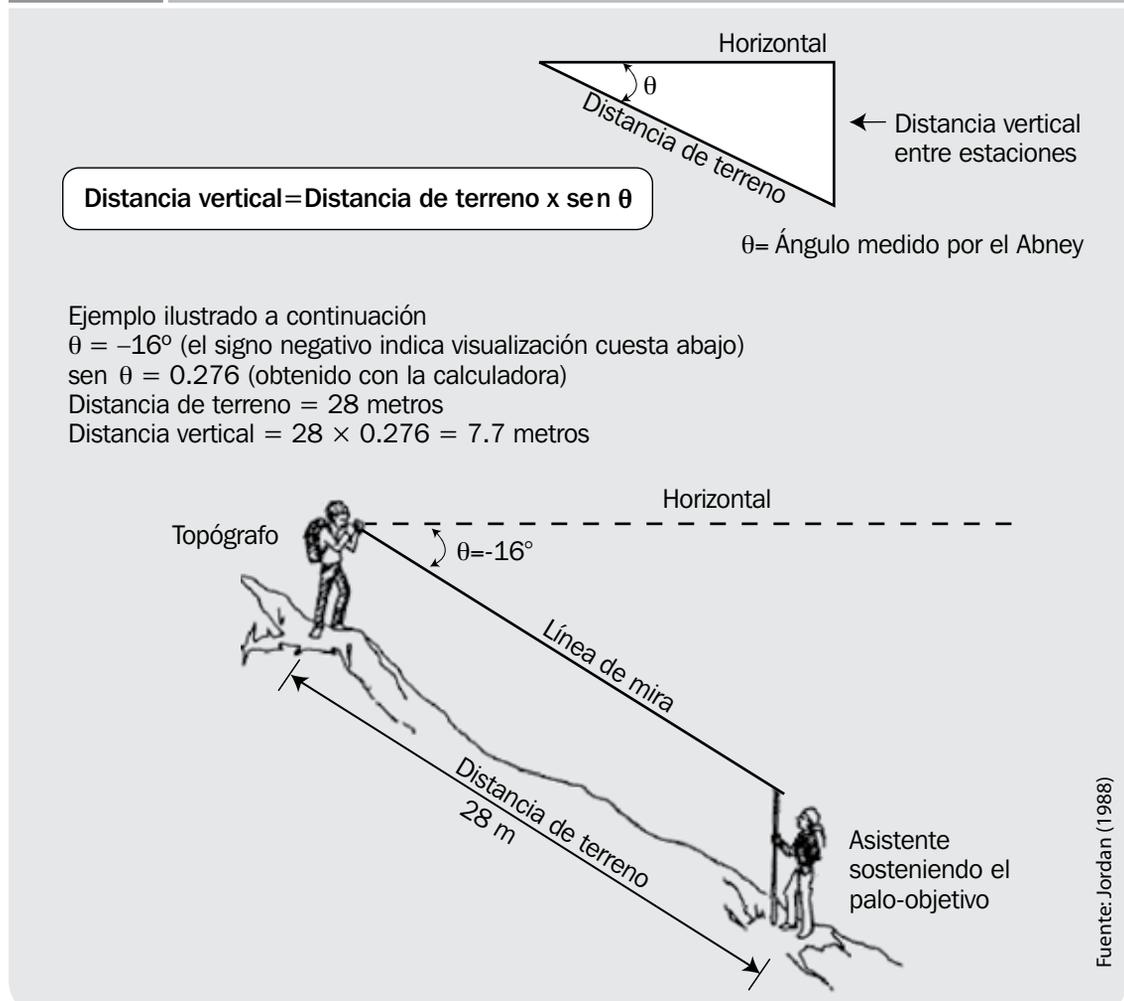
Fuente: Cambers, G.; Ghina, F. (2005) *Introduction to SANDWATCH. An educational tool for sustainable development*, UNESCO, París, 91 p.

La técnica de levantamiento es sencilla: el topógrafo mira a través del Abney hacia un objetivo que sostiene su asistente y se mide la distancia de terreno que media entre ellos. Esta distancia, y el ángulo vertical (ángulo medido por el nivel Abney) se registran en el cuaderno de campo. Es importante que el objetivo hacia el cual mira el topógrafo se encuentre a la misma distancia del suelo que el nivel Abney, que será la misma que la altura desde el suelo hasta los ojos del topógrafo. Si el asistente no es de la misma altura que el topógrafo, entonces deberá portar un palo objetivo cortado exactamente a la

misma altura que la de la altura de los ojos del topógrafo. Se puede amarrar un pedazo de tela roja en la parte superior del palo, o el asistente puede colocar su mano en la parte superior del mismo para que el objetivo sea claro. También resulta útil que el topógrafo utilice un palo en forma de horqueta sobre el cual se asiente el nivel Abney, a fin de que la lectura sea más uniforme (en este caso, el palo-objetivo deberá ser del mismo tamaño que la horqueta).

La Figura D-3 muestra la disposición básica y el cálculo utilizado en la nivelación trigonométrica con el nivel Abney: el topógrafo

**Figura D-3 Nivelación trigonométrica con el nivel Abney**



y su asistente se ubican entre sí a una distancia de 28 metros (distancia geométrica), y el ángulo vertical es de  $-16^\circ$  (el ángulo negativo indica que el topógrafo está visualizando cuesta abajo). Con la ayuda de una calculadora científica y unos conocimientos básicos de trigonometría, se puede calcular que la distancia vertical entre ambos es de 7.7 m.

El topógrafo, a la vez que efectúa el estudio, debe observar el terreno que recorre. Conforme efectúa su trabajo, debe tener en mente que posteriormente él u otra persona

tendrán que excavar una línea de canal a lo largo de esa ruta. Por tanto, deberá tomar nota del terreno que se está trazando, como tramos de selva, campos cultivados, senderos, hondonadas, condiciones del terreno (grava, barro blando, roca viva, etc.). El topógrafo debe utilizar la mayor cantidad de puntos de referencia, de manera que si en el futuro hay que volver a estudiar algún tramo de la conducción, puede ubicarse un punto de inicio conveniente. Los puntos de referencia deben ser permanentes o semipermanentes. Ejemplos adecuados serían los árboles grandes, salientes de rocas, etc.





## Anexo E. Ensayo de aspersores

El objetivo de este ensayo es conocer la curva  $Q - P$  del aspersor, y el diámetro húmedo para una altura dada cuando no tenemos el catálogo del fabricante. Para cualquier emisor (ya sea aspersor, difusor o emisor de goteo), las ecuaciones de dicha curva son del tipo:

$$q = K_q \times h^x$$

donde:

- $q$  es el caudal del emisor en L/h.
- $K_q$  es el coeficiente de descarga del emisor.
- $h$  es la altura de presión dinámica a la entrada del emisor.
- $x$  es el exponente de descarga del emisor. Para los aspersores este exponente toma habitualmente un valor en torno a 0.5.

Material necesario:

1. Una toma de agua, ya sea por gravedad o por bombeo que pueda ser regulada mediante una llave con el fin de conseguir diferentes presiones de trabajo del aspersor.
2. Un manómetro que situaremos a la salida de la toma para conocer la presión.
3. Un número variable de pluviómetros que dependerá del alcance del aspersor. El número necesario puede estimarse a partir de la Tabla E-1:

Tabla E-1		
Número de pluviómetros necesarios para el ensayo		
Alcance (m)	Nº de pluviómetros	Separación entre pluviómetros (m)
10	25	2
15	36	2.5
20	36	3
25	49	3.5
30	49	4

Como pluviómetros deberán utilizarse recipientes exactamente iguales. Serán cilíndricos, con el borde superior afilado, de modo que el agua recogida no pueda salpicar. El diámetro en la abertura deberá estar comprendido entre 8 y 30 cm, teniendo en cuenta que la precisión de la medida aumenta con el diámetro.

4. Una regla o preferiblemente un pie de rey para medir el diámetro de los recipientes utilizados como pluviómetros y obtener así su sección.
5. Una probeta o instrumento de medida de líquidos con una precisión de 1 ml.
6. Un reloj

### Procedimiento a seguir:

En campo:

1. Se elige una zona plana para realizar el ensayo
2. Situamos el aspersor a 0.5 m de altura.
3. Realizamos un ensayo previo con el aspersor para conocer el alcance del agua. En función de este alcance situaré los pluviómetros en una cuadrícula, con distancia entre ellos dada por la Tabla E-1. Daremos numerar los pluviómetros y situarlos preferiblemente un poco enterrados con el fin de que no se vuelquen.
4. Se abre la llave hasta que el manómetro alcance un valor de 20 metros (2.0 bar) y se mantiene abierta una hora.
5. Con la ayuda de la probeta, se mide la cantidad de agua recogida por cada pluviómetro, anotando igualmente el número de pluviómetro.

**Tabla E-2** Registro de datos de precipitación.

# Pluviom.	Lectura (ml.)	Pluviometría (mm/h)	# Pluviom.	Lectura (ml.)	Pluviometría (mm/h)
1	83		51	75	
2	76		52	65	
3	68		53	34	
...			...		

6. Se vuelven a realizar los pasos 3, 4 y 5 con una presión de trabajo de 30 m.

En gabinete:

1. Para cada una de las dos tablas se calcula la pluviometría de cada pluviómetro con la fórmula:

$$\text{Pluviometría (mm/h)} = \frac{(\text{Lectura (ml)} / 1000)}{\frac{\pi \times (D/1000)^2}{4}}$$

Donde  $\pi$  es 3.1416 y  $D$  es el diámetro interno de los pluviómetros que se habrá medido previamente con la regla o pie de rey.

2. Para cada una de las tablas, se calcula el promedio de pluviometría.

3. Para cada uno de los ensayos (el de 20 y el de 30 m), se descartan todos aquellos pluviómetros cuya pluviometría es inferior al 10% del promedio.

4. El diámetro húmedo ( $D_h$ ) para cada presión de funcionamiento será la distancia máxima entre los pluviómetros que queden después de haber descartado los del paso 3.

5. El caudal del aspersor estará dado por la fórmula:

$$q \text{ (L/h)} = \text{Pluv. Promedio (mm/h)} \times \times n^\circ \text{ de pluviómetros} \times s^2$$

donde  $s$  es la separación entre pluviómetros. Tendremos, pues, dos datos de caudal para cada una de las presiones de trabajo:

Ensayo 1	Ensayo 2
$h_1 = 20 \text{ m}$	$h_2 = 30 \text{ m}$
$q_1$	$q_2$

6. Puede ya calcularse la ecuación de la curva a partir de los datos obtenidos:

$$x = \frac{\log\left(\frac{q_1}{q_2}\right)}{\log\left(\frac{h_1}{h_2}\right)}$$

$$K_d = \frac{q_1}{h_1^x}$$

## Anexo F. Cálculo de la precipitación confiable

Supongamos que contamos con los siguientes datos de precipitación de una zona o estación cercana al lugar donde se pretende instalar el sistema de riego:

Promedios mensuales de precipitación (mm)		Precipitación total anual (mm)	
Enero	7.7	1970	961.3
Febrero	5.1	1971	884.2
Marzo	7.3	1972	1176.8
Abril	63.8	1973	822.5
Mayo	112.2	1974	865.9
Junio	178.4	1975	972.9
Julio	99.9	1976	904.5
Agosto	116.1	1977	865.1
Septiembre	137.1	1978	878.7
Octubre	107.7	1979	879.4
Noviembre	35.8	1980	901.1
Diciembre	12.5	Promedio	919.3

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

1. Se comienza ordenando los datos de precipitación anual de mayor a menor (ver columnas 1 y 2 de la Tabla F-1).
2. Se calcula el índice de precipitación de cada dato ( $I_p$ ), que está dado por la fórmula:

$$I_p = \frac{P}{\bar{P}}$$

donde  $P$  es el dato de precipitación de cada año (columna 2) y  $\bar{P}$  el promedio de precipitación anual (en este ejemplo 919.3 mm). Por ejemplo, para el valor de

precipitación de 884.2 mm, el índice de precipitación será:

$$I_p = \frac{884.2}{919.3} = 0.962$$

3. Se calcula la probabilidad de ocurrencia ( $P_r$ ) de cada valor de precipitación anual mediante la llamada fórmula de Hazen:

$$P_r = \frac{2 \times m - 1}{2 \times N} \times 100$$

donde  $m$  es el número de orden de cada valor de precipitación anual, y  $N$  es el número de años de la serie de datos (en este caso 11). Siguiendo con el ejemplo:

$$P_r = \frac{2 \times 6 - 1}{2 \times 11} \times 100 = 50.0\%$$

**Tabla F-1** Cálculo de la  $P_r$ .

(1)	(2)	(3)	(4)
Nº de orden	Precipitación anual (mm)	Índice de precipitación ( $I_p$ )	Probabilidad de ocurrencia ( $P_r$ ) (%)
1	1176.8	1.280	4.5
2	972.9	1.058	13.6
3	961.3	1.046	22.7
4	904.5	0.984	31.8
5	901.1	0.980	40.9
6	884.2	0.962	50.0
7	879.4	0.957	59.1
8	878.7	0.956	68.2
9	865.9	0.942	77.3
10	865.1	0.941	86.4
11	822.5	0.895	95.5
Promedio: 919.3 mm			

4. Lo que nos proporciona la cuarta columna de la Tabla F-1 son las precipitaciones confiables y los  $I_p$  al 4.5%, al 13.6%, al 22.7%, etc., de ocurrencia. Pero lo que necesitamos son valores de  $I_p$  para probabilidades más *redondas* como el 75 ó el 90%. Para averiguar el  $I_p$  para una  $P_r$  dada buscaremos los valores de  $I_p$  para la  $P_r$  inmediatamente mayor y para la inmediatamente menor a las buscada, y seguidamente aplicaremos la siguiente fórmula:

$$I_p \text{ buscado} = I_p \text{ mayor} - \frac{P_r \text{ buscado} - P_r \text{ menor}}{P_r \text{ mayor} - P_r \text{ menor}} \times (I_p \text{ mayor} - I_p \text{ menor})$$

Por ejemplo, queremos saber el  $I_p$  para una  $P_r$  del 75%. En la Tabla F-1 podemos ver que para una  $P_r$  del 68.2% el  $I_p$  es 0.956, y para una  $P_r$  de 77.3% el  $I_p$  es 0.942. Aplicando la fórmula:

$$\begin{aligned} I_p (75\%) &= 0.956 - \frac{75 - 68.2}{77.3 - 68.2} \times (0.956 - 0.942) \\ &= 0.956 - \frac{6.8}{9.1} \times 0.014 \\ &= 0.956 - 0.010 = \mathbf{0.946} \end{aligned}$$

5. Una vez que tenemos el valor de  $I_p$  para la  $P_r$  deseada, lo multiplicaremos por los valores de la precipitación mensual, de modo que tendremos las precipitaciones mensuales confiables al  $P_r$  deseado. En nuestro ejemplo, las precipitaciones mensuales confiables al 75% de probabilidad serán las dadas por la Tabla F-2:

Tabla F-2		Valores de precipitación confiable	
Promedios mensuales de precipitación (mm)	$I_p$ (75%)	Ppt. 75%	
Enero	7.7	× 0.946 =	7.3
Febrero	5.1		4.8
Marzo	7.3		6.9
Abril	63.8		60.4
Mayo	112.2		106.1
Junio	178.4		168.8
Julio	99.9		94.5
Agosto	116.1		109.8
Septiembre	137.1		129.7
Octubre	107.7		101.9
Noviembre	35.8		33.9
Diciembre	12.5		11.8

## Anexo G. Tolerancia relativa de los cultivos agrícolas a la salinidad<sup>2</sup>

CULTIVOS EXTENSIVOS		
Tolerantes		Moderadamente sensibles
Cebada		Habichuela
Algodón		Maíz
Remolacha azucarera		Lino
		Cacahuete
		Arroz
		Caña de azúcar
		Girasol
Moderadamente tolerantes		Sensibles
Frijol alacín, caupí	Soya	Frijol
Avena	Trigo	Ajonjolí
Centeno	Trigo duro	
Sorgo		
PASTOS Y CULTIVOS FORRAJEROS		
Tolerantes		Moderadamente sensibles
Pasto bermuda		Alfalfa
		Trébol
		Maíz forrajero
		Caupí forrajero
		Pasto llorón
		Avena forrajera
		Gramma de jopillos
		Centeno forrajero
		Freo de los prados
Moderadamente tolerantes		Sensibles
Cebada forrajera	Raygrass	
Alpiste	Pasto sudán	
Trébol	Trigo forrajero	
Festuca		

Fuente: elaboración propia a partir de USDA (1992, 1997).

<sup>2</sup> Estos datos sirven sólo de guía a la tolerancia relativa entre cultivos. Las tolerancias absolutas dependerán del clima, las condiciones del suelo y las prácticas agrícolas. Para una lista más exhaustiva de especies y sus nombres científicos, consúltese Ayers y Westcot (1985) o USDA (1997:Table 13-3).

VEGETALES		
Tolerantes	Moderadamente sensibles	
Espárrago	Brócoli	Chile
	Repollo	Patata
	Coliflor	Rábano
	Apio	Espinaca
	Maíz dulce	Melón
	Pepino	Calabaza
	Berenjena	Camote
	Lechuga	Tomate
	Sandía	
Moderadamente tolerantes	Sensibles	
Alcachofa	Frijol	
Remolacha	Zanahoria	
Zucchini, pipián, zapallo	Cebolla	
	Quingombó	
FRUTALES		
Tolerantes	Moderadamente sensibles	
	Uva	
Moderadamente tolerantes	Sensibles	
Higuera	Almendra	Níspero
Jinjolero	Manzana	Mango
Papaya	Albaricoque	Naranja
Piña	Aguacate	Fruta de la pasión
Granada	Zarzamora	Melocotón
	Chirimoya	Pera
	Lima	Toronja
	Limón	Zapote
	Mandarina	Fresa

La clasificación de tolerancias relativas está definida por las líneas de la Figura G-1. En esta figura vemos como, en general, los cultivos tolerantes alcanzan el 100% de su rendimiento con valores de CE inferiores a 0.8 dS/m. O cómo los cultivos moderadamente tolerantes sufren reducciones del 50% del rendimiento con valores de CE superiores a

unos 7 dS/m. Un par de ejemplos concretos nos ayudarán a explicar mejor la gráfica.

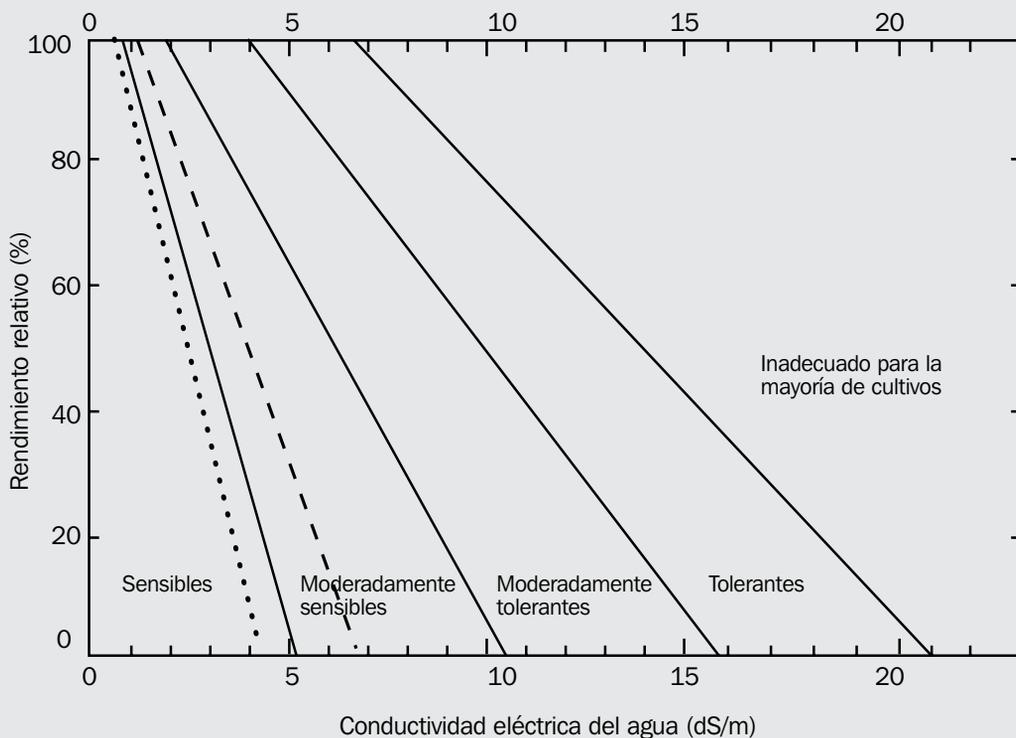
La línea de trazos representa la relación entre CE del agua de riego y el rendimiento potencial para el maíz. Vemos cómo para que el maíz alcance el 100% de su rendimiento potencial, el valor de la CE debe ser inferior a 1.1 dS/m. También podemos ver cómo si

el agua de riego que aportáramos tuviera una CE de 5 dS/m, podrían esperarse rendimientos inferiores al 40% del potencial.

En el caso del frijol (línea de puntos), que es un cultivo sensible, estos mismos valores de conductividad arrojan pérdidas de rendimiento aun mayores que en el caso del maíz. Así, con una CE de 1.1 dS/m, el frijol sufre una pérdida del 20% del rendimiento (o lo que es lo mismo, alcanza un 80% de su rendimiento potencial). Con una CE de 5 dS/m, el frijol no será capaz de producir absolutamente nada.

En general, puede observarse también como los cultivos sensibles necesitan una CE inferior a 0.7 dS/m para no sufrir mermas en el rendimiento. En el caso de los cultivos moderadamente sensibles, el umbral estará en 2 dS/m. Para los cultivos moderadamente tolerantes, no sufrirán pérdidas con CE inferiores a 4 dS/m. Y por último, los cultivos tolerantes, no sufrirán ninguna bajada en sus rendimientos con valores de CE inferiores a 6.5 dS/m.

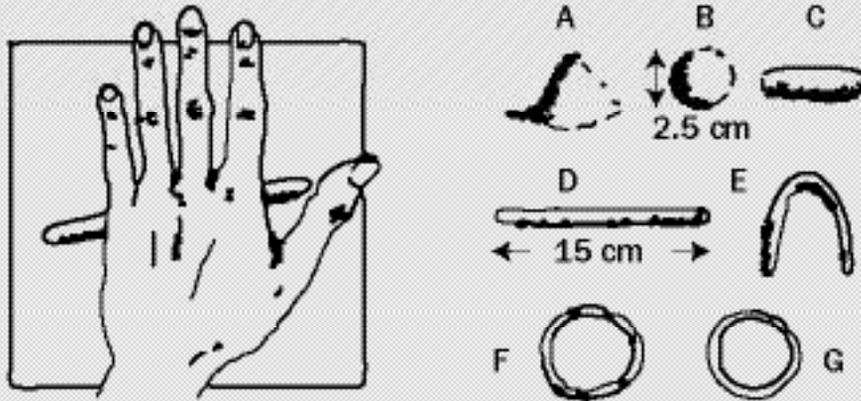
**Figura G-1** Clasificación de la tolerancia relativa por tipo de cultivo.



Fuente: Ayers y Westcot (1985).

## Anexo H. Ensayos de suelo

Figura H-1 Procedimiento para la determinación de la textura al tacto según Ilaco.



Fuente: Ilaco, B.V. (1966) Agricultural compendium for rural development in the tropics and subtropics 2ª ed., Elsevier, Amsterdam, 738 pp.

Se pone aproximadamente una cucharada de suelo en la palma de la mano y se le echa unas gotas de agua. Se escurre y se amasa hasta que se adhiera a la mano. La medida en que se pueda moldear, como en la figura, dará una idea aproximada de su clase de textura.

**A) Arenoso.** Es imposible formar una bola de suelo redondeándola con las palmas de la mano. El suelo permanece suelto y en granos simples y puede ser amontonado pero no moldeado.

**B) Franco arenoso.** Puede ser moldeado en forma esférica pero se desgrana fácilmente con solo aplastar la bola entre los dedos pulgar e índice.

**C) Limo.** Podemos formar un cilindro a partir de la bola, pero nunca mayor de 15 cm de largo.

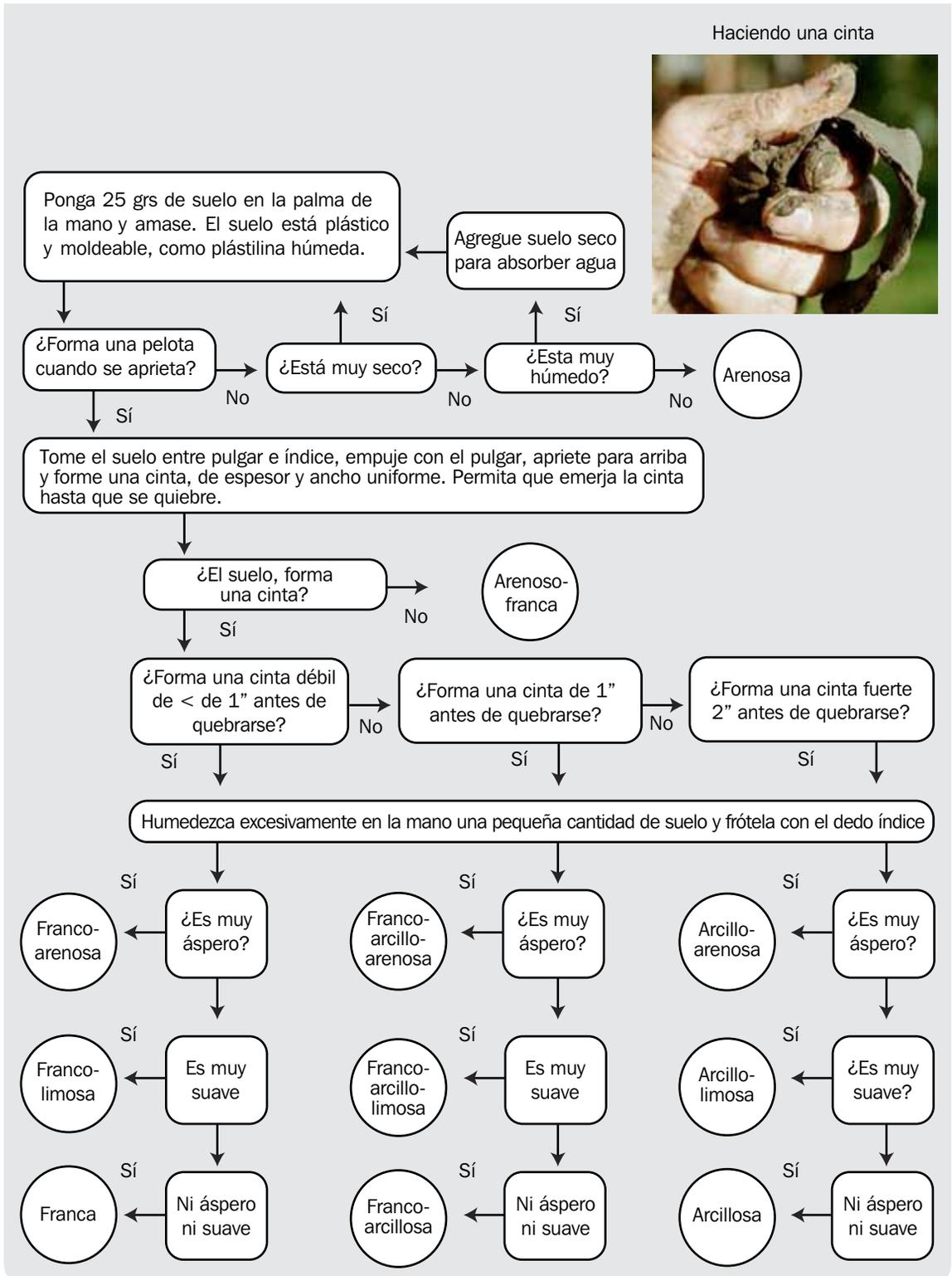
**D) Franco.** Podemos amasar la bola hasta formar un cilindro de 15 cm de largo y 0.5 cm de diámetro. Al intentar doblar el cilindro en forma de U se rompe.

**E) Franco arcilloso.** El suelo puede ser amasado como en (D) pero puede ser cuidadosamente doblado en U sin romperse.

**F) Arcillo arenoso.** El suelo es de tacto suave y al seguir doblando el cilindro para formar un círculo se agrieta un poco.

**G) Arcilla.** Se maneja como plastilina y puede ser doblado en un círculo sin agrietarse.

Figura H-2 Procedimiento para la determinación de la textura al tacto según USDA (1999).

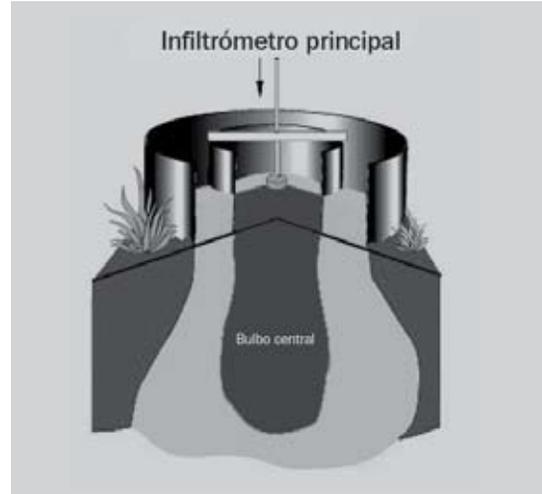


**Figura H-3** | Funcionamiento del infiltrómetro de anillos.



a)

Fuente: Gregory, J. H.; Dukes, M. D.; Miller, G. L.; Jones, P. H. (2005) Analysis of double-ring infiltration techniques and development of a simple automatic water delivery system, Internet, Applied Turfgrass Science.



b)

Fuente: Miller, I. (s/f) Falling-head Double Ring Infiltrometer, Internet, The University of Sydney.

## Determinación de la infiltración básica mediante el infiltrómetro de doble anillo

El infiltrómetro consta de dos cilindros de lámina de espesor 3 mm, uno de 15 cm de diámetro y el otro de 30 cm, y ambos de 30 cm de altura (ver Figura H-3a). Utilizamos dos cilindros con el fin de que el agua que vertamos entre los dos cilindros fuerce la infiltración vertical del agua que vertamos en el cilindro pequeño. En otras palabras, si utilizáramos un solo cilindro, el agua adoptaría una forma de bulbo ya que existiría infiltración tanto vertical como horizontal, mientras que el hecho de que se esté ya infiltrando agua alrededor del cilindro pequeño fuerza al agua contenida en este último a infiltrarse sólo hacia abajo y no hacia a los lados, adoptando forma de columna (Figura H-3b).

Para realizar el ensayo necesitaremos además:

- Un depósito con agua.
- Una regla o cinta métrica metálica.
- Un cronómetro.
- Un trozo de plástico, como una bolsa de supermercado.

El procedimiento que se sigue es el siguiente:

1. Se entierran ambos cilindros con cuidado en el suelo de manera concéntrica y unos 10 cm.
2. Llenamos el espacio entre los dos cilindros con agua hasta unos 10 ó 15 cm sobre el nivel del suelo.
3. Situamos el trozo de plástico en el interior del cilindro pequeño de modo que cubra todo el suelo, vertemos agua sobre

él hasta llegar igualmente a los 10 ó 15 cm sobre el suelo, y retiramos el plástico. La razón de utilizar el plástico es proteger la superficie del suelo contra el impacto del agua.

4. Con la ayuda de la regla o cinta métrica y tomando lecturas tanto de la medida como del tiempo transcurrido, iremos rellenando las columnas (a) y (d) de la Tabla H-1 (existe un formato en blanco al final de este anexo).

Como se explicaba en la sección 4.5, la tasa de infiltración será mucho mayor al

principio que al final, donde tenderá a ser constante. Por lo tanto, las lecturas tendrán que ser mucho más frecuentes al principio que al final.

Empezaremos dejando sólo un minuto entre las lecturas, de ahí pasaremos a tomarlas cada dos minutos, cada cinco, cada 10, cada 20 y cada 30. Para saber en qué momento cambiamos el intervalo entre lecturas podemos tomar el criterio de cambiar cuando la bajada de la lámina se acerque o baje de los 10 mm. En el ejemplo, cuando tomamos la segunda

<b>Tabla H-1 Procedimiento de cálculo de la infiltración.</b>					
(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Tiempo			Lámina de agua (mm)		Tasa de infiltración (mm/h)
Hora	Diferencia (min)	Acumulado (min)	Lectura	Diferencia	
9.07	1	1	136	12	720
9.08	2	3	124	11	330
9:10	2	5	113	7	210
9:12	5	10	106	11	132
9:17	5	15	95	7	84
9:22	5	20	88	6	72
9:27	10	30	82	10	60
9:37	10	40	72	9	54
9:47	–	–	63	–	–
Rellenado	<b>10</b>	<b>50</b>	142	<b>10</b>	<b>60</b>
9:57	10	60	132	8	48
10:07	20	80	124	15	45
10:27	20	100	109	11	33
10:47	20	120	98	11	33
11:07			87		

lectura la bajada de la lámina es de 12 mm ( $136 - 124 = 12$  mm), de ahí que pasemos a tomar lecturas cada 2 minutos. En la cuarta lectura, la bajada es de 11 mm ( $113 - 106 = 11$  mm), luego cambiamos al intervalo a cinco minutos. Y en la lectura que tomamos a las 9:27, la bajada de la lámina ha sido de  $88 - 82 = 6$  mm, luego pasamos a tomar lecturas cada 10 minutos.

5. Llegará un momento que la lámina de agua del cilindro pequeño habrá bajado tanto que sea necesario rellenar. Esto lo haremos inmediatamente después de una lectura, y anotaremos la nueva lectura de lámina de agua. En la Tabla H-1, por ejemplo, se ha rellenado inmediatamente después de la lectura efectuada a las 9:47, tras lo cual la lámina ha pasado de 63 a 142 mm.
6. Durante todo el ensayo deberemos mantener la lámina de agua en el espacio entre los dos cilindros a aproximadamente el mismo nivel que en el cilindro pequeño. Esto nos obligará seguramente a rellenarlo más frecuentemente que el cilindro pequeño porque existirá mayor infiltración. No obstante, no es necesario apuntar los momentos en que rellenamos el espacio entre ambos cilindros.
7. El ensayo lo terminaremos cuando, o bien llevemos ya dos horas de ensayo (como es el caso en el ejemplo) o bien las lecturas a intervalos de 30 minutos sean prácticamente constantes (no llegamos a este punto en ensayo de ejemplo).
8. Repetiremos el ensayo al menos cuatro veces en diferentes lugares de la parcela con el fin de calcular el promedio. Para no tener que pasar ocho horas realizando el ensayo, es conveniente disponer de dos

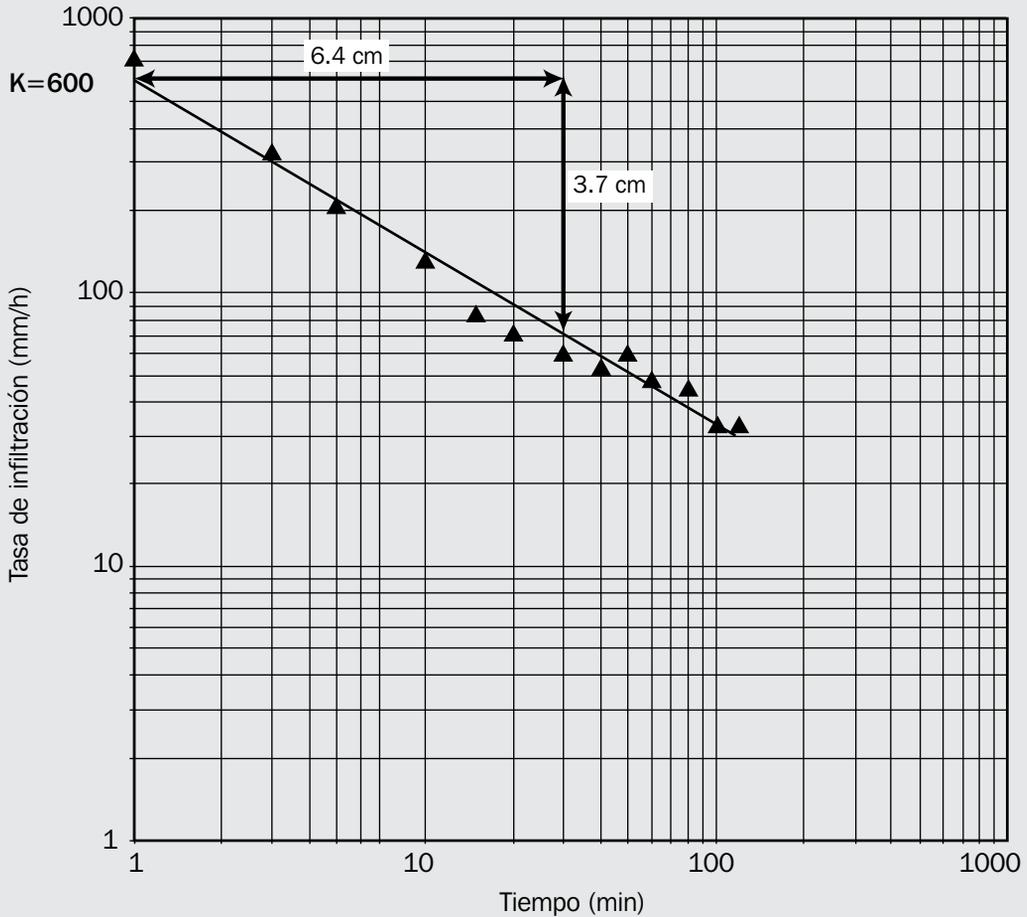
juegos de cilindros, de tal manera que se puedan traslapar ensayos y ocupar menos tiempo (iniciamos el segundo ensayo a la hora de comenzar el primero, el tercero a la hora del segundo, y el cuarto una vez transcurrida una hora del tercero).

#### Procesamiento de datos:

1. Comenzaremos calculando la columna (b), que no es más que la diferencia en minutos entre lecturas sucesivas. Debemos prestar atención al llegar al rellenado (cifras en negritas) pues esa fila no se toma en cuenta para el cálculo. En el ejemplo vemos como se ha calculado el tiempo transcurrido entre las 9:47 horas (lectura tras la cual se rellenó el cilindro pequeño) y las 9:57 horas.
2. Calculamos seguidamente la columna (c), que como vemos en el ejemplo es la suma acumulada de los valores de la columna (b). Obviamente ignoraremos la fila del relleno porque no hemos calculado ahí ningún valor.
3. La columna (e) es la diferencia en mm entre las lecturas de lámina de agua. Atención nuevamente al llegar al relleno, pues la diferencia entre lecturas deberá tener en cuenta la nueva altura de lámina de agua alcanzada después del relleno ( $142 - 132 = 10$  mm en el ejemplo).
4. En la columna (f) calculamos la tasa de infiltración. Para ello se dividen los valores de la (e) entre la (b) y se multiplican después por 60 (para pasarlos a mm/h). Por ejemplo entre la cuarta y la quinta lectura pasaron 5 minutos y la lámina de agua bajó 11 mm. Luego el valor de la columna (f) será:

$$\frac{11}{5} \times 60 = 132 \text{ mm/h}$$

**Figura H-4** Interpretación gráfica de las lecturas de la infiltración.



5. Seguidamente pasaremos a dibujar una gráfica en un papel especial que se denomina “doble logarítmico” que podemos observar en la Figura H-4.

Podemos ver cómo tiene la particularidad de que las primeras 10 unidades de ambos ejes ocupan el mismo espacio que las siguientes 90, y estas que las siguientes 900, y así sucesivamente. Otra particularidad es que en el segmento entre 1 y 10 cada raya es una unidad. Entre 10 y 100 cada raya son 20 unidades. Y entre 100 y 1000, cada raya son 100 unidades.

En dicho papel logarítmico, situaremos unos puntos cuyas coordenadas serán los valores de la columna (c) (el tiempo acumulado) en abscisas (el eje X), y los de la columna (f) (la tasa de infiltración) en ordenadas (el eje Y). Podemos ver como cada uno de los triángulos del gráfico se corresponde con una pareja de valores de la tabla. Así, el primer punto por la izquierda está dibujado en las coordenadas (1, 720), mientras que el último lo está en las coordenadas (120, 33).

El papel doble logarítmico se puede encontrar en cualquier papelería especializada, aunque al final del Anexo existe una hoja que se puede imprimir separadamente.

6. Una vez llevados todos los puntos a la gráfica en papel doble logarítmico, se traza una recta de tal manera que pase aproximadamente por en medio de la nube de puntos.
7. Llamaremos  $K$  al valor de la tasa de infiltración donde la recta que hemos trazado corta al eje vertical (recordemos al hacer la lectura que la escala es logarítmica). Podemos observar como en la Figura H-4  $K = 600$ .
8. Seguidamente calcularemos la pendiente de la recta, a la cual llamaremos  $n$ . Para ello escogeremos dos puntos bastante separados de la recta y mediremos con una regla en cm la distancias horizontal y vertical entre ellos. Calcularemos la pendiente mediante la fórmula:

$$n = \frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{3.7}{6.4} = -0.58$$

9. Por último, calcularemos la infiltración básica mediante la fórmula<sup>3</sup>:

$$I_b \text{ (mm/h)} = K \times (-600 \times n)^n$$

donde sustituyendo con los valores del ejemplo tendremos:

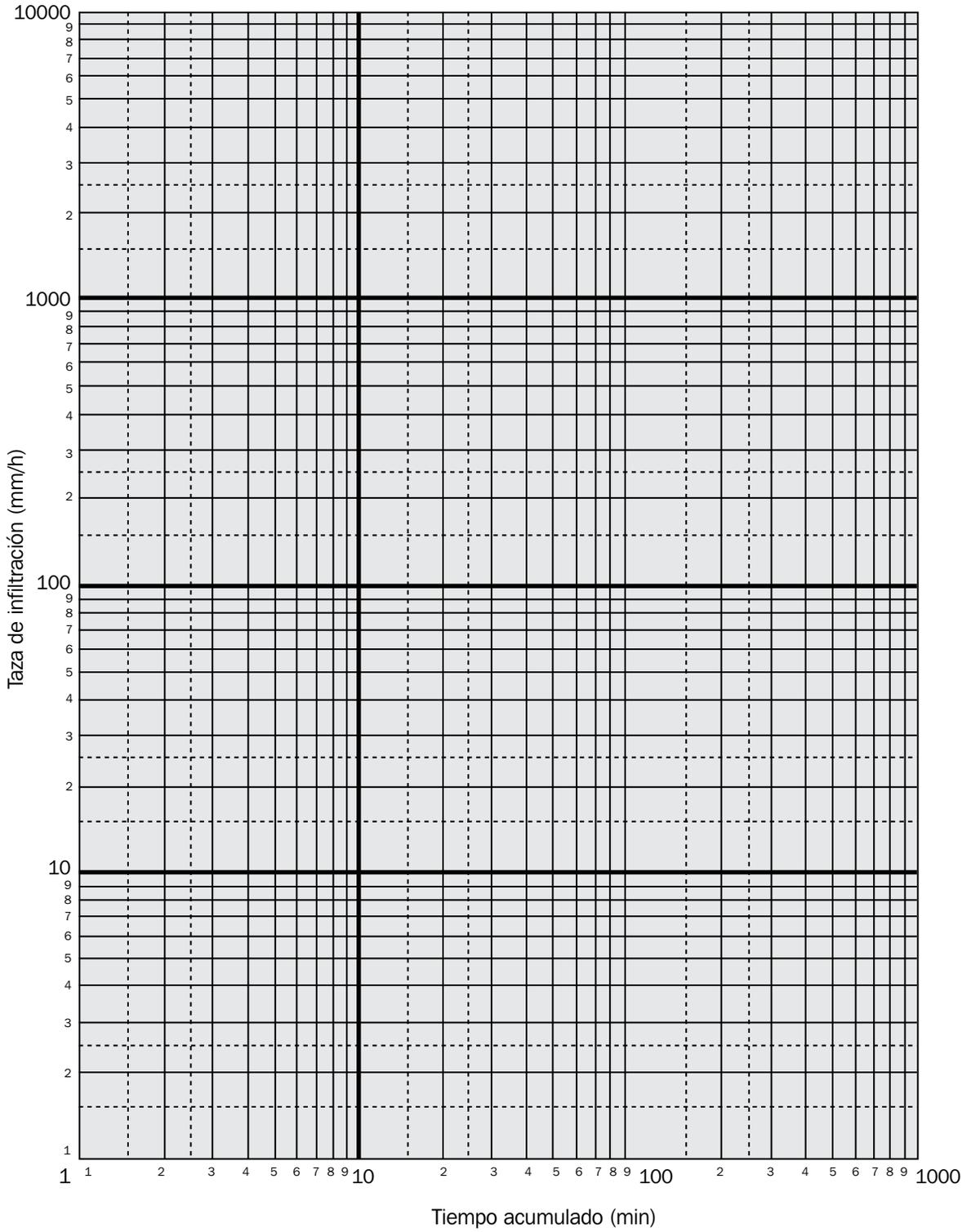
$$\begin{aligned} I_b &= 600 \times (-600 \times (-0.58))^{-0.58} \\ &= 20.1 \text{ mm/h} \end{aligned}$$

En el CD que acompaña al manual se proporciona una hoja de cálculo Microsoft Excel® que automatiza todo el proceso de cálculo de la infiltración básica.

---

3 Es pura casualidad que el valor de  $K$  en el ejemplo sea igual al factor de la fórmula.





# Anexo I. Código Visual Basic® para el cálculo de las pérdidas de carga mediante la ecuación universal de Darcy-Weisbach

El siguiente código crea una nueva fórmula en Excel (hfdw) que calcula las pérdidas de carga según Darcy-Weisbach a partir de los argumentos que se detallan en el código.

```

===== = =====
Function hfdw(k, d, u, v, l) As Single
'k = coeficiente de rugosidad de la tubería en mm
'd = diámetro interior de la tubería en mm
'u = velocidad del agua en m/s
'v = viscosidad cinemática del agua en m2/s
'l = longitud de la tubería en m

Dim re As Single      'Nº de Reynolds
re = (d / 1000) * u / v

If re <= 2000 Then
    f = 64 / re

Else
    e = 0.0001      'Error admitido
    'Valor inicial de f según fórmula de Swamee-Jain
    f0 = (-2 * Log(k / 3.7 / d + 5.74 / re ^ 0.9) / Log(10)) ^ (-2)
    'En Visual Basic el log10(n) se calcula como log(n)/log(10)

    Do
        b = -2 * Log(2.51 / re / Sqr(f0) + k / 3.71 / d) / Log(10)
        f = b ^ (-2)
        If Abs(f - f0) / f < e Then
            Exit Do
        End If
        f0 = f
    Loop

End If

hfdw = f * l * u ^ 2 / (d / 1000) / (2 * 9.81)

End Function
===== = =====

```

## Anexo J. Lista de estaciones climáticas con datos disponibles en Hargreaves (1980) y en la base de datos FAO/CLIMWAT

Para las localidades nombradas en este anexo, Hargreaves (1980) proporciona entre otros los siguientes datos:

- Valores promedio de precipitación mensual y anual
- Probabilidad de ocurrencia de precipitación mensual y anual
- Valores de evapotranspiración de referencia
- Temperatura media mensual en °C
- Humedad relativa media en porcentaje

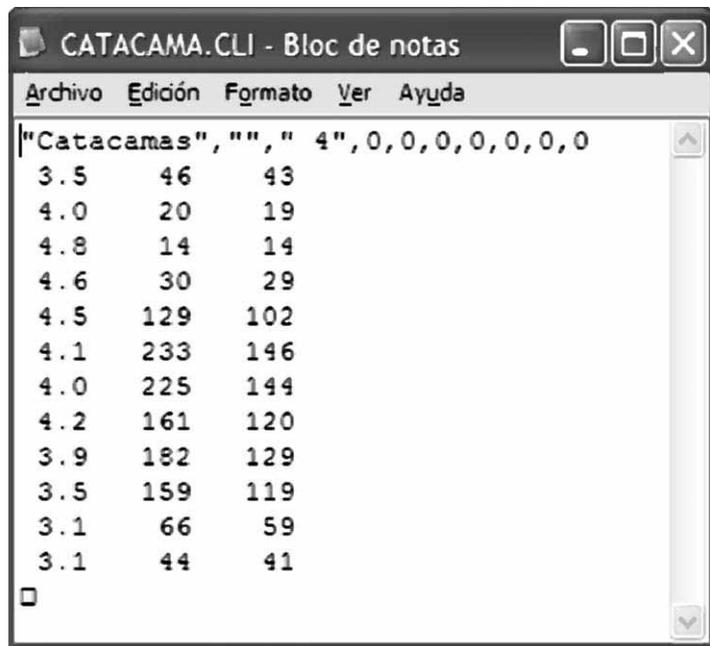
Localidad	Departamento	Localidad	Departamento
Agua Azul	Cortés	El Sauce	Fco. Morazán
Agua Caliente	Fco. Morazán	El Taladro	Comayagua
Amapala	Valle	El Zamorano	Fco. Morazán
Campamento Las Moras	La Paz	Finca América	Choluteca
Campana	Cortés	Flores	Comayagua
Cañaverl	Cortés	Gracias	Lempira
Catacamas	Olancho	Guanacaste	Atlántida
Cayetano	Olancho	Guanaja	Islas de la Bahía
Cayo	Yoro	Guayabillas	Olancho
Choluteca	Choluteca	Güinope	El Paraíso
Comalí	Choluteca	Hacienda Archaga	Fco. Morazán
Comayagua	Comayagua	Hacienda El Jaral	Copán
Comayagüela	Fco. Morazán	Hacienda El Sauce	Sta. Bárbara
Coyolar	Comayagua	Hacienda Las Cañadas	Fco. Morazán
Coyoles	Yoro	Hacienda San Isidro	El Paraíso
Chumbagua	Santa Bárbara	Hacienda Sta. Clara	Fco. Morazán
Danlí	El Paraíso	Isletas	Colón
Dulce Nombre de Copán	Copán	Juticalpa	Olancho
El Cajón	Cortés	La Ceiba	Atlántida
El Jaral	Cortés	La Esperanza	Intibucá
El Mochito	Sta. Bárbara	La Gloria	Intibucá

Localidad	Departamento	Localidad	Departamento
El Olvido	Atlántida	La Labor	Ocotepeque
El Picacho	Fco. Morazán	Lamaní	Comayagua
La Paz	Atlántida	La Mesa	Cortés
La Venta	Fco. Morazán	La Paz	La Paz
Las Limas	Olancho	Río Blanco	Sta. Bárbara
Limones	Atlántida	Rosario A.	Atlántida
Los Encuentros	Choluteca	Rosario B.	Atlántida
Maraita	Fco. Morazán	Ruinas de Copán	Copán
Marcala	La Paz	Sabana Grande	Fco. Morazán
Marcovia	Choluteca	San Antonio de Flores	El Paraíso
Morazán	Yoro	San Juan (Siguat.)	Comayagua
Morocelí	El Paraíso	San Lorenzo	Valle
Nacaome	Valle	San Lucas	El Paraíso
Naranjo	Yoro	San Marcos	Ocotepeque
Nerone	Atlántida	San Marcos de Colón	Choluteca
Nueva Armenia	Fco. Morazán	San Pedro Sula	Cortés
Nueva Ocotepeque	Ocotepeque	Santa Bárbara	Santa Bárbara
Nuevo Rosario	Fco. Morazán	Santa Rosa de Copán	Copán
Ojojona	Fco. Morazán	Sico	Colón
Olanchito	Yoro	Talanga	Fco. Morazán
Oropolí	El Paraíso	Tegucigalpa	Fco. Morazán
Palo Verde	Yoro	Tela	Atlántida
Paso Real	Fco. Morazán	Telica	Olancho
Pedernales	Sta. Bárbara	Texiguat	El Paraíso
Peña Blanca	Sta. Bárbara	Trojas A.	Atlántida
Pespire	Choluteca	Trojas B.	Atlántida
Pito Solo	Comayagua	Trujillo	Colón
Planes	Colón	Vally	Atlántida
Potreros	El Paraíso	Veracruz	Copán
Presa Guacerique	Fco. Morazán	Victoria	Yoro
Puente Pimienta	Cortés	Yoro	Yoro
Puentes de Cedeño	Choluteca	Yuscarán	El Paraíso
Puerto Cortés	Cortés	Zacapa	Santa Bárbara
Puerto Lempira	Gracias a Dios		
Zambrano	Fco. Morazán		

Estación	Departamento	Altitud (m)	Longitud (°O)	Latitud (°N)
Catacamas	Olancho	442	85.56	14.54
Choluteca	Choluteca	48	87.12	13.18
Guanaja	Islas de la Bahía	2	85.55	16.28
Isla del Cisne		9	83.56	17.24
La Ceiba	Atlántida	26	86.52	15.44
La Mesa	Cortés	31	87.56	15.26
Nacaome	Valle	35	87.30	13.32
Olanchito	Yoro	150	86.34	15.31
Playitas	Francisco Morazán	595	87.42	14.26
Puerto Lempira	Gracias a Dios	13	83.37	15.13
Quimistán	Santa Bárbara	190	88.24	15.21
Santa Rosa de Copán	Copán	1079	88.47	14.47
Tegucigalpa	Fco. Morazán	1000	87.13	14.03
Tela	Atlántida	3	87.29	15.43
Victoria	Yoro	360	87.23	14.56
Villa Ahumada, Danlí	El Paraíso	700	86.34	14.02

Por otra parte, en la base de datos CLIMWAT/FAO ([http: www.fao.org/nr/water/infores\\_databases\\_climwat.html](http://www.fao.org/nr/water/infores_databases_climwat.html)) puede bajarse el archivo CARIBEAN.ZIP, dentro del cual existe a su vez otro archivo HONDURAS.ZIP que contiene información detallada para las estaciones climáticas del cuadro.

Para cada una de las estaciones existen en ese archivo ZIP dos ficheros. Por ejemplo, para Catacamas existe el fichero CATACAMA.CLI, y el fichero CATACAMA.PEN<sup>4</sup>.



<sup>4</sup> Ambos ficheros están diseñados para ser utilizados en un software de cálculo de requerimientos de riego denominado CROPWAT, cuyo uso está fuera del ámbito de este manual.

En concreto nos interesan los ficheros CLI, los cuales podemos abrir con un simple editor de texto como el “Bloc de notas” de Windows®. Una vez abierto el fichero, nos aparecerá una ventana como la de la página anterior.

En la primera fila aparece el nombre de la estación climática, el resto de cifras no nos interesan. De los restantes dígitos:

- La primera columna (del 3.5 al 3.1 en el ejemplo) son los valores de  $ET_0$  para los 12 meses del año en mm/día.
- La segunda columna son los valores de precipitación promedio mensual en mm/mes.
- La tercera columna son los valores de precipitación efectiva mensual, igualmente en mm/mes.

## Anexo K. Fases y coeficientes de cultivo

Cultivo	Fases de cultivo					Coeficientes de cultivo		
	Inicial	Desar.	Media	Madurac.	Total	$K_{C\ ini}$	$K_{C\ med}$	$K_{C\ fin}$
a) Hortalizas pequeñas						0.70	1.05	0.95
Brócoli	35	45	40	15	135		1.05	0.95
Repollo	40	60	50	15	165		1.05	0.95
Zanahoria	20	30	30	20	100		1.05	0.95
	30	40	60	20	150			
	30	50	90	30	200			
Coliflor	35	50	40	15	140		1.05	0.95
Apio	25	40	95	20	180		1.05	1.00
	25	40	45	15	125			
	30	55	105	20	210			
Lechuga	20	30	15	10	75		1.00	0.95
	30	40	25	10	105			
	25	35	30	10	100			
	35	50	45	10	140			
Cebolla (seca)	15	25	70	40	150		1.05	0.75
	20	35	110	45	210			
Cebolla (verde)	25	30	10	5	70		1.00	1.00
	20	45	20	10	95			
	30	55	55	40	180			
Ceb. (semilla)	20	45	165	45	275		1.05	0.80
Espinaca	20	20	20	5	65		1.00	0.95
	20	30	40	10	100			
Rábano	5	10	15	5	35		0.90	0.85
	10	10	15	5	40			
b) Hortalizas - Solanáceas						0.60	1.15	0.80
Berenjena	30	40	40	20	130		1.05	0.90
	30	45	40	25	140			
Chile	30	35	40	20	125		1.05	0.90
	30	40	110	30	210			

Cultivo	Fases de cultivo					Coeficientes de cultivo		
	Inicial	Desar.	Media	Madurac.	Total	$K_{C\ ini}$	$K_{C\ med}$	$K_{C\ fin}$
Tomate	30	40	40	25	135		1.15	0.80
	35	40	50	30	155			
	25	40	60	30	155			
	35	45	70	30	180			
	30	40	45	30	145			
c) Hortalizas - Cucurbitáceas						0.50	1.00	0.80
Pepino	20	30	40	15	105	0.60	1.00	0.75
	25	35	50	20	130			
Ayote	20	30	30	20	100		1.00	0.80
	25	35	35	25	120			
Zapallo, zuc-chini, pipián	25	35	25	15	100		0.95	0.75
	20	30	25	15	90			
Melón	25	35	40	20	120		1.05	0.75
	30	30	50	30	140			
	15	40	65	15	135			
	30	45	65	20	160			
Sandía	20	30	30	30	110	0.40	1.00	0.75
	10	20	20	30	80			
d) Raíces y tubérculos						0.50	1.10	0.95
Remolacha de mesa	15	25	20	10	70		1.05	0.95
	25	30	25	10	90			
Yuca: año 1	20	40	90	60	210	0.30	0.80	0.30
	año 2	150	40	110	60			
Papa	25	30	40	30	125		1.15	0.75
	25	30	45	30	130			
	30	35	50	30	145			
	45	30	70	20	165			
	30	35	50	25	140			
Camote	20	30	60	40	150		1.15	0.65
	15	30	50	30	125			

Cultivo	Fases de cultivo					Coeficientes de cultivo		
	Inicial	Desar.	Media	Madurac.	Total	$K_{C\ ini}$	$K_{C\ med}$	$K_{C\ fin}$
Remolacha azucarera	30	45	90	15	180	0.35	1.20	0.70
	25	30	90	10	155			
	25	65	100	65	255			
	50	40	50	40	180			
	25	35	50	50	160			
	45	75	80	30	230			
	35	60	70	40	205			
e) Leguminosas						0.40	1.15	0.55
Habichuela, judía verde, frijol verde	20	30	30	10	90	0.50	1.05	0.90
	15	25	25	10	75			
Frijol (seco)	20	30	40	20	110	0.40	1.15	0.35
	15	25	35	20	95			
	25	25	30	20	100			
Haba (Vicia faba)	15	25	35	15	90	0.50	1.15	Verde: 1.10 Seco: 0.30
	20	30	35	15	100			
	90	45	40	60	235			
	90	45	40	0	175			
Cacahuete, maní	25	35	45	25	130		1.15	0.60
	35	35	35	35	140			
	35	45	35	25	140			
Caupí	20	30	30	20	110		1.05	Verde: 0.60 Seco: 0.35
Lenteja	20	30	60	40	150		1.10	0.30
	25	35	70	40	170			
Guisante, arveja	15	25	35	15	90	0.50	1.15	Verde: 1.10 Seco: 0.30
	20	30	35	15	100			
	35	25	30	20	110			
Soya	15	15	40	15	85		1.15	0.50
	20	30/35	60	25	140			
	20	25	75	30	150			
f) Hortalizas perennes						0.50	1.00	0.80
Alcachofa	40	40	250	30	360	0.50	1.00	0.95
	20	25	250	30	325			

Cultivo	Fases de cultivo					Coeficientes de cultivo		
	Inicial	Desar.	Media	Madurac.	Total	$K_{C\ ini}$	$K_{C\ med}$	$K_{C\ fin}$
Espárrago	50	30	100	50	230	0.50	0.95	0.30
	90	30	200	45	365			
Fresa						0.40	0.85	0.75
g) Cultivos textiles						0.35		
Algodón	30	50	60	55	195		1.15	0.70
	45	90	45	45	225			
	30	50	60	55	195			
	30	50	55	45	180			
Lino	25	35	50	40	150		1.10	0.25
	30	40	100	50	220			
h) Cultivos oleaginosos						0.35	1.15	0.35
Ricino, higuera del diablo	25	40	65	50	180		1.15	0.55
	20	40	50	25	135			
Colza							1.10	0.35
Cártamo	20	35	45	25	125		1.10	0.25
	25	35	55	30	145			
	35	55	60	40	190			
Ajonjolí	20	30	40	20	100		0.10	0.25
Girasol	25	35	45	25	130		0.10	0.35
i) Cereales						0.30	1.15	0.40
Cebada/avena/ trigo de primavera	15	25	50	30	120		1.15	0.25
	20	25	60	30	135			
	15	30	65	40	150			
	40	30	40	20	130			
	40	60	60	40	200			
	20	50	60	30	160			
Trigo de invierno	202	602	70	30	180	0.70	1.15	0.25
	30	140	40	30	240			
	160	75	75	25	335			
Granos (pequeños)	20	30	60	40	150			
	25	35	65	40	165			

Cultivo	Fases de cultivo					Coeficientes de cultivo		
	Inicial	Desar.	Media	Madurac.	Total	K <sub>C ini</sub>	K <sub>C med</sub>	K <sub>C fin</sub>
Maíz (grano)	30	50	60	40	180		1.20	0.35
	25	40	45	30	140			
	20	35	40	30	125			
	30	40	50	30	150			
	30	40	50	50	170			
Maíz (dulce)	20	20	30	10	80		1.15	1.05
	20	25	25	10	80			
	20	30	30	10	90			
	30	30	30	103	110			
	20	40	70	10	140			
Mijo	15	25	40	25	105		1.00	0.30
	20	30	55	35	140			
Sorgo	20	35	40	30	130		1.05	0.55
	20	35	45	30	140			
Arroz	30	30	60	30	150	1.05	1.20	0.75
	30	30.	80	40	180			
j) Pastos								
Alfalfa, ciclo total	10	30	var.	var.	var.	0.40	0.95	0.90
Alfalfa, primer ciclo de corte	10	20	20	10	60	0.40	1.20	1.15
	10	30	25	10	75			
Alfalfa, otros ciclos de corte	5	10	10	5	30			
	5	20	10	10	45			
Cynodon dactylon: heno varios cortes	10	25	35	35	105	0.55	1.00	0.85
	10	15	75	35	135			
Lolium sp.	10	20	var.	var.	var.	0.95	1.05	1.00
Pasto: - con rotación - extensivo						0.40	0.95	0.85
						0.30	0.75	0.75
Sorghum sp.: - 1er ciclo - otros ciclos	25	25	15	10	75	0.50	1.15	1.10
	3	15	12	7	37			
Pennisetum purpureum								

Cultivo	Fases de cultivo					Coeficientes de cultivo		
	Inicial	Desar.	Media	Madurac.	Total	$K_{C\ ini}$	$K_{C\ med}$	$K_{C\ fin}$
k) Caña de azúcar						0.40	1.25	0.75
Caña de azúcar (plantación virgen)	35	60	190	120	405	0.40	1.25	0.75
	50	70	220	140	480			
	75	105	330	210	720			
Caña de azúcar (retoño)	25	70	135	50	280			
	30	50	180	60	320			
	35	105	210	70	420			
l) Cultivos tropicales								
Banana, 1er año	120	90	120	60	390	0.50	1.10	1.00
Banana, 2do año	120	60	180	5	365	1.00	1.20	1.10
Cacao						1.00	1.05	1.05
Café: suelo desnudo con cobertura						0.90	0.95	0.95
						1.05	1.10	1.10
Palmeras						0.95	1.00	1.00
Árbol del hule						0.95	1.00	1.00
Té: sin sombra con sombra						0.95	1.00	1.00
						1.10	1.15	1.15
Piña: suelo desnudo con cobertura	60	120	600	10	790	0.50	0.30	0.30
						0.50	0.50	0.50
m) Bayas								
Vid	20	40	120	60	240	0.30	mesa: 0.85 vino: 0.70	0.45
	20	50	75	60	205			
	20	50	90	20	180			
	30	60	40	80	210			
Lúpulo	25	40	80	10	155	0.30	1.05	0.85
n) Frutales								
Cítricos: suelo desnudo con cobertura	60	90	120	95	365	0.65	0.60	0.65
						0.80	0.80	0.80
Aguacate						0.60	0.85	0.75

Cultivo	Fases de cultivo					Coeficientes de cultivo		
	Inicial	Desar.	Media	Madurac.	Total	$K_{C\ ini}$	$K_{C\ med}$	$K_{C\ fin}$
Árboles de hoja caduca (melocotón, durazno, manzano, peral, etc.)	20	70	90	30	210	0.55	0.90	0.65
	20	70	120	60	270			
	30	50	130	30	240			
Olivo	30	90	60	90	270	0.65	0.7	0.7
Pistacho	20	60	30	40	150	0.4	1.1	0.45

Fuente: Adaptado de Allen et al (1998)

# Anexo L. Pérdidas de carga singulares

Como se comenta en el Módulo 11, las pérdidas de carga singulares se producen como consecuencia de las turbulencias creadas cuando el flujo de agua en una conducción sufre cambios bruscos en su dirección o velocidad, tal y como sucede al atravesar ensanchamientos, reducciones, derivaciones, filtros, llaves, etc. (ver Figura L-1).

También se indica en ese módulo que las pérdidas de carga singulares suelen desprejarse cuando la distancia entre puntos singulares en un tramo es 1,000 veces mayor que el diámetro de la tubería del tramo. En caso contrario, la pérdida de carga singular en una determinada pieza en tuberías o mangueras circulares se determina mediante la fórmula:

$$h_s = \frac{0.0826 \times K \times Q^2}{D^4}$$

donde:

- $K$  = factor que depende del tipo de pieza singular (adimensional)
- $Q$  = caudal ( $m^3/s$ )
- $D$  = diámetro interior de la tubería (m)

## Ensanchamientos de sección

a) **Ensanchamiento brusco** (cambio de diámetro)

$$K = \left[ 1 - \frac{D^2}{D_1^2} \right]^2$$

b) **Ensanchamiento gradual** (conector troncocónico)

$$K = C \times \left[ 1 - \frac{D^2}{D_1^2} \right]^2$$

donde  $C$  es un coeficiente función del ángulo del conector troncocónico que acopla las secciones y toma los valores siguientes:

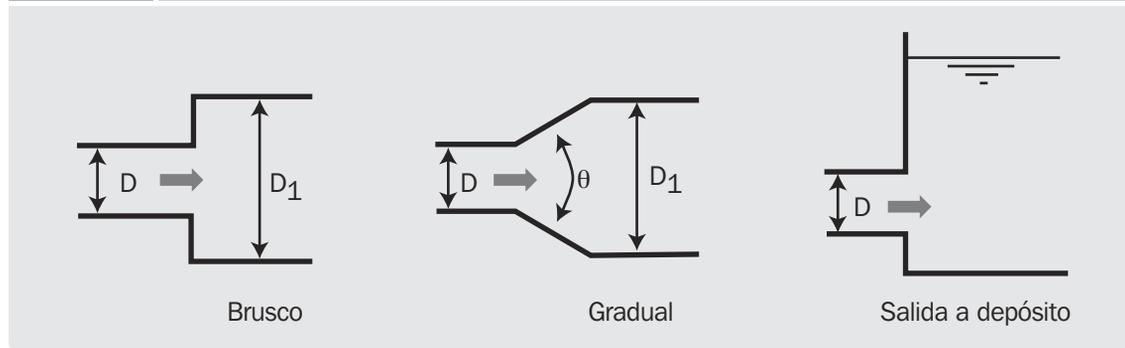
Ángulo ( $\theta$ )	C	Ángulo ( $\theta$ )	C
6	0.14	30	0.70
10	0.20	40	0.90
15	0.30	50	1.00
20	0.40	60	1.10

c) **Salida a depósito**

$$K = 1$$

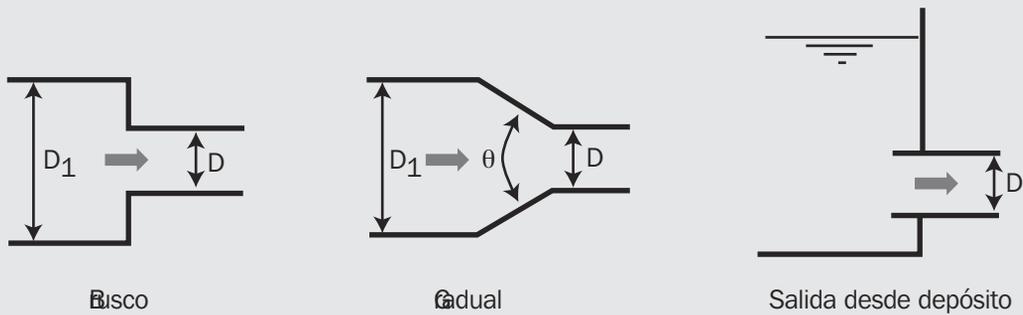
En todos los casos de ensanchamiento llamamos  $D$  al diámetro interior de la tubería más estrecha, y este será el diámetro que deberemos utilizar en la fórmula de  $h_s$ .

Figura L-1 Tipos de ensanchamiento de sección.



## Reducción de sección

Figura L-2 Tipos de reducciones de sección.



### a) Reducción brusca

$$K = \left( \frac{1}{C_c} - 1 \right)^2$$

siendo  $C_c$  un coeficiente que depende de la relación  $(D/D_1)^2$  y cuyos valores figuran a continuación:

$(D/D_1)^2$	$C_c$	K	$(D/D_1)^2$	$C_c$	K
0.10	0.624	0.363	0.60	0.712	0.164
0.20	0.632	0.339	0.70	0.755	0.105
0.30	0.643	0.308	0.80	0.813	0.053
0.40	0.659	0.268	0.90	0.892	0.015
0.50	0.681	0.219	1.00	1.000	0.000

### b) Reducción gradual

$$K = \left( \frac{1}{C} - 1 \right)^2 \times \sin \theta, \quad \text{para } \theta < 90^\circ$$

$$K = \left( \frac{1}{C} - 1 \right)^2, \quad \text{para } \theta \geq 90^\circ$$

$$C = 0.63 + 0.37 \times \left( \frac{D}{D_1} \right)^6$$

### c) Salida desde un tanque

Acoplamiento recto (a ras de la pared del tanque)  $\Rightarrow K = 0.50$

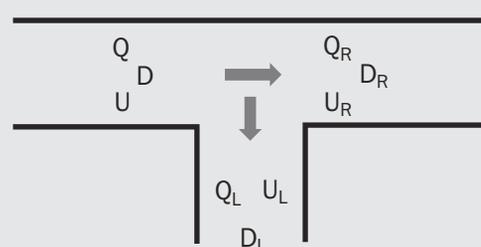
Acoplamiento con tubería entrante  $\Rightarrow K = 1.00$

A igual que con los ensanchamientos,  $D$  es el diámetro interior de la tubería más estrecha y este valor será el que utilizaremos en la fórmula de  $h_s$ .

## Tes

Sea una te como la de la Figura L-3, donde llega un caudal  $Q$  con una velocidad  $U$  el cual se divide en un caudal  $Q_R$  que se desplaza a una velocidad  $U_R$  por el tramo recto, y un caudal  $Q_L$  que se desplaza a una velocidad  $U_L$  por el tramo lateral, de igual o diferente diámetro que el recto.

Figura L-3 Pérdidas de carga en una T.



Habrá dos pérdidas de carga singulares, una en el tramo recto y otra en el tramo lateral, para cada una de las cuales existirán los factores  $K_R$  y  $K_L$  respectivamente. El primero de ellos se calcula según la expresión:

$$K_R = 0.40 \times \left(1 - \frac{U_R}{U}\right)^2$$

mientras que el segundo está dado por la siguiente tabla:

$U_L / U$	$K_L$	$U_L / U$	$K_L$
0.00	1.00	1.00	2.00
0.20	1.04	1.20	2.44
0.40	1.16	1.40	2.96
0.60	1.35	1.60	3.54
0.80	1.64	2.00	4.60

Los valores de  $U$ ,  $U_R$  y  $U_L$  los obtendremos aplicando la ecuación de continuidad. A la hora de aplicar la fórmula de  $h_s$ , deberemos utilizar  $Q_L$  y  $D_L$  para el lateral, y  $Q_R$  y  $D_R$  para el tramo recto.

## Otras pérdidas singulares

Pieza singular	K
Codo a 90�	0.90
Codo a 45�	0.45
Válvula de compuerta abierta	0.19
Válvula de mariposa abierta	0.40
Filtros, venturímetros, aforadores, etc.	Proporcionados por el fabricante

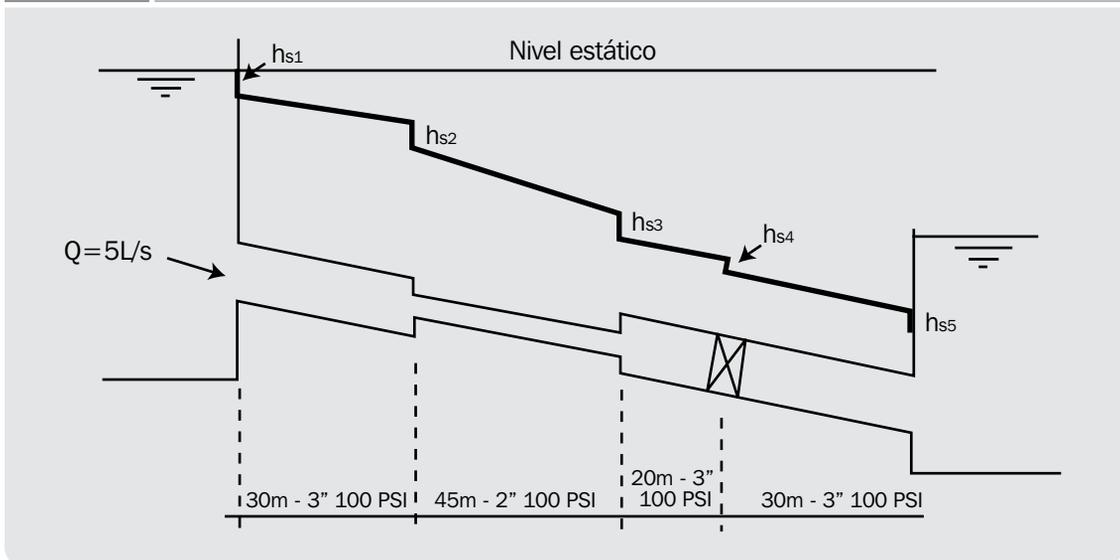
## Ejemplo de cálculo

Supongamos una conducción entre dos tanques como la de la Figura L-4, con dos cambios de diámetro y una llave de compuerta.

Para calcular las pérdidas de carga totales  $h_T$  de esta conducción daremos los siguientes pasos:

1. Primeramente deberemos ver si es necesario considerar las pérdidas de carga singulares  $h_s$ :

**Figura L-4** Ejemplo de cálculo de pérdidas de carga singulares.



- Para la tubería de 3" – 100 PSI, el diámetro interior es 84.6 mm, y 1000 veces esta cantidad serán 84.6 m. Como podemos ver en la Figura L-4, las distancias entre la salida del primer tanque y la reducción, entre el ensanchamiento y la llave, y entre la llave y la entrada al segundo tanque son todas inferiores a 84.6 m, luego deberemos considerar todas estas pérdidas singulares.

- Igualmente para la tubería de 2½" – 100 PSI, dado que su diámetro interior es 69.5 mm, la distancia entre la reducción y el ensanchamiento es inferior a 1,000 veces su diámetro (69.5 m).

2. Para la entrada a la tubería desde el primer tanque, dado que el acoplamiento es recto, el coeficiente  $K$  tomará un valor de 0.50. La pérdida de carga singular en ese punto será pues:

$$h_{s1} = \frac{0.0826 \times 0.50 \times 0.005^2}{0.0846^4} = 0.02 \text{ mca}$$

3. Para la reducción, considerándola como brusca, deberemos primeramente calcular la relación  $(D/D_1)^2$ , la cual es igual a  $(69.5/84.6)^2 = 0.67$ . Interpolando en los valores de la tabla, resulta un valor de  $K = 0.123$ . La pérdida de carga singular será entonces:

$$h_{s2} = \frac{0.0826 \times 0.123 \times 0.005^2}{0.0695^4} = 0.01 \text{ mca}$$

4. Para el ensanchamiento, considerándolo igualmente como brusco, el valor de  $K$  será:

$$K = \left[ 1 - \frac{69.5^2}{84.6^2} \right]^2 = 0.106$$

Y el de la pérdida de carga singular:

$$h_{s3} = \frac{0.0826 \times 0.106 \times 0.005^2}{0.0695^4} = 0.01 \text{ mca}$$

5. Para la llave de compuerta,  $K$  será igual a 0.19, y  $h_s$ :

$$h_{s4} = \frac{0.0826 \times 0.19 \times 0.005^2}{0.0846^4} = 0.01 \text{ mca}$$

6. Por último, para la entrada al tanque,  $K$  será igual a 1, y la  $h_s$ :

$$h_{s5} = \frac{0.0826 \times 1 \times 0.005^2}{0.0846^4} = 0.04 \text{ mca}$$

7. El total de pérdidas de carga singulares de la conducción será:

$$h_s = 0.02 + 0.01 + 0.01 + 0.01 + 0.04 = 0.09 \text{ mca}$$

8. La pérdida de carga continua de la conducción será igual a la suma de cada uno de los tramos de igual diámetro. Considerando unos valores de  $J$  de 0.96% para la tubería de 3", y de 2.52% para la de 2", el total de pérdidas de carga por fricción será:

$$h_f = \frac{0.96 \times 30}{100} + \frac{2.52 \times 45}{100} + \frac{0.96 \times 50}{100} = 1.90 \text{ mca}$$

9. La pérdida de carga total será por tanto:

$$h_T = h_f + h_s = 1.90 + 0.09 = 1.99 \text{ mca}$$

## Anexo M. Reguladores de presión

Los reguladores de presión son dispositivos que provocan altas pérdidas por fricción y que se utilizan en las tomas cuando es necesario ajustar la presión dinámica a un determinado valor y es imposible lograrlo con el cambio de diámetro de la tubería o manguera (ver Figura 59).

Sólo pueden utilizarse en las tomas de las parcelas después de las llaves que dan salida al agua hacia la parcela. Nunca podrán instalarse con una válvula de cierre aguas abajo de ellos, de modo que no son en ningún caso una alternativa al cambio de diámetros como estrategia para el ajuste de la línea piezométrica que veíamos en el paso 8 del cálculo hidráulico.

Existen dos tipos de reguladores de presión, los comerciales que son fabricados por las principales casas especializadas en riego, y los artesanales. Cada uno tiene su propio método de selección del regulador correcto.

### Reguladores comerciales

En las fotos se muestran dos modelos de reguladores de presión de los más habituales en las instalaciones de riego.



Un regulador de presión se caracteriza por las presiones de entrada y caudales que admite, y por la presión de salida que proporciona, y en función de estas características deberemos elegir el regulador adecuado dentro del catálogo del fabricante. Existen reguladores donde puede variarse la presión de salida que proporciona (como el de la izquierda), y otros donde esta presión ya viene establecida desde la fábrica (como el de la derecha). Obviamente, necesitaremos las características técnicas de cada regulador para poder seleccionar el correcto, tal y como sucedía con la selección del aspersor.

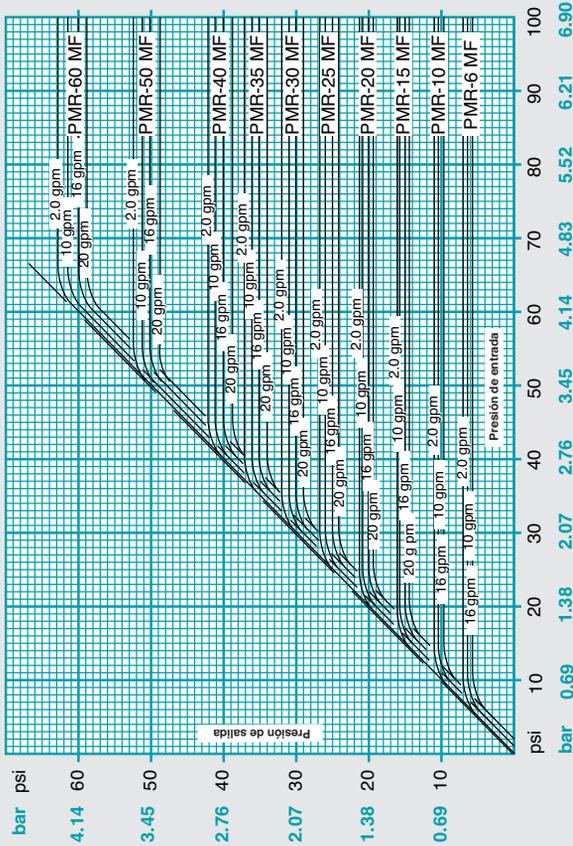
En los catálogos de los fabricantes se proporciona la información técnica de sus modelos de regulador bien en forma gráfica, o bien en forma de tabla.

Por ejemplo, supongamos un regulador cuyo fabricante proporciona la información que aparece en la Figura M-1.

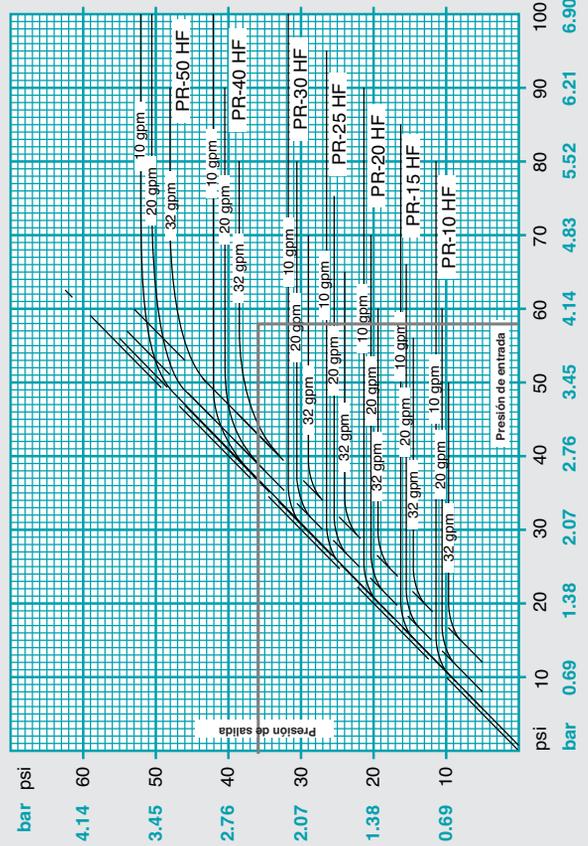


Fuentes: Catálogo en línea de Senninger y página web del Distrito de Aguas Otay.

Modelo	Presión de salida (psi) (bar)		Rango de caudal (gpm)	Rango de caudal (L/s)
	psi	bar		
PMR - 6 MF	6	0.41	4 - 16	0.25 - 1.01
PMR - 10 MF	10	0.69	4 - 16	0.25 - 1.01
PMR - 12 MF	12	0.83	2 - 20	0.13 - 1.26
PMR - 15 MF	15	1.04	2 - 20	0.13 - 1.26
PMR - 20 MF	20	1.38	2 - 20	0.13 - 1.26
PMR - 25 MF	25	1.73	2 - 20	0.13 - 1.26
PMR - 30 MF	30	2.07	2 - 20	0.13 - 1.26
PMR - 35 MF	35	2.41	2 - 20	0.13 - 1.26
PMR - 40 MF	40	2.76	2 - 20	0.13 - 1.26
PMR - 50 MF	50	3.45	2 - 20	0.13 - 1.26
PMR - 60 MF	60	4.14	2 - 20	0.13 - 1.26



Modelo	Presión de salida (psi) (bar)		Rango de caudal (gpm)	Rango de caudal (L/s)
	psi	bar		
PR - 10 HF	10	0.69	10 - 32	0.63 - 2.02
PR - 15 HF	15	1.04	10 - 32	0.63 - 2.02
PR - 20 HF	20	1.38	10 - 32	0.63 - 2.02
PR - 25 HF	25	1.73	10 - 32	0.63 - 2.02
PR - 30 HF	30	2.07	10 - 32	0.63 - 2.02
PR - 40 HF	40	2.76	10 - 32	0.63 - 2.02
PR - 50 HF	50	3.45	10 - 32	0.63 - 2.02

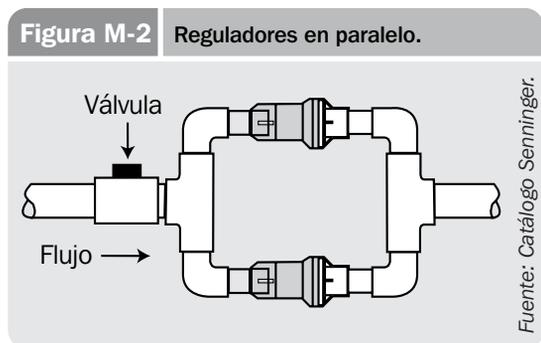


Supongamos además que nos encontramos en un caso semejante al de la Figura 59, con una presión dinámica en la entrada a la toma de 40 mca, una presión deseada de salida de 25 mca (la necesidad de presión dinámica de los aspersores que conectaremos en la toma), y un caudal en la toma de 3 L/s.

El primer paso será seleccionar el regulador según el rango de caudales. Como podemos ver, el problema que encontramos es que el caudal de trabajo del minirriego no está dentro del rango de ninguno de los modelos de regulador, ya que la primera familia de modelos admite un caudal máximo de 1.26 L/s y la segunda de 2.02 L/s. La solución es tan simple como colocar varios reguladores en paralelo, tal y como muestra la Figura M-2:

caudal de 1.5 L/s que ahora sí está en el rango de caudales del aspersor.

Seguidamente trazaremos en la gráfica dos líneas representativas de las presiones de entrada y salida. Como el papel milimetrado de la gráfica está en PSI, conseguiremos mayor precisión si pasamos los mca a PSI. Dividiendo entre 0.7 (ver Anexo B), la presión de entrada es 57 PSI y la de salida 36 PSI. Trazando estas dos líneas en la Figura M-1, podemos ver como en el punto donde se cortan no existe ningún regulador. Lo que haremos será escoger el que rinde la presión de salida inmediatamente superior, por lo que el regulador seleccionado será el modelo PR 40 HF que proporciona una presión de salida de 40 PSI, equivalentes a 27.6 mca.

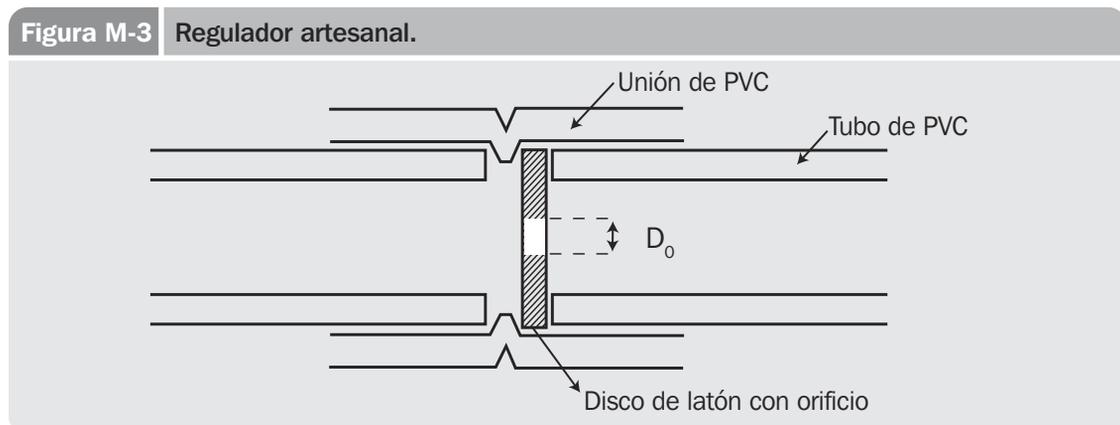


Si no dispusiéramos de las gráficas y sólo de las tablas, simplemente comprobaremos que la presión de salida se encuentra dentro del rango admisible del regulador (este dato no aparece en las tablas del ejemplo), e igualmente seleccionaríamos el regulador con presión de salida inmediatamente superior a la deseada.

Como el caudal del ejemplo es de 3 L/s, se pueden poner dos reguladores de los mayores, cada uno de los cuales conducirá un

## Reguladores artesanales

Siempre que existan reguladores comerciales disponibles se utilizarán estos dado su costo



relativamente bajo, y el hecho de que estén diseñados para no obturarse y resistir, hasta cierto punto, golpes de ariete.

Cuando no existan, se podrá construir un regulador como el de la Figura M-3. Como se puede ver, consta de dos trozos de tubo de PVC y una unión del mismo material. Pero en el interior de la unión, en uno de los dos extremos, se coloca un disco de latón o de cualquier otro metal con un orificio circular. El agua, al pasar por el orificio, sufre una gran pérdida de carga que está dada por la expresión:

$$h_f \text{ (mca)} = \frac{4.5 \times Q^2 \text{ (m}^3\text{/s)}}{D_o^4 \text{ (m}^2\text{)}}$$

donde  $Q$  es el caudal de la tubería y  $D_o$  el diámetro del orificio. Esta expresión sólo es válida si el diámetro del orificio es mayor que el grosor de la pieza de latón.

Podemos pues, despejando  $D_o$  de la expresión anterior, calcular el diámetro del orificio que habrá que taladrar en el disco de latón para que cause la pérdida de carga que necesitamos. Convirtiendo además el diámetro del orificio a mm, y el caudal a L/s, queda la expresión:

$$D_o \text{ (mm)} = 21.7 \times \frac{Q^{0.5} \text{ (L/s)}}{h_f^{0.25} \text{ (mca)}}$$

Utilizando el mismo ejemplo que con el regulador comercial, es decir, un caudal de 3 L/s y una pérdida de carga que deseamos lograr de 15 mca (la diferencia entre la presión dinámica disponible, 40 mca, y la deseada, 25 mca), el diámetro de orificio que deberemos perforar en el disco de latón será:

$$D_o = 21.7 \times \frac{3^{0.5}}{15^{0.25}} = 19 \text{ mm}$$

## Anexo N. Herramientas para el cálculo hidráulico

- Planilla para el cálculo de los diámetros válidos y la elaboración de la plantilla gráfica.
- Papel milimetrado para su impresión en papel vegetal y posterior construcción de la plantilla gráfica.
- Contenido del CD:
  - Trece de los documentos mencionados en la bibliografía de referencia.
  - Las siguientes hojas de cálculo:
    - 1) Necesidades netas
    - 2) Pérdidas de carga
    - 3) Cálculo de infiltración
    - 4) Cálculo topografía

Se recomienda leer atentamente el documento contenido en el CD sobre las macros de Excel® con el fin de que el funcionamiento de las hojas de cálculo sea el correcto.

## Tuberías de PVC

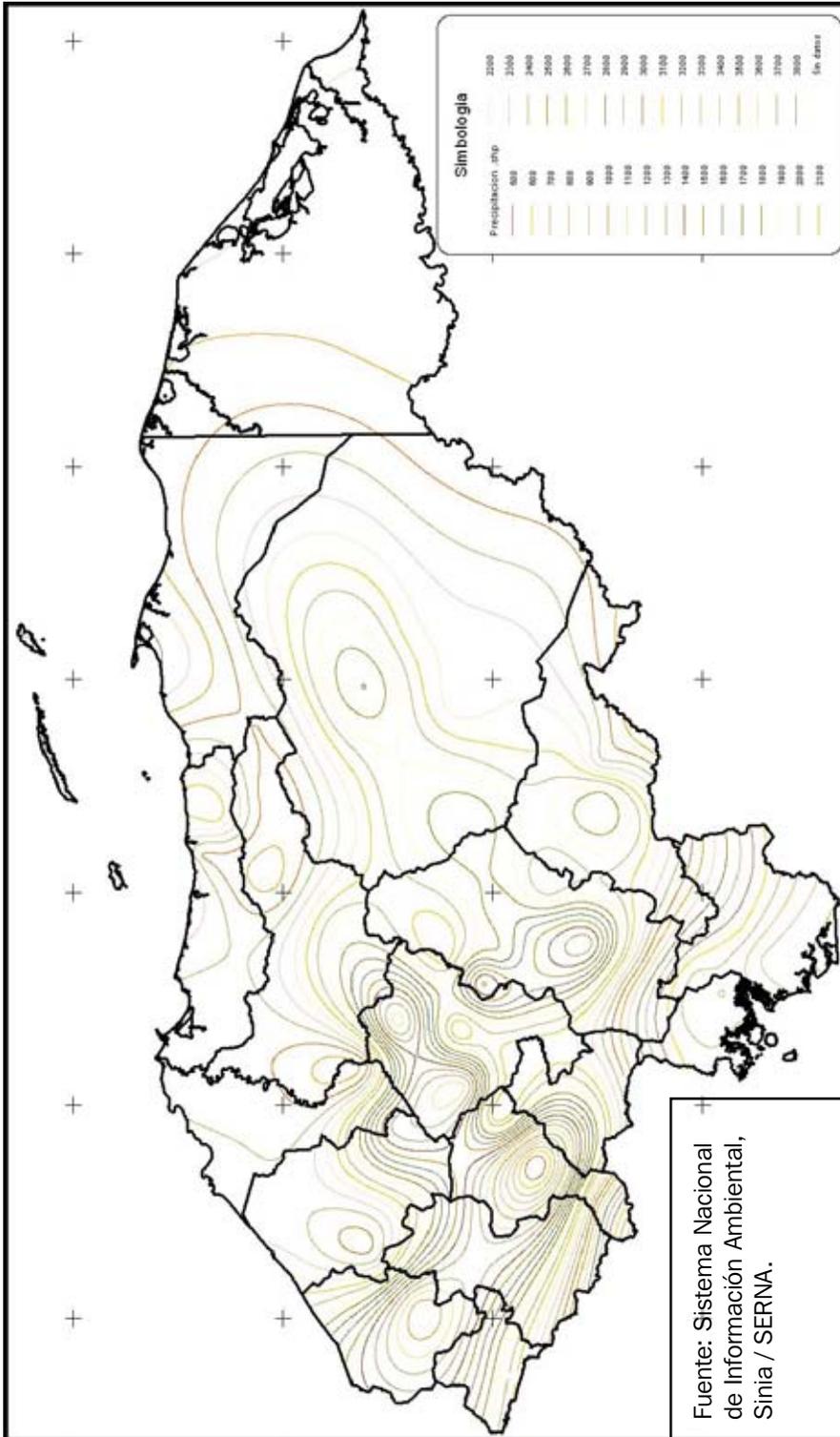
Diám. nominal	SDR	Di (mm)	S (m <sup>2</sup> )	U (m/s)	J (%)
½"	13.5	18.2	0.00026		
¾"	17.0	23.5	0.00043		
1"	17.0	29.5	0.00068		
1"	26.0	30.4	0.00072		
1¼"	17.0	37.2	0.00109		
1¼"	26.0	38.9	0.00119		
1¼"	32.5	39.1	0.00120		
1½"	17.0	42.6	0.00142		
1½"	26.0	44.6	0.00156		
1½"	32.5	45.2	0.00161		
1½"	41.0	45.9	0.00166		
2"	17.0	53.2	0.00222		
2"	26.0	55.7	0.00244		
2"	32.5	56.6	0.00252		
2"	41.0	57.4	0.00259		
2½"	17.0	64.4	0.00326		
2½"	26.0	67.4	0.00357		
2½"	32.5	68.6	0.00369		
2½"	41.0	69.5	0.00379		
3"	17.0	78.4	0.00483		
3"	26.0	82.0	0.00529		
3"	32.5	83.4	0.00546		
3"	41.0	84.6	0.00562		

## Mangueras de PE no normalizado

Diám. nominal	SDR	Di (mm)	S (m <sup>2</sup> )	U (m/s)	J (%)
½"	26	12.7	0.00013		
¾"	26	19.1	0.00029		
1"	26	25.4	0.00051		
1¼"	26	31.8	0.00079		
1½"	26	38.1	0.00114		
2"	26	50.8	0.00203		
3"	26	76.2	0.00456		

# Anexo O. Mapas de precipitación y temperatura media anual de Honduras

Mapa O1: valores de precipitación.



Mapa 01: Temperatura medio ambiente.

