



**UNIVERSIDAD DE CHILE**  
**COMISION NACIONAL DE RIEGO**  
**AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL**  
**ORGANIZACION DE ESTADOS AMERICANOS**

**III CURSO INTERAMERICANO**

**DISEÑO DE**

**DE**  
**RIEGO Y DRENAJE**

ENCUADERNACIÓN

-196-

En : Lomo

Escribir con letra dorada :

**RIEGO Y DRENAJE**

Empaste : Tela color verde

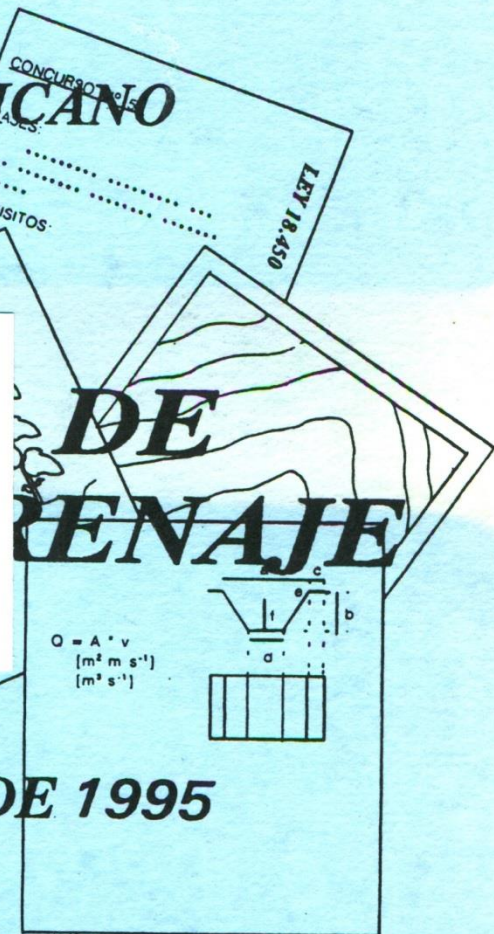
**3 AL 24 DE OCTUBRE DE 1995**  
**SANTIAGO - CHILE**

**ORGANIZA:**

**FACULTAD DE CIENCIAS**  
**AGRARIAS Y FORESTALES**



**DEPARTAMENTO DE**  
**INGENIERIA Y SUELOS**





1-45-000



**UNIVERSIDAD DE CHILE**

**COMISION NACIONAL DE RIEGO**

**AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL**

**ORGANIZACION DE ESTADOS AMERICANOS**

631.7  
D632  
1995  
V.1

**III CURSO INTERAMERICANO**

**DISEÑO DE PROYECTOS DE RIEGO Y DRENAJE**

**TOMO I**

**3 AL 24 DE OCTUBRE DE 1995  
SANTIAGO - CHILE**

35705

**ORGANIZA:**

**FACULTAD DE CIENCIAS  
AGRARIAS Y FORESTALES**



**DEPARTAMENTO DE  
INGENIERIA Y SUELOS**

CONCURSO DE DISEÑOS

REQUISITOS:

LEY 18.450

$E_{Tc} = E_{Tp} + k_c$

$Q = A \cdot v$   
[m<sup>2</sup> m s<sup>-1</sup>]  
[m<sup>3</sup> s<sup>-1</sup>]







**UNIVERSIDAD DE CHILE**  
FACULTAD DE CIENCIAS AGRONOMICAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y SUELOS



JHA/pvo.

Santiago, Septiembre 24 de 2003.

Señor  
Pedro Calandra B.  
Director  
Biblioteca Ruy Barbosa  
**PRESENTE**

Señor Director:

La presente tiene por objeto autorizar a usted, fotocopiar los tomos I y II del Libro Diseño de Proyectos de Riego y Drenaje, los que serán puesto a disposición de los alumnos de la Facultad.

Sin otro particular, saluda atentamente a usted.



Julio Haberland-Arellano



TOMO I

✓ TEMA I

Política Nacional de Riego y Ley de Fomento a la Inversión Privada en Obras de Riego y Drenaje

✓ TEMA II

Propiedades Físicas de los Suelos

✗ TEMA III

Cartografía de Suelos

✓ TEMA IV

Fundamentos de Hidrología Superficial

✓ TEMA V

Balance Hídrico y Demandas de Riego

✓ TEMA VI

Fundamentos de Hidrología Subterránea

✓ TEMA VII

Hidráulica Aplicada

---



TOMO II

✓ TEMA VIII

Planificación y Diseño de Obras  
Hidráulicas

✓ TEMA IX

Preparación de Suelos Para Riego

✓ TEMA X

Diseño de Sistemas de Distribución y  
Métodos de Riego

X TEMA XI

Drenaje de Suelos Agrícolas

✓ TEMA XII

Evaluación de Pequeños Proyectos de  
Riego



## *TEMA I*

*Política Nacional de Riego y  
Ley de Fomento a la Inversión  
Privada en Obras de Riego y  
Drenaje (Ley 18.450)*

---

*DISEÑO DE PROYECTOS DE RIEGO Y DRENAJE*

## FUNDAMENTOS INSTITUCIONALES Y JURIDICOS DE LA POLITICA NACIONAL DE RIEGO

NELSON PEREIRA M.  
Ing. Agrónomo, M.Sc.  
Comisión Nacional de Riego

### COMISION NACIONAL DE RIEGO

#### Objetivos de la Comisión Nacional de Riego

El D.F.L. N° 7 del Ministerio de Economía de 1983 fijó el texto refundido del D.L. N°1.172 de 1975 que creó la Comisión Nacional de Riego (CNR).

La CNR está formada por un CONSEJO integrado por los Ministros de Economía (que lo preside), Hacienda, Obras Públicas, Agricultura y Planificación y Cooperación.

Los acuerdos de dicho Consejo se ejecutan a través de una SECRETARIA EJECUTIVA, que es un organismo eminentemente técnico y cuenta con un reducido número de profesionales.

El propósito de la CNR es la formulación de una Política Nacional de Riego que asegure el incremento y mejoramiento de la superficie regada del país. Para el logro de este objetivo la CNR debe:

- Planificar, estudiar y elaborar proyectos integrales de riego, entendiéndose por éstos al conjunto de obras de riego de infraestructura hidráulica, puesta en riego y desarrollo agrícola, desde su estudio hasta su término, de modo que permitan la utilización agrícola óptima de los terrenos a regar.
  - Evaluar los proyectos de riego que elabore o se le presenten.
  - Celebrar convenios con particulares o con empresas nacionales o extranjeras sobre estudios o proyectos integrales de riego.
  - Supervigilar, coordinar o complementar la acción de los diversos organismos públicos o privados que intervienen en la construcción, destinación y explotación de obras de riego.
-



- Proporcionar a los organismos que corresponda, los antecedentes para la asignación de los recursos nacionales o internacionales, necesarios para la consecución de sus fines y gestionar su obtención.
- Representar al Estado en la obtención de créditos externos, de acuerdo con las normas legales vigentes.

Adicionalmente la CNR administra la aplicación de la ley N° 18.450 sobre fomento a la inversión privada en obras menores de riego y drenaje, mediante la cual se otorgan subsidios para la construcción o reparación de dichas obras.

En conformidad a lo señalado precedentemente, la CNR debe coordinar todo el accionar de los organismos estatales que estudian el recurso hídrico, fundamentalmente para uso de riego.

#### RELACIONES DE LA CNR CON OTROS ORGANISMOS ESTATALES

En el organigrama adjunto se presenta la relación de la CNR con otros organismos estatales. A continuación se presenta una breve descripción de las funciones de dichos organismos (Figura -).

#### DIRECCION GENERAL DE AGUAS (DGA) DEL MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS

Es responsable de:

- Investigar y medir el recurso agua y planificar su desarrollo en las fuentes naturales, con el fin de formular recomendaciones para su aprovechamiento.
- Asignar, resolver o intervenir en toda situación relativa a la adquisición o ejercicio de los derechos de aprovechamiento de las aguas de acuerdo al Código de Aguas.
- Ejercer la policía y vigilancia de las aguas en los cauces naturales de uso público.
- Supervigilar el funcionamiento de las organizaciones de usuarios del agua y otras facultades de administración y supervisión en relación a variados problemas relativos al riego y a las obras realizadas con este propósito.

La acción de la DGA se aplica a los diferentes usos del agua tales como energía, minería, agua potable y alcantarillado, entre los cuales el riego es el principal, desde el punto de vista de los volúmenes utilizados.



**DIRECCION DE RIEGO (DR) DEL MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS**

Es responsable de:

- Elaborar los proyectos y diseños definitivos de las obras identificadas, evaluadas y aprobadas por la CNR.
- Construir las obras de riego que determine el Estado de acuerdo a la normativa contenida en el D.F.L. N° 1.123 de 1981 del Ministerio de Justicia.
- Administrar, conservar y explotar las obras de riego que permanecen en el patrimonio del Estado.
- Explotar provisionalmente las obras que construya, antes de traspasarlas a sus usuarios.

**INSTITUTO DE DESARROLLO AGROPECUARIO (INDAP) DEL MINISTERIO DE AGRICULTURA**

Encargado de aportar asistencia técnica, elaborar planes de desarrollo rural y otorgar líneas especiales de crédito a pequeños agricultores con el objetivo de aumentar sus productividades, ingresos e incorporarlos a la economía nacional. Actúa en programas de desarrollo rural y asistencia técnica en las áreas donde se ejecutan proyectos de riego, además participa en el programa de otorgamiento de subsidios a los campesinos que construyen obras menores de riego y drenaje a través de la CNR.

**SERVICIO AGRICOLA Y GANADERO (SAG) DEL MINISTERIO DE AGRICULTURA**

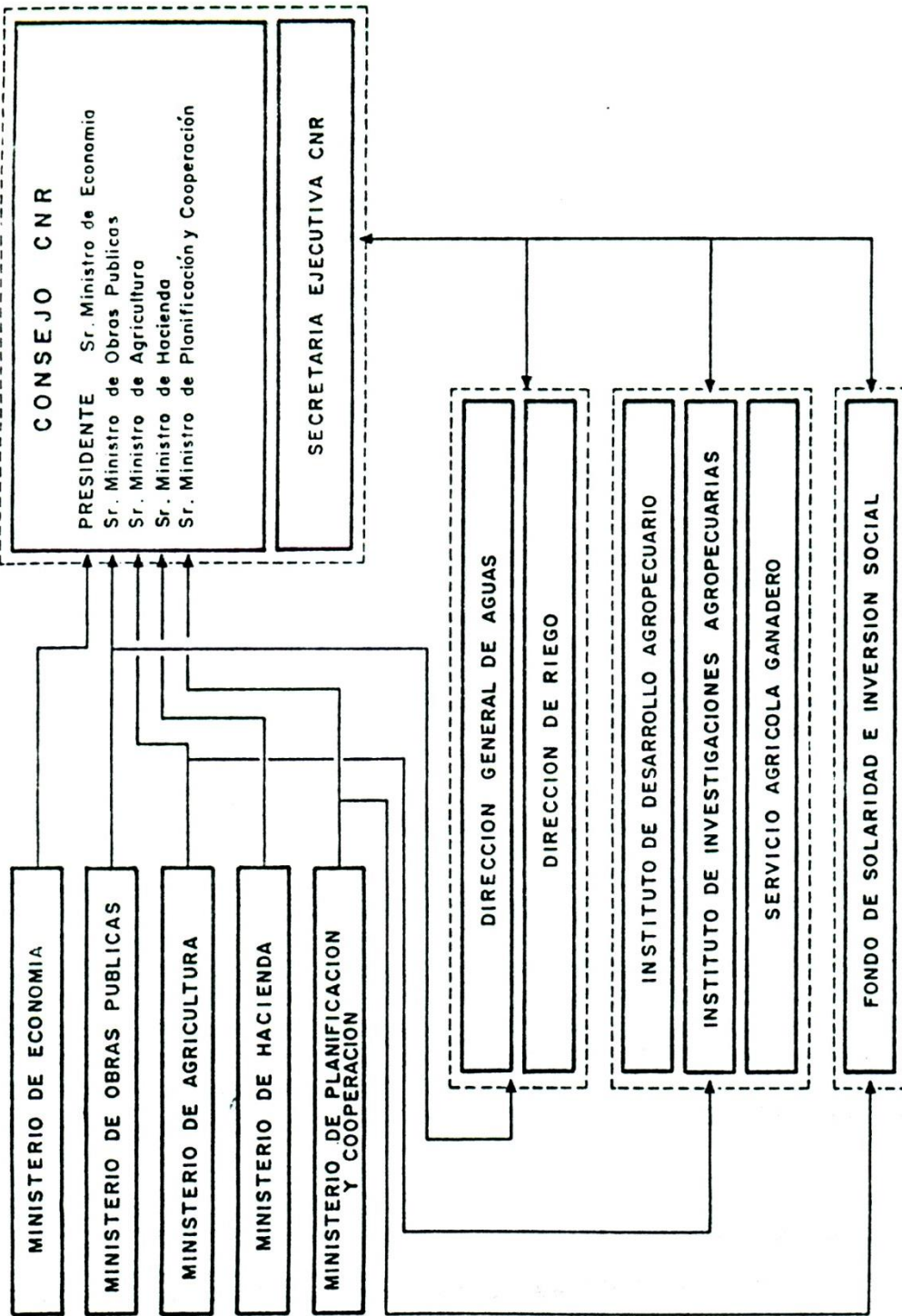
Sus responsabilidades se centran en la protección y control sanitario en el sector agropecuario y en la conservación de recursos naturales renovables. Fiscaliza normas correspondientes a producción, importación y comercialización de productos agrícolas. En el subsector riego actúa como fiscalizador de las obras menores de riego y drenaje que construyen los particulares a través de la ley N° 18.450, bajo el amparo de la CNR.

**FONDO DE SOLIDARIDAD E INVERSION SOCIAL (FOSIS) DEL MINISTERIO DE PLANIFICACION Y COOPERACION**

Su finalidad es financiar, en todo o parte: planes, programas, proyectos y actividades especiales de desarrollo social, dirigidos a grupos de menores ingresos, los que deberán coordinarse con los que realicen otras reparticiones del Estado. Interviene en el financiamiento del programa de riego dirigido a pequeños agricultores a través de la ley N° 18.450 que administra la CNR.



# COMISION NACIONAL DE RIEGO ( CNR ) RELACION CON OTROS ORGANISMOS ESTATALES



### BASES DE UNA POLITICA DE RIEGO Y DE DESARROLLO AGRICOLA

La CNR concibe a la obra de riego, como aquella que tiene como objetivo fundamental el desarrollo agrícola de las áreas beneficiadas con ella, promoviendo de esta manera la reconversión del sector agrícola, su modernización y el mejorar desde el punto de vista social la calidad de vida de los sectores de menores ingresos.

Dentro de este esquema la obra de riego se constituye en un instrumento de desarrollo. De acuerdo a lo anterior, complementariamente a la construcción de la obra civil de riego, es imprescindible la ejecución de las siguientes etapas:

- Desarrollo integral de cuencas: conjuntamente con la ejecución de grandes obras tales como embalses o canales de envergadura, se debe incluir las redes de canales primarios, secundarios y terciarios.
- Desarrollo predial o puesta en riego: incluye labores de adecuación de suelos para riego como nivelación, destronque y despedregadura; infraestructura intrapredial de riego; y la instalación de sistemas de riego. Se da importancia vital al manejo del agua y la conservación del suelo. Para la puesta en riego, la CNR aplica la ley N° 18.450 sobre fomento a la inversión privada en obras de riego y drenaje, realizando concursos específicos en las áreas beneficiadas por las obras de riego.
- Desarrollo productivo: la disponibilidad de riego seguro, permite la incorporación de cultivos de mayor rentabilidad. Estos deben permitir márgenes de utilidad que permitan elevar el ingreso de los agricultores y pagar el costo del agua. La transformación requiere incorporar nueva tecnología y capacitar a los agricultores. Este desarrollo productivo se logra con investigación adaptativa y transferencia tecnológica en manejo de aguas y cultivos, que permitan lograr el máximo potencial productivo posible de las áreas beneficiadas. Paralelamente, es necesario identificar las inversiones necesarias para producir la transformación de cultivos e incorporar paquetes tecnológicos de acuerdo a la nueva situación de riego.
- Comercialización: la producción destinada a la exportación, a mercado interno seleccionado o al procesamiento industrial, tiene altos requerimientos de calidad. Por lo tanto, la transferencia tecnológica y la capacitación son eficientes en la medida que sean orientadas a las exigencias del poder comprador. Es importante en consecuencia, estudiar aspectos relacionados con comercialización y precios.
- Participación del Estado en el financiamiento de la obras: el Estado acepta parte del costo de las obras que se



ejecuten, en atención a que implican una transformación económica y social del sector.

- Bonificaciones directas: a través de una política de recuperación de costos, el Estado bonifica parte del costo de las obras que deben pagar los agricultores.
- Crédito para el pago de las obras: el Estado pone a disposición del sector privado, plazos, períodos de gracia inicial e intereses preferenciales que permiten financiar las obras, logrando de esta manera que los agricultores obtengan beneficios e inviertan parte del mayor valor de producción que adquieren con los suelos regados. La garantía del crédito es el agua, no gravándose la tierra.
- Organización: el Estado promueve la organización de los regantes y productores con el objeto de lograr una capacidad de gestión y de negociación equilibrada.

### PROGRAMAS DE RIEGO

Dentro del marco de la Política Nacional de Riego se han definido tres programas:

#### Programa de Grandes Obras

Se definió como gran obra del riego aquella cuya inversión en obras civiles supera el equivalente a US\$ 20 millones. Se incluyen embalses, canales de trasvase y canales primarios, secundarios y terciarios.

Estas obras se construyen bajo el amparo del D.F.L. N° 1.123 de 1981 del Ministerio de Justicia, que norma la construcción de obras de riego por el Estado.

Dentro de este programa, actualmente se está construyendo el canal Pencahue en la VII Región y el embalse Santa Juana en el Valle del río Huasco, en la III Región. En etapa de diseño, se encuentra el canal Laja-Diguillín en la VIII Región, para iniciar prontamente su construcción. Estas tres obras permitirán regar en conjunto una superficie con 85% de seguridad de riego, de alrededor de 87.000 hectáreas.

#### Programa de Rehabilitación y Construcción de Obras Medianas

Este programa está orientado básicamente a la reparación de obras de riego que por falta de mantención, tanto de los usuarios como del Estado, presentan diferentes grados de deterioro. Incluye obras cuyo costo está comprendido entre aproximadamente US\$ 290 mil (límite superior de las obras menores) y US\$ 20 millones.



El programa cuenta con un financiamiento parcial proveniente del Banco Mundial y se desarrolla en un horizonte de 5 años. Tiene un carácter interinstitucional donde participan la CNR, el Ministerio de Obras Públicas y el Ministerio de Agricultura.

Actualmente se encuentran terminadas las obras civiles del Sifón La Placa, IV Región; el embalse Lliu-Lliu, V Región; y próximamente se terminarán el embalse Convento Viejo, en la VI Región. Existe una cartera de proyectos para iniciar su construcción o los estudios de factibilidad y diseño para 1994. El marco legal para construir estas obras es el D.F.L. N° 1.123 de 1981.

### Programa de Obras Menores de Riego

Este programa se basa en la aplicación de la ley N° 18.450 sobre fomento a la inversión privada en obras de riego y drenaje y comprende obras cuyo costo es menor que US\$ 290 mil.

Se programan concursos separados para la agricultura empresarial y la campesina, entendiéndose por campesinos aquellos que cumplen con los requisitos para ser beneficiarios de INDAP.

Este programa está apoyado por el convenio INDAP-FOSIS, que reporta beneficios adicionales a los agricultores campesinos

### Criterios de Priorización de Proyectos a Construir en el Marco del D.F.L N° 1123 del Ministerio de Justicia, de 1981

- Sobre la base de los estudios integrales de riego, se determinan la evaluación técnica de los proyectos y su rentabilidad social y privada.
- Se evalúa el impacto social sobre el área beneficiada.
- Se considera la disposición o interés de los beneficiarios en reembolsar parte del costo de la obra civil, mediante un mecanismo de recuperación de costos definido por el Estado.

### Política de Recuperación de Costos en las Obras de Riego Grandes y Medianas

- El monto que se utiliza como base de contrato es la inversión estimada por la Dirección Nacional de Riego y aprobado por la CNR para el proyecto, capitalizado a la fecha de entrega de las obras con las tasas equivalente al costo financiero del programa.



- En esta cifra no se incluye el Impuesto al valor agregado. Este tributo es una transferencia adicional que, de todas formas se restituye al inversionista en el largo plazo, pues constituye un crédito fiscal.
- El Estado está dispuesto a subsidiar la inversión estimada para el proyecto, hasta un monto tal que la torne rentable para el inversionista privado, considerando una Tasa Interna de Retorno (TIR) del 15%, que es el mínimo razonable para este tipo de inversiones, siempre y cuando el proyecto presente una rentabilidad social de a lo menos 12%.
- Si el proyecto no arroja una rentabilidad del 12% su ejecución no es aconsejable.
- La cuota anual del proyecto se calcula como la anualidad en Unidades de Fomento (UF) o en quintales de trigo, correspondiente a la inversión subsidiada de acuerdo a lo indicado anteriormente, para un horizonte de 25 años. Para el cálculo del costo por hectárea se divide la cuota del proyecto por el número de hectáreas beneficiadas. Por lo tanto para cada proyecto resulta un subsidio diferente.
- La cuota anual a pagar por los agricultores considera subsidios adicionales, los cuales son mayores para los predios de menor tamaño y viceversa.
- El pago de las cuotas se efectúa durante un período máximo de 25 años, incluyendo un período de hasta 4 años de gracia durante el cual se pagarán sólo los intereses.
- El valor de la cuota anual se establece en equivalente a quintales de trigo, precio equivalente a enero de cada año puesto en Santiago, con un interés de 6% anual o bien en Unidades de Fomento con un interés de 4,5% anual.
- No obstante lo anterior, la recuperación total de la inversión que resulta del cobro de las cuotas, no podrá exceder de la recuperación real, calculada según los flujos financieros que debe pagar el Estado.
- Los acuerdos de pago se realizan con las organizaciones de Usuarios de Agua o mediante acuerdos de pago individuales.
- Para garantizar los reembolsos el Estado constituye hipoteca sobre los nuevos derechos de agua que suscribe el usuario. En Chile, el agua es un bien independiente de la tierra.
- El costo de operación y mantención de las obras es financiado en un 100% por los regantes.

**LEY DE FOMENTO A LA INVERSION PRIVADA**  
**EN OBRAS DE RIEGO Y DRENAJE LEY N° 18.450**

**Aspectos Generales de la Ley y su Reglamento**

La ley N° 18.450 que aprueba normas para el fomento a la inversión privada en obras de riego y drenaje, establece que el Estado durante 8 años contados desde la vigencia de la ley, financiará hasta en un 75% el costo de construcción y de reparación de obras de riego y drenaje y las inversiones en equipos y elementos de riego mecánico, siempre que se ejecuten para cumplir con las siguientes finalidades:

- Incrementar el área de riego, en este caso pasar de una condición de secano a la de pleno riego;
- Mejorar el abastecimiento de agua en superficies regadas en forma deficitaria, es decir aumentar la seguridad de riego con que cuenta un predio determinado; y,
- Habilitar suelos agrícolas de mal drenaje.

El costo de las obras y de las inversiones no podrá exceder de UF 12.000.

**Beneficiarios**

Las personas que pueden acogerse a los beneficios de la ley, son los:

- Propietarios o usufructuarios de predios agrícolas; y,
- Las organizaciones de usuarios definidas en el Código de Aguas, que se refieren a Juntas de Vigilancia, Asociaciones de Canalistas y Comunidades de Aguas organizadas.

Las entidades en que el Estado tenga aportes o participación, no pueden optar a los beneficios de la ley.

**Obras que Pueden Optar a los Beneficios de la Ley**

**Pueden optar a los beneficios de la ley:**

- Todas las obras de riego, por ejemplo: Embalses, canales, obras de captación, distribución;
- Las obras de drenaje que tengan por finalidad la evacuación del exceso de aguas superficiales o subsuperficiales;



- La instalación de equipos de riego mecánico, entre los cuales se incluyen a modo de ejemplo, pozos de captación de aguas subterráneas, plantas de bombeo, equipos de riego por aspersión, goteo y microjet; y,
- Partes de un equipo de riego mecánico.

De estas obras se bonifica el costo de construcción, el costo de reparación y las inversiones que se realicen en equipos y elementos mecánicos.

No son susceptibles de bonificación:

- La maquinaria e implementos necesarios para construir, instalar o reparar obras, es decir, aquellos que se utilizan exclusivamente durante el período de ejecución de dichas obras, tales como bulldozers, tractores, traillas, herramientas manuales, etc.
- Gastos de operación de obras, aquellos en que se deba incurrir para el funcionamiento de las obras como movilización, combustibles, leyes sociales, tarifas, etc.
- Gastos de mantención, entendiéndose por tales, aquellos para conservar en buen estado de operación las obras, como por ejemplo: limpia de canales, reparación de maquinaria, limpieza de embalse, conservación de caminos de acceso, etc.

Mecanismo para Optar a la Bonificación

El mecanismo para optar a la bonificación indica que la CNR llamará a concursos públicos, los cuales se publicitan en un diario de circulación nacional y en el Diario Oficial. En estos llamados, se indica el fondo disponible para el pago de la bonificación en dicho concurso.

Los interesados deben presentar un proyecto de las obras a dichos concursos, el cual debe cumplir con las exigencias de carácter técnico y administrativo-legal que establece el reglamento y las bases de los llamados a concurso.

Hay que destacar que no se pueden bonificar proyectos que no participen en los concursos.

Los proyectos presentados son analizados desde el punto de vista técnico y legal y son admitidos a concurso los que cumplen con la ley, su reglamento y las bases.

La selección de los proyecto admitidos a concurso, se realiza determinando para cada uno de ellos un puntaje que define su orden de prioridad, sobre la base de las siguientes variables.



Aporte: el Estado bonificará hasta un 75% el costo de las obras, pero en la medida que el peticionario de la bonificación realice un mayor aporte, por sobre el mínimo de 25% exigido por la ley, tendrá una mejor opción de ganarse el concurso. En resumen a mayor aporte del interesado, mayor puntaje para su proyecto y viceversa.

Costo total del proyecto: es la suma de los productos de los precios unitario, por las cubicaciones detalladas de la construcción de la obra, de la reparación, de las inversiones en equipos y elementos de riego mecánico y de las obras de drenaje. Dicho costo incluirá los valores de preparación del proyecto, de supervisión de la ejecución de la obras y los gastos generales, valores que, en conjunto, no podrán exceder del 20% del costo total de construcción.

Superficie beneficiada por el proyecto, asignándose un mayor puntaje mientras mayor sea la superficie.

Las tres variables indicadas precedentemente, se analizan separadamente en cada proyecto concursante, realizándose un ordenamiento de ellas para cada una de las variables:

- Al proyecto que consulte el mayor aporte se le asignará 500 puntos al de menor aporte, 0 puntos.
- Al proyecto que indique una mayor superficie beneficiada, le corresponderá 200 puntos y al de menor superficie, 0 puntos.
- Finalmente, el proyecto de menor costo tendrá 300 puntos y el de mayor costo, 0 puntos.

Se suman los puntajes obtenidos parcialmente en cada variable para un proyecto determinado y luego se ordenan los proyectos de mayor a menor puntaje. El puntaje final de cada proyecto resulta de sumar los puntajes parciales obtenidos en cada variable.

Resultarán seleccionados en su orden de prelación, los proyectos que obtengan los mejores puntajes y cuyas peticiones de bonificación queden cubiertas totalmente con el fondo disponible para dicho concurso.

Hay que destacar que los proyectos que no se seleccionan, pueden postular a futuros concursos tantas veces como el interesado lo desee.

La bonificación se pagará una vez que las obras estén totalmente construidas y recibidas conforme por la inspección fiscal.

No obstante lo anterior, una vez finalizado un concurso se emitirá a cada uno de los beneficiarios un "Certificado de Bonificación al Riego y Drenaje". Los adjudicatarios de la



bonificación podrán ceder o constituir garantías sobre el derecho a percibirlo, mediante el endoso de dicho certificado.

Este certificado puede servir para garantizar un eventual crédito bancario o bien para cancelar los honorarios de la empresa contratista que ejecute las obras.

Existe la posibilidad que los postulantes al subsidio puedan iniciar sus obras inmediatamente después de la apertura del concurso, pero a su propio riesgo de quedar o no admitido a concurso.

De no quedar admitido a concurso, el agricultor no tendrá derecho a reclamar bonificación por lo ya construido.

### Beneficios de Carácter Tributario

- La bonificación no constituye renta para el beneficiario y sus sucesores en dominio del predio.
- Los predios beneficiados gozarán de la franquicia establecida en la ley sobre impuesto territorial (ley N° 17.235), que señala una exención de 10 años de pagar contribución por suelos de riego, a los particulares que ejecuten obras de riego en sus predios. Pero para efectos de esta ley, se reducirá el tiempo de exención en el mismo porcentaje en que se subvencione la obra. Dicho de otra manera si un agricultor ofrece un aporte del 50%, tendrá una exención del 50% de los 10 años, es decir, durante 5 años seguirá pagando contribuciones de secano.
- La ley establece, además, que la bonificación es compatible con el D.F.L. N° 15, de 1981 del Ministerio de Hacienda, que se refiere a subsidios por obras de desarrollo que se ejecuten en las regiones extremas del país (I y II, y XI y XII Regionés), entre las cuales se cuentan las obras de riego. En este caso la suma de las bonificaciones no podrá exceder del 85% del costo del proyecto.

La ley, además, se refiere a algunos aspectos de sanciones penales al que obtenga beneficios de ella proporcionando antecedentes falsos. Señala también que las obras que se ejecuten no podrán ser retiradas de los predios antes de transcurrido un período de 15 años.

Finalmente, otorga facultades a la CNR para delegar funciones referentes a la aplicación de la ley, en los servicios dependientes de los Ministerios de Obras Públicas y Agricultura.



### Procedimiento para Postular a los Beneficios de la Ley

La ley radica en la CNR la responsabilidad de su aplicación a nivel nacional y el otorgamiento definitivo de las bonificaciones solicitadas. Sin embargo, y con el objeto de hacer más operativa la ley a nivel regional, se han creado Comisiones Regionales de Riego, integradas por las Secretarías Regionales Ministeriales de Obras Públicas y de Agricultura y por los Directores Regionales de Riego y del Servicio Agrícola y Ganadero, las cuales tienen como funciones específicas la:

- Recepción de los proyectos;
- Emitir un informe de viabilidad técnica de los proyectos; y,
- La inspección de la ejecución de las obras bonificadas, su recepción definitiva y posterior control.

La CNR llama a un concurso público, con bases de llamado específicas, indicándose el monto fiscal disponible para ese concurso y los lugares y fechas en que deben presentarse los proyectos. Se llama a concursos separados para riego y drenaje. También se realizan concursos independientes para agricultores empresarios y campesinos.

Existe un apoyo importante proveniente de un convenio entre el Instituto de Desarrollo Agropecuario y el Fondo de Solidaridad e Inversión Social, que facilita la postulación de los campesinos a los beneficios de esta ley, dando de esta manera un gran contenido social a la aplicación de esta ley. A través de este convenio se otorga financiamiento para estudios y de los proyectos y créditos de enlace para la construcción contra endoso del Certificado de Bonificación a favor de INDAP. Además se otorgan créditos a mediano plazo para financiar el aporte de los campesinos, a tasas preferenciales.

Los proyectos deben ser elaborados y suscritos por profesionales competentes inscritos en el Registro de Consultores de la Dirección General de Obras Públicas y ceñirse a lo dispuesto en la ley, el reglamento y las bases. Estos proyectos se presentan a las Direcciones Regionales de Riego del Ministerio de Obras Públicas, correspondiente a la Región donde se ubicará la obra que se piensa ejecutar.

Los proyectos son enviados a la CNR para su resolución definitiva y la asignación de puntajes que les corresponda a cada uno de ellos.

La ley contempla la apelación de los interesados en caso de rechazo de sus proyectos y los plazos en que se debe resolver dichas apelaciones.



La nómina definitiva de proyectos seleccionados es enviada finalmente para el trámite de toma de razón por la Contraloría General de la República.

Una vez cumplido dicho trámite, se otorgan los certificados de bonificación al riego y drenaje. Los interesados, con los certificados en su poder, pueden iniciar sus obras y luego de recepcionadas conforme, solicitar el pago de la bonificación en cualquier oficina de la Tesorería General de la República del país.

### RESULTADOS DE LA APLICACION DE LA LEY DE FOMENTO A LA INVERSION PRIVADA EN OBRAS DE RIEGO Y DRENAJE

La ley de Fomento al Riego y Drenaje fue concebida como un instrumento para alentar la inversión privada en proyectos de riego y drenaje, tendientes a incorporar nuevas áreas de riego y mejorar las existentes, logrando con ello incrementar el crecimiento del país.

Desde octubre de 1986 hasta junio de 1993, se ha obtenido buenos resultados, avalados por más de 450.000 ha beneficiadas con más de UF 2.600.000 (aproximadamente \$25.800 millones) en bonificaciones, las cuales corresponden en promedio a casi el 50% del costo total de los proyectos.

Sin embargo, antes de 1990, los beneficios de esta ley habían favorecido sólo al grupo de agricultores empresarios dado que la ley no contempla mecanismos especiales de financiamiento para la construcción de las obras para los sectores de la agricultura campesina. Esta situación se produce, ya que la bonificación se paga una vez que las obras están construidas, por lo que es el beneficiario quien debe solventar los gastos de construcción. En estas condiciones, al no tener acceso a crédito, los agricultores más pequeños no tenían posibilidades de concretar la inversión.

Los pequeños productores campesinos suman hoy en día aproximadamente 250 mil familias, que poseen cerca de un tercio de la tierra y producen más de la mitad de los alimentos de consumo básico que necesita el país. Pese a ello, casi la mitad de esas familias viven en condiciones de pobreza crítica, sin servicios adecuados, ni acceso a los sistemas de crédito y comercialización.

La CNR, el Instituto de Desarrollo Agropecuario (INDAP) y el Fondo de Solidaridad e Inversión Social (FOSIS) se han coordinado para generar diversos mecanismos que hagan posible que los pequeños agricultores, especialmente los campesinos pobres, puedan también acceder a los beneficios de esta ley, de modo que realicen proyectos de regadío en dicho sector.



Desde 1990, en el uso de las facultades que le otorga la ley N° 18.450, la CNR ha definido una modalidad de concursos especiales orientados preferentemente a la pequeña agricultura, para posibilitar la adecuación de su infraestructura de riego y lograr mejores condiciones de vida para sus habitantes.

Pueden acceder a dichos concursos los que califiquen como "pequeño productor agrícola", individual o colectivamente, y que cuenten con un proyecto o iniciativa viable de inversión en riego. Los proyectos presentados son evaluados conforme a lo que establece la ley, siendo financiados los que obtienen los puntajes más altos conforme a dicha normativa.

La CNR ha simplificado las exigencias técnicas y administrativas para dichos concursos, agilizando los procedimientos y reduciendo en forma significativa los plazos de resolución de los concursos.

Dichos concursos pueden ser convocados tanto a nivel nacional, como a niveles regionales o para favorecer determinadas zonas del país según los grados de pobreza que presenten, o el tipo de problemas de riego que enfrenten (por ejemplo, de sequía).

A través del convenio suscrito entre INDAP-FOSIS se ofrece un subsidio adicional para financiar los estudios técnicos y legales necesarios para elaborar el proyecto, de modo que los pequeños agricultores puedan presentarlo al trámite legal y concursar con él.

Entre el 30 de octubre de 1990 y el 12 de julio de 1993, se han efectuado sesenta y cinco (65) llamados a concurso, de los cuales se ha resuelto un total de 57 concursos, encontrándose 5 en revisión y 3 cuya apertura aún no se efectúa.

Adicionalmente, se ha programado llamar a 6 nuevos concursos en el transcurso del segundo semestre de 1993.

El número de proyectos seleccionados en los concursos resueltos alcanza a 1.644, tanto individuales como comunitarios.

En el Cuadro 1 se muestra la información de cada concurso con los valores más relevantes sobre número de proyectos, fondo disponible para bonificaciones del concurso, bonificaciones obtenidas y costo de las obras, superficie, beneficiarios y tipo de concurso. Se incluye tanto para los concursos ya resueltos (N° 1 al 56 y 60), como una estimación para los concursos en revisión (N° 57 al 59, 61 y 62) y los que se llamarán en el resto del año 1993 (hasta el N° 71).



DISEÑO DE PROYECTOS DE RIEGO Y DRENAJE

CUADRO 1

RESULTADOS DE LA LEY N° 18.450 CONCURSO A CONCURSO. Período 1986 a 1993.

N° del Concurso llamado	Año de presentación	Proyectos seleccionados (num)	Proyectos disponibles (U.P.)	Apurte privado (U.P.)	Bonificación aprobada (U.P.)	Costo total proyecto (U.F.)	Sup. de Riego o su equivalente (hectáreas)	Costo por área nuevo riego (U.P./ha)	Área de nuevo riego (hectáreas)	Costo por área nuevo riego ponderada (U.P./ha)	Beneficiarios por riego derivada (num)	Tipo de Concurso
1	1986	50	65.350,93	15.200,28	18.964,73	34.165,01	382,7	89,77	247,2	139,22	10	Riego - Empresarial
2	1986	5	16.273,29	1.518,91	1.242,74	2.761,65	50,2	55,01	11,6	239,10	1	Riego - Empresarial
3	1986	27	48.008,45	19.072,56	24.906,83	43.979,39	88.599,0	0,50	48.205,5	0,90	21	Riego - Reparación
4	1986	38	95.524,97	34.397,33	46.395,21	80.792,54	1.499,2	53,89	945,4	85,46	18	Riego - Empresarial
5	1986	22	47.174,26	20.936,40	35.669,19	56.605,59	7.732,2	7,32	4.430,0	12,78	13	Riego - Empresarial
6	1986	12	47.151,57	3.034,55	5.171,18	8.205,73	1.781,2	4,61	751,3	10,92	6	Riego - Empresarial
7	1986	4	15.717,19	4.698,30	10.233,66	14.931,96	54,7	272,98	726,62	20,6	3	Drenaje
8	1986	16	76.434,37	26.834,98	36.543,99	63.378,97	259,1	244,61	163,4	387,83	11	Riego - Empresarial
9	1986	8	45.860,62	2.665,74	6.036,22	8.701,96	81,4	106,90	74,9	349,06	5	Riego - Empresarial
10	1986	18	74.723,22	23.701,41	50.395,29	74.096,70	2.181,5	33,97	1.631,6	45,41	13	Riego - Empresarial
11	1987	9	14.557,61	4.722,11	11.475,74	16.197,85	450,8	35,93	94,1	172,13	6	Drenaje
12	1987	22	70.236,16	39.615,63	63.291,76	102.907,39	7.599,1	13,54	4.452,2	23,11	22	Riego - Empresarial
13	1987	43	68.157,40	48.720,85	65.128,77	113.849,62	2.682,0	42,45	1.503,4	75,73	28	Riego - Empresarial
14	1987	5	21.694,62	5.994,37	9.778,80	15.773,17	82,4	191,42	13,2	1.194,94	4	Drenaje
15	1987	45	67.122,74	54.442,90	65.947,81	120.390,71	4.016,5	29,97	2.786,6	43,20	30	Riego - Empresarial
16	1987	51	79.251,86	58.699,82	76.543,34	135.243,16	118.391,5	1,14	90.631,9	1,49	42	Riego-Reparación temporales
17	1987	38	65.616,11	59.292,50	65.181,08	124.473,58	2.416,1	51,52	1.496,7	83,17	31	Riego - Empresarial
18	1987	6	20.792,83	10.833,04	20.028,01	30.861,05	401,0	76,96	98,3	313,95	6	Drenaje
19	1987	35	76.560,49	49.011,03	59.357,00	108.368,03	4.276,6	25,34	3.483,0	31,11	28	Riego - Empresarial
20	1987	33	74.003,54	63.401,88	70.373,69	133.775,57	594,1	225,17	381,5	350,66	23	Riego - Empresarial
21	1987	5	19.663,02	5.353,31	7.870,44	13.223,75	84,2	157,05	14,8	893,50	5	Drenaje
22	1988	70	72.802,98	81.933,45	72.410,02	154.343,47	521,9	295,73	373,7	413,01	36	Riego - Empresarial
23	1988	13	19.328,71	15.413,15	19.012,94	34.426,09	170,6	201,79	48,4	711,18	8	Drenaje
24	1988	60	71.271,09	73.705,17	68.829,86	124.535,03	2.774,7	51,37	1.996,3	71,40	31	Riego - Empresarial
25	1988	74	89.394,09	96.398,13	86.978,49	183.376,62	1.003,5	182,74	450,6	406,96	44	Riego - Empresarial
26	1988	27	23.466,30	25.800,54	28.595,76	54.396,30	219,6	247,71	94,3	576,84	11	Drenaje
27	1988	81	88.722,65	98.802,13	88.155,36	186.957,49	1.117,6	167,28	676,5	276,36	40	Riego - Empresarial
28	1988	84	88.090,82	106.607,43	86.769,79	193.377,22	954,7	202,55	577,4	366,66	50	Riego - Empresarial
29	1988	24	22.870,21	18.040,95	18.643,82	36.684,77	244,4	150,10	66,7	550,00	13	Drenaje
30	1988	85	79.649,54	57.971,07	77.472,00	135.443,07	17.770,3	7,62	9.669,5	14,01	61	Riego - Empresarial
31	1989	144	80.755,18	116.914,45	78.675,87	195.590,32	9.867,1	19,82	6.350,0	30,80	58	Riego - Empresarial
32	1989	123	78.416,00	122.839,04	77.276,72	100.115,76	1.392,0	143,77	776,7	259,65	59	Riego - Empresarial
33	1989	136	75.466,75	129.579,99	74.695,61	204.275,60	21.961,0	9,30	16.782,5	12,17	66	Riego - Empresarial
34	1989	77	74.450,54	58.281,28	63.377,39	121.658,67	1.083,7	112,26	1.055,2	115,29	74	Riego - Potos
34	1.507	677	1.974.560,11	1.554.434,68	1.591.429,11	3.145.863,79	302.696,5	10,39	200.948,9	15,66	677	
35	1990	33	17.110,00	16.347,17	17.051,44	33.398,61	362,1	93,23	84,0	397,60	17	Drenaje
36	1990	116	65.379,61	110.711,86	64.071,86	174.783,39	1.811,0	96,51	1.115,7	156,66	58	Riego - Empresarial
37	1990	68	30.639,00	41.166,52	29.688,97	70.847,49	932,9	75,94	633,5	111,84	50	Riego - Potos
38	1990	16	65.384,93	5.360,63	28.072,38	37.433,01	1.939,2	19,30	804,7	46,52	570	Riego - Campesino
39	1990	73	54.013,63	13.788,58	38.808,13	52.596,71	11.886,6	4,42	6.635,9	7,93	2.078	Riego - Campesino
40	1990	4	56.659,63	269,30	957,90	1.227,20	11,8	104,00	5,3	231,55	19	Riego-Campesino-sequia

(Continúa)



FUNDAMENTOS INSTITUCIONALES Y JURIDICOS DE LA POLITICA NACIONAL DE RIEGO

Continuación Cuadro I.

N° del Concurso	Año de presentación	Proyectos seleccionados	Bonificación disponible	Aporte privado	Bonificación aprobada	Costo total Proyecto	Sup. de Riego	Costo por área nuevo riego equivalente	Área de nuevo riego	Costo por área nuevo riego ponderada	Tipo de Concurso
(num)	(num)	(num)	(U.P.)	(U.P.)	(U.P.)	(U.F.)	(hectáreas)	(U.F./ha)	(hectáreas)	(U.P./ha)	(num)
41	1991	17	49.387,73	3.535,24	11.991,68	15.992,92	164,4	97,25	122,9	130,13	Riego-Campesino-sequia
42	1991	122	52.440,10	69.032,79	51.239,56	120.372,35	2.530,7	46,48	1.401,1	85,91	Riego - Poros
43	1991	16	19.750,30	19.750,44	19.736,05	39.498,49	601,5	65,67	91,3	42,62	Drenaje
44	1991	59	164.880,21	36.035,58	103.372,50	139.398,08	18.123,1	7,33	7.933,6	17,57	Riego - Campesino
45	1991	90	36.412,94	89.637,10	38.320,51	127.957,61	814,7	156,76	464,8	275,30	Riego - Campesino
46	1991	29	38.656,90	29.677,35	36.910,61	66.587,96	55.507,9	1,20	32.402,4	2,06	Riego Reparación temporales
47	1991	167	120.099,25	41.895,65	114.711,64	156.607,29	22.548,3	6,95	12.244,4	12,79	Riego - Campesino
48	1991	14	18.753,30	13.071,50	14.246,75	27.320,25	166,4	146,56	47,5	575,16	Drenaje
49	1991	107	48.426,21	114.515,11	48.253,54	162.768,65	800,0	203,46	580,4	280,44	Riego - Empresarial
50	1992	2	18.857,96	3.586,09	10.758,30	14.344,39	80,0	179,30	44,3	217,34	Riego Campesino
51	1992	92	152.095,52	53.629,80	151.540,92	205.170,72	14.416,9	14,23	7.766,9	20,74	Riego Campesino
52	1992	108	82.102,58	188.641,13	81.320,74	269.961,87	1.912,8	141,13	1.242,1	217,34	Puesta en Riego Camp.Pencahue
53 (1)	1992	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	Drenaje
54	1992	33	22.875,29	20.073,60	17.974,92	38.048,52	318,9	119,31	104,5	364,10	Riego - Campesino
55	1992	100	77.419,66	31.828,06	72.038,48	103.866,54	11.651,8	8,91	3.465,8	29,97	Puesta en Riego Camp.Pencahue
56	1992	14	56.362,67	140.970,63	55.919,86	196.840,49	1.648,5	119,41	1.109,9	177,35	Drenaje
57	1992	4	20.776,51	4.599,36	13.398,09	18.397,45	230,9	79,58	130,6	140,87	Riego - Campesino
23	1-3-8	767	1.210.926,43	1.052.566,16	1.020.855,83	2.073.419,99	142.540,4	13,96	78.431,6	26,44	Puesta en Riego Camp.Pencahue
57 (2)	1992	20	22.222,22	16.244,44	18.244,44	36.488,89	1.959,2	18,62	1.214,7	30,04	Drenaje
58 (2)	1992	37	26.541,10	21.790,24	21.790,24	43.580,49	2.340,0	18,62	1.450,8	30,04	Puesta en Riego Agr.Pencahue
59 (2)	1992	8	27.272,68	22.349,82	22.349,82	44.699,64	2.400,0	18,62	1.488,0	30,04	Riego - Campesino
61 (2)	1993	112	93.684,42	76.914,91	76.914,91	153.829,82	8.259,5	18,62	5.120,9	30,04	Riego - Campesino
62 (2)	1993	92	54.082,23	77.241,51	77.241,51	154.483,02	8.294,6	18,62	5.142,7	30,04	Riego - Campesino
63 (2)	1993	40	56.710,53	46.559,35	46.559,35	93.118,69	4.993,8	18,62	3.099,9	30,04	Drenaje
64 (2)	1993	100	171.741,98	141.000,17	141.000,17	282.000,34	15.141,4	18,62	9.387,6	30,04	Riego - Campesino
65 (2)	1993	40	36.474,16	29.945,25	29.945,25	59.890,50	3.215,7	18,62	1.993,7	30,04	Riego - Campesino
66 (3)	1993	35	32.421,48	26.618,04	26.618,04	53.236,07	2.858,4	18,62	1.772,2	30,04	Riego - Reparación temporales
67 (3)	1993	20	52.654,90	43.254,30	43.254,30	86.508,60	4.644,9	18,62	2.879,2	30,04	Riego - Empresarial PROHM
68 (3)	1993	30	65.856,13	54.067,88	54.067,88	108.135,76	5.806,1	18,62	3.599,8	30,04	Riego - Campesino PROHM
69 (3)	1993	86	45.359,78	35.352,08	35.352,08	70.704,1	3.796,3	18,62	2.353,7	30,04	Drenaje - Campesino
70 (3)	1993	6	20.263,42	16.636,27	16.636,27	33.272,54	1.786,5	18,62	1.107,6	30,04	Riego - Empresarial Mediano
71 (3)	1993	25	15.197,57	12.477,20	12.477,20	24.954,40	1.339,9	18,62	830,7	30,04	Puesta en Riego Camp.Pencahue
14	635	353	756.162,60	622.451,50	622.451,50	1.244.902,99	66.842,3	18,62	41.442,2	30,04	Puesta en Riego Agr.Pencahue
GEM TOTAL											
71	3.500	1.997	3.943.645,14	3.279.452,34	3.234.734,44	6.464.186,77	518.079,2	12,48	370.822,7	20,15	34.357

N.775 (1) El Concurso N° 53 fue declarado desierto.  
 (2) Concurso aun no resuelto. Los totales, a excepción de la bonificación disponible, han sido estimados.  
 (3) Concurso cuyo llamado sera efectuado durante el año 1993. Resultados estimados.  
 (4) Para las estimaciones se ha utilizado el valor U.P. = \$ 9.870.



Los Cuadros 2 y 3 contienen la información resumida de los concursos para cada uno de los años de su aplicación, con indicadores promedios como el monto de bonificación por hectárea de riego o drenaje incorporada, el costo por proyecto, el costo por hectárea beneficiada, el rendimiento de la bonificación por cada hectárea incorporada y el monto de la bonificación por concurso.

El Cuadro 4 presenta la información, por región, de bonificaciones obtenidas, costo de los proyectos y superficie, sólo para los concursos que han sido resueltos y aprobados por la Contraloría General de la República.

En el Cuadro 5 se presenta información separada en relación a concursos para campesinos y concursos para agricultores empresarios, que se aplicó a contar de 1990.

Se puede observar que en el caso de los agricultores empresarios, durante los primeros años de aplicación de la ley, el porcentaje de bonificación solicitada fue bajando ligeramente, representando en promedio un 51% del costo de las obras. Sin embargo, en los últimos años este valor se ha reducido en forma más significativa, alcanzando en los últimos concursos a un promedio del 30%.

En el Cuadro 6 se presenta la distribución de los concursos, de acuerdo al tipo de obras. Los concursos para obras de riego, tanto empresariales como campesinos, cubren el mayor número del total y con un 57% del monto de bonificaciones otorgadas. Los concursos de drenaje, que ocupan el segundo lugar en cuanto a número de llamados, tienen un monto de bonificaciones bastante menor, ya que los proyectos aprobados en cada concurso fluctúan generalmente entre 10 y 15.

Los proyectos de reparación de obras dañadas por catástrofes o de pozos para paliar los efectos de sequía, aún cuando en número no son muy significativos representan un 10% de las bonificaciones adjudicadas.

Para los concursos campesinos, en los Cuadros 7 al 11, se muestra la información por concurso, por región e indicadores de los 9 concursos resueltos a la fecha.

CUADRO 2

RESULTADOS DE LA LEY N° 18.450 AÑO A AÑO. Período 1986 a 1993.

Año del Concurso	N° Proyectos Presentados (num)	Proyectos seleccionados (num)	Bonificación disponible (U.P.)	Aporte privado (U.P.)	Bonificación aprobada (U.P.)	Costo total Proyecto (U.P.)	Sup. de Riego o su equivalente (hectáreas)	Costo por área nuevo riego (U.P./ha)	Costo por área nuevo riego ponderada (U.P./ha)	Área de nuevo riego ponderada (hectáreas)	Costo por área nuevo riego ponderada (U.P./ha)	Beneficiarios (num)	Bonificación (%)
1986	290	161	532.212,87	152.060,46	235.559,04	387.619,50	102.621,2	3,8	57.131,4	6,8	101	60,8	
1987	309	225	577.656,38	400.067,44	514.976,44	915.063,88	140.994,3	6,5	104.955,7	8,7	225	56,3	
1988	518	394	555.596,39	574.672,02	540.868,04	1.121.540,06	24.777,3	45,3	13.903,4	89,7	294	48,8	
1989	4	480	309.088,47	427.614,76	294.075,59	721.640,35	34.303,7	21,0	24.958,4	28,9	357	40,7	
1990	6	344	289.186,80	191.643,73	178.642,68	370.286,41	16.943,6	21,9	9.279,1	39,9	2.792	48,2	
1991	9	661	491.249,44	417.643,76	438.859,84	356.503,60	101.337,0	8,5	55.286,4	15,5	14.756	51,2	
1992	-	498	506.476,19	505.663,18	465.735,82	571.399,00	36.959,0	26,3	18.017,6	53,9	4.897	47,9	
1993	11	580	662.176,60	560.066,99	560.066,99	1.120.133,93	60.143,1	18,6	37.288,7	30,0	11.035	50,0	
6	3.550	1.997	3.943.649,14	3.299.452,14	3.034.734,44	6.464.866,78	518.079,2	17,49	320.872,7	70,1	34.357	50,0	

NOTA: Han sido incluidos todos los concursos de la Ley N° 18.450 que han sido aprobados en 1993 que aún no han sido resueltos y, además, los programados para 1993 que todavía no han sido llamados.



CUADRO 3  
 RESULTADOS DE LA LEY N° 18.450 PROMEDIOS POR AÑO. Período 1986 a 1993.

Año	Bonificación aprobada por proyecto	Bonificación aprobada por ha de nuevo	Bonificación aprobada por beneficio	Costo total proyecto	Costo por hectárea	Costo por beneficio	Rendimiento bonificación fiscal	Costo por concurso	Bonificación por concurso
	UF/proy.	UF/ha	UF/benef.	UF/proy.	UF/ha	UF/benef.	ha/UF	UF/conc.	UF/conc.
1986	2.332	2,3	2.332	3.837,8	3,78	3.837,8	0,44	38.762,0	23.555,9
1987	2.289	3,7	2.289	4.067,0	6,49	4.067,0	0,27	83.187,6	46.816,0
1988	1.860	22,1	1.860	3.814,8	45,26	3.814,8	0,05	124.615,6	60.763,1
1989	1.144	8,6	1.144	2.807,9	21,04	2.807,9	0,12	180.410,1	73.506,4
1990	1.039	10,5	64	2.152,8	21,85	132,6	0,09	61.714,4	29.773,8
1991	1.167	4,3	30	2.277,9	8,45	58,0	0,23	95.167,1	48.762,2
1992	1.819	12,6	95	3.974,5	26,28	198,4	0,08	88.309,0	42.339,6
1993	1.772	9,3	51	3.544,7	18,62	101,5	0,11	101.830,4	50.915,2
8	1.620	6,2	94	3.236,9	12,48	188,1	0,16	91.044,9	45.559,6

NOTA: Han sido incluidos todos los concursos de la Ley N° 18.450, incluso aquellos llamados en 1993 que aún no han sido resueltos y, además, los programados para 1993 que todavía no an sido llamados.

CUADRO 4

RESULTADOS DE LA LEY N° 18.450 POR REGIONES  
CONCURSO N° 1 AL N° 50

N° Región	Nombre Región	Proyectos aprobados	Costo (U.P.)	Bonificaciones (U.P.)	Superficie de nuevo riego o su equivalente	Superficie de nuevo riego ponderada	Costo por hectárea (U.P./ha)
1	de Tarapaca	20	32.420,55	19.022,39	207,90	143,00	226,72
2	de Antofagasta	5	13.533,20	10.149,90	242,50	98,40	137,53
3	de Atacama	42	203.707,09	95.700,19	1.072,68	1.149,45	178,62
4	de Coquimbo	114	434.281,22	225.236,42	14.857,53	10.423,37	41,66
5	de Valparaíso y Aconcagua	469	1.090.405,02	540.508,22	66.995,85	56.560,34	19,28
3	Región Metropolitana de Slgo.	326	1.200.492,20	547.582,63	43.006,90	30.746,44	39,04
6	del Libertador Bío. O'Higgins	166	605.065,64	307.747,23	62.327,67	46.718,16	12,95
6	del Maule	465	1.276.059,28	658.690,95	271.341,52	125.917,97	10,13
8	del Bío-Bío	59	121.954,98	69.832,82	17.835,67	6.824,15	17,87
9	de La Araucanía	47	174.532,62	103.860,54	2.737,93	785,39	222,22
10	de Los Lagos	14	49.065,79	22.442,76	732,90	137,67	356,40
11	de Aysen	1	5.297,40	3.973,05	27,40	2,70	1.962,00
12	de Magallanes y Antrátida	1	6.595,54	4.583,90	324,00	81,00	81,43
TOTALES:		1.729	5.213.411,13	2.609.421,00	481.700,45	279.579,04	10,82

NOTA: Se considera solamente los concursos resueltos. En consecuencia, se ha dejado de lado todos los concursos cuyas resoluciones no han recibido toma de razón por la Contraloría General. En término de tiempo, equivale a incluir el período 1986 a 1992.



CUADRO 5

CONCURSOS DE AGRICULTORES EMPRESARIOS Y CAMPESINOS

Período	N° Concurso	N° Proyecto	Costo U.P. Miles	Bonificación U.P. Miles	% Bonificación	Superficie ha Miles
1985 - 1990						
Agric. Empresarios (1)	37	997	3.422	1.703	49,4	305,8
1990 - 1993						
Agric. Empresarios	11	292	1.066	374	35,1	64,4
Agric. Campesinos	9	355	731	535	73,3	81
TOTAL	57	1.644	5.219	2.612	50,1	451,2

(1) Se estima que cerca de un 5% de los agricultores beneficiados puede asimilarse a la clasificación de campesinos, aplicada a contar de 1990.

CUADRO 6

RESULTADOS DE LA LEY N° 18.450 SEGUN TIPOS DE CONCURSO SOLO CONCURSOS SELECCIONADOS A LA FECHA.

N° de Concursos	Tipo de Concursos	Proyectos presentados (n°)	Proyectos seleccionados (n°)	Bonificación disponible (U.P.)	Aporte privado (U.P.)	Bonificación aprobada (U.P.)	Costo total proyecto (U.P.)	Sup. de Riego o su equivalente (hectáreas)	Costo por área nuevo riego (U.P./ha)	Área de nuevo riego ponderada (hectáreas)	Costo por área nuevo riego ponderada (U.P./ha)	Beneficiarios (n°)
27	Riego Empresarial	1.609	820	1.826.193,24	1.913.979,68	1.511.376,89	3.425.356,57	87.131,3	42,71	54.749,3	62,56	961
12	Drenaje	189	122	236.630,88	160.138,48	190.622,33	354.760,81	3.176,6	111,68	777,7	456,17	115
9	Riego Campesino	687	413	759.581,10	248.766,91	598.968,63	847.735,54	98.512,4	8,61	48.649,0	17,43	15.822
6	Reparación y prevención catástrofes	374	284	323.446,85	275.930,32	282.758,70	558.689,02	267.105,7	2,09	175.029,6	3,19	6.286
3	Puesta en riego obras Mayores	6	5	39.634,47	8.185,45	24.566,39	32.741,84	310,9	105,31	174,9	187,2	38
57		2.865	1.644	3.185.486,54	2.607.006,84	2.612.282,94	5.219.283,78	451.236,9	11,57	279.380,5	16,68	23.272



CUADRO 7

RESULTADO DE LA LEY N° 18.450  
CONCURSOS CAMPESINOS

TOTALES POR CONCURSO		CONCURSOS 38 AL 60					
Concurso	Costos totales U.F.	Bonificación aprobada U.F.	Superficie ponderada ha	Superficie nuevo riego ha	Familia núm.	Proyecto núm.	Bonificación disponible U.F.
9	730.689,92	535.294,72	39.110,1	80.973,0	15.797	355	700.708,07
TOTAL							
38	37.433,01	28.072,38	804,7	1.939,2	570	16	65.384,93
39	52.596,71	38.806,13	6.635,9	11.886,6	2.078	34	54.013,63
40	1.227,20	957,90	5,3	11,8	19	1	56.659,63
41	15.992,92	11.994,68	122,9	164,4	535	5	49.387,73
44	139.398,08	103.372,50	7.933,6	18.123,1	4.712	74	104.880,21
47	156.607,29	114.711,64	12.244,4	22.548,3	3.280	89	120.090,25
51	205.170,72	151.540,92	7.766,9	14.416,9	2.408	70	152.095,52
55	103.866,54	72.038,48	3.465,8	11.651,8	2.159	63	77.419,66
60	18.397,45	13.798,09	130,6	230,9	36	3	20.776,51

NOTA: Se incluye sólo concursos resueltos. No hay estimaciones sobre concursos pendientes.

CUADRO 8  
 RESULTADOS DE LA LEY N° 18.450  
 CONCURSOS CAMPESINOS

PROMEDIOS POR CONCURSO									
	Costos por Proyecto	Costos por Familia	Costos por Hectárea	Bonificación aprobado por proyecto	Bonificación aprobado por familia	Bonificación aprobado por hectarea	Rendimiento inversión estatal	Beneficiarios por proyecto	
	(U.F./Proy.)	(U.F./Fam.)	(U.F./ha)	(U.F./Proy.)	(U.F./Fam.)	(U.F./ha)	(ha/U.F.)	(Fam./Proy.)	
TOTALES	2.058,3	46,3	9,0	1.507,9	33,9	6,6	0,151	44,5	
38	2.339,6	65,7	19,3	1.754,5	49,2	14,5	0,069	35,6	
39	1.547,0	25,3	4,4	1.141,4	18,7	3,3	0,306	61,1	
40	1.227,2	64,6	104,0	957,9	50,4	81,2	0,012	19,0	
41	3.198,6	29,9	97,3	2.398,9	22,4	73,0	0,014	107,0	
44	1.883,8	29,6	7,7	1.396,9	21,9	5,7	0,175	63,7	
47	1.759,6	47,7	6,9	1.288,9	35,0	5,1	0,197	36,9	
51	2.931,0	85,2	14,2	2.164,9	62,9	10,5	0,095	34,4	
55	1.648,7	48,1	8,9	1.143,5	33,4	6,2	0,162	34,3	
60	6.132,5	511,0	79,7	4.599,4	383,3	59,8	0,017	12,0	

Se incluye sólo concursos resuletos. No hay estimaciones sobre concursos pendientes.





CUADRO 5  
 RESULTADOS DE LA LEY N° 18.450  
 CONCURSOS CAMPESINOS

Región	TOTALES POR REGION		Concursos 38 al 60			
	Costos totales U.P.	Bonificación U.P.	Superficie ponderada ha	Superficie nuevo riego ha	Familia núm.	Proyecto núm.
I	15.945,80	11.914,26	119,6	186,4	402	11
II	13.533,20	10.149,90	98,4	238,3	987	5
III	15.041,31	11.280,98	100,5	107,5	173	4
IV	114.718,98	85.904,89	1.545,1	1.988,5	3.372	30
V	88.164,92	62.446,75	1.104,9	1.571,1	1.171	91
ME	49.821,46	36.701,74	3.573,9	4.425,5	1.350	23
VI	105.488,73	75.114,06	5.220,9	8.183,3	2.290	24
VII	216.160,86	158.255,02	24.049,5	53.083,8	4.683	123
VIII	44.535,82	33.067,95	2.959,9	9.876,1	825	25
IX	61.981,44	46.486,12	334,7	1.225,1	528	18
X	0,00	0,00	0,0	0,0	0	0
XI	5.297,40	3.973,05	2,7	27,4	16	1
XII	0,00	0,00	0,0	0,0	0	0
TOTAL	730.689,92	535.294,72	39.110,1	80.973,0	15.797	355

NOTA: Se incluye sólo concursos resueltos. No hay estimaciones sobre concursos pendientes.

CUADRO 10  
 RESULTADOS DE LA LEY N° 18.450.  
 CONCURSOS CAMPESINOS

PROMEDIOS POR REGION									
	Costos por Proyecto	Costos por Familia	Costos por Hectárea	Bonificación aprobado por proyecto	Bonificación aprobado por familia	Bonificación aprobado por hectarea	Rendimiento inversión estatal	Beneficiarios por proyecto	
	(U.F./Proy.)	(U.F./Fam.)	(U.F./ha)	(U.F./Proy.)	(U.F./Fam.)	(U.F./ha)	(ha/U.F.)	(Fam./Proy.)	
TOTALES	2.868,2	80,1	61,1	2.124,9	59,5	45,5	0,090	61,2	
I	1.449,6	39,7	85,5	1.083,1	29,6	63,9	0,016	36,5	
II	2.706,6	13,7	56,8	2.030,0	10,3	42,6	0,023	197,4	
III	3.760,3	86,9	139,9	2.820,2	65,2	104,9	0,010	43,3	
IV	3.624,0	34,0	57,7	2.863,5	25,5	43,2	0,023	112,4	
V	968,8	75,3	56,1	686,2	53,3	39,7	0,025	12,9	
ME	2.166,2	36,9	11,1	1.595,7	27,2	8,2	0,122	58,7	
VI	4.395,4	46,1	12,9	3.129,8	32,8	9,2	0,109	95,4	
VII	1.737,4	46,2	4,1	1.286,6	33,8	3,0	0,335	38,1	
VIII	1.781,4	54,0	4,5	1.322,7	40,1	3,3	0,299	33,0	
IX	3.443,4	117,4	50,6	2.582,6	88,0	37,9	0,026	29,3	
X	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	
XI	5.297,4	361,1	193,3	3.973,1	248,3	145,0	0,007	16,0	
XII	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	

NOTA: Se incluye sólo concursos resueltos. No hay estimaciones sobre concursos pendientes.



CUADRO 11  
RESULTADOS DE LA LEY N° 18.450  
CONCURSOS CAMPESINOS

PROMEDIO POR CONCURSO Y POR REGION		
	POR CONCURSO	POR REGION
Costos (U.F.)	81.188	56.207
Bonificación disponible (U.F.)	77.856	53.901
Bonificación aprobada (U.F.)	59.477	41.777
Proyectos N°	39	27
Familias N°	1.755	1.215
Superficie equivalente (ha)	8.997	6.229
Superficie equivalente (ha) ponderada	4.346	3.008

NOTA: Se incluye sólo concursos resueltos. No hay estimaciones sobre concursos pendientes.

EL DERECHO DE APROVECHAMIENTO DE AGUAS

El artículo 5° del Código de Aguas, cuyo texto fue fijado por el DFL N° 1.122 de 1981, establece que: "Las aguas son bienes nacionales de uso público y se otorga a los particulares el derecho de aprovechamiento de ellas, de conformidad a las disposiciones de este Código".

De esta manera, y relacionando esta norma con el artículo 1° del mismo Código, podemos dividir las aguas en dos clases: aquellas que son susceptibles de dominio y aquellas que no lo son.

Forman parte del primer grupo todas las aguas terrestres, y las aguas no susceptibles de dominio, según lo dispuesto en el artículo 585 del Código Civil, son aquellas que son comunes a todos los hombres, como la altamar, ya que, por corresponder su uso a la Humanidad toda, no admiten la posibilidad de constituir sobre ellas el derecho de propiedad.

Las aguas ubicadas dentro del territorio de Chile son susceptibles de dominio, no obstante que el único titular de ese derecho es el Estado. En consecuencia, se otorga al Estado el dominio exclusivo de todas las aguas, confiriendo a los particulares sólo el aprovechamiento de ellas.

El hecho que las aguas sean bienes nacionales de uso público y por consiguiente de dominio exclusivo del Estado, no excluye que sobre el derecho real de dominio se pueda constituir otro derecho real, como es el derecho de aprovechamiento, definido como derecho real que recae sobre las aguas y consiste en el uso y goce de ellas, con los requisitos y en conformidad a las reglas que prescribe el Código de Aguas (artículo 6°).

Con esta definición de nuestro Código, se puso término a la discusión doctrinaria acerca de su naturaleza jurídica, al señalar que el derecho de aprovechamiento es un derecho real específico, esto es, de aquellos que se tiene sobre una cosa sin respecto a determinada persona, que recae sobre aguas y consiste precisamente en el uso y goce de las mismas. Como se ha indicado, el Código de 1981 al definir este derecho real, ha señalado en el inciso 1° del artículo 6° que el consiste en el uso y goce de las aguas, vale decir, se repuso la facultad de goce, eliminada por el Código de 1967/69, pero que dejó fuera la facultad de disposición.

Esta norma se armoniza con la intención que se tuvo al establecer que todas las aguas son de dominio del Estado y el inciso primero sólo tiene sentido en relación con el inciso segundo que lo complementa y que señala que el derecho de aprovechamiento sobre las aguas es de dominio de su titular, quien podrá usar, gozar y disponer de él en conformidad a la ley.



A la luz del artículo 6° se distinguen dos derechos; un derecho de dominio originario cuyo único titular es el Estado; y otro derecho real, cual es el derecho de aprovechamiento, cuyo titular sólo podrá usar y gozar de las aguas, pero no disponer de ellas.

El titular del derecho de aprovechamiento es propietario, a su vez de su derecho de aprovechamiento. No sobre las aguas, porque el dominio sobre ellas es del Estado, pero el titular es propietario de su derecho de aprovechamiento y como tal propietario puede usar, gozar y disponer libremente de él, siempre que el ejercicio de tales facultades no sean contrarias a la ley o al derecho ajeno.

El derecho de aprovechamiento de aguas tiene las siguientes características:

1. Es un derecho real, (artículo 6° del Código);
2. Es un derecho real mueble por naturaleza, pero si las aguas están destinadas al uso, cultivo o beneficio de un inmueble se reputarán inmuebles, (artículo 4° del Código de Aguas relacionado con el artículo 580 del Código Civil);
3. Recae sobre un bien nacional de uso público (artículos 5° y 6° del Código de Aguas);
4. Queda gravado de pleno derecho (artículo 214 inciso 1°, 258, 267 y 271 del Código de Aguas);
5. Se expresa en volumen por unidad de tiempo (artículo 7° y 239);
6. Cuando su titular es privado de parte del agua que le corresponde, incluso en caso que se declare zona de escasez, tiene derecho a ser indemnizado por aquella privación (artículo 314);
7. Es de libre disposición (artículo 15);
8. No es un derecho accesorio;
9. Puede hipotecarse;
10. Es divisible, independientemente del predio al que accede;
11. Puede ser embargado u objeto de medidas precautorias;
12. Su ejercicio no es obligatorio ni está afecto a una finalidad ni cantidad determinada;
13. Se extingue por las causas y en la forma establecida por el derecho común (artículo 129);

14. Está amparado por el recurso de protección, por la acciones posesorias y reivindicatorias, el amparo judicial y los demás acciones generales del derecho común;
15. Comprende las facultades de imponer las servidumbres necesarias para su ejercicio (artículo 25), sin perjuicio de las indemnizaciones correspondientes; y,
16. Comprende la concesión de los terrenos de dominio público necesarios para hacerlo efectivo.

### Clasificación de los Derechos de Aprovechamiento

#### Derechos Consuntivos y No Consuntivos

De acuerdo con lo dispuesto por el artículo 13 del Código de Aguas, el derecho de aprovechamiento consuntivo es aquel que faculta a su titular para consumir totalmente las aguas en cualquier actividad.

Se reputan derechos de aprovechamiento consuntivo, los que emanan de mercedes concedidas por autoridades competentes sin obligación de restituir las aguas; las reconocidas con esta calidad por sentencia ejecutoriada y los derechos ejercidos en la calidad de consuntivos durante cinco años, sin contradicciones de terceros.

Derecho de aprovechamiento no consuntivo, es aquel que permite emplear el agua sin consumirla y obliga a restituirla en la forma que lo determine el acto de adquisición o de constitución del derecho. La extracción y restitución de las aguas se hará siempre en forma que no perjudique los derechos de terceros constituidos sobre las mismas aguas, en cuanto a su cantidad, calidad, sustancia, oportunidad de uso y demás particulares.

Los derechos de aprovechamiento pueden clasificarse también en derechos de ejercicio permanente o eventual y de ejercicio continuo, discontinuo o alternado.

#### Adquisición del Derecho de Aprovechamiento

El derecho de aprovechamiento de aguas puede adquirirse por modos derivativos y originarios. Los primeros pueden ser definidos como aquellos modos de adquirir en que el dominio no nace inmediatamente en el titular, sino que hay traspaso de dominio, habiendo relación directa de causa a efecto entre el antecesor y el sucesor. Son modos de adquirir derivativos, la sucesión por causa de muerte y la tradición.



Los modos de adquirir originarios se caracterizan por ser aquellos que provocan el nacimiento de un derecho sin que haya relación de causa a efecto con el antecesor, esto es, cuando el primer titular es la persona que crea el derecho de aprovechamiento. Entre éstos se pueden citar, el acto de autoridad, la ocupación, la accesión y la prescripción.

#### Constitución del Derecho por Acto de Autoridad

Este modo de adquirir el dominio del derecho de aprovechamiento se encuentra consagrado expresamente en el Título III del Libro I del Código de Aguas. El artículo 20 dispone que el derecho de aprovechamiento se constituye por acto de autoridad. La posesión de los derechos así constituidos se adquieren por su competente inscripción.

La forma en que opera este modo de adquirir es a través de un acto administrativo, mediante una resolución emitida por la Dirección General de Aguas, previa solicitud del interesado. Dicha resolución debe reducirse a escritura pública e inscribirse en el Registro de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces respectivo.

#### Tramitación de la Solicitud de Constitución del Derecho de Aprovechamiento.

El procedimiento de constitución se encuentra regulado en los artículos 140 a 150 del Código de Aguas, además de las normas comunes que rigen los procedimientos administrativos relacionados con la adquisición o ejercicio de los derechos de aprovechamiento. Este procedimiento es aplicable tanto a la constitución de derechos sobre aguas superficiales como a las aguas subterráneas, con algunas variantes en la tramitación.

A continuación, en forma resumida, se señalan las etapas a seguir en la tramitación de las solicitudes para constituir un derecho de aprovechamiento de aguas.

- La constitución originaria del derecho de aprovechamiento debe efectuarse ante la Dirección General de Aguas por regla general.
- La solicitud de derecho de aprovechamiento se presenta ante la Oficina de la Dirección General de Aguas del lugar, o ante el Gobernador respectivo, entendiéndose por tal el de la provincia en que se ubica la bocatoma o captación subterránea. Si no existe Oficina de la Dirección General de Aguas en la Provincia, el trámite se efectuará en la Gobernación.



- Si la solicitud se presenta ante la Dirección General de Aguas, ésta debe recibir la presentación y anotar su fecha de ingreso, autorizando en las copias respectivas su publicación. Si se trata de aguas subterráneas se anotará además la hora de ingreso.

La autorización de publicación no compromete a la Dirección General de Aguas en lo concerniente al cumplimiento de los requisitos legales y sólo se otorga para facilitar su recepción en los diarios correspondientes.

El interesado podrá, si lo estima conveniente, publicar un extracto de la solicitud, el que deberá contener los requisitos y antecedentes mínimos que se establecen en el artículo 140 del Código de Aguas.

- La solicitud para adquirir el Derecho de Aprovechamiento deberá contener a lo menos las siguiente menciones:

- a) El nombre del álveo de las aguas que se desean aprovechar, su naturaleza, esto es, si son superficiales o subterráneas, corrientes o definidas y la provincia en que están ubicadas o que recorren.

En caso de aguas subterráneas, si individualizará la comuna en que se ubicará la captación y el área de protección que se solicita.

- b) La cantidad de agua que se desea extraer, expresada en medidas métricas y de tiempo (l/s, m<sup>3</sup>/año, etc).
- c) El modo de extraer las aguas y el o los puntos donde se desea captar, refiriendo su ubicación a lugares o puntos geográficos relevantes en el área y que sean de fácil identificación.
- d) Si el derecho es consuntivo o no consuntivo, de ejercicio permanente o eventual, continuo, discontinuo o alternado con otras personas, y
- e) Los demás antecedentes que exija la naturaleza del derecho que se solicita, siempre que aquellos estén relacionados con los requisitos anteriores; si la solicitud recae en un derecho para usos no consuntivos, se indicará además, el punto de restitución de las aguas y la distancia y desnivel entre la captación y la restitución.

Deberá constatar la identificación del peticionario, con nombre, profesión y domicilio y, en cuanto ello sea posible, su número de Rol Unico Tributario.

- A la solicitud deberá acompañarse un plano de ubicación de las obras de captación.



- Las solicitudes deben publicarse una vez en el Diario Oficial de los días 1º o 15 de cada mes o el siguiente hábil si fuere domingo o festivo, una vez en la capital de la Provincia y si no hubiera en ella diario o periódico, en uno de la capital de la Región, y finalmente una vez en un diario de Santiago.

Si la solicitud se refiere a la Región Metropolitana, solamente se publicará en el Diario Oficial y en un diario matutino de Santiago.

- Las publicaciones deben efectuarse dentro del plazo fatal de 30 días contados desde la fecha de ingreso de la solicitud, siendo de días corridos y por lo tanto sin interrumpirse los días domingos o festivos.
- Los terceros que estimen sufrir perjuicios por la petición publicada, pueden oponerse a la solicitud dentro del plazo fatal de 30 días corridos, contados desde la fecha de la última publicación, en la misma Oficina donde se presentó la solicitud.
- Igualmente serán considerados como terceros opositores quienes dentro de los 30 días de plazo para oponerse hayan presentado otras solicitudes sobre las mismas aguas con las formalidades legales y no haya recursos suficientes para satisfacer todas las demandas.

Se entenderá que el lapso que medie entre la presentación de la solicitud y la última publicación, habilita igualmente la condición de opositor de quienes solicitan las mismas aguas dentro de tal período.

- En el caso de oposiciones deducidas por razón de mejor derecho o perjuicios de terceros, la Dirección General de Aguas, deberá pronunciarse sobre ellas de manera formal, mediante una Resolución.

El Oficial de Partes deberá certificar si se han presentado o no oposiciones.

- La Dirección General de Aguas debe establecer si existen recursos disponibles para satisfacer la solicitud y en tal caso procederá a constituir el derecho solicitado.

Si es necesario efectuar visitas a terreno se pedirá el depósito de los fondos que se requieren mediante Resolución según se establece en el artículo 135 del Código de Aguas, calculado sobre la base de gastos de viáticos y movilización de los funcionarios encargados de la diligencia.

- Si se produce oposición por haber solicitado las mismas aguas un tercero como opositor, o por peticiones simultáneas, la Dirección General de Aguas, deberá verificar



si todos los requerimientos pueden ser satisfechos, en cuyo caso constituirá los derechos solicitados.

- Si en cualquiera de los casos indicados se comprueba que no existe disponibilidad de recursos se rechazará la solicitud mediante una resolución del Director General de Aguas.
- En caso de peticiones formales simultáneas, o cuando en el trámite de una petición un tercero presente oposición pidiendo las mismas aguas y se compruebe que no existen recursos suficientes para satisfacer todos los requerimientos, la Dirección General de Aguas citará a un remate entre los solicitantes.
- Para realizar el remate antes mencionado, deberán establecerse las bases de remate, en las que se determinará la forma en que se llevará a cabo dicho acto.
- Las bases de remate deben ser aprobadas por Resolución de la Dirección General de Aguas, y en ellas se establecerán las siguientes circunstancias:
  - 1) Día, hora y lugar del remate.
  - 2) Especificación de los recursos de aguas disponibles, división que de ellos se hará para rematarlos y los derechos que se rematarán.
  - 3) Funcionario que efectuará el remate.
  - 4) Personas con derecho a participar en el remate.
  - 5) Publicación de avisos, con indicación de su contenido, periódicos o diarios en que aparecerán y la cantidad y frecuencia de los mismos.
  - 6) Plazo para el pago.
  - 7) Reajustes e intereses por el saldo si el precio se paga en cuotas, y las cauciones o garantías que se estimen pertinentes.
  - 8) Sanciones al incumplimiento de las condiciones específicas exigidas al o los adjudicatarios.
- La subasta se verificará en la fecha y hora indicada, y de ella se levantará un acta por el funcionario encargado que se incorporará a la Resolución que constituya el derecho, de acuerdo con lo establecido en el artículo 149 del Código de Aguas.
- Si se trata de solicitudes de derechos de aprovechamiento de aguas subterráneas, no tendrán aplicaciones las normas legales relativas al remate de derechos de aprovechamiento



precedente reseñadas, y el derecho se constituirá previa comprobación de los requisitos legales y cumplimiento de las normas establecidas por la Dirección General de Aguas.

- Las Resoluciones que constituyan el derecho deberán contener las siguientes especificaciones y datos:

- 1) El nombre del adquirente;
  - 2) El nombre del álveo cuando se trate de aguas superficiales o si se trata de aguas subterráneas individualización de la comuna en que se encuentre la captación que se desea aprovechar y el área de protección;
  - 3) La cantidad de agua que se autoriza extraer, expresada en unidades métricas y de tiempo;
  - 4) Si el derecho es consuntivo o no consuntivo; de ejercicio permanente o eventual, continuo o discontinuo o alternado con otras personas;
  - 5) El o los puntos precisos donde se captará el agua y el modo de extraerlas;
  - 6) El desnivel y puntos de restitución de las aguas, si se trata de usos no consuntivos;
  - 7) La designación del funcionario que deberá suscribir la escritura pública a que se reducirá la resolución respectiva; y,
  - 8) Otras especificaciones técnicas relacionadas con la naturaleza especial del respectivo derecho, y las modalidades que lo afecten.
- Concluidos los trámites precedentes la Resolución de constitución del derecho se anotará en el catastro y se reducirá a escritura pública que suscribirán el interesado y el funcionario designado al efecto.

Copia de esta escritura se inscribirá en el Registro de Aguas del Conservador de Bienes Raíces competente, quedando constituido el derecho de aprovechamiento.

### Las Organizaciones de Usuarios

El artículo 186 del Código de Aguas establece que para que se constituya una organización de usuarios, es necesario que dos o más personas tengan derechos de aprovechamiento en las aguas de un mismo canal o embalse, o usen en común la misma obra de captación de aguas subterráneas.



De este modo, podrán reglamentar la comunidad que existe como consecuencia de este hecho, constituirse en Asociaciones de Canalistas o en cualquier tipo de sociedad, con el objeto de tomar las aguas del canal matriz, repartirlas entre los titulares de derechos, construir, explotar, conservar y mejorar las obras de captación, acueductos y otras que sean necesarias para su aprovechamiento. En caso de cauces naturales, podrán organizarse como Juntas de Vigilancia.

### Comunidades de Aguas

Para que exista una Comunidad de Aguas es necesario un supuesto hecho, cual es la existencia de dos o más personas que tengan derechos de aprovechamiento en las aguas de un mismo canal o embalse, o usar en común la misma obra de captación de aguas subterráneas.

Sin embargo, no basta el hecho jurídico de que exista una comunidad de este tipo para que estemos frente a una Comunidad de Aguas como Organización de Usuarios, ya que para ello se requiere que los comuneros reglamenten la Comunidad que existe entre ellos de la manera dispuesta por el Código de Aguas, ya que mientras no se registre la Comunidad de Aguas en el Registro de Organizaciones de Usuarios de la Dirección General de Aguas, no puede entenderse organizada la comunidad.

De esta manera, y en los términos del artículo 187 del Código de Aguas, las Comunidades de Aguas pueden ser organizadas y no organizadas.

Para que una comunidad tenga el carácter de organizada debe cumplir determinados requisitos:

- 1) Debe haberse constituido por escritura pública o por gestión judicial, debiendo también reducirse a escritura pública la resolución que reconozca la existencia de la comunidad y los derechos de los comuneros, conjuntamente con los Estatutos;
- 2) Debe haberse registrado en la Dirección General de Aguas; y
- 3) Haberse inscrito en el Registro de Aguas del Conservador de Bienes Raíces respectivo.

Estamos en presencia de una comunidad no organizada cuando dos o más personas utilizan el agua de un determinado canal sin cumplir los requisitos mencionados.

El órgano base de esta organización de usuarios es la Junta General de Comuneros. Todos los negocios que interesan a la comunidad deben resolverse en Asamblea General de Comuneros, las que serán ordinarias o extraordinarias.



El órgano ejecutivo está representado por un Directorio formado por un mínimo de 3 miembros y un máximo de 11.

En los casos en que la Comunidad de Aguas está integrada por cinco o menos comuneros, sólo podrá designarse uno o más administradores que tendrán los mismas facultades que el Directorio.

Entre los miembros del Directorio se elige a un Presidente, que lo será de la Comunidad y tendrá su representación judicial y extrajudicial.

Además deberá nombrarse un Secretario que actuará como ministro de fe de la Comunidad, encargado de autorizar las resoluciones de las Juntas, del Directorio y del Presidente, sin perjuicio de las otras funciones que le encomiende la ley o los estatutos.

### Comunidades de Obras de Drenaje

Estas comunidades surgen cuando dos o más personas aprovechan obras de drenaje o desagüe en beneficio común y salvo convención expresa de las partes, se regirá por las disposiciones de los artículos 252 y siguientes del Código de Aguas. La ley señala que por este hecho existe esta comunidad, reconociéndose la existencia de la comunidad de drenaje por el sólo ministerio de la ley, a diferencia de las Comunidades de Aguas.

### Asociaciones de Canalistas y Otras Organizaciones de Usuarios

Estas organizaciones se constituyen por escritura pública y tiene personalidad jurídica en la medida en que estén constituidas en conformidad a la ley y que se rijan por las normas que regulan a las comunidades de agua, en cuanto sean compatibles con su naturaleza y no contradigan lo dispuesto en sus estatutos.

Las Asociaciones de Canalistas se constituyen por escritura pública por todos los titulares de derechos de aprovechamiento de canales artificiales.

Esta escritura debe ser informada por la Dirección General de Aguas y el Presidente de la República les confiere la personalidad jurídica.

### Las Juntas de Vigilancia

El artículo 263, del Código de Aguas establece que "las personas naturales o jurídicas y las organizaciones de aguas de una misma cuenca y hoya hidrográfica, podrán organizarse

como Junta de Vigilancia que se constituirá y regirá por las disposiciones de este párrafo".

El primer requisito es que se trate de una misma cuenca y hoya hidrográfica y que se trate de cauces de carácter natural.

Estas Juntas de Vigilancia se forman de la misma manera que las Asociaciones de Canalistas. Son personas jurídicas, se constituyen por escritura pública, debiendo informar de ellas la Dirección General de Aguas, y debe prestar su aprobación el Presidente de la República.

Tienen por objeto administrar y distribuir las aguas a que tienen derecho sus miembros en los cauces naturales, explotar y conservar las obras de aprovechamiento común y realizar los demás fines que les encomiende la ley.

Con autorización de la Dirección General de Aguas, podrán construir nuevas obras relacionadas con su objeto o mejorar las existentes.

La Junta de Vigilancia tiene un Directorio encargado de vigilar la captación adecuada de las aguas; distribuir las aguas por los respectivos cauces; privar del uso de las aguas en los casos que determine la ley o los Estatutos; declarar zona de escasez de agua; fijar el número de repartidores de agua; pedir la declaración de agotamiento del caudal y en definitiva, administrar las aguas de estas fuentes naturales dentro de la hoya hidrográfica.

Si la Junta de Vigilancia está formada por más de dos canales tendrá Directorio y en caso de estar formado por sólo dos canales, su administración corresponderá a uno o más administradores.





## COMISION NACIONAL DE RIEGO

Es una entidad estatal cuyo objetivo es asegurar el incremento y mejoramiento de la superficie regada del país. La Comisión está conformada orgánicamente por un Consejo y una Secretaría Ejecutiva.

### CONSEJO

Lo integran el ministro de Economía, quien lo preside, y los Ministros de Hacienda, de Obras Públicas, de Agricultura, y de Planificación y Cooperación.

### FUNCIONES Y ATRIBUCIONES

Formular la política nacional de riego.

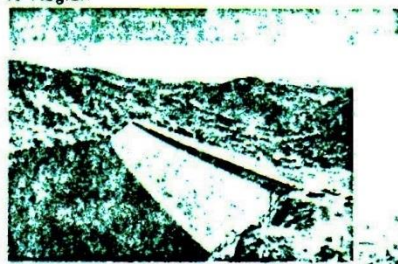
Planificar, estudiar y evaluar proyectos de riego.

Supervigilar, coordinar y complementar la acción de los diversos organismos públicos y privados relacionados con el riego.

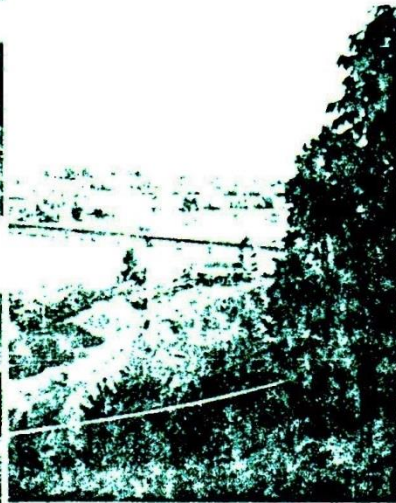
Gestionar la asignación de recursos para obras de riego, representando al Estado de Chile en la obtención de los créditos externos.

Fomentar la inversión privada en obras de riego y drenaje.

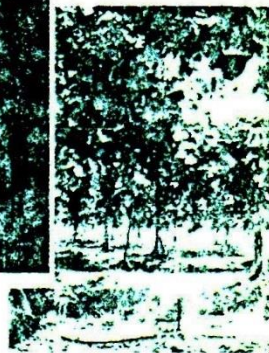
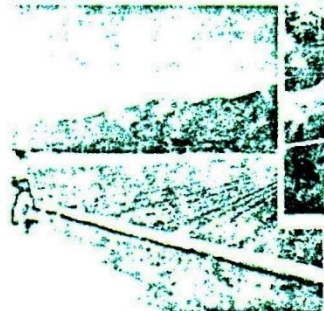
Embalse Cogotí  
IV Región



Canal Péncahue  
En construcción - VII Región



Riego por surcos tecnificado,  
hortalizas



Riego por Microaspersión,  
frutales

### FOMENTO AL RIEGO

A través de la Ley N° 18.450, se fomenta la inversión privada en obras menores de riego y drenaje bonificando, hasta el 75% del costo de construcción y reparación, como asimismo, de las inversiones en equipos de riego mecánico.

Los interesados, agricultores u organizaciones de regantes, deben postular a concursos a los que se llama periódicamente.

### SECRETARIA EJECUTIVA

Teatinos 50- Piso 5º - Fono (56-2) 6723679 - Fax: 56-2) 6716339.  
Casilla 424 - V - Santiago de Chile.

## *TEMA II*

# *Propiedades Físicas de los Suelos*

---

*DISEÑO DE PROYECTOS DE RIEGO Y DRENAJE*



## PROPIEDADES FISICAS DE LOS SUELOS

Carlos Benavides Zavala  
Ingeniero Agrónomo  
Universidad de Chile

### INTRODUCCION

Los suelos son cuerpos porosos con capacidad para retener y conducir agua, en función de sus propiedades físicas y de los estados hídricos a los cuales están sometidos. Ambos factores interactúan determinando las tasas de cambio del contenido de humedad y del nivel energético del agua, tanto en el tiempo como en el espacio, lo que se manifiesta en la forma de flujos de agua dentro y a través de sus límites.

El estado hídrico del suelo varía ampliamente a lo largo del ciclo hidrológico de campo. Distinguiéndose etapas que se diferencian fundamentalmente por las distintas proporciones relativas que alcanzan los flujos de entrada, redistribución y salida de agua de los suelos, lo cual determina que las relaciones agua-suelo fluctúen muy dinámicamente entre situaciones de déficit y exceso.

Todo proyecto de riego o de drenaje artificial, a nivel predial, tiene por objetivo controlar la cantidad y disponibilidad de agua para las plantas, al reducir los estados de déficit o exceso de agua del suelo a través del tiempo. Esto supone la comprensión y manejo cuantitativo de algunos de los procesos que intervienen en el balance hídrico del suelo y de algunas propiedades físicas básicas de los sistemas suelo-agua.

### VARIABLES DESCRIPTIVAS DEL SUELO

Con fines de análisis todo suelo cultivado puede ser descrito como un volumen material, cuyos bordes superior e inferior están definidos por la superficie del suelo ( $z=0$ ) o interfase suelo-atmósfera exterior) y la profundidad del aparato radical activo de las plantas ( $z=-Z_r$ ), respectivamente, y en donde los límites laterales están dados por otros suelos con diferentes propiedades físicas o sujetos a un manejo hídrico distinto.

Fases Constituyentes del Suelo

El volumen suelo definido en la Figura 1, se considera constituido macroscópicamente por tres fases, que corresponden a los estados ordinarios de la materia: fase sólida, fase líquida y fase gaseosa. En donde cada fase, interpretada como una región físicamente uniforme, posee propiedades particulares derivadas de su naturaleza y composición.

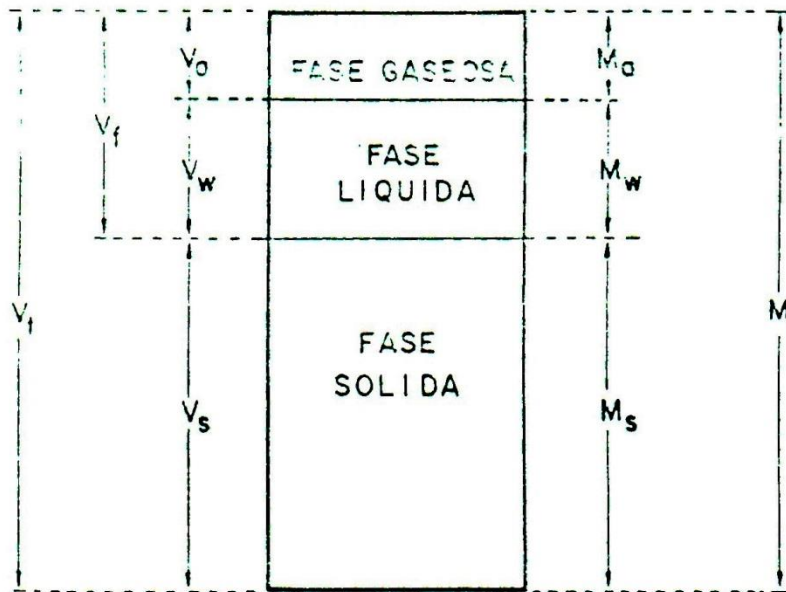


Figura 1. El sistema suelo-agua como sistema trifásico y sus componentes.

Una descripción apropiada del suelo como medio físico, requiere información general sobre la naturaleza y cantidades relativas de las fases constituyentes, las cuales varían continuamente debido al carácter de sistema abierto del suelo.

Se verá en primer término la naturaleza de las fases.

Fase Sólida

Consiste en partículas inorgánicas de distinta composición química y mineralógica, que varían en tamaño y forma (textura del suelo y fragmentos gruesos). Estos



materiales inorgánicos se encuentran integrados con raíces, organismos vivos, restos orgánicos en diversos estados de alteración y con productos de neo síntesis derivados de la actividad microbiológica (contenido orgánico del suelo). Por otra parte, la organización tridimensional de los componentes sólidos finos del suelo (fracción de sólidos inorgánicos con partículas de diámetro equivalente  $< 2 \text{ mm}$ ) determina las características geométricas de la matriz (estructura del suelo) y por defecto, las del espacio poroso de ésta. La matriz es el único contribuyente a la porosidad total del suelo. La porosidad constituida por una trama de poros más o menos interconectados, varían en forma y tamaño de una manera espacial continua, constituyendo un rasgo morfológico relevante del suelo, en el cual las fases líquidas y gaseosas son retenidas y transportadas.

### Fase Líquida

Denominada solución suelo o agua del suelo, es una solución acuosa que contiene solutos orgánicos e inorgánicos, sustancias sólidas en suspensión y gaseosas disueltas. Caracterizada la fase líquida por desplazamientos muy lentos, prácticamente se encuentra confinada en las interfases sólido-líquido-aire presentándose, ya como delgadas películas sobre las partículas sólidas, cuando el suelo está relativamente seco (fenómenos de adsorción), o llenando poros, cuando la relación de líquidos a sólidos es amplia (fenómenos capilares).

Las interfases sólido-líquido son de gran importancia teórica y práctica. La mayor parte de las partículas del suelo son hidrofílicas y adsorben rápidamente agua, siendo la adsorción un fenómeno típicamente superficial y uno de los mecanismos que permiten explicar la retención de agua.

Debido a la condición de cuerpo particulado, disperso y poroso que posee el suelo, el área interfasial por unidad de masa puede ser muy grande -cientos de  $\text{m}^2/\text{g}$ - constituyendo una propiedad (superficie específica) de gran significado para el comportamiento físicoquímico del suelo. Al respecto, la actividad interfasial altamente correlacionada a la cantidad y naturaleza del contenido coloidal del suelo (fracción arcilla y materia orgánica humificada), origina una diversidad de otros fenómenos, además de la adsorción de moléculas de agua, tales como: adsorción de sustancias químicas, intercambio iónico, adhesión, contracción, expansión, dispersión, floculación y capilaridad; algunas de las cuales influyen marcadamente en las propiedades de retención y permeabilidad de los suelos.



### Fase Gaseosa

Corresponde al aire del suelo. Su composición gaseosa es similar a la atmosférica, pero difiere en la proporción de oxígeno, vapor de agua y dióxido de carbono, dependiendo de las condiciones de aireación de cada suelo. En general, la fase gaseosa se caracteriza por dos aspectos:

- a) Su relación de gases es mucho más variable que en la atmósfera exterior; y,
- b) Permanentemente posee una alta humedad relativa (casi 100%), excepto cerca de la superficie del suelo debido a desecamiento.

### DEFINICIONES BASICAS

Las cantidades relativas de las fases constituyentes pueden variar dependiendo del tipo de suelo considerado. Al respecto, se pueden definir diversas variables que permiten una descripción cuantitativa del suelo como sistema trifásico. Estas corresponden a:

1. Relaciones entre masa y volumen de una fase (densidad de fase); y,
2. Relaciones en masa y volumen de una fase, parte de una fase o combinaciones de fases respecto a la masa y volumen del suelo (fracciones volumétricas o gravimétricas y densidad aparente).

En un corte transversal del volumen de suelo, se puede suponer que cada fase se encuentra aislada de las restantes ocupando una parte del volumen total, en proporción a sus respectivos volúmenes de fase (Figura 1). Luego, para la cantidad de suelo representada de este modo, se puede definir lo siguiente:

1. La masa total  $m_t$  (kg) se divide entre masa de gases  $m_a$  (kg), masa de líquidos  $m_w$  (kg) y masa de sólidos  $m_s$  (kg) (Figura 1).
2. El volumen total  $v_t$  ( $m^3$ ) se divide entre volumen de gases  $v_a$  ( $m^3$ ), volumen de líquidos  $v_w$  ( $m^3$ ) y volumen de sólidos  $v_s$  ( $m^3$ ) (Figura 1).

Adicionalmente se puede definir el volumen de poros  $v_p$  ( $m^3$ ) y el volumen de fluidos  $v_f$  ( $m^3$ ) (Figura 1).

En base a estas cantidades, se pueden escribir diversas definiciones, las cuales se presentan a continuación:



**DENSIDADES DE FASES Y DENSIDAD APARENTE DEL SUELO**

1. densidad real o de partículas	$d_r = m_s / v_s$	(Mg/m <sup>3</sup> )
2. densidad del agua	$d_w = m_w / v_w$	(Mg/m <sup>3</sup> )
3. densidad de gases	$d_a = m_a / v_a$	(Mg/m <sup>3</sup> )
4. densidad aparente seca	$d_b = m_s / v_t$	(Mg/m <sup>3</sup> )

**FRACCIONES VOLUMÉTRICAS**

5. fracción volumétrica de aire	$\theta_a = v_a / v_t$	(m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )
6. fracción volumétrica de agua	$\theta_w = v_w / v_t$	(m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )
7. fracción volumétrica de sólidos	$\theta_s = v_s / v_t$	(m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )
8. fracción volumétrica de poros	$e_p = v_p / v_t$	(m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )
9. fracción volumétrica de fluidos	$\theta_f = v_f / v_t$	(m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )

**CONTENIDO DE HUMEDAD**

10. humedad gravimétrica	$w = m_w / m_s$	(kg/kg)
--------------------------	-----------------	---------

**RELACIONES VOLUMÉTRICAS ENTRE FASES SIMPLES O COMBINADAS**

11. grado saturación (hídrica)	$s = v_w / v_p$	(m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )
12. relación volumétrica de agua	$V_w = v_w / v_s$	(m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )
13. relación de vacíos	$e = v_p / v_s$	(m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )

**EXPRESIONES DE CORRECCION PARA SUELOS PEDREGOSOS**

El conjunto de definiciones anteriores (1 a 13) permiten una descripción cuantitativa del suelo como sistema trifásico, en base a las propiedades de la matriz, la que está constituida por los componentes sólidos finos del suelo (ver Fase Sólida). De acuerdo con lo anterior, en los suelos en que el  $V_t$  está constituido en un 100% por la matriz, las características de ésta determinan completamente a las del suelo.

En el caso de suelos con abundancia de fragmentos gruesos (partículas con diámetro equivalente > 2 mm), la descripción cuantitativa del suelo como sistema trifásico se sigue haciendo en base a las propiedades de la matriz, pero tomando en consideración que ésta ocupa una fracción del volumen total, lo cual obliga a introducir correcciones en la cuanti-

ficación volumétrica del espacio poroso y retención de agua y gases del perfil de suelo. Tales correcciones presuponen que la contribución de los fragmentos gruesos a la porosidad total del perfil es nula. De acuerdo con lo anterior, si  $V_m$  ( $m^3$ ) es el volumen de matriz y  $V_g$  ( $m^3$ ) es el volumen de fragmentos gruesos, se define lo siguiente:

14. volumen total según composición mecánica.	$v_t = v_m + v_g$	( $m^3$ )
15. fracción volumétrica de matriz	$\theta_m = v_m / v_t$	( $m^3 / m^3$ )
16. fracción volumétrica de fragmentos gruesos.	$\theta_g = v_g / v_t$	( $m^3 / m^3$ )
17. fracciones volumétricas según composición mecánica.	$\theta_m + \theta_g = 1$	( $m^3 / m^3$ )
18. fracción volumétrica de aire, corregida.	$\theta_a = \theta_a^* \cdot \theta_m$ $= \theta_a^* (1 - \theta_g)$	( $m^3 / m^3$ )
19. fracción volumétrica de agua, corregida.	$\theta_w = \theta_w^* \cdot \theta_m$ $= \theta_w^* (1 - \theta_g)$	( $m^3 / m^3$ )
20. fracción volumétrica de sólidos, corregida.	$\theta_s = \theta_s^* \cdot \theta_m$ $= \theta_s^* (1 - \theta_g)$	( $m^3 / m^3$ )

En donde  $\theta_i^* = V_i / V_m$ .

#### ALGUNAS DEFINICIONES DE USO FRECUENTE

21. densidad del agua del suelo	$d_w = 1,00$	( $Mg / m^3$ )
22. masa de gases	$m_a = 0,00$	(kg)
23. densidad real, promedio	$d_r = 2,65$	( $Mg / m^3$ )
24. fracciones volumétricas de fases, no corregidas	$\theta_s^* + \theta_w^* + \theta_a^* = \theta_m^{-1}$	( $m^3 / m^3$ )
25. fracciones volumétricas de fases	$\theta_s + \theta_w + \theta_a = 1$	( $m^3 / m^3$ )
26. fracción volumétrica de sólidos	$\theta_s = d_b / d_r$	( $m^3 / m^3$ )
27. fracción volumétrica de agua	$\theta_w = w^* (d_b / d_w)$	( $m^3 / m^3$ )

---



### RANGO DE VALORES DE ALGUNAS PROPIEDADES FISICAS

Estas son de interés para la caracterización del suelo como medio poroso.

#### Densidad Real

Corresponde a la densidad de la fase sólida. El valor comúnmente utilizado es  $2,65 \text{ Mg/m}^3$ , idéntico a la densidad promedio de los minerales arcillosos ( $2,65 \text{ Mg/m}^3$ ) y similar a la del cuarzo ( $2,66 \text{ Mg/m}^3$ ).

El rango en suelos minerales fluctúa entre  $2,6$  y  $2,7 \text{ Mg/m}^3$ , dependiendo de la composición mineralógica y materiales parentales. Otros constituyentes de la fase sólida presentan los siguientes valores: materia orgánica  $1,3 \text{ Mg/m}^3$ ; ortoclasas  $2,5$  a  $2,6 \text{ Mg/m}^3$ ; micas  $2,8$  a  $3,2 \text{ Mg/m}^3$ .

#### Densidad Aparente

Los valores típicos en suelos minerales varían desde  $1,0 \text{ Mg/m}^3$ , en suelos de textura media mullidos o de textura fina, hasta  $>1,6 \text{ Mg/m}^3$  en suelos arenosos. En trumaoos los valores pueden fluctuar entre  $0,50$  y  $0,85 \text{ Mg/m}^3$ .

El parámetro refleja el desarrollo de porosidad en los suelos. En suelos agregados depende de la estructura y en los de grano simple (arenas) del carácter polidisperso de esos materiales, lo cual está asociado a distribuciones graduales del tamaño de partículas. Otros factores que inciden en su valor son: compactación y las características de expansión y contracción de los suelos, las cuales dependen del contenido de arcilla y de humedad. Aún en suelos extremadamente compactados, el valor de  $d_b$  es siempre inferior a  $d_r$ , manteniendo el suelo características de medio poroso y cierta permeabilidad.

Existen varios procedimientos para la determinación de la  $d_b$  del suelo en base a muestreo. Los más usados en el país son: a) el método del cilindro y b) el método del terron.

En el método del cilindro, se emplea un cilindro metálico de volumen interno conocido, el cual es empujado o martillado en el suelo hasta alcanzar la profundidad requerida. Luego, el cilindro es cuidadosamente removido a fin de no alterar la muestra en su interior, la cual debe conservar las características densitométricas del sitio muestreado. La densidad se expresa base masa seca de suelo, de acuerdo con su definición.

El método presenta inconvenientes serios en el caso de suelos pedregosos. En suelos mojados o muy secos no debería



ser usado. En el caso de los suelos pedregosos, se puede recurrir a un tercer método denominado "método de excavación". Este consiste en excavar el suelo recuperando todo el material excavado el cual se seca y pesa. El volumen se determina midiéndolo por volumetría con arena de mallaje uniforme, la cual se vierte dentro del hoyo excavado.

El método del terrón, consiste en determinar la db de un fragmento o agregado grueso de suelo, el cual una vez que se ha obtenido su masa seca al aire, se recubre con una sustancia repelente al agua (parafina fundida a  $60^{\circ}\text{C} < T < 70^{\circ}\text{C}$ ) a objeto de poder sumergirla en un líquido de densidad conocida (agua) y medir su volumen recurriendo al principio de Arquímedes. La masa y el volumen del terrón son corregidos por humedad y volumen del recubrimiento externo, respectivamente, calculándose la db de acuerdo a su definición. El método normalmente da valores 20-30% más altos que los obtenidos mediante el cilindro, debido a que no considera la porosidad interagregados y porque el método considera el volumen de una muestra seca al aire.

En suelos arenosos el valor de db puede ser  $\leq 1,6 \text{ Mg/m}^3$ , en cambio en los arcillosos  $\geq 1,1 \text{ Mg/m}^3$ . Un valor promedio para muchos suelos es  $1,3 \text{ Mg/m}^3$ , lo que implica un  $\theta_p = 0,5 \text{ m}^3/\text{m}^3$ .

En el país es frecuente calcular la masa de la capa arable de los suelos minerales (0-0,2 m de profundidad), utilizando un valor  $db = 1,0 \text{ Mg/m}^3$ , excepto en los de origen volcánico moderno (trumaos).

### Porosidad Total

La porosidad es un índice del volumen relativo de poros del suelo. Se define como la fracción volumétrica de poros (definición 8.) y se calcula en base a información de campo sobre densidad real y aparente usando la expresión:

$$\theta_p = 1 - db/dr \quad (\text{m}^3/\text{m}^3)$$

O simplemente utilizando  $db/2,65$  en el cálculo de la fracción volumétrica de sólidos  $\theta_s = db/dr$ .

Los valores de  $\theta_p$  se ubican generalmente en el rango de 0,3 a 0,6  $\text{m}^3/\text{m}^3$ , no entregando información acerca de la distribución del tamaño de los poros. En general, sus valores experimentan grandes variaciones en el tiempo debido a procesos de agregación (formación de estructura), dispersión, compactación y labranza.

Los suelos de textura gruesa tienden a ser menos porosos que los de textura fina, aunque el tamaño promedio de los poros individuales sea mayor en los suelos arenosos. En los



suelos de textura fina y especialmente en aquellos dominados por arcillas expandibles, la porosidad es altamente variable en la medida que el suelo alternativamente se expande, contrae y agrieta, con las variaciones del contenido de humedad.

### Relación de Vacíos

A diferencia de  $\theta_p$ , ésta es una fracción volumétrica de poros con denominador constante (vs), de manera que es capaz de reflejar en mejor forma los cambios de  $v_p$ , en estudios de compactación (suelos no saturados) y consolidación (suelos saturados).

La relación de vacíos y la porosidad están relacionadas a través de la fórmula  $e = \theta_p / (1 - \theta_p)$ . Los valores de  $e$  varían entre 0,3 y 2,0  $m^3/m^3$ .

### EL AGUA DEL SUELO

El estudio del aspecto hídrico en los sistemas suelo-agua se puede abordar desde dos perspectivas: a) estática y b) dinámica.

Desde un punto de vista estático interesan los aspectos de contenido y potencial del agua.

Contenido y potencial del agua del suelo son conceptos diferentes que permiten una descripción completa de la condición hídrica de equilibrio de un sistema suelo-agua, en un momento dado. Al respecto, se denomina estado de equilibrio, cuando un sistema suelo-agua se mantiene a temperatura, presión, concentración de solutos e intensidad del campo de gravedad, constantes, de manera que no haya movimiento neto de masa (agua, solutos) ni de energía (calor, electricidad) dentro ni a través de los límites del sistema bajo consideración.

En cambio, en el análisis dinámico interesa el movimiento del agua en los suelos y las propiedades conductivas de éstos.

La fase líquida es uno de los constituyentes más dinámicos del suelo. El agua en el suelo se mueve constantemente en la forma de flujos de percolación, evaporación, absorción por las plantas, infiltración y otros procesos relacionados al ciclo hidrológico de campo. Cuya sumatoria determina cambios temporales y espaciales del contenido de agua y del estado energético del agua del suelo que es necesario cuantificar.



Contenido de Agua del Suelo

Una de las formas parciales de describir el estado hídrico de un suelo es a través de la determinación de su contenido de humedad.

Este se define como la cantidad de agua existente en una cantidad dada de suelo. Físicamente el agua se localiza en el espacio poroso e independientemente del valor de porosidad de un suelo, se reconocen dos estados extremos de contenido de humedad:

1. Suelo seco. Este estado es obtenido por desecamiento del suelo húmedo en estufa a una temperatura de 105-110°C, hasta peso constante. En este estado se considera que todo el espacio poroso está ocupado por la fase gaseosa; y,
2. Suelo saturado. En este estado toda la porosidad está ocupada por agua, con expulsión de la fase gaseosa. En el suelo saturado de matriz rígida o no expandible, la fracción volumétrica de agua es numéricamente igual a la de poros, relación que es útil para estimar los contenidos de agua a saturación de los suelos, dada las dificultades experimentales que implica su determinación directa.

Entre ambos extremos se sitúa el estado no saturado, el que corresponde al caso más frecuente en condiciones de campo. Bajo este estado hídrico del suelo, el espacio poroso más fino es ocupado por agua, debido a las características hidrofílicas de los componentes inorgánicos de la fase sólida y a fenómenos de capilaridad. Quedando de este modo el espacio poroso remanente, normalmente el más grueso, disponible para la fase gaseosa. Estas relaciones son de gran importancia para evaluar las condiciones de aireación de los suelos, en función de la distribución del tamaño de los poros y del manejo hídrico del suelo.

Formas de expresión y medición del contenido de humedad

Se dispone de diversas formas de expresión del contenido de humedad. Utilizando las definiciones dadas anteriormente, se pueden citar las siguientes:

- humedad o contenido gravimétrico  $w$  (kg/kg)
- fracción o contenido volumétrico  $\theta_w$  ( $m^3/m^3$ )
- grado de saturación hídrica  $s$  ( $m^3/m^3$ )
- relación volumétrica de agua  $V_w$  ( $m^3/m^3$ )

Métodos de medición

La determinación del contenido de humedad del suelo puede hacerse mediante muestreo directo, mediante un aspersor de



neutrones o indirectamente empleando tensiómetros o bloques de resistencia eléctrica. El empleo de cada uno de estos procedimientos presenta ventajas y desventajas. En primer lugar, se revisará dentro de los métodos instrumentales, el neutrómetro y en segundo lugar, los métodos directos, que deben ser considerados como básicos, ya que permiten la calibración y/o corrección de los métodos instrumentales y de varias otras mediciones. Los tensiómetros junto a los bloques de yeso, representan medios muy indirectos para la medición de la humedad del suelo, por cuanto el tensiómetro y el bloque de resistencia eléctrica se equilibran con el potencial mátrico del suelo. Su uso en la medición de humedad implica recurrir a la curva característica del suelo.

#### Aspersor de neutrones

El aspersor de neutrones ó neutrómetro representa un medio ventajoso en algunas situaciones. Sus principales características, en este sentido, serían su naturaleza no destructiva (se pueden hacer múltiples mediciones de la misma "muestra") y su rapidez de respuesta. Ambas características, lo hacen un medio muy apropiado para realizar monitoreos permanentes en condiciones de campo. Las grandes limitaciones de este método son: alto costo, es un método que requiere calibración (no da resultados directos) y está basado en el empleo de radioisótopos, lo cual implica que debe ser usado por personal altamente entrenado.

#### Principio del método

El instrumento consta de los siguientes elementos:

- a) Tubo de acceso.
- b) Sonda consistente en una combinación de una fuente de neutrones rápidos y un detector de neutrones lentos o termalizados.
- c) Escalímetro y fuente de poder.

El tubo de acceso se instala en terreno a la profundidad requerida. Los tubos de aluminio se consideran "transparentes" al flujo de neutrones.

La fuente de neutrones (una mezcla de radio y berilio, por ejemplo) emite neutrones rápidos (1600 km/s), radialmente en el suelo, los cuales rebotan elásticamente con diversos núcleos atómicos en forma repetida, perdiendo energía cinética. La atenuación energética de los neutrones rápidos varía con los distintos tipos de núcleos, siendo los más termalizadores aquellos de igual masa. Dentro de los elementos termalizadores más efectivos que existen en el suelo, se halla el hi-



drógeno (H), cuyo núcleo es de igual masa que la del neutrón. Si el suelo tiene una gran abundancia de H, se produce la termalización de un abundante número de neutrones, generándose una cierta densidad de neutrones en torno a la sonda, que es casi proporcional a la cantidad de H presente, la cual a su vez es proporcional a la fracción volumétrica de agua del suelo ( $\theta_w$ ). Según esto se tiene que:

$$N_w/N_c = m \cdot \theta_w$$

donde:  $N_w$  es el N° cuentas/min de neutrones termalizados en el suelo húmedo y  $N_c$  es N° cuentas en calibración y  $m$  la pendiente de la "curva de calibración" del instrumento y de ese suelo a la profundidad de la medición. Cada suelo tiene un valor termalizante base, dado por su composición química. La calibración implica por lo tanto, realizar lecturas con el neutrómetro y muestrear directamente el suelo a objeto de determinar  $\theta_w$  en el punto de medición.

#### Humedad gravimétrica, w (kg/kg)

Se considera como estándar y es utilizada para calibrar todos los otros métodos de medición del contenido de humedad.

#### Procedimiento

Se determina la masa de la muestra húmeda. Posteriormente se seca en estufa hasta peso constante, a una temperatura de 105-110°C, condición en la que se supone  $w=0,00$  kg/kg despreciándose el agua estructural. En el trabajo de rutina, los tiempos de secado fluctúan generalmente desde 10 horas, en estufas con aire forzado, hasta 24 horas en estufas convectivas. La fórmula de cálculo es la siguiente:

$$w = \frac{(\text{masa suelo húmedo} + \text{tara}) - (\text{masa suelo seco} + \text{tara})}{(\text{masa suelo seco} + \text{tara}) - (\text{tara})}$$

Algunos valores referenciales de humedad gravimétrica son los siguientes: El suelo seco "al aire" contiene agua higroscópica en equilibrio con la humedad relativa del aire y sus valores fluctúan entre  $w=0,01$  y  $w=0,04$  kg/kg. Los suelos minerales en saturación ( $s=1,00 \text{ m}^3/\text{m}^3$ ) presentan valores entre  $w=0,25$  kg/kg y  $w=0,60$  kg/kg, dependiendo del valor de  $d_b$  ( $\text{Mg}/\text{m}^3$ ). En condiciones de campo, un valor frecuente de suelo saturado es  $w=0,46$  kg/kg. En el caso de los suelos orgánicos el valor a saturación puede ser mayor que  $w=1,00$  kg/kg.



Ventajas. Costos directos bajos, no requiere de procedimientos de calibración y su cálculo es sencillo.

Desventajas. Es un método destructivo y requiere de intensidades de muestreo relativamente grandes (se han informado coeficientes de variación del orden de 20%).

Contenido o fracción volumétrica de agua,  $\theta_w$  ( $m^3/m^3$ )

Existen dos procedimientos para obtener el valor de esta variable. Para su medición directa se utiliza un tubo de muestreo de volumen conocido. Una vez obtenida la muestra se procede igual que en la determinación de  $w$ . Dado que se conoce  $v_t$  por el procedimiento de muestreo, los cálculos se realizan según la siguiente expresión:

$$\theta_w = \frac{(\text{masa suelo humedo}) - (\text{masa suelo seco})}{d_w * v_t}$$

en donde  $d_w$  es la densidad del agua, cuyo valor es  $1,00 \text{ Mg}/m^3$ . Se puede destacar que esta vía de medición permite simultáneamente obtener el valor de densidad aparente del suelo, a las condiciones de humedad del muestreo:

$$d_b = \frac{(\text{masa suelo seco})}{v_t}$$

La metodología indicada no es aplicable en el caso de suelos pedregosos.

La otra forma, muy frecuentemente usada, es por cálculo a partir del valor de humedad gravimétrica  $w$  ( $kg/kg$ ), y del valor de la densidad aparente del suelo,  $d_b$  ( $Mg/m^3$ ), las cuales se determinan en forma independiente. La expresión de cálculo corresponde a la definición 27.

En suelos arenosos saturados el valor de  $\theta_w$  es del orden de  $0,4$  a  $0,5 \text{ m}^3/m^3$ . En suelos de textura media es aproximadamente  $0,5 \text{ m}^3/m^3$  y en los suelos arcillosos es del orden de  $0,6 \text{ m}^3/m^3$ . En éstos últimos,  $\theta_w$  en saturación puede exceder el valor de  $\theta_p$ , debido a que muchos de estos suelos se expanden a contenidos altos de humedad.

El uso de  $\theta_w$  como vía de expresión del contenido de humedad tiene ventajas sobre  $w$ , debido a que se adapta mejor para el cálculo de flujos hídricos y de cantidades de agua de riego, lluvia, evapotranspiración y drenaje.

Grado de saturación hídrica,  $s$  ( $m^3/m^3$ )

Este índice expresa la relación entre el volumen de agua presente en el suelo y el volumen de poros. Sus valores fluctúan desde  $s=0 m^3/m^3$ , para el caso de un suelo seco, hasta  $s=1,0 m^3/m^3$  en un suelo saturado. El estado saturado, sin embargo, es difícil de ser alcanzado debido a que casi siempre existe aire entrampado en los suelos con alto contenido de humedad.

Relación volumétrica de agua,  $V_w$  ( $m^3/m^3$ )

Esta variable se utiliza para describir las fluctuaciones del contenido de humedad, en los suelos sujetos a fuertes variaciones del volumen total con los cambios de humedad (suelos expandibles). De manera similar,  $V_w$  representa una fracción volumétrica con denominador constante, por cuanto está referida a  $v_s$ .

Importancia de la determinación del contenido de humedad de los suelos

Se citan frecuentemente diversas razones acerca de la importancia de esta determinación. Algunas de éstas son las siguientes:

1. Permite evaluar por inferencia las condiciones mecánicas y de aireación existentes en la zona radical del cultivo, en suelos con problemas físicos intensos.
2. Es un dato necesario para calcular la cantidad de agua de riego (o lluvia) requerida para restituírle el agua a la zona de raíces del cultivo (lámina de reposición o de riego).
3. Permite estimar la profundidad de penetración de una cantidad de agua aplicada en la superficie de un suelo.
4. Es un dato inicial para el balance hídrico de un suelo.
5. La medición consecutiva de los perfiles de contenido de humedad bajo condiciones de cultivo, permite hacer estimaciones del uso-consumo y en general, de cualquier proceso hídrico en el suelo asociado al ciclo hidrológico de campo, que sea representable por flujos de agua de densidad  $J_w$  ( $m^3/m^2 s$ ).

ESTADO ENERGETICO DEL AGUA DEL SUELO

El potencial es definido en términos de energía potencial por cantidad unitaria de agua y expresa el estado energético

---



del agua, en relación a un pool hipotético de agua pura y libre, a presión atmosférica y elevación arbitraria, el cual es utilizado como patrón energético de referencia bajo condiciones isotérmicas. Se puede representar por el símbolo  $\phi$ .

Ya que la elevación del reservorio puede ser modificada teóricamente a voluntad, ésta es una de las razones, la más simple, por la cual se establece que los potenciales determinados por comparación con este estándar no son absolutos sino relativos.

Debido a que el agua del suelo es retenida normalmente por fuerzas de adsorción y/o capilares (efecto de la matriz) y por la presencia de solutos, presenta un déficit de energía respecto al agua del pool de referencia, lo cual se manifiesta como una capacidad comparativamente inferior de realizar trabajo mecánico. Este déficit de energía potencial por unidad de masa, volumen o peso (energía específica), se describe como potencial.

Dado que al estado de referencia se le asigna un potencial cero, el potencial del agua de un suelo no saturado es negativo.

Cuando dos sistemas suelo-agua que poseen agua con diferentes potenciales se ponen en contacto, fluirá agua espontáneamente desde el sistema con mayor potencial al sistema de menor potencial. Este flujo continuará hasta que los potenciales del agua de ambos sistemas se igualen y se produzca un equilibrio entre ellos. En este caso se puede predecir, que el trabajo mecánico será realizado por el sistema que posea el potencial mayor.

Análogamente, se requerirá efectuar trabajo para mover agua desde un sistema de menor potencial hacia uno de potencial mayor. De este modo, toda diferencia de potencial entre dos sistemas, puede ser visualizado como un trabajo mecánico extra, que el agua de un sistema es capaz de realizar con respecto al realizable por el agua del otro sistema.

Considerando una diferencia de energía potencial (o de capacidad de realizar trabajo) entre el agua de un sistema suelo-agua y el agua del pool de referencia, entonces a partir de la definición de trabajo mecánico se puede obtener:

$$-dW = F \cdot dS \quad (\text{unidades de energía, J})$$

en donde W (J), F (N) y S (m) son trabajo, fuerza y distancia, respectivamente.

Si el déficit de energía o de capacidad de realizar trabajo ( $-dW$ ) respecto del pool de referencia, se expresa por cantidad unitaria de agua, el miembro izquierdo de la ecuación anterior corresponde a la definición de potencial. Luego, diferenciando con respecto a la distancia  $S$  se obtiene:

$$-dW/dS = F \quad (\text{unidades de fuerza, N})$$

Este resultado indica que la derivada del potencial del agua con respecto a la distancia  $S$ , es equivalente a una fuerza (concepto de gradiente de potencial). Dicha fuerza es la que mueve el agua.

### Unidades de Expresión

El potencial del agua por definición debe ser expresado en términos de energía/cantidad unitaria de agua. La base de expresión puede ser masa (kg), volumen ( $m^3$ ) o peso (N). Las unidades más empleadas son en base a volumen ( $J/m^3$ ) y en base a peso ( $J/N$ ).

Las unidades en base a volumen equivalen a presiones, de manera que  $J/m^3$  es dimensionalmente equivalente a  $N/m^2$ , lo cual es la definición SI de la unidad de presión Pascal (Pa). Esto es  $1J/m^3 = 1Pa$ .

La equivalencia entre  $1 J/m^3$  y  $J/kg$  es  $1 J/kg = 1.000 J/m^3$ .

Frecuentemente se utiliza el bar (unidad de presión) como medio de expresión (potenciales mátrico y osmótico). La equivalencia en este caso es  $1 \text{ bar} = 100.000 \text{ Pa}$ .

Las expresiones en base a peso equivalen a alturas o longitudes y se emplean para expresar potenciales representables por alturas o cargas hidrostáticas (potenciales gravitacional, mátrico, presión e hidráulico). La cantidad  $J/N$  es dimensionalmente equivalente a una longitud y  $1 J/N = 1 \text{ m}$ , lo que equivale a una presión de  $10 \text{ kPa}$  o  $0,1 \text{ bar}$ .

### COMPONENTES DEL POTENCIAL DEL AGUA

El potencial obedece a los efectos aditivos de varios campos de fuerza (componentes del potencial), a los que está expuesta el agua del suelo. El potencial total ( $\phi_t$ ) es la suma de varios componentes:

$$\phi_t = \phi_m + (\phi_p) + \phi_a + \phi_s + \phi_g$$



donde los símbolos identifican a los diferentes potenciales que lo componen:  $\phi_m$  = potencial mátrico (suelos no saturados);  $\phi_p$  = potencial de presión (suelos saturados);  $\phi_a$  = potencial neumático;  $\phi_s$  = potencial de soluto;  $\phi_g$  = potencial gravitacional. Por razones formales se muestran todos, sin embargo, en el análisis de un problema particular se requieren uno o dos de ellos. Los potenciales más significativos en el sistema suelo-agua, son el mátrico o de presión y el gravitacional. En el sistema suelo-agua-planta se agrega el potencial de solutos.

### Potencial Mátrico, $\phi_m$

Este potencial es uno de los más importantes componentes del  $\phi_t$  en relación al análisis de los problemas de flujo no saturado. Además, es uno de los componentes del  $\phi_t$  del agua del suelo, más directamente relacionados a la disponibilidad de agua para las plantas. Otro es el potencial osmótico,  $\phi_s$ .

El  $\phi_m$  se define como la "cantidad de trabajo por unidad de peso de agua, requerida para transportar una cantidad infinitesimal de solución-suelo, desde un punto en el suelo hasta el pool de referencia, el cual contiene una solución de composición idéntica a la del agua del suelo y que se encuentra a la misma elevación, presión y temperatura".

El potencial mátrico está ligado al efecto de la fase sólida (definición anterior) sobre el estado energético del agua en los sistemas suelo-agua y cuantifica la energía de retención del agua por la matriz porosa. En el rango húmedo (porosidad total o parcialmente ocupada por agua), el valor del potencial mátrico está controlado por el déficit de presión que existe bajo la curvatura de las interfases aire/agua. Luego, aplicando la teoría capilar a la porosidad de la matriz del suelo, el valor de  $\phi_m$  va a depender del tamaño del poro de mayor tamaño saturado con agua y su valor se puede estimar por la ecuación de capilaridad:

$$\phi_m = -2*\sigma/(r*dw*g) \quad (\text{unidades de longitud, m})$$

Donde  $r$  (m) es el radio de dicho poro (o más exactamente, el radio de curvatura de la interfase aire-agua relacionada a dicho poro),  $\sigma$  es la tensión superficial ( $7,27 \times 10^{-2}$  J/m<sup>2</sup> a 20°C)  $d_w$  es la densidad del agua ( $0,99823$  Mg/m<sup>3</sup> a 20°C) y  $g$ , es la aceleración de gravedad ( $9,80665$  m/s).

Por definición el  $\phi_m$  de un suelo saturado vale cero y sus valores decrecen a medida que los suelos se secan, tomando valores negativos. Las expresiones "succión mátrica" o "tensión" se refieren a la misma magnitud pero con signo cambiado. Por ejemplo: la tensión  $\tau \equiv -\phi_m$ . El potencial mátrico de un



suelo que contiene sólo agua higroscópica es inferior a  $-3.100$  kPa.

Ya que la energía de retención depende de la cantidad de agua presente, ésto permite definir una relación funcional entre contenido y potencial matricio, la cual se denomina "curva característica de humedad", distinta para cada suelo y que corresponde a una de las dos propiedades hidráulicas fundamentales de los suelos. Se verá más adelante.

### Potencial de Presión, $\phi_p$

En un componente positivo del  $\phi_t$  que reemplaza al  $\phi_m$  cuando el suelo está saturado, excepto en la zona del suelo denominada "franja capilar", en la cual el suelo está saturado pero con agua bajo tensión. Esta franja se ubica sobre el nivel freático y su espesor (altura capilar) está determinada por la distribución de la porosidad.

Bajo la superficie de cualquier cuerpo de agua libre ubicado bajo la superficie del suelo (nivel freático) o sobre ella, se desarrollan regiones dominadas por el  $\phi_p$ , en donde el  $\phi_p$  (base volumen) es equivalente a la presión hidrostática del agua:

$$\phi_p = d_w * g * h \quad (\text{unidades de presión, Pa})$$

$\phi_p$  expresado en base a peso (J/N), corresponde a la distancia vertical (m) desde la superficie de la lámina hasta el punto bajo consideración y se calcula como:

$$\phi_p = h \quad (\text{unidades de longitud, m})$$

donde  $h$  es una carga hidráulica que aumenta la energía potencial del agua y por lo tanto es un componente positivo del  $\phi_t$ .

### Potencial Gravitacional, $\phi_g$

El componente gravitacional del potencial del agua está determinado por razones completamente distintas a las consideradas en el caso del potencial matricio y de presión. Este potencial se origina por el efecto que el campo gravitacional terrestre ejerce sobre los cuerpos físicos con masa apreciable. El potencial gravitacional en base a peso se calcula a partir de la siguiente relación:

$$\phi_g = -z \quad (\text{unidades de longitud, m})$$



en donde  $-z$  es una distancia vertical con origen en la superficie del suelo (nivel de referencia arbitrario) y por lo tanto, dirigida hacia abajo (cuadrante negativo). Su gradiente se calcula derivando la ecuación anterior con respecto a  $z$ , con lo cual se obtiene la constante  $-1$ .

### Potencial de Solutos, $\psi_s$

Este potencial se desarrolla cuando la fase líquida y otra solución de distinta concentración (líquido xilemático de la raíz, por ejemplo), están separados por una membrana semi-permeable, es decir una membrana que restrinja apreciablemente el movimiento de los solutos, pero no el del agua. Según lo anterior, el potencial de solutos es importante cuando se considera el movimiento del agua hacia el interior de las raíces y en base a esto, en la evaluación de la disponibilidad de agua para las plantas frente a problemáticas de salinidad de aguas y suelos.

El potencial de solutos, también denominado potencial osmótico se define como "la cantidad de trabajo que debe hacerse por cantidad unitaria de agua pura para transportar, en forma reversible e isotérmicamente, una cantidad infinitesimal de agua desde un pool de agua pura, a una elevación especificada y a presión atmosférica, a un pool que contenga una solución idéntica en composición a la solución del suelo, en el punto en consideración, a la misma elevación y presión".

Se obtiene una medida de este potencial a través de la succión osmótica  $\pi$  (Pa). Esta corresponde a la succión (presión negativa) a que debe someterse un pool de agua pura para que esté en equilibrio con un pool que contenga una solución de composición idéntica a la de la fase líquida del suelo, a través de una membrana semipermeable. Considerando que el agua se mueve espontáneamente desde el pool de agua pura al pool solución, se desprende que la presencia de solutos en el agua del pool solución, reduce la capacidad de efectuar trabajo de ésta (menor potencial), siendo necesario "introducir" un déficit de presión al otro lado de la membrana, o sea en el pool de agua pura, para mantener el equilibrio. De acuerdo a lo anterior, el potencial de solutos de la fase líquida se expresa en base volumétrica por la siguiente relación:

$$\psi_s = -\pi \quad (\text{unidades de presión, Pa})$$

Se puede realizar una estimación del potencial osmótico de una solución (por ejemplo: fase líquida del suelo o agua de riego), a partir de datos de la conductividad eléctrica (CE en dS/m) de ésta, mediante la siguiente expresión:

$$\phi_s = -36 \cdot CE \quad (\text{kPa})$$

Como se trata de una ecuación empírica el resultado se obtiene en las unidades indicadas (kPa).

La Figura 2 muestra un sistema suelo-agua en equilibrio, el cual incluye una membrana semipermeable perfecta y una impermeable a la matriz (ver Tensiometría). El aparato experimental permite visualizar el efecto de las membranas sobre los componentes de  $\phi_t$ , en este caso  $\phi_m$  y  $\phi_s$ .

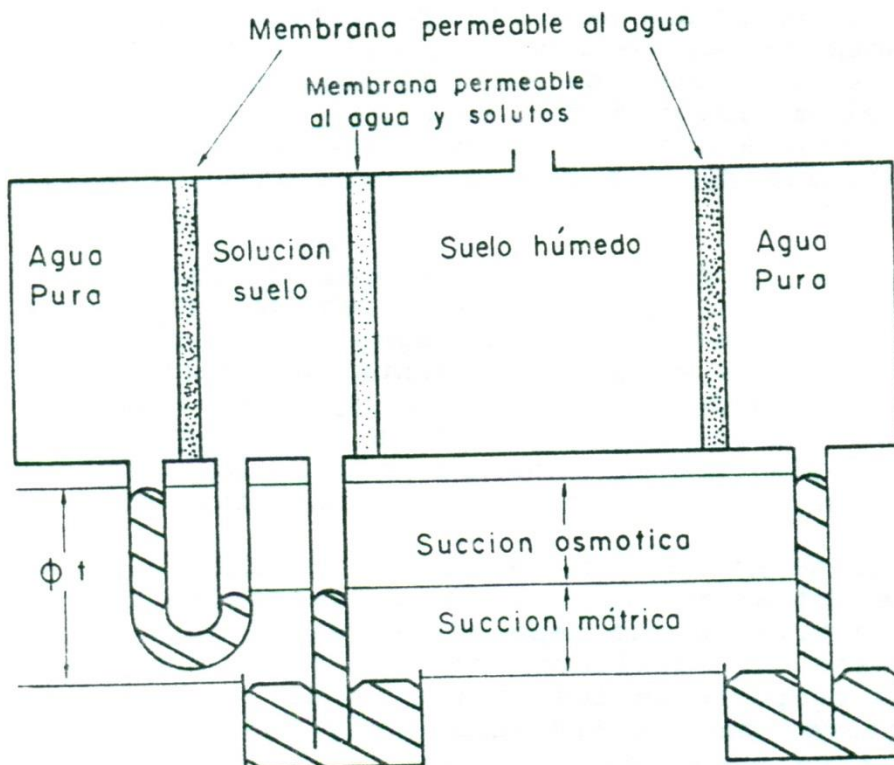


Figura 2. Un sistema suelo-agua experimental en estado de equilibrio. Ver texto.

### TENSIOMETRIA

El tensiómetro es un instrumento consistente en la combinación de una cápsula porosa permeable al agua y solutos y de un vacuómetro, conectados de tal modo que exista continuidad líquida entre ellos, mediante un conducto de volumen constante.



## Utilidad

Los tensiómetros se utilizan en la práctica para medir el potencial mátrico del agua del suelo. Sin embargo, esto es una simplificación por cuanto un tensiómetro mide el potencial tensiométrico de presión.

El potencial tensiométrico de presión es definido como "la presión manométrica relativa a la presión atmosférica, a la cual una muestra de la solución suelo, a presión  $P_0$  y temperatura  $T_0$ , debe estar sometida para alcanzar un estado de equilibrio con el agua del suelo en el punto bajo consideración, a través de una membrana impermeable a la matriz del suelo". Su magnitud corresponde a la sumatoria de los potenciales mátrico, neumático (toma en consideración la posible existencia de presiones en la fase gaseosa del suelo distintas a la atmosférica) y de sobrecarga (un componente que afecta el potencial del agua en suelos expandibles).

Suponiendo que se ha alcanzado un estado de equilibrio, de acuerdo con la definición de potencial tensiométrico de presión, un tensiómetro medirá potenciales mátricos solamente cuando los subcomponentes restantes del potencial tensiométrico de presión valgan cero. Esta condición se cumple cuando simultáneamente se tiene una presión en la fase gaseosa del suelo igual a la atmosférica y el suelo presenta una matriz rígida. En los suelos que experimentan variaciones en su volumen aparente con los cambios del contenido de humedad, el potencial mátrico y el de sobrecarga se miden juntos, denominándose el valor "efecto mátrico". Esta es una de las razones importantes para no generalizar criterios de riego, basados en lecturas tensiométricas. En cada caso particular se debe ajustar a las condiciones reales de trabajo.

## Principio de Funcionamiento

A medida que el contenido de agua del suelo que rodea la cápsula decrece, el nivel energético del agua del suelo disminuye en comparación al del agua del tensiómetro, produciéndose un flujo de agua a través de la porosidad de la cápsula hacia el suelo. Como resultado de esto, la presión del agua de la cápsula decrece (succión). Por el contrario, si el suelo que rodea la cápsula recibe agua adicional, aumenta la presión del agua del suelo, produciéndose un flujo inverso, es decir desde el suelo hacia el interior del tensiómetro, aumentando ahora la presión del agua del instrumento.

## Características Instrumentales Básicas

Se pueden señalar tres aspectos de construcción que son interesantes en el análisis del funcionamiento de los tensiómetros, éstos son:



- a) Sensibilidad y precisión;
- b) Rapidez de respuesta; y,
- c) Rango de operación.

Sensibilidad y precisión, están determinadas principalmente por el tipo de vacuómetro. La sensibilidad (S) está dada por la cantidad de agua que necesariamente debe entrar o salir del instrumento para que el vacuómetro reaccione, se puede expresar en  $\text{kPa}/\text{mm}^3$ . Valores de  $100 \text{ kPa}/\text{mm}^3$  se consideran adecuados.

La rapidez de respuesta ( $t_R$ ), está determinada por la sensibilidad del vacuómetro y la conductividad ( $k$ ,  $\text{mm}^3/\text{kPa s}$ ) de la cápsula porosa. Esta se puede calcular usando:  $t_R = 1/k * S$  (s).

Conductividades de cápsula  $\geq 0,0002 \text{ mm}^3/\text{kPa s}$ , serían recomendables. Como ejemplo, con los valores de S y k mencionados se obtiene un  $t_R = 1$  hora. En la práctica el tiempo de respuesta instrumental queda también determinado por el estado hídrico del suelo, el cual controla su conductividad hidráulica. Por lo general, este factor cobra importancia a  $\tau > 50 \text{ kPa}$ .

Para usos especiales, se han desarrollado tensiómetros de respuesta instantánea.

El rango teórico de operación de un tensiómetro es de 0 a 100 kPa de succión ó tensión (0 a 100 centibares), que corresponde a la succión máxima que se puede realizar contra la presión atmosférica. Por construcción, el rango de operación queda controlado por el "punto de entrada de aire" o "presión de burbujeo" de la cápsula, lo cual depende del tamaño máximo de la porosidad de ésta, existiendo un compromiso entre  $t_R$  y el rango de operación. Generalmente, el valor máximo de éste último es del orden de 80 kPa en los instrumentos comerciales, lo que implica presiones de burbujeo de igual magnitud. Si la presión de burbujeo es excedida por desecamiento del suelo (ver Principio de Funcionamiento), entra aire al instrumento dejándolo fuera de servicio.

### Preparación y Prueba de un Tensiómetro

Antes de la instalación de los instrumentos en el campo, éstos deben ser sometidos a algunas pruebas básicas:

1. Permeabilidad de la cápsula. Si la cápsula es permeable, ésta debería permitir la acumulación de agua dentro del instrumento inicialmente vacío, si éste se destapa y sumerge en un balde con agua, durante unas 8-10 horas. Esto simultáneamente, provoca la saturación de la cápsula para las pruebas posteriores.



2. Fallas de sellamiento de uniones. El agua acumulada en la prueba anterior se retira y se rellena el instrumento con agua deaireada (previamente hervida y enfriada). Luego, mediante una bomba manual aspirante, se aplican succiones de 60-80 kPa a través de la boca del instrumento, las cuales se mantienen por 30-60 s. El proceso se repite hasta eliminar el burbujeo de aire entrampado en el interior. Se tapa el tensiómetro y se expone (varias horas) al aire hasta conseguir lecturas de 60-75 kPa por evaporación. Se busca la eliminación completa de aire en el interior. Si persiste la presencia de aire implica que hay un defecto de sellado de alguna de las uniones del aparato o la cápsula está fracturada.
3. Calibración. Entre el vacuómetro y el centro de la cápsula hay una columna hidrostática que varía con la longitud del aparato y que genera una succión de 1 kPa por cada 0,1 m de columna, cuando la cápsula está sumergida un  $\frac{1}{2}$  de su largo en un balde con agua ( $\phi_m = 0$ ). Esto se corrige llevando mecánicamente a cero la aguja del vacuómetro actuando sobre el tornillo de calibración o descontando  $10 \cdot p$  (kPa) a la lectura, donde  $p$  (m) es la longitud entre el vacuómetro y el centro de la cápsula del tensiómetro. Después de la calibración, una lectura de 0 kPa se interpreta como suelo saturado.
4. Funcionamiento del vacuómetro. Esto se comprueba evaluando el tiempo de respuesta del instrumento. Con el tensiómetro en operación, la cápsula se expone al aire hasta conseguir lecturas de 60-75 kPa por evaporación. Si se introduce en agua, el vacuómetro debería reaccionar en pocos segundos, posteriormente la lectura deberá caer a valores cercanos a 0 kPa (0 a 5 kPa), en un intervalo de 5 minutos. Si esto no ocurre, considerando la corrección indicada más arriba, significa que el vacuómetro está mecánicamente defectuoso o contiene aire.

### Instalación en Terreno

La instalación requiere la preparación previa de un hoyo de acceso a la profundidad deseada, de igual diámetro al externo de la cápsula. Esta perforación se puede realizar de preferencia con un tubo metálico del tipo Veihmeyer. Luego, antes de la colocación del instrumento en el hoyo de acceso, se echa un puñado de tierra suelta en el fondo y agua, a objeto de formar una pasta que al asegurar la eliminación de espacios vacíos, se aumente al máximo la superficie de contacto entre el suelo y la cápsula. Idealmente, se debería utilizar suelo procedente de la misma excavación a la profundidad de la cápsula u otro de textura similar. Se coloca el tensiómetro en su sitio, empujándolo y girándolo por el tubo del instrumento sin tocar el vacuómetro, de manera que la cápsula quede firmemente apoyada en el fondo del hoyo.



Se concluye la instalación eliminando toda posible vía de agua superficial hacia la cápsula, que pudiera invalidar las mediciones. Si hay espacio entre la pared del hoyo y el tubo del instrumento, se agrega el suelo sobrante a objeto de sellarlo. Finalmente, se acumula suelo en torno al tubo del instrumento, de manera de producir un montículo de 5-8 cm de altura respecto a la superficie del suelo circundante.

### Aplicaciones de la Tensiometría

El uso del  $\phi_m$  como un índice para evaluar la relaciones suelo-agua se fundamenta, en una concepción del sistema suelo-agua-planta como susceptible de ser optimizado: Las plantas no pueden crecer sin agua, ni tampoco en presencia de un exceso. Sin embargo, el crecimiento de las plantas no depende, estrictamente hablando, del contenido de humedad de los suelos, sino del potencial del agua asociado a dichos contenidos y de las condiciones de aireación concurrentes. Esto abarca un espectro muy amplio de procesos, en los cuales la tensiometría es útil.

Se pueden señalar varias aplicaciones de la tensiometría. Entre éstas se tienen las siguientes:

- a) Determinación del área de absorción de agua por los cultivos e identificación de zonas diferenciales de densidad de raíces activas;
- b) Determinación de áreas con propiedades diferenciales de retención de agua a nivel de perfil de suelo, bajo condiciones de uniformidad climática, de cultivo y manejo;
- c) Como información índice en el manejo de la frecuencia y duración del riego;
- d) Investigación de niveles freáticos colgados; y,
- e) Medición de gradientes hidráulicos en condiciones de no saturación.

### Manejo de la Frecuencia y Tiempo de Riego Mediante Tensiómetros

Posiblemente, el método más práctico para indicar la necesidad de riego, es el que está basado en la medición de potenciales de planta y suelo. Todo método basado en potenciales requiere de dos clases de datos: 1) registro de campo de los potenciales y 2) información sobre valores de referencia que permitan interpretar los datos de campo. La aplicación de esta metodología al caso del suelo, parte del supuesto que el  $\phi_m$  es una propiedad intrínseca del sistema suelo-agua y dado que las plantas están influenciadas direc-



tamente por el  $\phi_m$  y sólo indirectamente por los contenidos de humedad del suelo, se deduce que todo registro tensiométrico por lo tanto, provee un medio para decidir la oportunidad de aplicar agua.

Otro uso importante está en el manejo del tiempo de riego, como se verá más adelante.

### Registro Tensiométrico

La obtención de un registro de lecturas adecuado exige tres consideraciones:

- 1) Número de estaciones tensiométricas por unidad de riego;
- 2) Número de tensiómetros por estación; y,
- 3) Hora y frecuencia de las lecturas a través del ciclo de riego.

### Número de Estaciones Tensiométricas

No existen normas precisas y este factor debe ser establecido en función de las características de cada unidad de riego.

Unidad de riego. Las unidades bien definidas deberían poseer los rasgos siguientes:

- 1) Una condición de suelo uniforme desde el punto de vista de su comportamiento como sistema suelo-agua. En términos agrológicos, técnicamente esto corresponde al concepto de Fase de Serie de Suelo (ver Capítulo Cartografía de Suelos);
- 2) Un cultivo de especie, variedad, vigor y cobertura definidos; y,
- 3) Un sistema de aplicación y manejo del agua de riego determinados.

En el caso de unidades de riego bien definidas, un mínimo serían dos estaciones por unidad no mayor de 10 ha y como pauta general una cada 5 ha, instalándose una adicional por cada variación significativa que sea detectada, en los factores antes mencionados.

La ubicación de cada estación debe ser tal que ésta no sea dañada por las labores mecanizadas u otras. A su vez, el sitio de instalación deberá estar al margen de condiciones que modifiquen el comportamiento del sistema suelo-agua dentro del



ciclo de riego, por ejemplo, compactaciones superficiales que alteren la infiltrabilidad del agua, o donde no se produzca un mojado normal del perfil.

### Número de Tensiómetros por Estación

Depende del tipo y edad del cultivo (profundidad de las raíces activas), clase de suelo y del uso de los datos registrados. Esto se traduce en el número de profundidades que deberán ser controladas. Lo mínimo es instalar instrumentos en dos profundidades:

- 1) Uno en la zona de máxima actividad radical; y,
- 2) Otro en el límite inferior de la zona de raíces activas. Se puede disponer de un tercer instrumento, instalado en forma equidistante a los anteriores.

### Zona de Máxima Actividad Radical

Una norma general es considerar que la profundidad  $Z_r$  de la zona de raíces activas está compuesta de 4 capas, cada una sujeta a una distinta intensidad del proceso de absorción de agua. El primer  $\frac{1}{4}$  de  $Z_r$  aporta un 40% de la absorción, el segundo  $\frac{1}{4}$  de  $Z_r$  un 30% de la absorción, el tercer  $\frac{1}{4}$  de  $Z_r$  un 20% y el último  $\frac{1}{4}$  de  $Z_r$  un 10%. Luego, en cultivos con  $Z_r \geq 0,5$  m, un criterio adecuado sería medir el  $\phi_m$  en el primer  $\frac{1}{4}$  de  $Z_r$ . Esto ha sido comprobado en suelos uniformes y profundos. La situación podría variar sustancialmente en suelos con estratificaciones (texturales y estructurales) contrastantes y en este caso, se deberá estudiar en terreno la distribución del arraigamiento efectivo. En cultivos cuyo  $Z_r < 0,5$  m, se sugiere utilizar un tensiómetro por estación, el cual se localiza a una profundidad igual a  $0,7 * Z_r$ .

### Usos de los Datos según Profundidad

El tensiómetro más superficial (a profundidad  $\frac{1}{4}$   $Z_r$ ) entrega información para fijar la frecuencia de riego de acuerdo a pautas de  $\phi_m$  de referencia (ver Cuadro 1). En cambio el más profundo (a profundidad  $Z_r$ ) permite monitorear la profundidad de mojado alcanzada con cada riego, uno o dos días después de haberse aplicado el agua. Esta en el período post infiltración se sigue moviendo en profundidad debido al proceso denominado redistribución.

Una duración correcta del riego, estaría indicada en este caso por valores de  $\phi_m$  mayores (succiones menores en el vacuómetro) que los registrados antes del riego, lo cual significa que hubo mojado en profundidad; y, suficientemente menores a  $\phi_m = 0$  kPa, como para denotar no saturación



del suelo, lo cual se interpreta como riego con escasa percolación profunda.

Las lecturas del tercer instrumento son utilizadas para cortar el agua durante el riego. En este caso, cuando este tensiómetro marca una disminución de valores se suspende la aplicación.

La posición del tercer instrumento, debería ser evaluada en función de la respuesta del tensiómetro más profundo. Si el riego conlleva demasiada percolación profunda, convendría colocar más arriba el tercer tensiómetro, a objeto de reducir el tiempo de postura del agua. Caso contrario, si dada la posición original equidistante del tercer instrumento, implica que el criterio de corte no permite un mojamiento adecuado en profundidad, según las lecturas del tensiómetro más profundo, se procede a instalar el tercer instrumento a mayor profundidad a objeto de aumentar el tiempo de colocación del agua.

#### Hora y Frecuencia de las Lecturas

Con fines de calibración, se sugiere que las lecturas se hagan temprano en la mañana y a una hora determinada. Hay dos razones para ello:

- 1) Las fluctuaciones de la temperatura ambiental causan variaciones en las lecturas tensiométricas. Este efecto es más marcado en los tensiómetros cercanos a la superficie del suelo, debido a que están más expuestos a la variación diaria de temperatura.
- 2) Durante la noche, al disminuir las pérdidas de agua hacia la atmósfera, el sistema suelo-agua-planta se acerca a la condición de equilibrio, de manera que en las mañanas, se iguala el estado hídrico del suelo en contacto con la cápsula y el correspondiente a la zona de absorción de las raíces del cultivo, que se supone más seco.

Los tensiómetros deberían ser leídos con una frecuencia suficiente como para detectar la tendencia real del  $\phi_m$  en el tiempo. En este sentido, la frecuencia va a quedar determinada por la velocidad de cambio que muestre el sistema. Se ofrecen dos criterios:

- 1) Desde lecturas diarias hasta 3-4 por semana, dependiendo de las condiciones atmosféricas (períodos de alta o baja demanda) y clase de suelo; y,
- 2) Lecturas cada vez que se produce un cambio del orden de 10-15 kPa, no mayor.

El registro de cada tensiómetro, por estación y profundidad, debe llevarse en forma gráfica ( $\tau$  versus  $t$ ), de

manera de observar claramente la tendencia de los valores entre riegos consecutivos. En la Figura 3 se muestra un registro tensiométrico tipo.

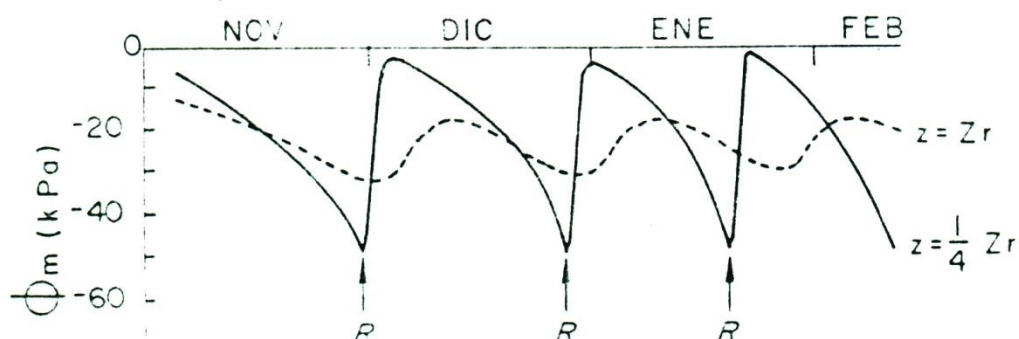


Figura 3. Registro tensiométrico tipo en base a una estación de 2 tensiómetros. La línea continua representa las lecturas en la zona de máxima absorción de agua ( $1/4 Z_r$ ) y permite establecer la frecuencia de riego (R). La línea discontinua corresponde al tensiómetro de monitoreo de la profundidad de mojamiento ( $Z_r$ ). Nótese el desfase en el tiempo entre ambas curvas.

### Potenciales Méricos de Referencia

En el Cuadro 1 se indican valores de las lecturas tensiométricas de referencia, a las cuales se debería regar para maximizar productividad. Los valores están referidos a suelos profundos, bien drenados y con un manejo óptimo de la fertilización. Los valores mayores (menos negativos) deben ser considerados bajo condiciones de alta demanda atmosférica y los menores en el caso opuesto.

### CURVA CARACTERÍSTICA DE RETENCION DE HUMEDAD

La relación entre contenido de humedad ( $w$ ) de un suelo y el potencial métrico ( $\Phi_m$ ) está gobernada en el rango "húmedo" ( $\Phi_m > -100$  kPa) por la distribución de los poros del suelo y fenómenos capilares asociados; y en el rango "seco" por fenómenos de adsorción, en el cual la influencia de la textura es muy acentuada, en especial el contenido y tipo de arcilla.



CUADRO 1. Algunos valores de referencia para riego.

CULTIVO	POTENCIAL MATRICO (kPa)
Fréjol	-75
Zapallo	-60 a -70
Arvejas	-30 a -50
Lechuga	-40 a -60
Tabaco	-30 a -80
Remolacha azucarera	-40 a -60
Papas	-30 a -50
Zanahoria	-55 a -65
Coliflor	-60 a -70
Limoneros	-40
Paltos	-50
Frutales hoja caduca	-50 a -80
Vid comienzo temporada	-40 a -50
Frutillas	-20 a -30
Melón	-35 a -40
Maíz crecimiento inicial	-50

Fuente: Taylor y Ashcroft (1972).

Se denomina Curva característica de humedad a las curvas obtenidas al graficar, el contenido de humedad versus el potencial mátrico. Esta relación es considerada una propiedad hidráulica fundamental de los suelos, por cuanto caracteriza las propiedades de retención de agua. En la Figura 4 se presenta a modo de ejemplo, siete curvas características para suelos con texturas que varían desde arcillosa (A) hasta arenosa gruesa (ag).

La determinación experimental de esta relación debería ser hecha en campo. La calidad de las estimaciones utilizando técnicas de laboratorio, va a depender del grado de alteración que sufra la muestra. Si se emplean muestras disturbadas los resultados pueden ser engañosos, especialmente en el rango húmedo, en donde la retención de agua depende del tamaño y del arreglo espacial de la porosidad. Se complica aún más su determinación si se toma en cuenta el fenómeno de histéresis, el cual determina una falta de unicidad en la relación, lo que implica que existe una relación diferente (de menor  $w$  a igual  $\phi_m$ ) para un suelo que se humedece y otra (de mayor  $w$  a igual  $\phi_m$ ) para el que se seca. En laboratorio, se elimina este problema cuando el método de trabajo induce aisladamente una sorción de agua (humedecimiento) o una desorción de agua (desecamiento), siendo ésta última, la forma más frecuente de obtener la curva característica.

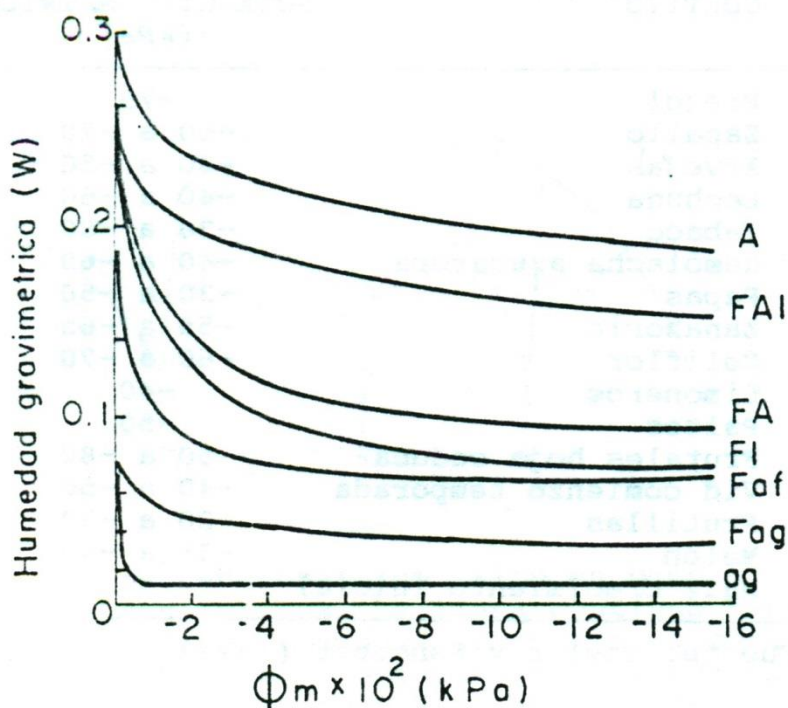


Figura 4. Curvas características de retención de agua en suelos de diferentes texturas.

A pesar de lo indicado más arriba, un procedimiento a veces utilizado para obtener los puntos de la curva característica, consiste en tomar una muestra de suelo en terreno, la cual se seca al aire, se muele y tamiza a 2 mm. Posteriormente, se satura con agua y se introduce a la olla (0 a 100 kPa de presión) ó plato a presión (100 a 1500 kPa de presión), según el valor de tensión requerido. La muestra saturada es sometida a un proceso de desorción, el cual se detiene espontáneamente cuando se alcanza un estado de equilibrio ( $\phi_t = -\phi_m + \phi_a = 0$  kPa) entre el potencial matricio y la presión del aire (que prefijó el valor del potencial neumático) establecida dentro del aparato. Procediéndose a continuación, a determinar gravimétricamente el contenido de humedad correspondiente al equilibrio.

Se han propuesto diversos modelos de regresión para representar las curvas características de algunos tipos de suelos, dentro de intervalos de contenidos de humedad definidos. El modelo más simple supone que el mojamiento o desecamiento de un suelo está controlado por un proceso tipo sorción. En este caso la ecuación empírica general es de la forma:

$$w = a * \phi_m^b$$



en donde  $a$  y  $b$  son coeficientes de regresión. Si bien esta ecuación no describe bien la relación en saturación, su ventaja es que se puede llevar a la forma rectilínea, por transformación logarítmica, permitiendo un fácil ajuste mediante métodos gráficos o de regresión simple.

La pendiente de la curva característica se denomina "capacidad diferencial de agua del suelo", la cual se define, en base volumétrica, como  $C(\theta_w) = d\theta_w/d\phi_m$ , ( $m^3/m^3$  kPa), y mide las propiedades de almacenamiento de agua de los suelos. Su valor instantáneo depende del contenido de humedad, textura y efecto histerético.

En general, cuando el  $\phi_m$  es alto ( $> -100$  kPa), cualquier cambio más o menos importante en el contenido de humedad está asociado a una variación relativamente pequeña en  $\phi_m$  (alta capacidad diferencial). Por el contrario, a bajos valores del  $\phi_m$  ( $< -1000$  kPa), un cambio pequeño en el contenido de humedad está asociado a una gran variación en  $\phi_m$  (baja capacidad diferencial).

En saturación, las ecuaciones utilizadas para representar las curvas características, deberían considerar un valor de potencial mátrico (controlado por el tamaño del poro más grande) asociado a un contenido volumétrico de humedad de saturación,  $\theta_{wo}$ , numéricamente igual a  $\theta_p$ . Tomando en cuenta lo anterior, cuando se inicia el proceso de desorción de agua de un suelo, el potencial mátrico corresponde a un valor umbral denominado "punto de entrada de aire" y se puede representar por  $\phi_{me}$ .

Diversos modelos de curvas características contienen este refinamiento, el cual permite representar la denominada "franja capilar" o zona de la curva que permanece saturada a potenciales mátricos  $-\phi_m > -\phi_{me}$ . Esta dinámica permite explicar el comportamiento del sistema suelo en la parte alta del rango de humedad. Al respecto, cualquier suelo por problemas de distribución de tamaños de poros, que posea valores demasiado bajos de  $-\phi_{me}$  presentará restricciones de aireación acentuados, especialmente después de los riegos y su manejo debería orientarse a un mejoramiento de la estructura.

#### MOVIMIENTO DE AGUA EN EL SUELO

Los componentes relevantes del potencial total en los sistemas suelo-agua bajo condiciones de no saturación (tipificando problemáticas de riego), corresponden a la suma ( $\phi_m + \phi_g$ ) denominada potencial hidráulico, por cuanto su gradiente inducirá flujo de agua en el sistema. De manera similar, en condiciones de saturación (tipificando problemáticas en drenaje agrícola), el potencial hidráulico quedará determinado por la suma ( $\phi_p + \phi_g$ ), cuyo gradiente inducirá flujo de agua en la región saturada.

El agua se mueve en, ó a través de los límites del sistema suelo-planta, debido a diferencias en el contenido energético del agua entre dos puntos cualquiera y en función de las propiedades conductivas de éste.

La ecuación que describe el flujo de agua en el suelo, bajo condiciones isotérmicas y en equilibrio dinámico, es la ley de Darcy:

$$v = - K(\phi_m) * d(\phi_m + \phi_g) / dx \quad (m/s)$$

en donde  $v$  es el flujo de agua (m/s),  $K(\phi_m)$  es la conductividad hidráulica (m/s) y  $x$  (m) es la distancia en el suelo. En la Figura 5 se representa gráficamente la ley de Darcy, para dos suelos de texturas extremas.

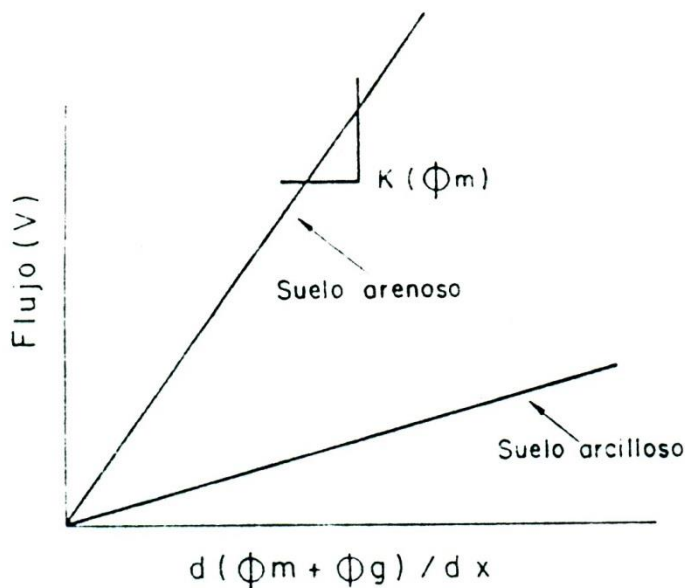


Figura 5. Representación gráfica de la ley de Darcy.

El tipo de flujo descrito por la ley de Darcy presenta algunas particularidades fundamentales:

- a) Corresponde a una cantidad vectorial, por lo tanto queda completamente definido por su magnitud, dirección y sentido;
- b) Considerando la complejidad del sistema suelo en cuanto a su naturaleza como medio poroso,  $v$  (m/s) representa una velocidad de flujo macroscópica, equivalente al promedio de las velocidades microscópicas existentes en la unidad de volumen del sistema, ignorándose el detalle geométrico y tomándose el medio permeable como un cuerpo hidráulicamente uniforme;



- c) Corresponde a un flujo de tipo laminar, considerándose que esta condición se cumple en la mayoría de los casos de escurrimiento, cuando los materiales presentan una granulometría más fina que el limo. En materiales arenosos y con gradientes hidráulicos superiores a la unidad, puede ocurrir flujo turbulento y la ley de Darcy deja de tener validez; y,
- d) Representa un proceso en equilibrio dinámico, esto significa que la densidad de flujo no experimenta variaciones en el espacio, es decir  $dv/dx = 0$ .

### Conductividad Hidráulica

Matemáticamente,  $K(\phi_m)$  es el factor de proporcionalidad o la pendiente de la función lineal, descrita por la ley de Darcy entre el flujo y el gradiente hidráulico. Este último equivale al término  $d(\phi_m + \phi_g)/dx$  (adimensional), en la ecuación anterior (Figura 5).

$K(\phi_m)$  expresa una interacción entre el cuerpo poroso conductor y el líquido que circula a través de él. El valor numérico de la conductividad es una medida de la resistencia viscosa y en él desempeñan un rol de importancia, las porosidades texturales y estructurales. La distribución del tamaño de los poros del suelo, es un factor de mayor importancia que la porosidad total. Además, varios factores tales como la estabilidad estructural, el contenido coloidal del suelo y los efectos químicos del agua que entra al suelo, interactúan induciendo variaciones en el valor de  $K(\phi_m)$  a través del tiempo o entre ciclos consecutivos de mojamiento.

La principal diferencia entre flujo saturado y no saturado en los suelos, está relacionada al valor de la  $K(\phi_m)$ . Esta propiedad adquiere un valor "constante" y máximo en condiciones de saturación (conductividad hidráulica saturada,  $K_0$ ), pero puede sufrir disminuciones hasta 100.000 veces dentro del rango de  $\phi_m$  comprendido entre 0,00 y -100 kPa (0 a -1 bar). Al disminuir el potencial mátrico se produce la desaturación de los poros de mayor diámetro y un incremento de la tortuosidad del medio conductor. El efecto de la reducción del diámetro de los poros,  $D$ , sobre el valor de  $K(\phi_m)$ , se puede visualizar mediante la ley de Poiseuille, suponiendo un modelo muy simple de poros cilíndricos para el medio poroso.

De acuerdo con esta ley, se puede definir un parámetro de conductividad ( $K_p$ ), que vale:

$$K_p = (D/2)^2 / 8 * \eta$$

en donde  $\eta$  es la viscosidad del agua. La relación indica que  $K_p$  es proporcional al cuadrado del radio del poro. Según este



modelo cualquier acción que implique una reducción en el tamaño de los poros, tendrá un marcado efecto en las propiedades conductivas del sistema suelo. Se consideran poros de transmisión rápida a aquellos con diámetros mayores de 100-300 micrones.

La relación entre la conductividad hidráulica y, ya sea el potencial métrico, o el contenido de humedad,  $K = f(\phi_m)$  o  $K = f(\theta_w)$ , se denomina curva de transmisión de agua del suelo y constituye la otra propiedad hidráulica fundamental de los suelos. Un ejemplo de ésta es el siguiente modelo:  $K(\theta_w) = K_o \cdot \exp a(\theta_w - \theta_{wo})$ . En donde  $K_o$  y  $\theta_{wo}$  son la conductividad hidráulica y el contenido volumétrico a saturación. Por transformación logarítmica se puede llevar a la forma  $K(\theta_w) = \exp (m \cdot \theta_w - q)$ , donde  $m$  y  $q$  se determinan por regresión. En este caso el coeficiente  $q$  vale  $\ln K_o - m \cdot \theta_w$ .

Para la determinación de la  $K_o$  (de interés en los problemas de drenaje) o de la función  $K(\theta_w)$  existen diversos procedimientos para la medición in-situ o de laboratorio. Estos se pueden clasificar en:

- 1) Métodos basados en condiciones de flujo en equilibrio dinámico (determinaciones de laboratorio utilizando columnas); y,
- 2) De flujo impermanente (varios ejemplos: determinaciones de campo en parcelas experimentales bajo condiciones de no saturación; método del pozo-barreno para la  $K_o$  con nivel freático presente; permeámetro de carga variable para la determinación de la  $K_o$  en condiciones de laboratorio). En general, la propiedad posee una variabilidad espacial grande, siendo muy sensible a cambios en la condición física del suelo ( $\theta_p$  y distribución de poros) y del contenido de humedad. Su determinación en muestras de suelos queda por lo tanto, muy condicionada al grado de alteración que sufran las muestras.

En saturación, los valores de  $K_o$  son del orden de  $10^{-4}$  a  $10^{-5}$  m/s en suelos arenosos y  $10^{-6}$  a  $10^{-9}$  m/s en suelos arcillosos.

### Suelos con Problemas de Uniformidad Hidráulica

Uno de los supuestos de la ley de Darcy dice relación con el volumen de suelo bajo consideración. Este debe ser lo suficientemente grande, en comparación con el tamaño de sus poros, de tal modo que se pueda asumir la uniformidad del medio permeable.



Concepto de Uniformidad

Un suelo es uniforme e hidráulicamente homogéneo, cuando exhibe constancia o uniformidad en sus propiedades hidráulicas, a través del perfil. Sin embargo, al considerarse la variación espacial en profundidad de las propiedades de los suelos, tanto en el orden químico como físico, se desprende que todo suelo es generalmente anisotrópico. La anisotropía hidráulica, para algunos autores, implica la existencia de relaciones  $K(\phi m)$  distintas en diferentes direcciones.

Las causas de anisotropía hidráulica son variadas:

- a) arreglo preferencial de partículas;
- b) sedimentación en capa fina;
- c) fracturas;
- d) paso de raíces;
- e) horizonación; y,
- f) estratificación del suelo.

Los suelos estratificados corresponden a formaciones no homogéneas que exhiben, en términos relativos, isotropía por estratas. Considerándose que se originan por la alternancia de dos o más clases de materiales diferentes, en los cuales el flujo líquido sigue la ecuación de Darcy, con distintas conductividades hidráulicas en cada estrata. Una aplicación de esta ley al estudio del movimiento vertical de agua en suelos estratificados, considerando una gradiente hidráulica perpendicular a los planos de estratificación, origina un número de ecuaciones igual al número de estratas:

$$\begin{aligned}
 v_1 &= -K_1 \cdot i_1 \\
 v_2 &= -K_2 \cdot i_2 \\
 v_3 &= -K_3 \cdot i_3 && \text{(m/s)} \\
 &\vdots \\
 &\vdots \\
 v_n &= -K_n \cdot i_n
 \end{aligned}$$

donde "i" es una forma abreviada de expresar la gradiente hidráulica.

Como es de esperar, el comportamiento hidráulico de los suelos estratificados es diferente al de los suelos uniformes, diferencias que están controladas principalmente por el grado de saturación del suelo y la naturaleza de las no homogeneidades del perfil. Se pueden citar algunas diferencias básicas:



a) El movimiento de agua en condiciones de flujo saturado en equilibrio dinámico, está controlado por la resistencia hidráulica de la estrata menos permeable. La resistencia hidráulica  $R$ , de una estrata de espesor  $D$  (m) y conductividad hidráulica saturada  $K_0$  (m/s), es:

$$R = D/K_0 \quad (s)$$

b) Cuando una estrata superficial que exhibe la  $R$  máxima del perfil con un nivel freático en profundidad, soporta una carga de agua superficial ( $\phi_p$  superficial  $> 0,00$  m), se verifica una transición de flujo saturado a no saturado, a nivel de la interfase de la primera estrata con la segunda de mayor permeabilidad. Bajo la interfase se desarrolla una región con presiones negativas (potenciales mátricos) que puede extenderse bastante en profundidad, en función del espesor de la estrata subyacente.

c) La densidad de flujo que ocurre bajo las condiciones descritas en b), es: altamente dependiente del valor de la carga hidráulica superficial, disminuye al aumentar el espesor de la primera estrata y es prácticamente independiente de la posición del nivel freático ubicado en el suelo más permeable. Adicionalmente el proceso requiere, que la estrata superficial esté saturada en un 90% de su espesor, a partir de la superficie.

d) Otro fenómeno, frecuente en suelos estratificados, ocurre cuando la densidad de flujo vertical es mayor que la  $K_0$  de una estrata subyacente. En este caso se generan condiciones para la ocurrencia de niveles freáticos suspendidos en el perfil, los que se caracterizan como una zona de  $\phi_p > 0,00$  m ubicada sobre la interfase que separa las estratas.

e) Una interfase entre una estrata de textura fina que yace sobre otra de textura gruesa, tiende a comportarse como estrata impermeable en un proceso de infiltración vertical. En este caso, el frente de mojamamiento no penetrará en la estrata inferior, hasta que el  $\phi_m$  del suelo superficial, tome valores asociados con los correspondientes a un menisco, de dimensiones comparables al de los poros de la estrata subyacente, lo que generalmente se produce con valores cercanos a saturación.

f) Durante la redistribución de agua (o drenaje interno si existe nivel freático), fenómeno que ocurre una vez que la infiltración cesa, se desarrollan potenciales mátricos, a medida que las estratas más superficiales pierden humedad. Bajo estas circunstancias la  $K(\phi_m)$  falla especialmente en estratas subsuperficiales de textura gruesa, restringiendo la redistribución de agua y generando una "capacidad de retención" de agua considerablemente mayor, en comparación



a la del mismo suelo superficial en un perfil uniforme. Esta diferencia de retención es notoriamente subestimada, en las determinaciones de retención de humedad que utilizan el equivalente de humedad o el método de la olla a presión a 30 kPa.

De acuerdo a lo señalado, estas diferencias de comportamiento hidráulico de los suelos estratificados, frecuentemente de origen aluvial, deben ser consideradas al momento de diseñar estrategias de manejo tendientes a conseguir condiciones hídricas ventajosas para los cultivos en esta clase de suelos. El concepto de desuniformidad sin embargo, puede extenderse a suelos de diverso origen, que presenten variaciones importantes en la distribución de poros a través del perfil, debido a razones estructurales u otras.

### Flujo de Agua en Condiciones Transientes

En condiciones de campo es difícil que se impongan condiciones de equilibrio dinámico. En otras palabras, lo común es que se produzcan cambios en el contenido de humedad en el tiempo, dentro de los límites del sistema suelo, lo cual implica la existencia de flujo de agua en condiciones transientes.

La descripción matemática de procesos transientes de transporte de agua en medios porosos, requiere la combinación de la ley de Darcy con la ecuación de continuidad. En su forma unidimensional, la ecuación de continuidad adopta la siguiente expresión:

$$d\theta_w/dt = -dv/dx \quad (m^3/m^3 \text{ s})$$

en donde  $d\theta_w/dt$  es la variación de la fracción volumétrica de agua en el tiempo y  $dv/dx$ , es la variación del flujo líquido  $v$  en la distancia considerada  $x$ .

La ecuación de continuidad es una formulación matemática de la ley de conservación de la masa. Establece que si la tasa de flujo que ingresa a un volumen elemental de suelo, es mayor que la tasa de salida, el elemento acumulará la diferencia, aumentando la fracción volumétrica de agua en el sistema, o vice versa.

Realizando el reemplazo de  $v$  por la ecuación de Darcy, en la ecuación de continuidad, se obtiene:

$$d\theta_w/dt = d/dx [K(\theta_m) * d(\theta_m + \theta_g)/dx] \quad (m^3/m^3 \text{ s})$$

que corresponde a la ecuación general de flujo líquido o ecuación combinada. Las soluciones a la ecuación diferencial

anterior describen las variaciones de  $\theta_w$  para un sistema suelo, bajo las diversas condiciones impuestas por el ciclo hidrológico de campo.

El tipo de soluciones, que actualmente se plantean para las ecuaciones diferenciales de transporte, están basadas en técnicas numéricas y en el empleo de computadores.

Una de las técnicas numéricas empleadas frecuentemente es diferencias finitas. El concepto central en la resolución de ecuaciones diferenciales mediante diferencias finitas, consiste en el reemplazo de cada término diferencial por una diferencia dividida por otra diferencia. De esta manera, la ecuación diferencial puede ser convertida en una ecuación algebraica, la cual contiene los valores de las variables, tal como ellos existen en un determinado momento y punto del espacio.

Un ejemplo sencillo, de este tipo de aproximaciones se da a continuación. Con el objeto de obtener una expresión de trabajo, para el cálculo de la conductividad hidráulica de un espesor dado de suelo que drena internamente, sin evaporación en la superficie, se parte de la ecuación general de flujo adaptada para flujo vertical. El desarrollo matemático se inicia integrando con respecto a  $z$ , tomando como límites la superficie del suelo ( $z = 0$ ) y la profundidad especificada (por ejemplo  $z = -Z_r$ ), con lo cual se obtiene:

$$\int_{z=0}^{z=-Z_r} d\theta_w/dt * dz = K(\phi_m) * d(\phi_m + \phi_g)/dz \Big|_{z=-Z_r} - K(\phi_m) * d(\phi_m + \phi_g)/dz \Big|_{z=0}$$

Debido a que se dió como condición que no hubiera flujo a través de la superficie, el segundo término de la derecha vale cero y si los potenciales están expresados en base peso, la ecuación anterior se simplifica a:

$$\int_{z=0}^{z=-Z_r} d\theta_w/dt * dz = K(\phi_m) * (d\phi_m/dz + 1) \Big|_{z=-Z_r}$$

en donde el término  $d\phi_m/dz$  representa un gradiente de potencial mátrico. A fin de utilizar valores experimentales discretos en la ecuación anterior, se define lo siguiente:



$$\Delta \theta_w = (\theta_{w_{i+1}} - \theta_{w_i})$$

$$\Delta t = (t_{i+1} - t_i)$$

en donde los subscritos representan valores para dos tiempos diferentes. De acuerdo a lo anterior, la ecuación previa toma la siguiente forma:

$$\frac{1}{t_{i+1} - t_i} \int_{z=0}^{z=-Zr} [\overline{\theta_w(z)}_{i+1} - \overline{\theta_w(z)}_i] * dz = K(\overline{\phi_m}) * (\overline{d\phi_m/dz} + 1)$$

en donde las barras sobre  $\theta_w$  y  $\phi_m$  representan valores promedios para el intervalo de tiempo  $t$ .

Este tipo de aproximación, aplicada a los diferentes componentes del ciclo hidrológico de campo, puede ser una herramienta útil para el análisis de problemas de manejo de agua y salinidad.

#### DISPONIBILIDAD DEL AGUA DEL SUELO

El concepto de disponibilidad del agua considera la existencia de un límite superior y un límite inferior de contenidos de humedad, dentro de los cuales las plantas deben solucionar sus requerimientos hídricos. Este concepto nunca ha sido definido en términos físicos precisos y a través del tiempo ha suscitado bastante controversia entre diferentes posiciones.

#### Conceptos clásicos

A principios de siglo y curiosamente casi junto con la introducción de la noción de potencial en el estudio del agua del suelo, varios investigadores desarrollaron conceptos orientados a calificar el grado de disponibilidad del agua para las plantas y definieron "constantes hídricas" para establecer el rango de humedad aprovechable. Algunas de estas ideas por razones pragmáticas se han mantenido hasta el presente.

Los primeros intentos se basaron en una clasificación "física" del agua del suelo. Entre éstas se pueden mencionar las clasificaciones de Briggs (1897) y Bouyoucos (1921, 1936). Briggs partiendo de la hipótesis del tubo capilar, que consideraba al suelo como constituido por numerosos tubos capilares de diferentes dimensiones, propuso que el agua del suelo debería ser clasificada en tres clases:

$$\Delta \theta_w = (\theta_{w_{i+1}} - \theta_{w_i})$$

$$\Delta t = (t_{i+1} - t_i)$$

en donde los subscritos representan valores para dos tiempos diferentes. De acuerdo a lo anterior, la ecuación previa toma la siguiente forma:

$$\frac{1}{t_{i+1} - t_i} \int_{z=0}^{z=-Zr} [\overline{\theta_w(z)}_{i+1} - \overline{\theta_w(z)}_i] dz = K(\overline{\phi_m}) * (\overline{d\phi_m/dz} + 1)$$

en donde las barras sobre  $\theta_w$  y  $\phi_m$  representan valores promedios para el intervalo de tiempo  $t$ .

Este tipo de aproximación, aplicada a los diferentes componentes del ciclo hidrológico de campo, puede ser una herramienta útil para el análisis de problemas de manejo de agua y salinidad.

#### DISPONIBILIDAD DEL AGUA DEL SUELO

El concepto de disponibilidad del agua considera la existencia de un límite superior y un límite inferior de contenidos de humedad, dentro de los cuales las plantas deben solucionar sus requerimientos hídricos. Este concepto nunca ha sido definido en términos físicos precisos y a través del tiempo ha suscitado bastante controversia entre diferentes posiciones.

#### Conceptos clásicos

A principios de siglo y curiosamente casi junto con la introducción de la noción de potencial en el estudio del agua del suelo, varios investigadores desarrollaron conceptos orientados a calificar el grado de disponibilidad del agua para las plantas y definieron "constantes hídricas" para establecer el rango de humedad aprovechable. Algunas de estas ideas por razones pragmáticas se han mantenido hasta el presente.

Los primeros intentos se basaron en una clasificación "física" del agua del suelo. Entre éstas se pueden mencionar las clasificaciones de Briggs (1897) y Bouyoucos (1921, 1936). Briggs partiendo de la hipótesis del tubo capilar, que consideraba al suelo como constituido por numerosos tubos capilares de diferentes dimensiones, propuso que el agua del suelo debería ser clasificada en tres clases:



- 1) Agua higroscópica, la cual es adsorbida a partir de una atmósfera de vapor de agua, como un resultado de fuerzas atractivas en la superficie de las partículas.
- 2) Agua capilar, la cual es retenida por fuerzas de tensión superficial como un film continuo alrededor de las partículas y en el espacio capilar.
- 3) Agua gravitacional, la cual no es retenida por el suelo y drena bajo la influencia de la gravedad.

Las investigaciones posteriores de Briggs, sus asociados y otros autores, se concentraron en el análisis del agua capilar en términos de su disponibilidad para las plantas, especialmente respecto a valores de contenido de humedad óptimos y mínimos para el crecimiento vegetal. Estos trabajos introdujeron dos de los conceptos históricamente más importantes:

- a) El equivalente de humedad (Briggs y McLane, 1907); y,
- b) El coeficiente de marchitez (Briggs y Shantz, 1912).

El otro aporte provino de Veihmeyer y Hendrickson (1949), al definir el concepto de capacidad de campo.

Planteado el problema de la disponibilidad, en torno a la existencia de un límite superior de humedad disponible (equivalente de humedad, capacidad de campo) y de un límite inferior (porcentaje de marchitez permanente), la investigación se orientó a establecer si el agua era o no igualmente disponible a través de dicho rango.

Veihmeyer y Hendrickson (1927-1955), propusieron que el agua del suelo era igualmente disponible en todo el rango definido como de humedad aprovechable, el cual se suponía estaba determinado por las llamadas "constantes hídricas del suelo" (capacidad de campo y porcentaje de marchitez permanente). Estos autores postularon que las funciones básicas de las plantas, no eran afectadas por la disminución de humedad del suelo, mientras no se alcanzase el punto de marchitez permanente. En dicho estado hídrico, la actividad vegetal se afectaba violentamente. Este modelo de disponibilidad tuvo bastante aceptación por largo tiempo. La Figura 6 muestra la hipótesis de Veihmeyer y Hendrickson (línea superior segmentada).

Richards y Wadleigh (1952), obtuvieron evidencia exactamente opuesta al modelo de amplia disponibilidad de Veihmeyer y Hendrickson. En este caso se consideró que a medida que la humedad disminuía, se reducía su disponibilidad para las plantas, de modo que tanto el estrés hídrico como la reducción del crecimiento se presentaban bastante antes de alcanzarse el porcentaje de marchitez permanente. Thornthwaite y Mather, propusieron un modelo similar, en el cual la dispo-

---



ponibilidad cae rectilinearmente a través de todo el rango (Figura 6).

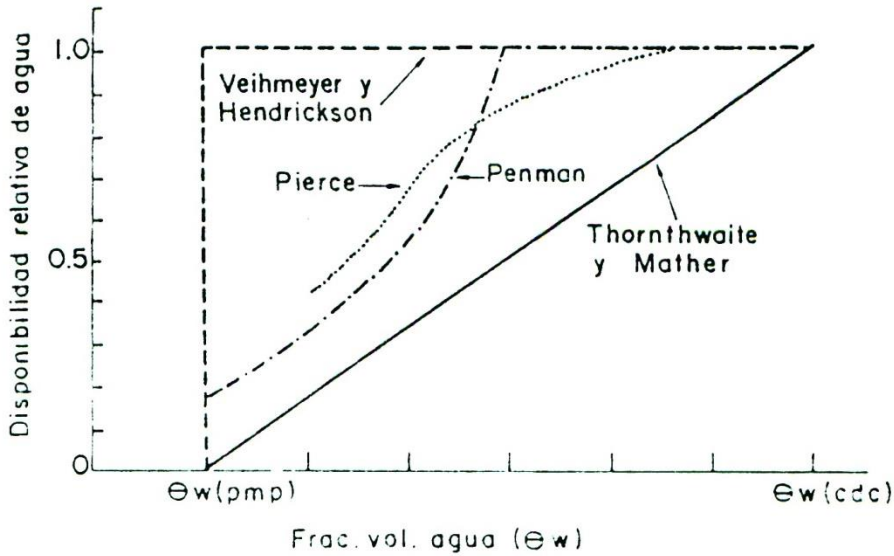


Figura 6. Hipótesis sobre la disponibilidad relativa del agua contenida dentro del rango de humedad aprovechable de un suelo ( $\theta_w[cdc]-\theta_w[pmp]$ ).

Dos autores, Penman y Pierce, independientemente postularon un esquema intermedio a las dos visiones anteriores (Figura 6). Particularmente, Penman propuso un modelo en el cual, la disponibilidad es máxima hasta que se consume aproximadamente un 50% de la humedad aprovechable. A partir de dicho punto, la disponibilidad cae inicialmente a una tasa superior a la propuesta por Thornthwaite y Mather, igualándose posteriormente. Valores intermedios, como por ejemplo el 50% antes mencionado, fueron denominados "humedades críticas".

Ninguna de estas proposiciones pudo ofrecer un marco teórico apropiado y capaz de tomar en consideración el conjunto de factores dinámicos que afectan el régimen hídrico del sistema suelo-planta-atmósfera en su totalidad. La razón de esto es que la base experimental de los modelos era escasa y consistía en trabajos realizados bajo condiciones muy específicas o muy mal definidas.

### Capacidad de Campo

El contenido de humedad que prevalece después del drenaje del "agua gravitacional" es denominado capacidad de campo y ha sido considerado tradicionalmente, como el límite superior de la humedad retenida por capilaridad en el suelo. También se



considera el límite superior de la humedad disponible para las plantas en condiciones de campo, asignándosele universalmente el rango de "propiedad física" característica y constante para cada suelo.

De acuerdo a Veihmeyer y Hendrickson (1949), la capacidad de campo se define como "la cantidad de agua retenida por el suelo después que el exceso de agua ha drenado y el flujo descendente ha materialmente cesado, lo cual normalmente ocurre dentro de 2-3 días después de una lluvia o riego en suelos permeables, de textura y estructura uniforme". La Figura 7 muestra el modelo de mojamamiento del suelo a capacidad de campo, según el punto de vista de Veihmeyer y Hendrickson.

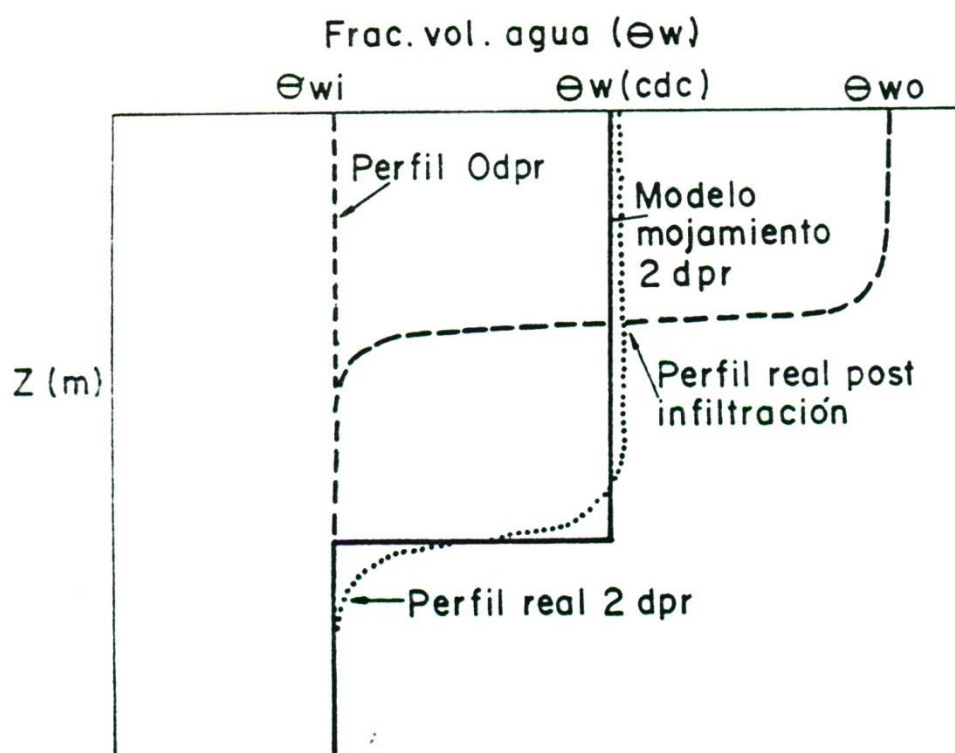


Figura 7. Perfiles de humedad antes del riego ( $\theta_{wi}$ ), al finalizar la infiltración y a dos días después del riego (dpr), cuando el suelo alcanza el valor de capacidad de campo.

Diversos investigadores han argumentado la existencia de un equilibrio estático para explicar esta "constante". La teoría actual, en el ámbito de la física de los sistemas

suelo-agua, reconoce la existencia del fenómeno de redistribución del agua post infiltración. Este es un proceso continuo por el cual la zona que se saturó durante la infiltración, desorbe agua en forma inicialmente rápida, y en la medida que disminuye la conductividad hidráulica debido al desarrollo de tensión dentro del perfil, la tasa de flujo de redistribución decae.

En la Figura 8 se presentan esquemáticamente tres perfiles de  $\theta_w$  durante las primeras 48 horas de redistribución. Nótese el aumento del contenido de humedad en profundidad a 10 y 48 horas. El fenómeno puede persistir por un largo período de tiempo, dependiendo fundamentalmente de las características de transmisión de agua del suelo y del historial de mojado previo del perfil.

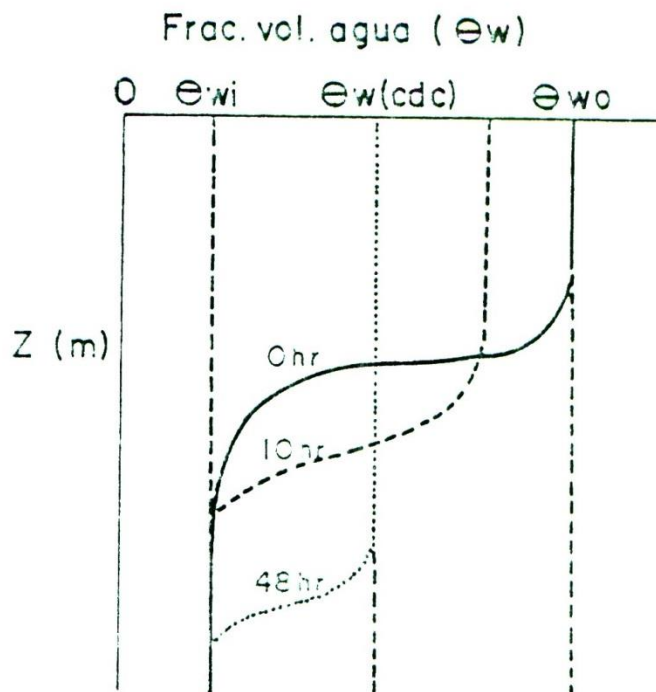


Figura 8. Perfiles instantáneos de contenido de humedad durante 48 horas de redistribución de un suelo con  $\theta_w$  inicial uniforme ( $\theta_{wi}$ ). Nótese el estado saturado ( $\theta_{wo}$ ) del suelo superficial al término del proceso de infiltración (0 horas).

De acuerdo con las características del proceso de redistribución, se debe concluir que la "capacidad de campo" es un concepto relacionado y por lo tanto, considerando la naturaleza dinámica de la redistribución, la "capacidad de campo" corresponde a una cantidad de agua almacenada transitoriamente en el perfil. Luego, toda aproximación basada



en equilibrios estáticos (humedad equivalente, retención a 30 kPa) no tiene fundamento físico. Según lo anterior, la capacidad de campo no es un valor constante para un suelo dado, ya que no corresponde a un verdadero estado de equilibrio, debido a que el movimiento descendente de agua no cesa sino que continúa a una tasa reducida por largo tiempo.

Los factores que afectan la redistribución y el valor aparente de la capacidad de campo, de acuerdo a la forma en que es habitualmente medida son los siguientes:

- 1) Textura del suelo. A mayor contenido de arcilla, mayor retención.
- 2) Tipo de arcilla. A mayor superficie específica del mineral, mayor retención.
- 3) Contenido de materia orgánica. Depende de la cantidad presente, pero su acción es más significativa a través de sus efectos sobre la estructura del suelo.
- 4) Profundidad de mojado durante la prueba e historial de humedad previa. A mayor humedad inicial y mayor profundidad de mojado durante la infiltración, menor es la tasa de redistribución y mayor la capacidad de campo aparente.
- 5) Presencia de estratas con alta resistencia hidráulica en el perfil (tales como horizontes arcillosos densos, estratas arenosas o pedregosas), éstas pueden reducir la redistribución aumentando la capacidad de campo aparente. El flujo de agua de salida de una estrata en el suelo, no depende exclusivamente de sus características texturales o hidráulicas, sino también de la composición y estructura del perfil completo. De esta forma, la presencia a cualquier profundidad de una estrata restrictiva puede retardar el flujo de agua de salida de las estratas sobreyacentes.
- 6) Las condiciones de evapotranspiración. El movimiento de agua ascendente modifica los gradientes y la dirección del flujo durante la redistribución, alterando la capacidad de campo aparente.

En su conexión con el proceso de redistribución, se concluye que la capacidad de campo es una propiedad del perfil y no debería ser calculada mediante la simple superposición de las soluciones para estratas separadas de suelo, por ejemplo, en base a valores del contenido de humedad por estratas, obtenidos mediante equilibrio estático a tensiones de 30 kPa.

Método de determinación de la capacidad de campo

Se selecciona un área de  $2,5 \times 2,5 \text{ m}^2$ , el cual se apretilla y se aplica suficiente agua por inundación, si el terreno es plano, o mediante aspersión, en el caso de no ser suficientemente plano. La cantidad de agua debe ser la necesaria para mojar toda la superficie de muestreo hasta la profundidad de interés (por ejemplo la profundidad de la zona de raíces (otros autores recomiendan 1 m). Se cubre la parcela apretillada con un polietileno para impedir evaporación. Se deja drenar el suelo durante un mínimo de 2 días. Al cabo de dicho tiempo, se saca la cubierta y se procede a muestrear para la determinación del contenido de humedad. Se muestrea cerca del centro de la parcela, tomando muestras a incrementos sucesivos hasta la profundidad del mojamiento. Se deben hacer un mínimo de 5 repeticiones independientes si se usa el método gravimétrico. El contenido de humedad obtenido al momento del muestreo se define como capacidad de campo.

Como se puede apreciar en la Figura 9 hay suelos (suelo B) que escapan al modelo de comportamiento ideal que supone el método de determinación descrito más arriba, el cual es adecuadamente seguido por el suelo A. En vista de lo anterior, se sugiere como norma repetir el muestreo realizado a los dos días en varias oportunidades posteriormente, hasta definir gráficamente el valor de humedad a capacidad de campo.

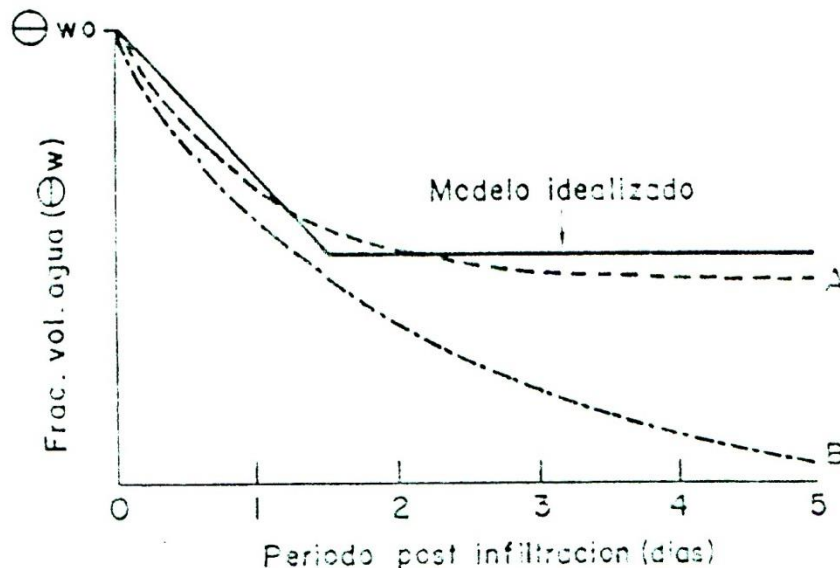


Figura 9. Variación de  $\theta_w$  en la estrata superficial de dos perfiles de suelo A y B, durante la determinación de la capacidad de campo. La línea continua corresponde al comportamiento idealizado supuesto en el método descrito en el texto.



Equivalente de humedad y porcentaje de humedad a 30 kPa

El equivalente de humedad es un parámetro que mide la habilidad del suelo para retener agua bajo una fuerza centrífuga equivalente a 1000 veces la gravedad. Se ha considerado que representa el agua contenida en los poros capilares mas pequeños y que la fuerza aplicada elimina el agua retenida en los poros más grandes.

Se ha demostrado que el equivalente de humedad reproduce adecuadamente el valor de capacidad de campo en suelos de textura fina, no así en los suelos arenosos. Del mismo modo, se ha encontrado que correlaciona bien con la humedad de equilibrio medida en la olla a presión a 30 kPa de presión. Este último valor se aplica a muestras disturbadas (secas al aire y tamizadas), ya que el valor de campo del  $\phi_m$  a capacidad de campo es  $\approx -10$  kPa (ver Figura 10).

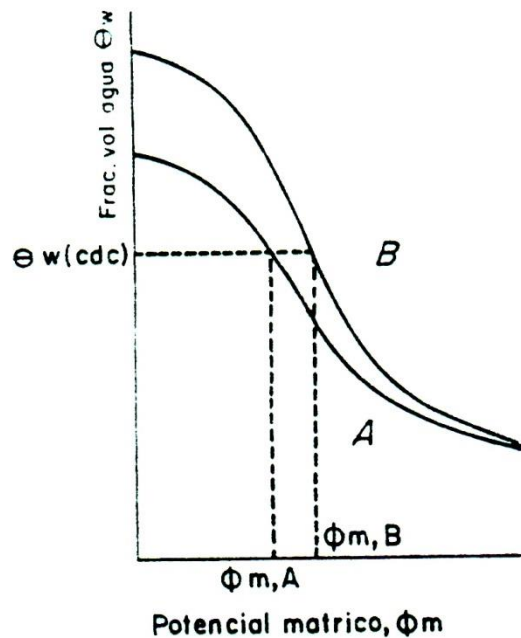


Figura 10. Curvas características de un suelo: A) Medidas in situ y B) Medidas en laboratorio en base a muestras disturbadas. Nótese que  $\phi_{m,B}$  (-30 kPa) es un estimador de  $\theta_w(cdc)$ , ya que en condiciones de campo  $\phi_{m,A}$  vale aproximadamente -10 kPa.

Porcentaje de Marchitez Permanente

Uno de los trabajos históricamente más importantes orientados al estudio de la disponibilidad del agua para las plantas, fué el que condujo al concepto de coeficiente de marchitamiento, para expresar el contenido de humedad del

suelo al cual las plantas se marchitan permanentemente. Se estimaba que la marchitez ocurría cuando el suelo no podía suministrar agua a la velocidad suficiente para compensar la transpiración.

El porcentaje de marchitez permanente se define como el porcentaje de humedad de un suelo, al que una planta que creció en él alcanza un estado de marchitez tal, que ésta no se recupera en una atmósfera casi saturada de vapor de agua. Este es uno de los extremos del rango de marchitamiento, el otro es la marchitez incipiente, la cual se determina evaluando la recuperabilidad del primer par de hojas verdaderas de las plantas (por ejemplo girasol). Entre ambos extremos hay un apreciable intervalo de contenidos de humedad, el cual se denomina "rango de marchitez".

Aunque los porcentajes de marchitez son indicadores reproducibles del límite inferior de la humedad disponible, hay amplio consenso para refutar su condición de constantes verdaderas o propiedades intrínsecas del suelo. Los valores obtenidos en su determinación dependen de la planta indicadora y de la técnica utilizada.

No existe, por otra parte, un valor único de energía de retención en el cual la absorción de agua por la planta cese repentinamente. "El rango de marchitez" se refiere a un intervalo de contenidos de humedad tal que, el suelo no puede suministrar agua a una tasa suficiente para mantener el turgor. Esto implica, que el punto al cual las plantas se marchitan está controlado conjuntamente por las tasas de suministro y de demanda de agua y no por un sólo factor, como la "retención del agua por el suelo". Participan como factores adicionales, la densidad de raíces, el volumen de suelo ocupado y los  $\phi$ s de la planta y del suelo.

#### Porcentaje de humedad a 1500 kPa

Se ha determinado que el  $\phi_m$  en el punto de marchitez permanente, puede fluctuar entre -1000 y -2000 kPa (rango de marchitez), con promedio igual a -1500 kPa. Por consiguiente, el porcentaje de humedad a -1500 kPa ha sido asociado al porcentaje de marchitez permanente y se usa frecuentemente como índice del mismo. Este valor se determina con muestras de suelo utilizando un plato de presión.

#### Visión Actual

La aproximación actual al problema de la extracción y utilización del agua del suelo por las plantas, está basada en el concepto que el suelo, las plantas y la atmósfera constituyen un sistema físico dinámico, en el cual los diferentes procesos de flujo de agua a través de cada uno de



los componentes del sistema son interdependientes. Este dinamismo se ilustra en la Figura 11. Este sistema unificado ha sido denominado el "continuum suelo-planta-atmósfera".

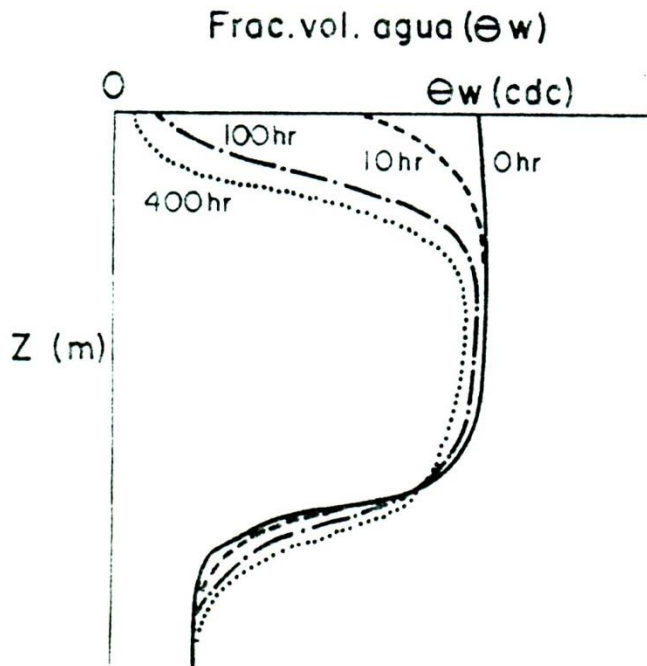


Figura 11. Perfiles instantáneos de  $\Theta_w$  posteriores al momento (0 horas) en que se definió el valor de capacidad de campo. La parte alta del suelo se está secando por evaporación o por absorción de agua por las plantas, en tanto el suelo sigue transmitiendo agua en profundidad.

Desde este punto de vista, los conceptos clásicos de disponibilidad en su sentido original, por ejemplo "clases de agua" no tienen asidero. El agua del suelo a cualquier valor de contenido de humedad o potencial, es cualitativamente la misma. Tampoco es la cantidad ni la tasa de absorción de agua por las plantas, una función exclusiva del contenido o potencial del agua del suelo.

La cantidad y absorción de agua por las plantas depende esencialmente de:

- 1) La capacidad de las raíces para absorber agua desde el suelo con el cual entran en contacto; y,
- 2) De la capacidad del suelo para suministrar y transmitir agua hacia las raíces. Ambos procesos deben operar a velocidades suficiente para satisfacer la demanda de transpiración. Estos aspectos a su vez dependen de las condiciones meteorológicas y de las propiedades de las plantas y del suelo.

A pesar de reconocerse el dinamismo del sistema suelo-planta-atmósfera, su modelización conforme a las prácticas vigentes de riego, se mantiene en la actualidad con un enfoque bastante estático.

El suelo aún con los sistemas modernos de riego se sigue manejando en términos de un reservorio de agua, cuya capacidad debe ser dimensionada. Desde este punto de vista, es necesario recurrir a simplificaciones. Una de éstas se origina en la necesidad de fijar las cotas superior e inferior para el almacenamiento de agua dentro del perfil, particularmente en los sistemas de riego de baja frecuencia. No obstante la falta de definición física de los parámetros capacidad de campo y punto de marchitez permanente, éstos corresponden a conceptos idealizados, que adecuadamente interpretados son muy útiles en la práctica. Su aplicación se verá en la unidad siguiente.

### CALCULO DE LA LAMINA DE RIEGO

Se denomina lámina de riego o de reposición,  $h$  (m), al espesor de un volumen  $v$  ( $m^3$ ) de agua de riego supuestamente colocado instantánea y uniformemente sobre una superficie de tamaño  $A$  ( $m^2$ ):

$$h = v/A \quad (m)$$

Normalmente la lámina  $h$  (m) se calcula en base a datos de contenido de humedad y densidad aparente de la matriz; y del espesor  $Z_r$  (m) del perfil, considerando  $\theta_m + \theta_g = 1$  (definición 17.) Los contenidos de humedad considerados son:

- 1) El real o medido  $\theta_{wi}$  o  $w_i$ ; y,
- 2) Un contenido de "referencia" que permita delimitar la capacidad de almacenamiento efectiva (y de "corto plazo" habría que agregar) del suelo. Aquí, se emplea el concepto de capacidad de campo. Este está representado por  $w_f$  o  $\theta_{wf}$  en las fórmulas siguientes.

Se considerarán dos casos:

- 1) Perfiles caracterizados por valores de fracción volumétrica de matriz  $\theta_m = 1 \text{ m}^3/\text{m}^3$ ; y,
- 2) Perfiles caracterizados por valores de  $\theta_m < 1 \text{ m}^3/\text{m}^3$ , en todo o parte del perfil de espesor  $Z_r$  y que corresponden a suelos pedregosos.



Fórmulas de Cálculo de la Lámina

1) Perfiles con  $\theta_m = 1 \text{ m}^3/\text{m}^3$ .

- Base gravimétrica:

$$h = (w_f - w_i) * d_b * Z_r$$

donde  $w_f$  (kg/kg) y  $w_i$  (kg/gkg) son las humedades gravimétricas final e inicial, respectivamente (definición 10),  $d_b$  ( $\text{Mg}/\text{m}^3$ ) es densidad aparente y  $Z_r$  (m) es la profundidad de mojamiento.

- Base volumétrica:

$$h = (\theta_{wf} - \theta_{wi}) * Z_r$$

donde  $\theta_{wf}$  ( $\text{m}^3/\text{m}^3$ ) y  $\theta_{wi}$  ( $\text{m}^3/\text{m}^3$ ) son las humedades volumétricas final e inicial, respectivamente (definición 6), y  $Z_r$  (m) es la profundidad de mojamiento.

2) Perfiles con  $\theta_m < 1 \text{ m}^3/\text{m}^3$

- Base gravimétrica:

$$h = (w_f - w_i) * (1 - \theta_g) * d_b * Z_r$$

donde  $\theta_g$  ( $\text{m}^3/\text{m}^3$ ) es la fracción volumétrica de fragmentos gruesos (definición 16).

- Base volumétrica:

$$h = (\theta^* w_f - \theta^* w_i) * (1 - \theta_g) * Z_r$$

INFILTRACION DEL AGUA EN EL SUELO

El término infiltración es utilizado para denominar al proceso de entrada de agua a un perfil de suelo, lo cual ocurre generalmente en la forma de un flujo vertical a través de toda o parte de su superficie.

El agua de lluvia o de riego que cae o corre sobre el suelo penetra en él por un mecanismo de contacto, fase líquida-fase sólida. Este mecanismo en el suelo superficial seco, está dominado inicialmente por fuerzas de adsorción y a medida que estas fuerzas son satisfechas por aportes crecientes de agua, entra en juego la retención de agua en espacios capilares por tensión superficial. De lo anterior se deduce que, dependiendo de las condiciones de humedad exis-

tentes y en ausencia de una carga hidráulica superficial, el proceso de infiltración sigue la ley de Darcy con un gradiente hidráulico determinado por el potencial gravitacional, mas una contribución inicial variable del potencial mátrico, la que va disminuyendo a medida que pasa el tiempo, afectando la infiltrabilidad del suelo.

Cada suelo tiene características de infiltrabilidad que le son particulares y específicas. La infiltrabilidad del suelo y su variación con el tiempo, dependen además del estado hídrico inicial del suelo, de varias propiedades físicas tales como: textura, estructura y uniformidad del perfil (ausencia de estratificación). El concepto de infiltrabilidad, entendido como el flujo de agua que puede ser absorbido por el suelo a través de su superficie, cuando éste es mantenido en contacto con agua a presión atmosférica, permite analizar la conducta del suelo frente al suministro de agua externa.

El suministro externo puede ser mayor, igual o menor a la infiltrabilidad, determinando el tipo de control del proceso de infiltración que se establecerá:

- 1) Si el suministro es inferior a la infiltrabilidad, la velocidad de infiltración queda determinada por la tasa de entrega de agua al suelo (proceso controlado por el flujo).
- 2) Si el suministro es mayor que la infiltrabilidad, es esta última la que controla la velocidad de infiltración (proceso controlado por el suelo).

El conocimiento de las características de infiltrabilidad es fundamental para determinar, en gran medida, las condiciones que ese suelo tiene para ser regado, a la vez que da información que puede ser utilizada en las prácticas de riego.

#### Factores que Pueden Afectar la Infiltrabilidad

Considerando que el proceso de infiltración puede ser descrito por las leyes de flujo antes descritas, los factores que afectan a este proceso se relacionan con el efecto que éstos tengan sobre las relaciones  $K-\theta_w$  y  $\phi_m-\theta_w$  que posea un suelo en particular. Tales factores, entre los más comunes, pueden ser los siguientes:

- 1) Compactación del suelo;
- 2) Sellamiento superficial por sedimentación de la carga sólida del agua de riego;
- 3) Dispersión por sodio;
- 4) Inestabilidad estructural;



- 5) Manejo de residuos; y,
- 6) Laboreo y utilización del suelo.

Desde el punto de vista del manejo del riego, son dos los elementos que tienen importancia en el tratamiento empírico cuantitativo del proceso de infiltración: Velocidad de infiltración e Infiltración acumulada.

### Velocidad de Infiltración

La velocidad de infiltración es definida como el volumen de agua que fluye al interior del perfil, por unidad de superficie y de tiempo ( $m^3/m^2 s$ ). Expresa la rapidez con que penetra el agua en el suelo a través de la superficie del suelo.

Los suelos que poseen baja velocidad de infiltración deben regarse mayor tiempo, a objeto de poder incorporar un determinado volumen de agua, en comparación, a los suelos que poseen alta velocidad de infiltración. Según la ecuación de Kostiakov, la velocidad de infiltración puede representarse por:

$$VI = (60 \cdot K \cdot n) / (T^{(1-n)})$$

Donde: VI (cm/h), velocidad de infiltración; K (cm), cantidad de agua infiltrada al minuto 1; n, pendiente de la recta de infiltración acumulada (transformación logarítmica); T (min), tiempo.

### Infiltración Acumulada

La infiltración acumulada expresa la lámina total de agua infiltrada (m) en función del tiempo, a medida que se desarrolla el proceso de infiltración. Permite calcular, a partir del valor de la lámina de riego o reposición, el tiempo necesario de infiltración para aplicar dicha lámina. Según la ecuación de Kostiakov esta que representada por:

$$D = K \cdot T^n$$

Donde: D (cm), Infiltración acumulada; K (cm), cantidad de agua infiltrada al minuto 1 (donde curva corta eje y); n, pendiente de la recta (transformación logarítmica); T (min), tiempo.

### Métodos de Medición de la Infiltración

Existen diversas metodologías para la medición de la infiltración. Los más usados consisten:

- 1) Métodos basados en el balance entre el agua aplicada y la escurrida, denominados de entrada y salida. Por ejemplo: surco infiltrómetro, parcelas infiltrómetro.
- 2) Métodos basados en la medición de la variación de altura del agua apozada. Por ejemplo: cilindros infiltrómetros, parcelas infiltrómetro.
- 3) Métodos pluviométricos ó de precipitación simulada con un equipo aspersor de intensidad de lluvia variable. Se trata de lograr un equilibrio entre la velocidad de aplicación con la velocidad de infiltración del suelo, sin que se produzca escurrimiento superficial. Si conocemos la superficie a la cual se le aplica el agua y el gasto  $Q$  podremos obtener la velocidad de infiltración. Tiene el inconveniente de que es muy difícil de controlar exactamente, tanto el gasto como la intensidad de la aplicación.

### Selección del Método

Como principio general se establece que la selección del procedimiento de medición de la infiltración, debe considerar el método de riego al cual se aplicarán los datos.

### Cilindros Infiltrómetros

Se utiliza con referencia a métodos de riego por inundación. Los resultados no son aplicables al riego por surcos o por aspersion.

### Método

El cilindro infiltrómetro es un cilindro metálico de 25 cm de diámetro y 30 cm de altura. El cilindro se entierra verticalmente en el terreno hasta una profundidad de 15 cm.

A fin de evitar el movimiento lateral del agua fuera de la zona delimitada por el cilindro, se coloca otro cilindro de mayor diámetro al que se agrega una carga de agua similar al cilindro de medición. Si no se dispone de un cilindro doble, puede construirse una poceta.

Amos cilindros deben construirse con un filo a bisel en uno de sus extremos, de modo que se facilite su empotramiento con el mínimo de alteración del suelo. Se entierran colocando



un trozo de madera sobre ellos y golpeando con un mazo, de tal modo que entren verticalmente.

Se llena con agua y se mide el nivel con una reglilla graduada, correspondiendo esta lectura al tiempo cero. Previo al llenado del cilindro se coloca en su interior un plástico que evite que el agua altere la estructura superficial del suelo tapando los poros. Posteriormente se retira este plástico y se da comienzo al proceso de infiltración.

El lugar en que se hace la prueba debe estar en lo posible sin labores de cultivo recientes y con un contenido de humedad similar a aquel en que se efectuarán los riegos.

Hoja de registro

Las mediciones efectuadas se llevan a una hoja de registro, con la siguiente información:

HOJA DE REGISTRO

Hora	Intervalo (min)	Tiempo acumulado (min)	Carga en el cilindro (cm)	Infiltración parcial (cm)	Infiltrac. acumulada (cm)
9.00	0	0	15	-	-
9.05	5	5	13.5	1.5	1.5
9.10	5	10	13.2	0.3	1.8
9.20	10	20	12.8	0.4	2.2
9.30	10	30	12.6/15	0.2	2.4
9.45	15	45	14.8	0.2	2.6
10.00	15	60	14.6	0.2	2.8
10.30	30	90	14.3	0.3	3.1
11.00	30	120	14.1	0.2	3.3
12.00	60	180	13.8	0.3	3.6
13.00	60	240	13.6	0.2	3.8

FUENTE: Stockle (1974).

Cálculos

Los resultados obtenidos se grafican colocando en el eje de las "x" el tiempo acumulado y en el eje de las "y" la infiltración acumulada. Esto se realiza en un papel logarítmico, obteniéndose una recta que se representa por la siguiente ecuación (Ecuación de Kostiaikov):

$$D = K \cdot T^n$$

Donde: D (cm), Infiltración acumulada; K (cm), cantidad de agua infiltrada al minuto 1 (donde curva corta eje y); n, pendiente de la recta (transformación logarítmica); T (min), tiempo.

Para obtener la curva de velocidad de infiltración (también es una recta en el papel logarítmico), se utiliza la siguiente ecuación:

$$VI = (60 \cdot K \cdot n) / (T^{(1-n)})$$

Donde: VI (cm/h), velocidad de infiltración; K (cm), cantidad de agua infiltrada al minuto 1; n, pendiente de la recta de infiltración acumulada (transformación logarítmica); T (min), tiempo.

En la segunda ecuación se conoce K y n, siendo VI y T incógnitas. Como esta ecuación es representada por una recta en el papel logarítmico, basta averiguar dos puntos de ella para graficarla. Se calcula el valor de VI para dos valores arbitrarios de T, obteniendo de ese modo los dos puntos que permitirán construir la recta.

La recta de infiltración acumulada permite calcular el tiempo de infiltración si se conoce la lámina de reposición del déficit de humedad aprovechable. Lo que equivale a resolver la siguiente ecuación:

$$T = (h/K)^{1/n}$$

Donde: T (min), tiempo de infiltración; h (cm), lámina de agua a infiltrar; n, pendiente de la recta de la resta de infiltración acumulada (transformación logarítmica); K (cm), cantidad de agua infiltrada en el minuto 1.

### Surcos Infiltrómetros

Se utiliza con referencia al método de riego por surcos. Consiste en la utilización de surcos como superficie de infiltración. La cantidad de agua infiltrada, en los intervalos que se consideren, se obtiene dividiendo la diferencia entre el volumen de agua que ha entrado y el volumen que ha salido del surco en el intervalo de tiempo y por la superficie de infiltración.

### Método

Este método requiere la realización de las siguientes determinaciones en terreno:



- 1) Selección del caudal máximo no erosivo.
- 2) Selección del surco a utilizar.
- 3) Regulación del caudal máximo no erosivo seleccionado.
- 4) Prueba de infiltración.

#### Selección del caudal máximo no erosivo

Este corresponde al máximo caudal que puede ser utilizado en el suelo a regar por el método de surcos, sin causar erosión hídrica. Existen procedimientos para su determinación directa. Se puede estimar este caudal utilizando la siguiente relación:

$$Q = 0,63/s$$

Donde: Q (l/s) es el caudal máximo no erosivo y s (%) es la pendiente del terreno.

#### Selección del surco a utilizar

Se trazan 3 surcos de 30 m de largo, con una separación a la misma distancia entre surcos en que serán usados durante las operaciones de riego. Se utiliza el surco central como surco infiltrómetro. Se instala en la acequia alimentadora los equipos de distribución de agua a los surcos (cajas de distribución o sifones portátiles por ejemplo). En la cabecera y a los pies del surco central, se hacen excavaciones a objeto de instalar los baldes para la medición de los caudales de entrada y salida.

#### Regulación del caudal máximo no erosivo

Se regula el caudal máximo no erosivo que será usado en el surco infiltrómetro, evitando la entrada anticipada de agua a éste.

#### Prueba de infiltración

La prueba se realiza según el siguiente procedimiento:

- 1) Se coloca el agua en el surco infiltrómetro y se anota la hora de entrada, simultáneamente se coloca agua en los surcos laterales (éstos no se miden). El caudal de entrada debe mantenerse constante. Variaciones superiores al 30% invalidan la prueba.
- 2) Cuando llega el agua al final del surco central se registra la hora. Se espera que el caudal se regularice. Una vez regularizado el caudal, se procede a realizar una medición simultánea del gasto a la entrada y a la salida del surco infiltrómetro.

3) Se continúan igual que en 2) las mediciones a los intervalos siguientes: 5-5-5-10-10-10-15-15-15-30-30-30-60 (min). Se lleva un registro de todas las mediciones.

Hoja de registro

Las mediciones efectuadas se llevan a una hoja de registro, con la siguiente información:

HOJA DE REGISTRO

Hora	tiempo E (min)	tiempo S (min)	tiempo promedio (cm)	Q E l/s	Q S l/s	Q Infiltra l/s	VI cm/h
9:00	0	-	-	1,2	-	-	-
9:14	15	-	-	1,2	-	-	-
9:19	19	4	10,5	1,2	0,70	0,50	?
9:24	24	9	12,0	1,2	0,80	0,40	?
9:29	29	14	21,5	1,2	0,91	0,29	?

Cálculos

La velocidad de infiltración instantánea se calcula con la siguiente fórmula:

$$VI = 360 \cdot Q / L \cdot A$$

Donde: VI (cm/h), es la velocidad de infiltración; Q (l/s) es el caudal infiltrado (Q entrada - Q salida); L (m), es largo del surco infiltrómetro; y A (m), la distancia entre surcos.

La determinación de la infiltración acumulada y del tiempo de riego, se realiza de acuerdo a un procedimiento similar al comentado para el cilindro infiltrómetro.



BIBLIOGRAFIA

- Baver, L.D. 1966. Soil physics. 3a.Ed. J.Wiley & Sons Inc. N.Y.489p
- Benavides, C. 1976. Propiedades hidráulicas de un perfil de la Serie Nipas (Provincia de Santiago). Tesis Ing. Agrónomo. Fac. Agronomía. U. de Chile. 93 p.
- Benavides, C. 1992. El suelo como sistema físico. En: Vera, W. (ed). Suelos, una visión actualizada del recurso. Public. Misc.Agríc. N°38:121-153.
- Black, C.A. (ed). 1965. Methods of soil analysis. Part 1. Physical and mineralogical properties. American Soc. of Agronomy Inc. Madinson, Wisc. USA.
- Gurovich, L. 1991. Manual de riego programado de los frutales. CORFO-U. Católica. 599 p.
- Hanks, R.J. y Ashcroft, G. 1980. Applied soil physics. Springer Verlag. Berlin. 159 p.
- Hillel, D. 1980. Applications of soil physics. Academyc Press. N.Y. 385 p.
- Hillel, D. 1980. Fundamentals of soil physics. Academyc Press. N.Y. 413 p.
- Stockle, C. 1974. Apuntes de práctica de riego y drenaje. Depto. Ing. y Suelos. Fac. Agronomía. U. de Chile. 50p
- Taylor, S. y Ashcroft, G. 1972. Physical edaphology. W. H. Freeman & Cie. Sn. Francisco, Cal. 533p.

## ***TEMA III***

### ***Cartografía de Suelos***

---

***DISEÑO DE PROYECTOS DE RIEGO Y DRENAJE***



## CARTOGRAFIA DE SUELOS

Walter Luzio L.  
Ingeniero Agrónomo, M.Sc.  
Universidad de Chile.

### INTRODUCCION

En este Capítulo se proporcionan los elementos básicos de Cartografía de Suelos incluyendo una descripción de las unidades taxonómicas y cartográficas, y reglas de nomenclatura para la denominación de estas últimas.

Por lo tanto, no se trata de un texto original en su totalidad, ya que se han tomado como fuentes de información el "Soil Survey Manual" (revised) del Soil Survey Staff (USDA, SCS) 430-V Chapter 5, del 11 de septiembre de 1980 y los "Criterios para el uso de la Taxonomía de Suelos en la denominación de unidades cartográficas" de A. van Wambeke y T. Forbes (eds.), Monografía Técnica N° 15 de SMSS de 1987. Debido a la precisión que deben tener las definiciones y las reglas de nomenclatura, muchos párrafos han sido transcritos en forma textual, dándoles sólo una organización diferente adecuada a los fines de esta publicación.

### UNIDADES TAXONOMICAS

La SERIE DE SUELOS es la categoría más homogénea en el sistema taxonómico de los suelos. Como clase, la serie es un grupo de suelos que tienen arreglo similar de horizontes, y similares características diferenciantes. Los suelos de una serie tiene un rango relativamente estrecho de propiedades, aunque la capa superficial y otros rasgos como pendiente, pedregosidad, grado de erosión y posición topográfica pueden variar, a menos que estos rasgos se encuentren asociados con diferencias significativas en el tipo y arreglo de horizontes.

Las Series se diferencian entre sí en todas las características que diferencian a las categorías superiores, más las propiedades significativas de la sección de control de la Serie. Algunas de las propiedades comunmente usadas para diferenciar a las series son el tipo, espesor y arreglo de los horizontes y su estructura, color, textura, reacción, consistencia, contenido de carbonatos y otras sales, contenido de humus, contenido de fragmentos de rocas, y composición mineralógica. Una diferencia significativa en cualquiera de



estas propiedades puede ser la base para reconocer una Serie diferente. Raramente, sin embargo, dos series difieren sólo en una de estas características, debido a que están genéticamente relacionadas, por lo cual usualmente cambian conjuntamente.

Algunas áreas de tierras no tienen suelo, de tal forma que no tienen vegetación o ella es muy limitada, como por ejemplo, los afloramientos rocosos. Estas áreas se denominan AREAS MISCELANEAS y se usan en la misma forma que los taxa para identificar a las unidades cartográficas.

Algunos suelos se encuentran fuera de los límites de cualquier serie reconocida y poseen un conjunto único de propiedades. Estos son NUEVAS SERIES potenciales. Cuando semejante suelo se reconoce por primera vez, se describe e identifica como un taxón de la más baja categoría que se pueda clasificar, incluso una fase de ese taxón se puede usar para identificar una Unidad Cartográfica (U.C.). Para el caso de los levantamientos de 1<sup>er</sup> y 2<sup>o</sup> orden se requiere un mayor refinamiento de la definición. En estos casos el suelo se propone como una nueva serie, pero ella queda en forma tentativa hasta que sus propiedades se puedan describir en detalle, se determine su extensión y se hayan resuelto todos los conflictos eventuales con las series ya reconocidas. Si el suelo prueba ser único y posee una extensión significativa, se establece una nueva serie.

Algunos tipos únicos de suelos no ocupan una área lo suficientemente grande como para garantizar el establecimiento de una nueva serie. Estos se llaman VARIANTES de series de suelos. Las variantes difieren de la serie de la cual se nombran lo suficiente para que las interpretaciones sean diferentes para fases comparables. Se denominan agregando la palabra "Variante" al nombre de la serie más estrechamente relacionada, preferiblemente una que se encuentre dentro del área levantada: Variante Maipo.

Un tipo de suelos se identifica como variante, si posee una superficie total conocida inferior a las 800 ha. Las variantes son series potenciales y si se reconoce una superficie significativa de ella, el suelo se establece como una nueva serie. Algunos suelos que contrastan fuertemente con todas las series establecidas se nombran y definen como una serie aun cuando su extensión total sea inferior a 800 ha, pero esto no es lo corriente.

Los TAXADJUNTOS son polipedones que tienen propiedades fuera del rango de cualquier serie reconocida. Sin embargo, los taxadjuntos difieren de una serie reconocida en tan pocas características y en grado tan pequeño que las interpretaciones más importantes no se ven afectadas. El taxadjunto toma el nombre de una serie establecida que es la



más similar en la mayoría de sus características. Es un adjunto a, pero no es parte de la serie a la que está adjunto (Figura 1).

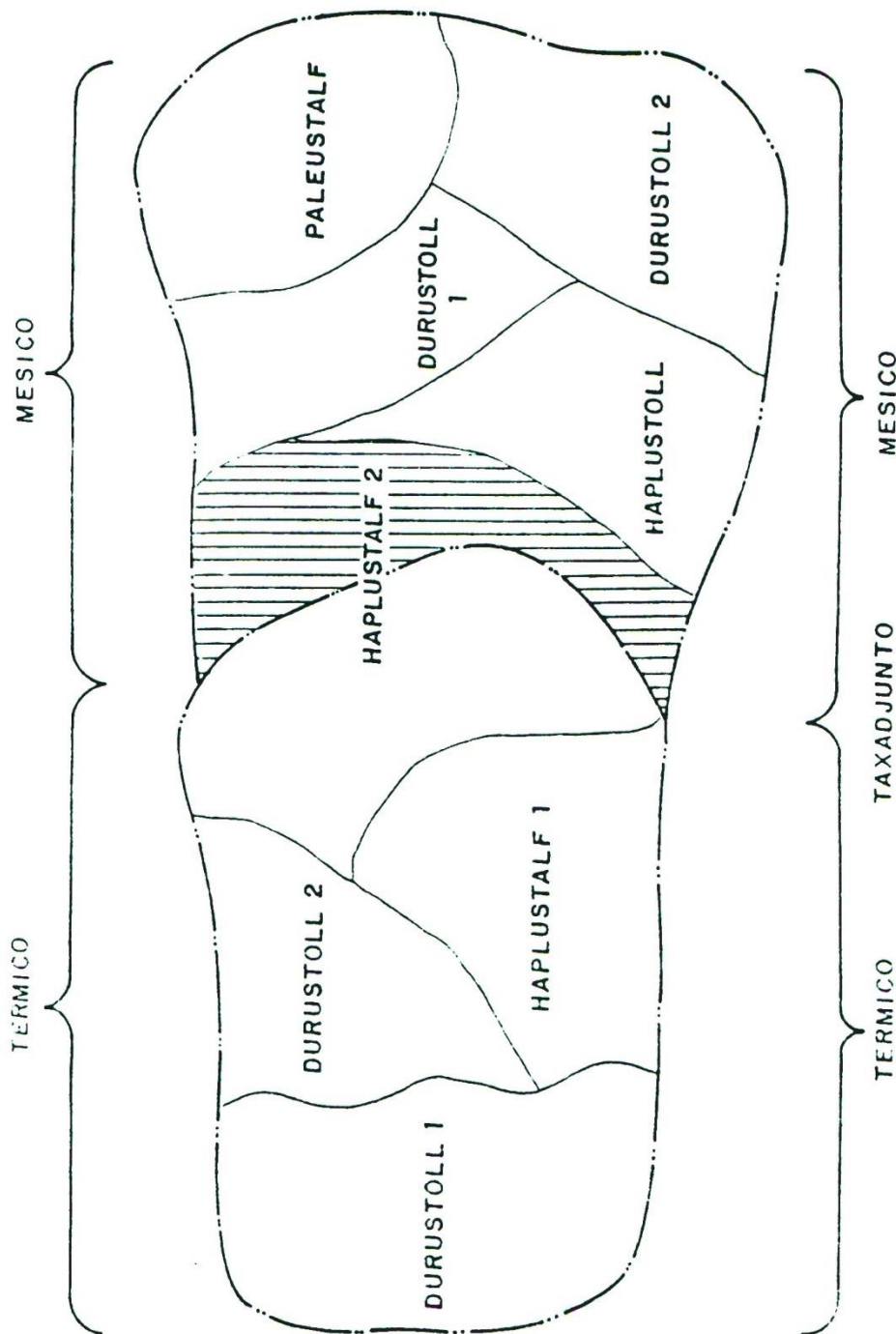


Figura 1. Los TAXADJUNTOS son polipedones que tienen propiedades fuera del rango de cualquier Serie de Suelos reconocida, pero difieren en tan pocas características y en grado tan pequeño que las interpretaciones más importantes no se ven afectadas.

Un taxadjunto se trata como si fuera un miembro de la serie denominada y sus interpretaciones son similares a aquellas de fases de series comparables a la cual se denomina, en todo caso las diferencias con la serie establecida deben describirse.

Ejemplo: Una serie potencial está en la clase de tamaño de partículas limosa fina, marginal a franca fina, sin embargo, difiere de una serie establecida franca fina sólo en el tamaño de partículas, no habiéndose identificado ninguna serie limosa fina. A la serie potencial se le da el nombre de la serie establecida de tal manera que no se propone una nueva serie. Si se muestrean pedones para representar esos sectores, son taxadjuntos a la serie.

Las AREAS MISCELANEAS esencialmente no tienen suelo. Sin medidas importantes de habilitación, no tienen sino escasa o ninguna vegetación a causa de erosión activa, lavado por agua, condiciones desfavorables de suelos o actividades humanas. Algunas áreas misceláneas pueden llegar a ser productivas sólo después de importantes tareas de habilitación. Las definiciones de las unidades cartográficas han sido diseñadas para acomodar áreas misceláneas. La mayoría tiene inclusiones de suelos. Si la cantidad de suelos excede los límites para las inclusiones, ya definidos, la U.C. se denomina como un complejo o una asociación de un área miscelánea y suelos.

Los nombres de áreas misceláneas se usan en la misma forma como los nombres de los taxa de los suelos para identificar las U.C., como por ejemplo "Playas costeras", "Afloramiento rocoso", "Tierras de cárcavas", "Botaderos", etc.

Para cada levantamiento se pueden diseñar las U.C. con componentes de baja categoría que reflejen estrechamente la variación de propiedades del suelo o bien con componentes de alta categoría que reflejen en forma amplia la variación de propiedades. También una U.C. puede diseñarse con composiciones diferentes de Unidades Taxonómicas e inclusiones cartográficas. Esta flexibilidad permite el diseño de U.C. que serán más útiles para los propósitos de un levantamiento específico así como para obtener una mayor uniformidad en el mapeo.

### UNIDADES CARTOGRAFICAS

Una Unidad Cartográfica (U.C.) es una colección de áreas definidas y denominadas de la misma forma en términos de los suelos que la componen o las áreas misceláneas o ambas. Cada U.C. difiere en algo de todas las demás y se identifica en forma única en un mapa de suelos. Cada área completamente



circunscrita en el mapa por límites de suelos se denomina una DELINEACION (Figura 2).

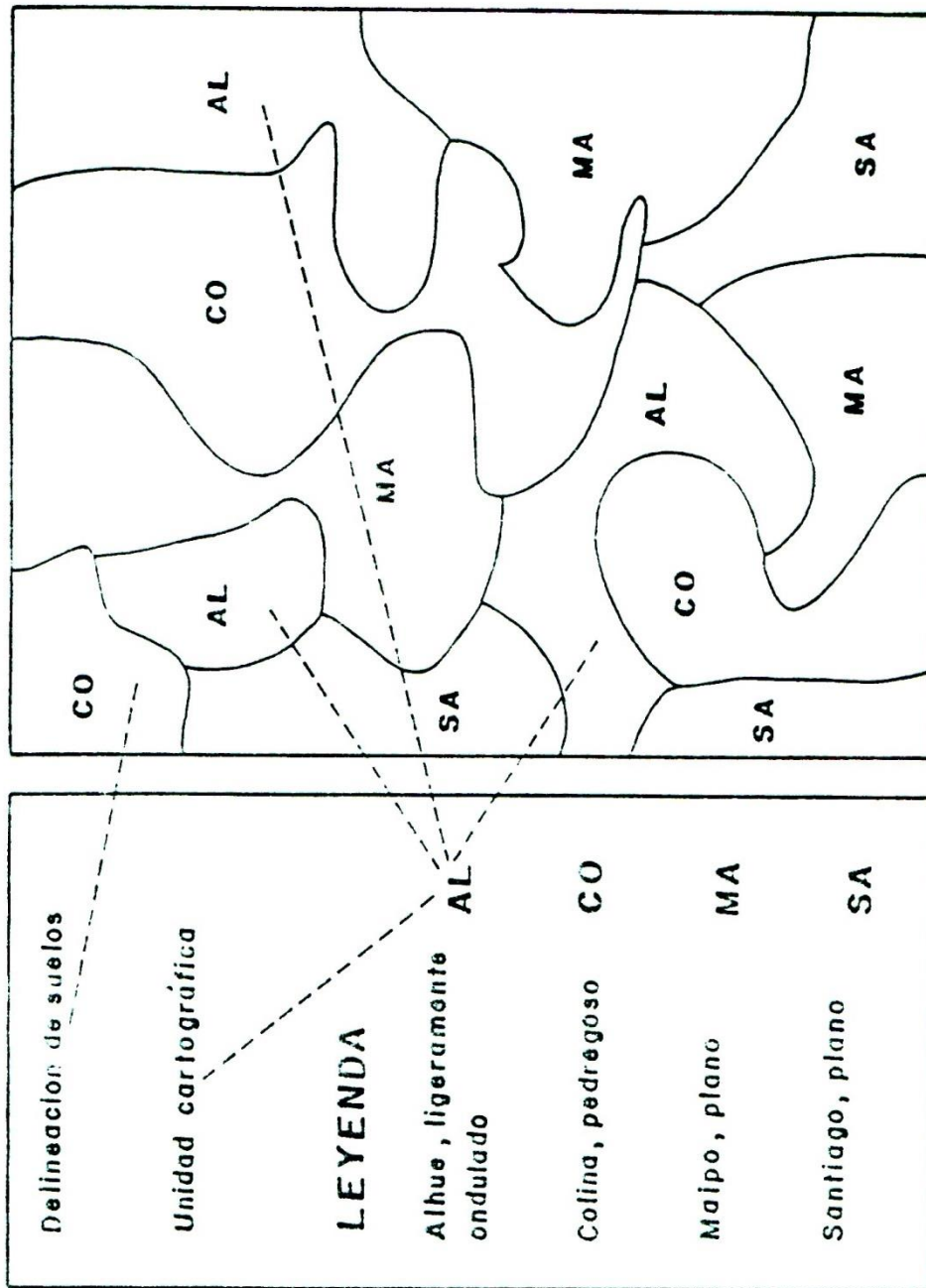


Figura 2. En un mapa de suelos, cada área completamente circunscrita por límite de suelos se denomina una DELINEACION. Una UNIDAD CARTOGRAFICA es una colección de áreas definidas y denominadas de la misma forma en términos de los suelos que la componen o las áreas misceláneas o ambas.

La U.C. puede estar formada predominantemente por un componente o por dos o más que se identifican en el nombre de la U.C. Los componentes menores que no se identifican en el nombre de la U.C. son las inclusiones. Todos los componentes, ya sean dominantes o inclusiones, que se han identificado como importantes para las interpretaciones o para la comprensión del mapa se señalan en la descripción de la U.C.

Un componente individual de una U.C. representa la colección de polipredones o parte de polipredones que son miembros del taxón o de un tipo de área miscelánea. Las partes de polipredones son comunes cuando se usan las fases para dividir el taxón. Las clases de áreas miscelneas se tratan igual que los taxa de suelos en los levantamientos.

La descripción de una unidad taxonómica (U.T.) describe el rango de propiedades exhibidos por los polipredones y los límites de estos rangos están establecidos por SOIL TAXONOMY para la clase taxonómica de la cual la unidad taxonómica es miembro. Lógicamente que todo el rango de variación permitido por la clase taxonómica no se presenta en una área pequeña (<200.000 ha).

Una delimitación de una U.C. tiene el mismo componente dominante que se identifica y domina en la U.C. También cada delimitación contiene un representante de cada tipo de inclusión. En una delimitación un componente dominante está representado por parte de un polipredón, por un polipredón completo o varios polipredones.

Se representa parte de un polipredón cuando el criterio de fase hace necesario la división del polipredón. Se representa un polipredón completo cuando no se requiere el criterio de fase para la subdivisión del polipredón o cuando el rango de los rasgos mostrados por el polipredón individual no cruza los límites de la fase. Se pueden representar varios polipredones cuando la U.C. consiste en dos o más componentes dominantes y el patrón es tal que, al menos, un componente no es continuo sino que se presenta como cuerpos aislados de polipredones. Igualmente cada inclusión en una delimitación está representada por parte de un polipredón, un polipredón completo o varios polipredones, pero su extensión es pequeña en comparación con la extensión del componente(s) dominante(s). Los límites de los suelos rara vez se pueden mostrar en un mapa de suelos con completa precisión debido a que parte de los polipredones adyacentes están inadvertidamente incluidos o excluidos de las delimitaciones.

El tipo de U.C. que se use en un levantamiento dependerá de los propósitos del estudio y del patrón de los suelos y áreas miscelneas en el paisaje. El patrón en la naturaleza está fijo y no es exactamente el mismo en cada delimitación de una U.C. dada.



El trazado de las U.C. para indicar diferencias significativas en el comportamiento de los suelos es particularmente importante para alcanzar los objetivos normales de un levantamiento. También son importantes las diferencias en génesis y morfología, aun cuando no proporcionen diferencias inmediatas en las interpretaciones. Así como las diferencias en las propiedades de los suelos que no afectan a las interpretaciones actuales y que podrían llegar a ser importantes en el futuro. Sin embargo, el exceso de delineaciones reduce seriamente la utilidad inmediata del mapa de suelos. Cualquier beneficio potencial debe ser sopesado cuidadosamente al analizar los mayores costos que significa el hacer separaciones adicionales. Uno de los objetivos de cualquier levantamiento de suelos es acumular conocimientos sobre los suelos, pero esto no significa que el mapa debe mostrar la ubicación de todos los suelos del área o que la publicación debe registrar todo lo que se sabe acerca de los suelos.

#### EMPLEO DE LAS UNIDADES CARTOGRAFICAS

Al estudiar el patrón de los suelos en el paisaje, el edafólogo debe tener en mente la mejor manera de relacionar los patrones de la naturaleza con las U.C. apropiadas. Se debe determinar el tipo de U.C., el nivel de los taxa de los suelos y las necesidades de fases para satisfacer los objetivos del levantamiento, lo que requiere varios juicios. Cada U.C. que se identifica tentativamente debe ser evaluada con dos pruebas:

- Puede ser cartografiada en forma normal ?
- Se requiere para cumplir con los objetivos del levantamiento ?

Las clases taxonómicas proporcionan el conjunto básico de propiedades del suelo con las cuales son definidas las U.C. Ellas resumen una enorme cantidad de investigación y experiencias en relación al significado de las propiedades del suelo y a la combinación de propiedades. Proporcionan un conjunto predefinido de propiedades, que han sido probadas tanto en sus relaciones genéticas, como en sus valores interpretativos.

Los objetivos de un levantamiento determinan el tipo de U.C. y el nivel taxonómico usado para identificar los componentes de la U.C. Para los levantamientos más detallados (1<sup>er</sup> y 2<sup>o</sup> orden) se deben tomar decisiones acerca de que criterio usar para reconocer fases de series de suelos, cuan estrecha o cuan ampliamente se deben definir las fases y si fases similares de series diferentes y que tienen interpretaciones similares, se pueden combinar. Para levantamientos menos detallados (3<sup>o</sup>, 4<sup>o</sup> y 5<sup>o</sup> orden) las decisiones se deben tomar teniendo en cuenta como se pueden identificar las complejida-



des de los suelos en grandes áreas, de manera que sirvan en mejor forma a los propósitos del levantamiento; qué asociaciones de suelos caracterizan unidades útiles y cartografiables; que nivel taxonómico se deberá usar en la denominación de las U.C. y cuales fases contribuirán a mejorar el mapa.

Los nombres de los taxa de suelos, conjuntamente con uno o dos términos modificadores, se utilizan para identificar los suelos en una U.C. El nombre "Collipulli, franco arcillo limosa, 2 a 5% pendiente", por ejemplo indica que la Serie Collipulli es dominante en esa U.C. También se utilizan nombres de taxa de categorías superiores en los nombres de U.C., especialmente en los mapas de escala pequeña. Por ejemplo, "Xeralfs, ondulados" identifica a una U.C. que consiste predominantemente en suelos del suborden Xeralfs, el cual incluye a la Serie Collipulli y a otras series. Comúnmente se usa el nombre del taxón de la categoría más baja que identifica en forma precisa el suelo dominante.

#### INCLUSIONES DENTRO DE LAS UNIDADES CARTOGRAFICAS

En todos los levantamientos de suelos cada delineación de una U.C. incluye suelos o áreas misceláneas que no están identificadas en el nombre de la U.C., muchas de esas áreas con esos componentes son demasiado pequeñas para ser delineadas separadamente. Incluso, la ubicación de algunos componentes no se puede identificar por los métodos normales de campo. También algunas inclusiones cartográficas están colocadas deliberadamente en delineaciones identificadas como de otro taxón, para evitar un detalle excesivo en el mapa o en la leyenda.

Las inclusiones reducen la homogeneidad de la U.C. y podrían llegar a afectar las interpretaciones. Idealmente, las U.C. denominadas y definidas deberían contener la menor cantidad de inclusiones permitidas por las técnicas cartográficas.

La cantidad de inclusiones es una medida de la pureza taxonómica de las U.C. La cantidad y grado de contraste de las inclusiones en relación a los taxa de referencia se puede usar para estimar la pureza interpretativa de la U.C. En parte, la pureza de la U.C. es el resultado de una decisión consciente basada en los propósitos del levantamiento. La cantidad real de inclusiones se estima a partir de las observaciones hechas durante el levantamiento y se hacen ajustes en el mapa si se estima apropiado.

Una vez que se definen las U.C., se deben estimar los efectos de las inclusiones en el manejo y cuanto esfuerzo se justificaría para disminuir al máximo las inclusiones. Si las diferencias son pequeñas, los componentes se identifican como



similares. Si las diferencias son grandes, los componentes son disímiles.

Los componentes SIMILARES se presentan juntos en el paisaje, son parecidos o bastante parecidos en la mayoría de las propiedades y comparten límites en aquellas propiedades en las cuales ellos difieren. Las diferencias van más allá de los límites del taxón de referencia o la clase de fase, pero, generalmente se encuentran dentro del rango normal de observación (o ligeramente más allá). Debido a que sólo se comparten algunos límites o el rango es muy pequeño, las interpretaciones para la mayoría de los usos comunes son similares o razonablemente similares, de tal manera que la pureza interpretativa del mapa no se ve afectada.

Los componentes DISIMILES difieren apreciablemente en una o dos propiedades y las diferencias son lo suficientemente grandes para afectar a las interpretaciones principales. Algunos componentes disímiles son limitativos y otros no son limitativos en relación a las interpretaciones que se consideren.

Si una inclusión no restringe el uso de áreas completas o no impone limitaciones a las prácticas de manejo, quiere decir que tiene un escaso impacto en las predicciones que puedan hacerse de la U.C. Las inclusiones de suelos con limitaciones menos severas de uso que las del suelo dominante de la U.C., no afectarán en forma adversa las predicciones de la U.C. como un todo, más bien la beneficiarán. Estas inclusiones no son limitativas, de tal manera que la pureza interpretativa de la U.C., para la mayoría de las interpretaciones, no se ve alterada.

Por ejemplo, la inclusión de varias áreas pequeñas con pendientes de 4 a 8% dentro de un área que tiene pendientes dominantes de 15 a 25%, no tiene efectos adversos en el uso del área para la mayoría de los propósitos. Igualmente, la inclusión de pequeñas áreas de Aquic Hapludalfs en áreas dominadas por Typic Ochraqualfs, ambos con propiedades similares, excepto por las relacionadas con el mayor contenido de humedad, no constituirán una limitación para la mayoría de los usos. Manchones de suelos secos en una área con suelos generalmente húmedos, podría afectar algunos usos para los cuales la homogeneidad es importante, pero no significan restricciones de carácter general para la mayoría de los usos del área.

Las predicciones para la U.C. se pueden ver notoriamente afectadas si algunas áreas, aunque pequeñas, de una inclusión tienen un potencial significativamente más bajo para el uso que el componente dominante de la U.C. o bien que afectan la factibilidad de realizar las prácticas de manejo que se requieran. Estas son las inclusiones más críticas porque disminuyen la pureza interpretativa de las U.C. Sólo pequeñas



áreas con pendientes de 15 a 25% en una U.C. dominada por pendientes de 4 a 8% puede afectar seriamente el uso del área para muchos propósitos.

Especialmente críticos son aquellos casos de suelos que no se pueden utilizar para los mismos propósitos que los suelos que los rodean. Si la escala del mapa lo permite deben delinearse separadamente y el mostrarlos en el mapa mejorará la utilidad de él para la mayoría de los usos. Áreas demasiado pequeñas para delinearse se podrían identificar y localizar en el mapa mediante símbolos especiales. En el caso que dos suelos ocupen pequeñas áreas con un patrón consistente y repetido y ellos afectan el uso o manejo en forma diferente, se mapean conjuntamente como un complejo.

Algunas inclusiones pueden ser limitativas para un tipo de uso y no limitativas - o bien benéficas - para otro tipo. Por ejemplo, un suelo con un nivel freático alto incluido dentro de una U.C. dominada por un suelo bien drenado, reducirá los rendimientos de la mayoría de los cultivos o simplemente hará impracticable el cultivo por exceso de humedad. Sin embargo, ese suelo podría ser muy adecuado para excavar pozos o para construir un estanque. Esto significa que existen diferentes purezas interpretativas de la U.C., dependiendo de las interpretaciones específicas.

#### CLASES DE UNIDADES CARTOGRAFICAS

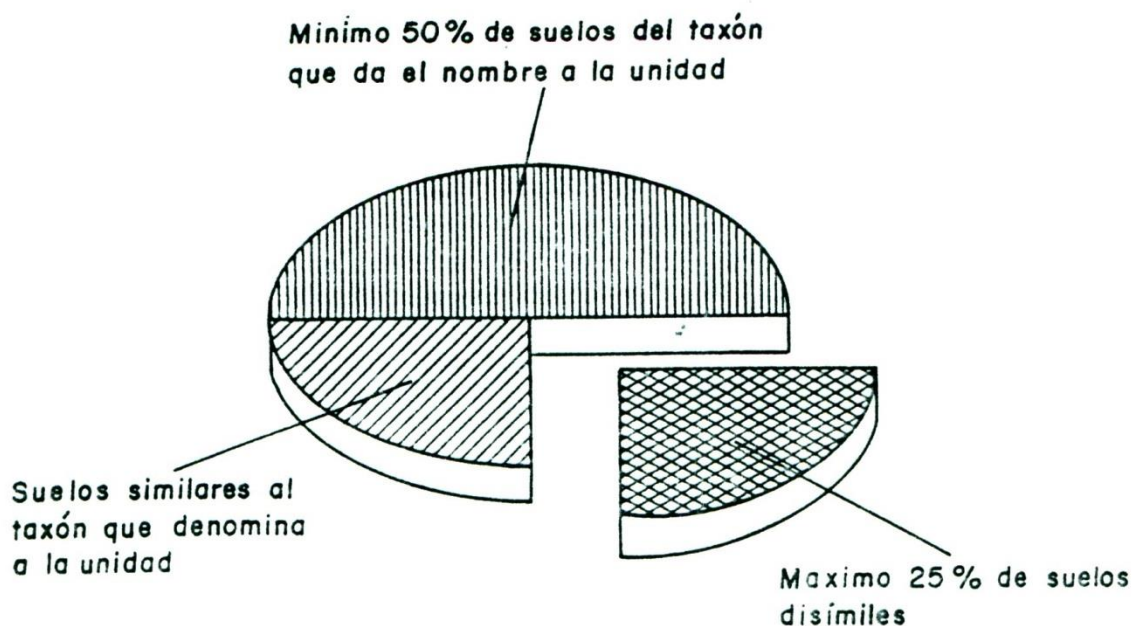
Los suelos difieren en sus superficies en tamaño y forma, en el grado de contraste con los suelos adyacentes y en sus relaciones geográficas. Para mostrar esas interrelaciones, en un levantamiento de suelos, se utilizan cuatro U.C.:

- Consociaciones
- Complejos
- Asociaciones
- Grupos no diferenciados

#### Consociaciones

Las áreas delineadas en una consociación están dominadas por un solo taxón (o un área miscelánea) y suelos similares. Como norma, por lo menos la mitad de los pedones en cada delineación de una consociación son de la misma unidad taxonómica que proporciona el nombre de la unidad cartográfica. De lo que resta de la delineación, la mayoría corresponde a unidades taxonómicas tan similares al suelo denominado (que da el nombre a la unidad cartográfica), que las interpretaciones recomendadas para el nivel categórico del taxón no se afectan de manera significativa (Figura 3).





### Composición de una Consociación

Figura 3. Las áreas delineadas en una CONSOCIACION están dominadas por un solo taxón (o área miscelánea) y suelos similares y, al menos, la mitad de los pedones de cada delineación son de la misma unidad taxonómica que da el nombre a la unidad cartográfica.

En una U.C. del tipo consociación, la cantidad total de inclusiones disímiles de otros componentes no excede el 15% si son limitativas, y el 25% si son no limitativas, con no más de 10% de una inclusión disímil limitativa y contrastante, como un solo componente. La cantidad de inclusiones disímiles en una delineación individual, pueden ser superior a esa cifra, si no representa ninguna ventaja el establecimiento de una nueva U.C. El suelo en una consociación, puede ser identificado en cualquier nivel taxonómico.

Una consociación denominada por un tipo de área miscelánea está dominada por el tipo de área de la cual toma su nombre considerando que cualquier inclusión no afecta significativamente el uso de la U.C. Generalmente, esto significa que menos del 15% de cualquier delineación es suelo, o menos del 25% es otro tipo de área miscelánea. Los porcentajes podrían variar dependiendo del tipo de área miscelánea y del tipo, tamaño y patrón de las inclusiones.



Algunas consociaciones consisten en dos o más fases disímiles de una serie, que se presentan en un patrón tan intrincado que no se pueden cartografiar separadamente a una escala 1:24.000 o aproximada. Cada una de esas fases excede el 15% en todas las delineaciones. Un ejemplo de dos fases disímiles es:

- Alfa, fase arenosa, pendientes 0-3% y Alfa, fase arcillo limosa, pendientes 0-3%. Si la consociación consiste en esta mezcla de fases de textura superficial disímil de la misma serie, se puede seguir la siguiente regla: se separan ambas clases texturales por un guión, siguiendo al nombre de la serie: Alfa, fase arenosa-arcillo limosa, pendiente 0-3%.

Las consociaciones se denominan por la fase del taxón o área miscelánea que domina la U.C., si las fases potenciales son similares.

Ejemplos: "Elqui, fase franco gravosa, pendientes 0-3%"; "Maipo, fase franco limosa, profunda, pendientes 0-3%"; "Tierras Malas"; "Ancud, fase turbosa"; "Afloramientos rocosos"; "Typic Fragiochrepts, fase ondulada".

Es útil identificar en la misma leyenda a las propiedades de los suelos que diferencian una fase de otra. En la leyenda del mapa sólo se usan aquellas propiedades que diferencian algunas fases de otros suelos. Por ejemplo, "substrato gravoso" no se usaría si el substrato de una determinada serie es normalmente gravoso, o si no se reconoce, en la misma leyenda, una fase con substrato no gravoso. En la denominación de consociaciones de fases de suelos se pueden seguir las siguientes convenciones:

1. El nombre del taxón de referencia, variante o clase de área miscelánea, se coloca primero en el nombre de la U.C.
2. El nombre de cualquier fase sigue el nombre del taxón con una coma y agregando la palabra "fase", tal como en: "Alfa, fase franca"; "Beta, fase turba"; "Ochrepts, fase arcillosa".
3. Todas las demás designaciones de fases se separan entre sí por comas, tal como en: "Alfa, fase franca, pendientes 3-8%, erosionada".
4. La designación de fase tiene el ordenamiento siguiente: textura de la capa superficial, otros términos de fase y al final se ubican la de pendiente y la de erosión. Tal como en "La Urraca, fase franco limosa, salina, pendientes 0-3%".
5. Los términos para la designación de fases son singulares y femeninos. Los términos para las fases de grupos texturales y para pendientes son plurales. Se usa esta



convención para evitar formas plurales y singulares para el mismo tipo de fase.

Para nombrar fases de textura de la capa superficial se pueden usar los nombres de las clases texturales o de los grupos texturales. Los nombres básicos de las clases texturales tal como "arenosa", "franco arenosa fina" y "franco limosa" se colocan a continuación del nombre de la serie con una coma intermedia y precedido de la palabra "fase". En aquellos casos en que se utiliza como fase a la textura de otra parte del perfil que no sea la superficial, se debe agregar el criterio que se empleó, por ejemplo: "Santiago, fase franca, subsuelo arenoso".

### Consociaciones de series de suelos

Los nombres de las series de suelos se pueden usar sin calificación de fase para denominar U.C. Cuando se usan de esta manera se agrega la palabra "Consociación". Por ejemplo, "Consociación Temuco", se podría usar como nombre de una U.C. Esto implica que el usuario puede esperar cualquier combinación de propiedades dentro de la variación de la serie Temuco, más las inclusiones, tal como se definió para el levantamiento del área en la delineación identificada con ese símbolo. La variación incluye propiedades que son criterio de fase tales como textura de la capa superficial, material contrastante debajo de la sección de control de la serie, pendiente y otras similares.

### Consociaciones de familias de suelos

Los nombres de las familias de suelos se pueden usar para denominar consociaciones de una familia de suelos, las cuales son útiles en muchos levantamientos semidetallados. Debido a que los nombres taxonómicos de las familias son largos, se pueden seleccionar nombres comunes más cortos. Estos corresponden a nombres de series prominentes o bien conocidos dentro de las familias. Por ejemplo: En USA la familia franca fina, mixta, métrica de los Ustollic Haplargids incluye 28 series de suelos establecidas y tentativas. La serie Fort Collins corresponde a un miembro extenso y bien conocido, de manera que este nombre se usa como el nombre común de la familia, así como también para la serie. Para diferenciar entre ambos, el nombre común de la U.C. siempre incluye la palabra "Consociación familia", por ejemplo: "Consociación familia Fort Collins". Cuando no se han reconocido series dentro de una familia, se utiliza el nombre completo de esta, por ejemplo "Ustollic Haplargids, familia mixta, métrica".



### Consociaciones de taxa superiores

Ejemplos de nombres de consociaciones de categorías superiores son: "Oxic Paleudults", "Haplorthox", "Ustalfs", "Ultisols".

### Complejos y asociaciones

Los complejos y asociaciones contienen dos o más taxa disímiles o áreas misceláneas que se presentan en un patrón conocido. Sólo se utiliza una regla arbitraria relacionada con la escala del mapa para determinar si se usa un complejo o una asociación. Los componentes principales de un complejo no se pueden cartografiar separadamente a una escala aproximada de 1:24.000. A esta escala, una superficie de 0,4 cm<sup>2</sup> en el mapa representa una superficie de 2,3 ha en el terreno. Los componentes identificados de una asociación deben ser cartografiados a esa escala. En cualquier caso, los componentes taxonómicos principales son los suficientemente diferentes en morfología y comportamiento, que la U.C. no se puede denominar una consociación o bien, ninguno de los componentes taxonómicos con sus taxadjuntos cubre 50% o más del área.

En cada delineación de un complejo o de una asociación, todos los componentes principales están normalmente presentes, aunque sus proporciones pueden variar apreciablemente de una delineación a otra. La cantidad total de inclusiones disímiles de los componentes principales no deben exceder el 15% si son limitativas y 25% si son no limitativas en una U.C.

Los complejos y las asociaciones se deben usar en las leyendas de los mapas si dos o más clases de suelos disímiles o clases de áreas misceláneas están consistentemente asociados en las delineaciones. Los patrones geográficos y las proporciones relativas de los componentes contenidos en los complejos y asociaciones, constituyen atributos de importancia para la interpretación de las U.C. El término "asociación" o "complejo" le dice a la persona que usa el mapa de suelos, que ambas clases de suelos están presentes en cada delineación de la U.C. Además le dice que las dos están asociadas en patrones y proporciones característicos que se describen para la U.C.

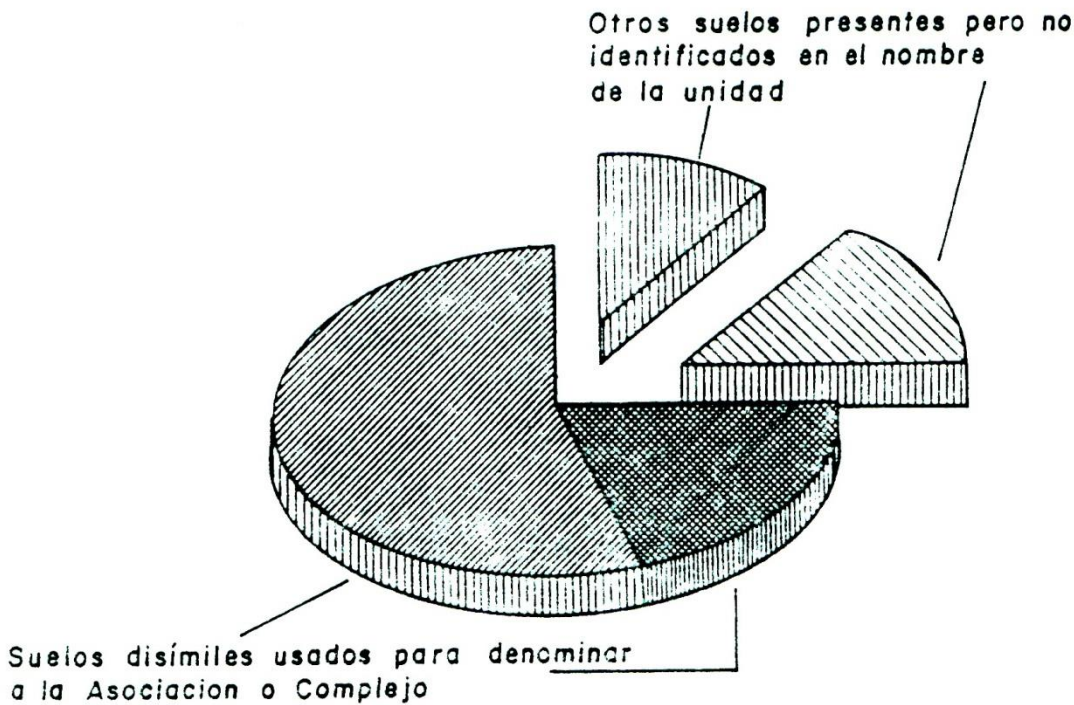
Se pueden calificar a los complejos y las asociaciones por términos que describan características del área total cubierta por la U.C.

### Complejos

Para el nombre de complejos de suelos se pueden usar como términos de referencia los nombres de taxa, variantes y clases



de áreas misceláneas. Los nombres de las áreas misceláneas y las variantes se usan en la misma forma que los nombres de los taxa. En la discusión que sigue el término "suelo dominante" se refiere al de mayor extensión en las delineaciones de un complejo. Se usan "suelos subordinados" para el segundo y tercer suelo más extensivo que se ha identificado como constituyente del complejo. Los nombres de las series de suelos son los más usados en los mapas detallados de suelos (Figura 4).



### Composición de una Asociación o Complejo

Figura 4. Los COMPLEJOS y las ASOCIACIONES son unidades cartográficas que continen dos o más taxa disímiles o áreas misceláneas que se presentan en un patrón conocido. Los complejos se utilizan en mapas de escalas grandes y las asociaciones se utilizan en mapas de escalas pequeñas.

Se pueden usar nombres de 2 o 3 taxa como términos de referencia para el nombre de un complejo de suelos antecedido por la palabra "complejo" y se unen por un guión. El uso de guión permite diferenciar los nombres de los complejos, de



aquellos de los grupos no diferenciados. Por ejemplo, el "Complejo Buin-Maipo", es un complejo de dos series de suelos, cuyas fases no están especificadas.

Se puede usar el nombre de tres series en caso que el tercer nombre sea importante o se necesite el nombre para diferenciar el complejo de otra U.C. Los nombres de las series se colocan en orden decreciente de extensión en las delineaciones y se separan por guiones, tal como en "Complejo Buin-Maipo-Lo Herrera", que sería un complejo de tres series de suelos.

Si es importante identificar en el nombre la textura de las capas superficiales, o si es necesario diferenciar entre dos complejos de la misma serie en la misma leyenda, se puede usar un término para fase de textura de la capa superficial. Esto se hace solamente, si la textura de las capas superficiales de las series identificadas es la misma. En consecuencia, el término para textura se puede usar en plural para mostrar que se aplica a dos o más series, tal como en "Complejo Bulnes-Quella, fases arcillosas", lo que significa que es un complejo de fases de dos series de igual textura de la capa superficial.

Todos los términos para fases siguen a los términos de referencia a los cuales se aplican, separados de ellos por una coma y la palabra fases, tales como "Complejo Vilcún-Temuco, fases arcillosas, pendientes 2-5%" y "Complejo Temuco-Victoria, fases pendientes 0-5%". Estos nombres implican que las U.C. son complejos de dos fases de pendiente similar, pero de diferentes series. Las fases de fragmentos rocosos usados sin el término de textura de la capa superficial se denominan de una manera similar tal como en "Complejo Maipo, fase muy pedregosa-Santiago". De otra manera el usuario podría presumir que el término de la fase se aplica a ambas series.

Los complejos calificados se usan para identificar atributos importantes de las delineaciones enteras, para diferenciarlos de los atributos de los componentes individuales del complejo. Se usa la palabra "áreas" (en plural) para indicar que el término calificativo se aplica a las áreas enteras incluidas en la U.C..

Por ejemplo, el nombre "Complejo Collipulli-Mulchén, áreas suavemente onduladas", implica que las delineaciones enteras son suavemente onduladas. La descripción del complejo diría que los suelos Collipulli ocupan pendientes convexas de 5 a 10% en áreas íntimamente entremezcladas con los suelos Mulchén que tienen 2 a 5% de pendientes cóncavas.

La nomenclatura calificativa de los complejos se usa para identificar atributos importantes de las delineaciones enteras la cual no constituye un criterio apropiado de fase de cada uno de los taxa denominados. El atributo puede ser uno que se



expresa desigualmente en los taxa componentes, o puede ser uno que no constituye un criterio de fase. Ejemplo, "Complejo Graneros-Rancagua, áreas rocosas", corresponde a un complejo de dos series de suelos, calificado por un atributo que no es criterio de fase.

También puede existir un complejo de una serie de suelos y un área miscelánea: "Complejo Transilvania-Afloramiento rocoso".

### Asociaciones de suelos.

Las asociaciones de suelos constituyen conjuntos geográficos de unidades taxonómicas que se presentan en el paisaje con un patrón definible. El agrupamiento de los componentes taxonómicos se puede hacer a distintos niveles; la asociación es de "tipo primario" cuando en una primera etapa combina U.T. simples.

Se usan los nombres más simples y cortos de manera que conlleven los conceptos esenciales de la U.C. y de las diferencias de las demás. Los nombres de las asociaciones de suelos constan de dos o tres partes:

1. El nombre o los nombres de taxa importantes y/o tipos de áreas misceláneas usadas como términos de referencia;
2. La palabra "Asociación" para diferenciar este tipo de U.C. de todas las demás; y,
3. Las fases o designaciones calificativas en caso que sean necesarias.

En primer lugar se dan los términos de referencia, y si se usan dos o más, se separan por un guión. Ejemplos: "Asociación Elquí-La Serena" y la "Asociación Quella-Unicaven-Bulnes". Se pueden usar los nombres de los taxa en cualquier categoría tales como la "Asociación Aquepts-Ochrepts" o la "Asociación Haplaquepts-Dystrochrepts". Los nombres de áreas misceláneas se tratan como si fueran nombres de taxa de suelos, tal como "Asociación Hollis-Afloramiento rocoso".

El significado de la palabra "Asociación" es que, al menos, dos suelos disímiles asociados consistentemente son importantes para la comprensión de áreas delineadas y su uso potencial. Además distingue entre el patrón amplio de los constituyentes de las asociaciones y el patrón intrincado de los complejos.

Se pueden usar los criterios de fase como modificadores de los nombres de los componentes de las asociaciones de suelos, para mostrar que la variación de los taxa es limitado

en algún aspecto. Como las fases son subdivisiones de los taxa de los suelos, los términos de las fases en los nombres de las asociaciones de suelos se aplican a los componentes individuales, no a la asociación como un todo. De acuerdo con esta convención se denominan asociaciones de fases de suelos, no fases de asociaciones de suelos.

Ejemplos de Asociaciones:

1. Asociaciones de series de suelos.

- Asociación Buin-Maipo, una asociación de dos series de suelos.
- Asociación Buin-Maipo, fases escarpadas, una asociación de dos fases iguales de dos series de suelos.
- Asociación Collipulli, fase escarpada-Mulchén, una asociación de una fase de una serie de suelos y otra serie de suelos completa.
- Asociación Buin-Maipo-Santiago, una asociación de tres series de suelos.
- Asociación Hollis-Afloramiento rocoso, una asociación de una serie de suelos y una clase de área miscelánea.

2. Asociaciones de taxa de categorías superiores.

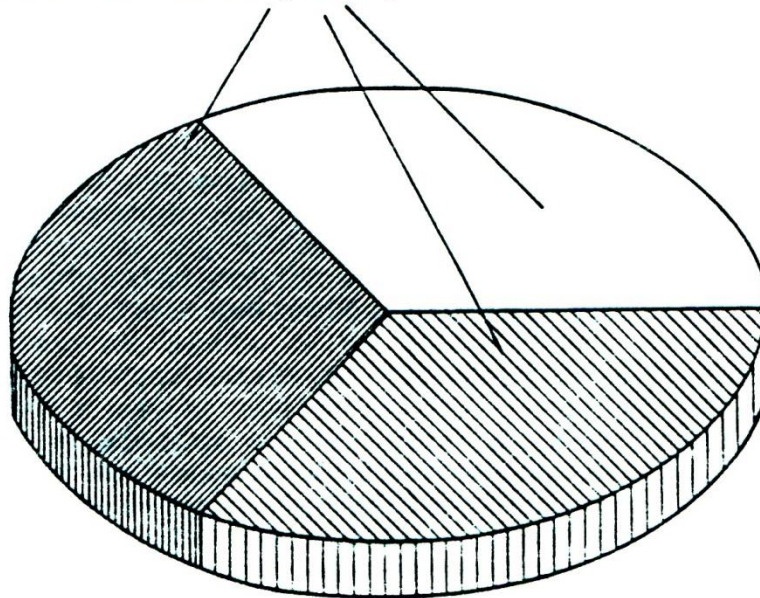
- Asociación familias Alerce-Frutillar, una asociación de familias de suelos, usando nombres comunes de familias.
- Asociación Typic Fragiochrepts-Aeric Fragiaquepts, una asociación de subgrupos.
- Asociación Fragiochrepts-Fragiaquepts, una asociación de grandes grupos.
- Asociación Ochrepts-Aquepts, una asociación de subordenes.
- Asociación Fragiochrepts - Fragiaquepts, fases francosas finas, mixtas, místicas, una asociación de fases iguales de grandes grupos, usando el criterio de familia como designación de fases.
- Asociación Ochrepts - Aquepts, fases muy pedregosas, una asociación de fases iguales de subordenes.
- Asociación Ochrepts-Aquepts, fases térmicas, una asociación de fases iguales de subordenes, usando el término cognado para la designación de fases.



**Grupos no diferenciados**

Los grupos no diferenciados consisten en dos o más taxa que no están consistentemente asociados geográficamente, pero que se incluyen en la misma U.C. debido a que el uso y el manejo es el mismo o muy similar para usos comunes. Generalmente se incluyen juntos en la misma U.C. debido a que algunas características que ellos comparten limitan su uso y manejo tales como pendientes excesivas, pedregosidad o inundaciones (Figura 5).

Suelos de diferente taxa con similares problemas de uso y manejo



**Composición de un Grupo No Diferenciado**

Figura 5. Los GRUPOS NO DIFERENCIADOS son unidades cartoográficas que contienen dos o más taxa que no están consistentemente asociados geográficamente, pero cuyo uso y manejo es el mismo o muy similar para usos comunes.

En los grupos no diferenciados uno de los atributos es tan abrumadoramente limitativo que no es necesaria una subdivisión de la unidad. Por ejemplo, si dos o más suelos muy escarpados y separados geográficamente tienen casi el mismo potencial para uso y manejo, se deberían colocar en la misma U.C., pues no tendría una finalidad práctica cartografiarlos separadamente. Cada delineación tiene, al



menos, uno de los componentes principales y algunas pueden tenerlos todos. Los mismos principios, concernientes a la proporción de las inclusiones en los complejos y asociaciones se aplica a los grupos no diferenciados.

Los nombres de los grupos no diferenciados siempre contienen tres elementos:

1. Dos o tres términos de referencia, taxa o áreas misceláneas, usados para identificar a los componentes del grupo;
2. Las palabras "Grupo no diferenciado" anteceden a los términos de referencia;
3. La palabra "y" para indicar la combinación de componentes. La palabra "y" diferencia a los grupos no diferenciados de los nombres de los complejos y asociaciones.

Como primer elemento del término de referencia se coloca el nombre del suelo más extenso y se conecta con el nombre del suelo menos extenso por la palabra y, tal como en "Grupo no diferenciado Mardin y Bath". Si hay más de dos se escriben: "Grupo no diferenciado Mardin, Bath y Marilla".

Otros ejemplos: Grupo no diferenciado Mardin y Bath, fases franco limosas. Los términos fases y franco limosas se usan en plural para indicar que se aplican a todas las series nombradas. Si los componentes difieren en textura de la capa superficial y esa propiedad es importante como para ser designada en el nombre, entonces se coloca el término textural con el nombre de los taxa a los cuales se aplica, tal como en "Grupo no diferenciado Volusia, fase franco limosa y Allis, fase arcillo limosa".

Las U.C. muy heterogéneas se pueden identificar más apropiadamente con grupos no diferenciados. Hay convenciones especiales para estos casos. En algunos lugares, las delineaciones factibles para algunas series de suelos contienen grandes extensiones de inclusiones de suelos no clasificados a nivel de serie. Si estos exceden los límites para inclusiones, se podría identificar la unidad con un nombre tal como "Grupo no diferenciado Alfa y variantes".

En áreas con una distribución intrincada de suelos, las delineaciones posibles podrían consistir en una serie de suelos establecida y una gran área agregada de varios suelos relacionados, ninguno de los cuales ocupa una porción lo suficientemente grande para ser reconocido en el nombre. Si estos exceden los límites para las inclusiones, la unidad se podría denominar como "Grupo no diferenciado Alfa y suelos relacionados".



Los conceptos anteriores se refieren sólo a unidades cartográficas de clases taxonómicas establecidas o potenciales. Las áreas sin suelo también se pueden cartografiar como partes de grupos no diferenciados. En un grupo no diferenciado se pueden combinar dos o más clases de esas áreas. Ejemplos son: "Grupo no diferenciado Afloramiento rocoso y flujo de lava".

Una clase taxonómica y un tipo de área sin suelo se pueden tratar como un grupo no diferenciado, por ejemplo, "Grupo no diferenciado Alfa, fase rocosa y Afloramiento rocoso". Las convenciones para denominar grupos no diferenciados de áreas misceláneas son similares a las usadas para suelos, como pozos, vertederos de minas, etc.

### FASES

Las fases son grupos funcionales creados para servir propósitos específicos en levantamientos individuales. Una U.C. que lleva el nombre de una fase de suelo es un ejemplo del puente que existe entre la taxonomía y la cartografía. Las fases se pueden identificar para cualquier clase de cualquier categoría. La base para la designación de fases son las diferencias en el suelo o en rasgos del medio que son significativos para el uso, manejo y comportamiento del suelo.

Cualquier propiedad o combinación de propiedades que no duplica los límites de las clases para un taxón, se puede usar para diferenciar fases y cualquier valor de una propiedad se puede establecer para dividir fases. La elección de las propiedades y sus límites están determinadas por los propósitos del levantamiento y cuan consistentemente se pueda aplicar el criterio de fase.

Debido a que los objetivos difieren de un levantamiento a otro, los límites y variaciones de una propiedad o atributo pueden también diferir de un levantamiento a otro. En general, los rangos de los criterios de fases son más estrechos cuando el uso del suelo es más intensivo (áreas bajo riego o desarrollo urbano) y más amplios cuando el uso es más extensivo (como forestación o pastoreo).

Si una propiedad de un taxón tiene una variación muy amplia para las interpretaciones que se requieren o un rasgo externo al suelo es importante para el uso y manejo, estos hechos constituyen la base para la definición de FASES. Las fases comúnmente incluyen sólo parte de la variación de los rasgos exhibidos por el taxón, aunque la distinción de fases se pueden basar en atributos tales como riesgo de helada, carácter del substrato que se encuentra más profundo o posición fisiográfica, todas las cuales no son características usadas para identificar al taxón pero que sí afectan su uso y manejo. Si estas características varían de un lugar a



otro, se pueden definir distintas fases para acomodar las diferencias.

Una U.C. que lleva el nombre de una fase de un taxón consiste predominantemente en esa fase del taxón pero también incluye otros componentes edáficos. Los otros componentes están incluidos a causa de las limitaciones impuestas por la escala del mapa y por el número de puntos que pueden ser examinados. CUANDO LOS LIMITES DE LOS TAXA DE LOS SUELOS SE SUPERPONEN EN EL PATRON DE LOS SUELOS EN LA NATURALEZA, RARAMENTE LAS AREAS DE CLASES TAXONOMICAS COINCIDEN EN FORMA PRECISA CON AREAS CARTOGRAFIABLES.

Algunos polipredones son tan pequeños para dibujarlos en un mapa, que son incluidos en delineaciones con denominación para otro suelo. No siempre los límites entre polipredones son tan obvios que se puedan colocar en forma precisa en un mapa, de tal manera que parte de un polipredón está comunmente incluido en la delineación de un polipredón adyacente.

Algunos polipredones están tan íntimamente entremezclados, que es necesario identificar a las áreas cartografiables en términos de dos o más taxa. Otros polipredones no se pueden diferenciar con facilidad de otros similares adyacentes, de tal forma que se incluyen, inadvertidamente o deliberadamente en delineaciones denominadas para otros suelos, a causa de que las diferencias aparentes en uso y manejo son despreciables.

Las distinciones de fases deben ser compatibles con la variabilidad natural. Ejemplo: Una serie puede variar de 1 a 2 m de profundidad al sustrato rocoso. Para algunos usos puede ser significativa la separación a 1,5 m. No obstante, es posible que dentro de un área levantada, los suelos de la serie varíen en profundidad a la roca desde poco menos de 1,5 m hasta poco más de 1,5 m, de tal manera que la designación de dos fases con límite a los 1,5 m no tendría justificación. Lo más probable es que el mapa sea inconsistente porque las diferencias de unos pocos centímetros son de escasa importancia. En este caso es mucho mejor designar una sola fase basada en la profundidad a la roca. Sin embargo, la descripción de la U.C. deberá mencionar el rango de variación en profundidad.

Otro ejemplo: En muchas áreas, una pendiente de 8% se considera como el límite máximo para el cultivo de muchos suelos sin prácticas especiales para el control de la erosión. En algunas series gran parte de los suelos tienen pendientes menores de 3%, gran parte del resto de 6 a 10% y una pequeña superficie tiene pendientes de 3 a 6%. Si se forman fases con el 8% de pendiente como límite se producirán gran número de delineaciones con pendientes bajo 8% y también un gran número con pendientes ligeramente por sobre 8%. Las fases producidas por este límite probablemente no tendrán diferencias significativas en interpretación. Para estos suelos las fases



de pendiente podrían ser de 0 a 3%, de 3 a 6% y de 6 a 10%; o si tiene muy poco significado el quiebre a 3%, se podrían establecer de 0 a 6% y de 6 a 10%.

Las fases deben también ser compatibles con objetivos prácticos. Ejemplo: Los polipedones del suelo XX son similares en todas las propiedades excepto en pedregosidad y pendiente. Las áreas van desde casi sin piedras hasta muy pedregosa y desde ondulada hasta escarpada. Desde el punto de vista agrícola la distinción más simple e importante es entre aquellas áreas que pueden ser cultivadas en forma factible y aquellas que no. Así se podrían combinar 3 clases cartografiables de pedregosidad con 4 clases cartografiables de pendiente, es decir un total de 12 fases potenciales. Cuatro de estas 12 fases se podrían utilizar para distinguir combinaciones de grados de pendientes y grados de pedregosidad dentro de los límites de lo cultivable. Al usar las 8 restantes para subdividir las áreas no arables sólo se confundirá al usuario con detalles innecesarios que no ayudarán a la comprensión del mapa. Es probable que 2 y tal vez no más de 3 fases sean adecuadas para las diferenciaciones entre las áreas no arables, si el área levantada se usara primordialmente para cultivo. Las potenciales fases útiles serían:

#### Áreas arables

1. fase suavemente inclinada no pedregosa
2. fase suavemente inclinada, moderadamente pedregosa
3. fase moderadamente escarpada no pedregosa
4. fase moderadamente escarpada moderadamente pedregosa

#### Áreas no arables

1. fase fuertemente inclinada muy pedregosa
2. fase moderadamente escarpada (desde no pedregosa hasta muy pedregosa)
3. fase muy escarpada (desde no pedregosa hasta muy pedregosa)

#### Criterios de fases

##### Fases de textura de la capa superficial

Estas fases identifican a la textura dominante de una capa mineral superficial aproximadamente igual a la que es normalmente mezclada por las labores de labranza. La profundidad de la capa removida por estas labores varía de una región a otra, de un suelo a otro dentro de una región y dependiendo del uso que se le dé a las mismas clases de suelos. La textura se establece para una capa mineral superficial mezclada a una profundidad entre 10 y 25 cm.



### Fases de capas superficiales orgánicas

Los términos turba, turba descompuesta, turba semidescompuesta son palabras comunes usadas para dar a entender el estado de descomposición del material que califica como materiales edáficos orgánicos. Estos términos son usados para nombrar fases de capas superficiales orgánicas. Turba se usa para indicar el material edáfico orgánico en el cual dominan las partes identificables de las plantas que constituyen la capa y a su vez determinan las propiedades del material; esto es equivalente a los materiales fibricos de la Taxonomía de Suelos. Un material es llamado turba si virtualmente todos los restos orgánicos están lo suficientemente frescos e intactos que permitan la identificación de las formas de las plantas. Turba descompuesta corresponde al material orgánico que tiene propiedades dominadas por materia orgánica humificada; es equivalente a los materiales sápricos de la Taxonomía de Suelos. A pesar que algunas partes de las plantas pueden ser identificadas, la mayor parte del material es humus finamente dividido y comúnmente de color oscuro. El término turba semidescompuesta es usado para identificar aquellos materiales en un estado de descomposición intermedio entre turba y turba descompuesta; esto corresponde a los materiales hémicos de la Taxonomía de Suelos.

### Fases de depositación

Algunos suelos han recibido depósitos de materiales tan gruesos que influyen las interpretaciones del suelo, pero no lo suficientemente para cambiar la clasificación. Las siguientes fases de depositación de suelos enterrados pueden ser reconocidas:

- Cubierta eólica.
- Montículo eólico.
- Cubierta aluvial.

### Fases de fragmentos de roca

Los fragmentos de roca son trozos de roca de 2 mm de diámetro o mayores. Los fragmentos de roca influyen el almacenamiento de humedad, la infiltración, el escurrimiento superficial y el uso de la tierra. Ellos protegen las partículas finas del arrastre por agua y viento, disminuyen el volumen de material del suelo que las raíces pueden penetrar y que provee de nutrimentos a las plantas. Los fragmentos de roca no se desagregan luego de ser agitados durante toda la noche, en una solución débil de hexametáfosfato de sodio.



Términos para los fragmentos de roca.

Forma y tamaño	Sustantivo	Adjetivo
Redondeados, subredondeados, angulares, o irregulares:		
0,2 - 7,6 cm de diámetro	Grava	Gravosa
...0,2 - 0,5 cm de diámetro	...Grava fina	...Gravosa fina
...0,5 - 2 cm de diámetro	...Grava media	...Gravosa media
...2 - 7,6 cm de diámetro	...Grava gruesa	...Gravosa gruesa
7,6 - 25 cm de diámetro	Gujarros	Gujarrosa
25 - 60 cm de diámetro	Piedras	Pedregosa
> 60 cm de diámetro	Bloques	Blocosa
Planos:		
0,2 - 15 cm de largo	Gravas aplanadas	Gravosa aplanada
15 - 38 cm de largo	Lajas	Lajosa
38 - 60 cm de largo	Piedras	Pedregosa
> 60 cm de largo	Bloques	Blocosa

Rocosisdad

Donde los afloramientos rocosos cubren 10% o menos de las delineaciones puede ser necesaria una fase rocosa. Donde el área tiene más de 10% de afloramientos rocosos, las unidades cartográficas son denominadas como complejos o asociaciones de suelos y afloramientos de roca.

Al reconocer fases el área no es sólo un aspecto. Si se necesita una sola fase, ésta se designa rocosa; por ejemplo: "Alfa, fase franca, rocosa". Si el tamaño, el espaciamiento y otros rasgos de la relación suelo-roca son importantes para el uso o manejo de la unidad cartográfica se pueden usar fases designadas como "ligeramente rocosa," y "muy rocosa".

Fases de pendiente

El intervalo de pendiente de algunos taxa de suelos es estrecho, y en otros lo bastante amplio para incluir diferencias que son importantes para el uso y manejo del suelo. Las fases de pendiente se usan para dividir series de suelos u otros taxa cuando sea necesario para los propósitos del levantamiento.

La inclinación de la pendiente, su complejidad, forma, la longitud, y el aspecto son todas bases potenciales para distinciones de fases. La que se usa más comúnmente es la inclinación. La complejidad también se usa en muchos



levantamientos. Las clases de pendiente son útiles para describir fases de suelo, pero ellas en si no son las equivalentes de fases. Los límites flexible de las clases permiten ajustar las definiciones de las fases. Sin embargo, los límites de las fases son establecidos para producir las definiciones que son de trascendencia para el levantamiento que se está utilizando, independientemente si ellas corresponden o no con los límites de las clases.

#### Fases de profundidad

Las fases de profundidad de suelos se usan cuando las variaciones en profundidad a una capa contrastante es importante para el uso, manejo, o comportamiento del suelo. Los términos para clases de profundidad generalmente se usan en la denominación de las fases, pero en algunas áreas es necesario modificarlas. Por ejemplo, la clase "moderadamente profunda," variando de 50 a 100 cm, puede ser muy amplia para satisfacer los objetivos de algunos levantamientos. Este intervalo puede dividirse, tal vez con una clave variando en profundidad de 50 a 75 cm y la otra de 75 a 100 cm, si las fases más estrechamente definidas ocurren en un patrón consistente y cartografiable dentro del área reconocida. Generalmente a la fase que cubre mayor superficie no se le da designación de profundidad. Si esa es la fase más profunda, se usa "moderadamente superficial" para designar la fase que tiene un intervalo de profundidad de 50 a 75 cm. Si la fase más superficial es más extensa, se usa "moderadamente profunda" para designar la fase de 75 a 100 cm (Figura 6).

#### Fases de substrato

Donde el material subyacente contrasta claramente con el material superior y las interpretaciones son afectadas, se usan fases de substrato. El tipo de material contrastante se indica en el nombre de la unidad cartográfica.

#### Fases de humedad del suelo

Estas fases se usan para distinguir diferencias en el estado de humedad del suelo, nivel de la capa freática, drenaje y similares, donde el intervalo de la serie en una o más de estas propiedades, necesita ser dividida por los propósitos del levantamiento. Diferencias importantes en estos factores comúnmente se reflejan en diferencias en la morfología del suelo y se distinguen a nivel de las series. Sin embargo, en algunos suelos, la evidencia de saturación de agua como el color gris o moteados, no reflejan totalmente el drenaje natural o la saturación del suelo. Tales suelos no se pueden diferenciar al nivel de series con el refinamiento requerido para los propósitos del levantamiento.



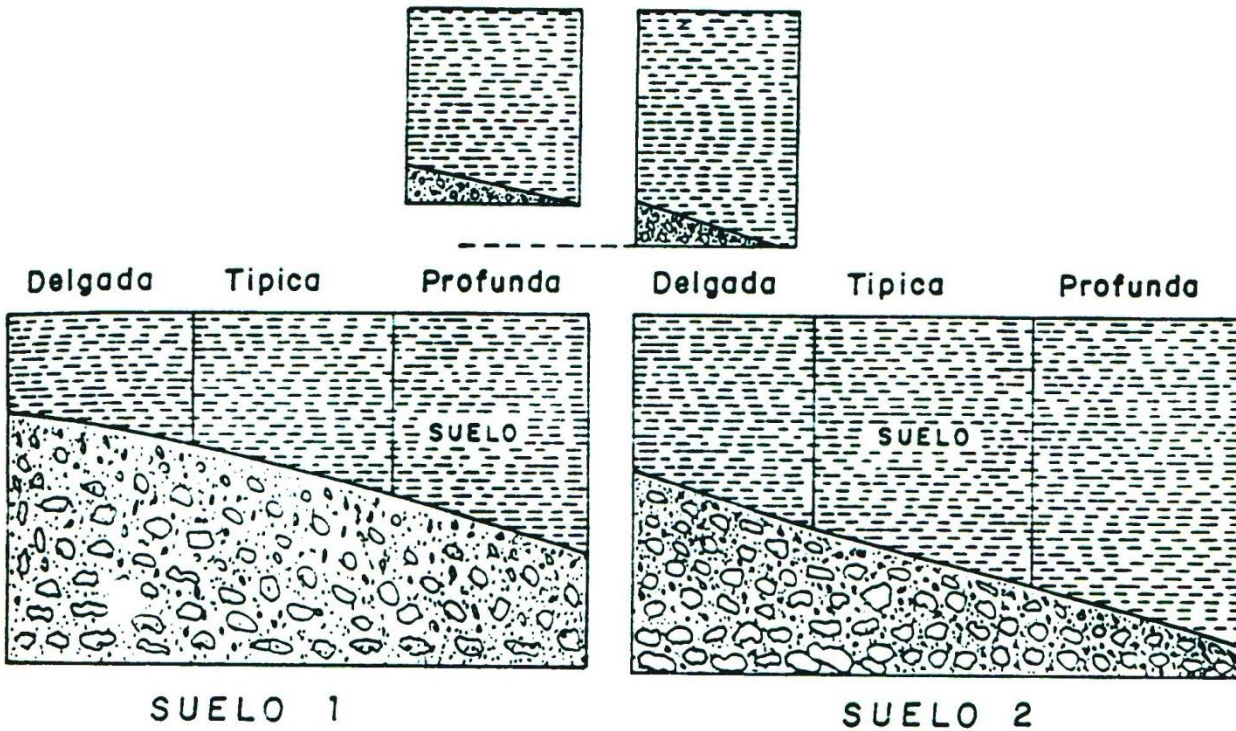


Figura 6. Las FASES DE PROFUNDIDAD se refieren en forma exclusiva a un suelo individual. De esta manera, la fase profunda de un suelo puede ser más delgada que la fase delgada de otro suelo.

Las fases comúnmente usadas incluyen capa freática alta, capa freática moderadamente profunda, pobremente drenado, ligeramente saturado, moderadamente saturado, saturado, inundado y drenado.

Fases de salinidad

Las fases salinas se usan para distinguir entre grados de salinidad que son importantes para el uso o manejo del suelo.

Los valores de conductividad eléctrica y las observaciones del desarrollo de las plantas son guías para reconocer fases.

La designación de fases de salinidad depende de los usos probables que se le va a dar al suelo y el efecto de cantidades excesivas de sales sobre aquellos usos. En las áreas agrícolas deben considerarse los cultivos más probables para ser cultivados. La salinidad inducida por el manejo y que fluctúa ampliamente con las prácticas de manejo, generalmente no debería ser una base para la distinción de fases.

Clases de salinidad.

Clase	Conductividad eléctrica (S/m)
0. No salina.....	0,0-0,2
1. Muy ligeramente salina.....	0,2-0,4
2. Ligeramente salina.....	0,4-0,8
3. Moderadamente salina.....	0,8-1,6
4. Fuertemente salina.....	> 1,6

Fases de sodicidad

La relación de adsorción de sodio (RAS) es la medida estándar de la sodicidad de un suelo. La relación de adsorción de sodio se calcula en base a las concentraciones (en miliequivalentes por litro) de sodio, calcio y magnesio en el extracto de saturación.

$$RAS = Na^+ / (Ca^{+2} + Mg^{+2} / 2)^{1/2}$$

Anteriormente, la medida de sodicidad fue el porcentaje de sodio intercambiable, el cual era igual al sodio intercambiable (meq/100 g suelo) dividido por la capacidad de intercambio catiónico (meq/100 g suelo) multiplicado por 100. La prueba del porcentaje de sodio intercambiable, sin embargo, ha mostrado ser poco confiable en suelos que contienen minerales silicatados con sodio soluble o grandes cantidades de cloruro de sodio.

Fases de fisiografía

La forma del terreno o posición fisiográfica pueden usarse como un criterio para distinguir fases de un solo taxón. Un suelo en un depósito de loess de 3 m de espesor en una terraza, por ejemplo, puede ser tan semejante a un suelo en un depósito similar en una planicie glacial de tal manera que los dos sean miembros de la misma serie. Para algunos usos, sin embargo, los suelos necesitan distinguirse en el



mapa. Una fase de fisiografía puede usarse para identificar el suelo menos extenso.

Los siguientes términos son ejemplos que se han usado para designar fases de fisiografía: banco, depresional, abanico, karst, cumbre y terraza. Los términos generalmente se usan para identificar fases que difieren en posición de la típica para el suelo.

#### Fases de erosión hídrica

La erosión hídrica resulta de la alteración de la superficie del suelo por el agua que fluye y los materiales que transporta. Una parte del proceso es el desprendimiento de las partículas de suelo por el impacto de las gotas de lluvia. Las partículas son suspendidas en el agua de escurrimiento superficial y transportadas a otros sitios. Generalmente se reconocen tres tipos de erosión hídrica acelerada: laminar, en surcos y en cárcavas. Estas se distinguen por la profundidad relativa y la estabilidad de los canales labrados por el escurrimiento.

#### Fases de erosión eólica

El viento generalmente no es una causa importante de erosión en las áreas húmedas, excepto en suelos arenosos no protegidos y en áreas de suelos orgánicos drenados y cultivados. En regiones de baja precipitación, la erosión eólica puede estar ampliamente distribuida, especialmente durante los períodos de sequía. A diferencia de la erosión hídrica, la erosión eólica generalmente no está relacionada con el gradiente de la pendiente. El riesgo de erosión eólica se incrementa por la remoción o reducción de la vegetación. Normalmente se usan las fases erosionada y severamente erosionada.

#### Fases de espesor

El solum y varios horizontes en el suelo tienen intervalos característicos que varían en espesor para cada taxón. Las fases de espesor se usan para dividir el intervalo de espesor del solum o de los horizontes superiores si las áreas cartografiadas de una fase tal difieren consistentemente de áreas con otra fase y, por lo tanto, requieren interpretaciones diferentes para los propósitos del levantamiento. Las fases no se usan para diferenciar el espesor del subsuelo o del sustrato.



### Fases de clima

El clima se puede usar para distinciones de fases o para distinciones de áreas.

En algunos lugares, especialmente en áreas montañosas o de colinas, la precipitación o la temperatura del aire pueden diferir mucho dentro de distancias cortas, aún cuando estas diferencias pueden no reflejarse en propiedades internas del suelo. El drenaje del aire puede diferir lo suficiente de un lugar a otro para producir una diferencia en las fechas de la última helada letal de la primavera o la primera del otoño, o un área puede estar libre de heladas. Cuando las diferencias de este tipo son significativas para los propósitos del levantamiento, y se pueden identificar y cartografiar consistentemente, se usan las fases climáticas o áreas climáticas.

Las fases climáticas sólo se usan donde la temperatura o precipitación difiere marcadamente entre lugares de un área reconocida.

### TIPOS DE LEVANTAMIENTOS DE SUELOS

Un levantamiento de suelos es una investigación de campo acerca de los suelos de un área específica apoyada con informaciones obtenidas de otras fuentes. Los tipos de suelos en el área levantada son identificados y su extensión se muestra en un mapa; en el informe que lo acompaña se describen, definen, clasifican e interpretan los suelos. Las interpretaciones predicen el comportamiento de los suelos bajo diferentes usos y la respuesta de los suelos al manejo. Las predicciones se hacen para áreas de suelo en localidades específicas. La información de suelos que se colecta en un levantamiento de suelos es útil para desarrollar planes de uso de la tierra y alternativas que involucran sistemas de manejo de suelos; además se usa para evaluar y predecir los efectos del uso de la tierra.

Cada levantamiento de suelos se hace con un propósito o para servir un conjunto de propósitos. Fases diferentes o niveles de abstracción diferentes para definir y denominar unidades cartográficas están relacionados con diferentes intensidades del estudio de campo, grados diferentes de detalle en la cartografía y diferentes diseños de unidades cartográficas con el fin de producir una amplia gama de levantamientos de suelos. El ajuste de los elementos, incluyendo los nombres de las unidades cartográficas forman la base para la diferenciación de cinco ordenes de levantamientos de suelos.



Clave para la identificación de los tipos de levantamientos de suelos.

Nivel de datos requeridos	Superficie representada por el tamaño mínimo de la delineación (ha*)	Clases de unidades cartográficas**	Escalas apropiadas para el trabajo de campo y la publicación
1° <u>ORDEN</u> Muy intensivo (ej.: parcelas experimentales, sitios individuales de construcción).	1 o menos	Principalmente consociaciones; algunos complejos	1:15.840 o mayor
2° <u>ORDEN</u> Intensivo (ej.: agricultura en general, planificación urbana)	0,6 a 4	Consociaciones y complejos; algunos grupos no diferenciados.	1:12.000 a 1:31.680
3° <u>ORDEN</u> Extensivo (ej.: tierras de pastoreo, tierras forestales, planificación comunitaria)	1,6 a 256	Principalmente asociaciones o complejos; algunas consociaciones y grupos no diferenciados	1:10.000 a 1:250.000
4° <u>ORDEN</u> Extensivo (ej.: planificación regional)	40 a 4.000	Principalmente asociaciones; algunas consociaciones, complejos y grupos no diferenciados	1:100.000 a 1:1.000.000
5° <u>ORDEN</u> Muy extensivo (ej.: selección de áreas para estudios más intensivos)	1.000 a 4.000	Asociaciones; algunas consociaciones y grupos no diferenciados	1:500.000 a 1:1.000.000 o menores

\* Esta es aproximadamente la delineación más pequeña permisible para mapa de suelos legibles. En la práctica, el tamaño mínimo de las delineaciones es generalmente mayor que el tamaño mínimo mostrado.

\*\* Cuando sea aplicable, se pueden usar todos los tipos de unidades cartográficas (consociaciones, complejos, asociaciones, grupos no diferenciados) en cualquier orden de levantamiento de suelos.

**BIBLIOGRAFIA**

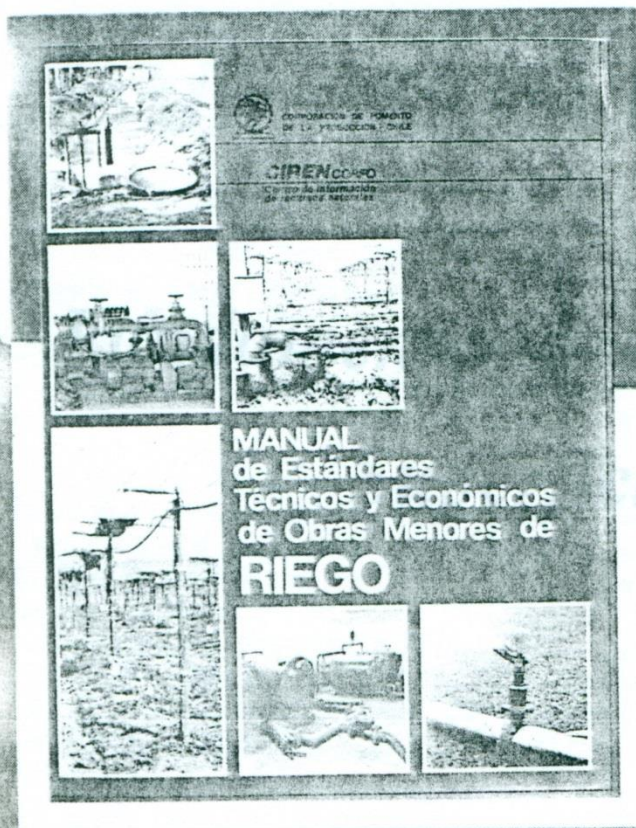
SOIL SURVEY STAFF (SCS, USDA). 1981. Soil Survey Manual (revised). 430-V Issue 6. Chapters 4, 5 and 6.

VAN WAMBEKE, A., FORBES, T.R. (eds.) 1987. Criterios para el uso de la Taxonomía de Suelos en la denominación de unidades cartográficas. Monografía Técnica SMSS N° 15. 67 p.



# CIREN

Centro de Información de Recursos Naturales, pone a disposición de ingenieros y consultores el Manual de Obras Menores de Riego, con el objeto de poder dimensionar proyectos de uso de agua, definir características técnicas y calcular la magnitud de las inversiones.



## *ESTÁNDARES TÉCNICOS Y ECONÓMICOS*

- *Embalses de Regulación Corta*
- *Captación de Aguas Subterráneas*
- *Riego con Elevación Mecánica*
- *Riego por Aspersión*
- *Riego por Goteo*
- *Riego por Microaspersión*

## Manual de Obras Menores de Riego

CIREN CORFO

Manuel Montt 1164 ● Fono 2236641 ● Fax 2096407  
Santiago ● CHILE

## *TEMA IV*

# *Fundamentos de Hidrología Superficial*

---

*DISEÑO DE PROYECTOS DE RIEGO Y DRENAJE*



# FUNDAMENTOS DE HIDROLOGIA SUPERFICIAL

Mario Urrea Simonet  
Ing. Agrónomo, M. S.  
Universidad de Chile

## 1. HIDROLOGIA

### 1.1. INTRODUCCION

Hidrología es la ciencia que describe el comportamiento del agua en la tierra, su distribución en la superficie y en el tiempo y sus aspectos cuantitativos y cualitativos, constituyéndose en una rama de la geografía física.

De los factores climáticos y meteorológicos que inciden en el régimen hidrológico de una hoya se distingue, fundamentalmente, el régimen de precipitaciones; medias, intensidades, duración y frecuencia.

Otros factores lo constituyen la existencia y distribución de nieve e hielo, humedad y temperatura del aire, efectos del viento y distribución de las masas de aire y radiación solar.

Algunos de los problemas sobre los cuales interviene la hidrología está la determinación de las precipitaciones máximas probables de una cuenca con el fin de evaluar caudales críticos que permitan diseñar obras de arte y sistemas de drenaje, predicción de crecidas para evitar inundación de poblados y terrenos agrícolas, pronóstico de escurrimiento superficial para la operación de embalses, disponibilidad de nieve y agua con fines de regadío, disponibilidad de agua subterránea, balance hidrológico de cuencas, estimación de sequías.

### 1.2. EL AGUA COMO UN PROBLEMA

#### 1.2.1. A Nivel Mundial

Se estima que en nuestro planeta el agua total alcanza a 1.360 millones de  $\text{km}^3$ , de los cuales el 97%, es decir 1.320 millones de  $\text{km}^3$ , se encuentran en océanos y mares. Del resto, alrededor de 3%, equivalente a 40 millones de  $\text{km}^3$  es agua dulce, que podría ser usada para riego, aunque no está disponible.

---

Del total de agua dulce, 30 millones de  $\text{km}^3$  se encuentran en los casquetes polares y glaciales, 5 millones de  $\text{km}^3$  a grandes profundidades, en tanto que otros 5 millones de  $\text{km}^3$  se ubican en ríos, lagos y en profundidad que permitirían que este disponible.

Del agua disponible, alrededor del 97% es agua subterránea mientras que la diferencia es agua superficial. Además, se tienen 10 mil  $\text{km}^3$  de agua en la atmósfera.

El agua disponible, anualmente alcanza a 4,41 millones de  $\text{km}^3$  de agua que se distribuyen de la siguiente manera:

Cuadro 1. Agua disponible a nivel mundial.

Agua Disponible	Millones de $\text{km}^3$	Porcentaje (%)
Superficial	0,13	2,9
Subterránea	4,27	96,8
Atmosférica	0,01	0,2
Total	4,41	100,2

Los 4,41 millones de  $\text{km}^3$  es un volumen disponible anualmente, que se distribuye según las estaciones del año, según el año y con fuerte dependencia de la ubicación geográfica (latitud y altitud).

Se estima que del agua disponible, 37 mil  $\text{km}^3$  escurren anualmente a los mares y océanos, quedando utilizable tan solo 20 mil  $\text{km}^3$  al año, constituyéndose el agua en uno de los factores más limitantes para aumentar la producción o para hacerla sostenida.

Tomando esto en consideración, uno de los objetivos de la hidrología es reducir la diferencia entre el agua utilizable, por condiciones de clima, ubicación, espacio y tiempo, y el agua necesaria en el espacio y tiempo.

Cabe recordar que el agua en la atmósfera, como componente del aire, en forma de vapor alcanza a un 1%.

### 1.2.2. A Nivel Nacional

La disponibilidad de agua de las distintas regiones, depende en último del clima. Con la variación climática a lo largo de nuestro territorio se produce una gran variación en la disponibilidad entre las distintas regiones.



### 1.2.3. Tipos de escurrimiento superficial

Conforme al escurrimiento superficial se pueden distinguir regiones con diferentes modalidades:

- región exorréica
- región endorréica
- área arréica

La región exorréica se distingue por que sus ríos desembocan en el mar durante todo el año.

La región endorréica presenta áreas con escurrimiento superficial, aún cuando sus cauces efímeros no logran llegar al mar.

El área arréica se caracteriza por no existir escurrimiento superficial.

La región endorréica se ubica entre la I y III Region, encontrándose también, dentro de ellas, áreas arréicas.

Las aguas que se juntan en las depresiones sin salidas se evaporan dejando las sales que han disuelto y acarreado durante su recorrido, formando los salares.

La región exorréica comienza aproximadamente a los 27° de latitud Sur, más por condiciones del relieve andino que por modificaciones climáticas de importancia.

El punto en que los ríos se constituyen en tal, es difícil de precisar, pero sin lugar a dudas a partir del Norte Chico podemos hablar en propiedad que comienza la región exorréica.

## 2. EL CICLO HIDROLOGICO

### 2.1. PRIMERA IDEALIZACION

El ciclo hidrológico corresponde a un modelo o idealización del movimiento, distribución y circulación general del agua en la tierra.

De acuerdo a este concepto el ciclo hidrológico no solamente alcanza al movimiento del agua dentro de los continentes, sino también al movimiento y circulación desde la hidrósfera a la atmósfera, desde la atmósfera a la litósfera y desde la litósfera a la hidrósfera y atmósfera.

El ciclo hidrologico, como punto de partida, es un concepto útil para destacar y apreciar, por parte del hidrólogo, de cuatro fases o etapas:



- precipitación
- escorrentía superficial
- infiltración y agua subsuperficial
- evaporación y transpiración.

En términos globales, considerando la tierra en su conjunto o de grandes extensiones, el ciclo hidrológico pareciera ser un continuo, mecanismo por el cual el agua se mueve permanentemente a una tasa constante, mientras que a nivel local o regional la situación es distinta.

Así, el movimiento del agua durante las distintas fases del ciclo hidrológico a nivel regional o de cuenca es errático tanto en el espacio como en el tiempo.

El ciclo hidrológico, además de variables continuas, contiene variables no continuas o discretas que tienen mayor énfasis a medida que la superficie involucrada se reduce.

En la Figura 2.1. se presenta el ciclo hidrológico idealizado. En el ciclo se inicia con la evaporación del agua desde los océanos. El vapor resultante es transportado por las masas de aire en movimiento. Bajo ciertas circunstancias, el vapor de agua almacenado en la atmósfera puede condensarse formando nubes que a su vez, pueden precipitar en forma de lluvia o nieve, sobre la superficie de la tierra, océanos, lagos, lagunas y ríos.

Al caer sobre la superficie de la tierra, la mayor parte es retenida temporalmente en el suelo donde cae o en las cercanías, otra parte escurre superficialmente para incorporarse a los ríos y lagos y desde allí, eventualmente una fracción se incorpora al mar, otra queda almacenada en las depresiones de la superficie del terreno.

Una parte de las precipitaciones infiltra quedando retenida en la zona de las raíces, mientras que otra, por gravedad, percola y escurre hacia cotas más bajas, almacenándose o eventualmente alcanzando los océanos.

Finalmente, importantes cantidades de agua, antes de llegar al mar, retornan a la atmósfera mediante la evaporación desde superficies de agua libre, por evaporación de agua desde el suelo o almacenada en el follaje de las plantas o por transpiración de la cubierta vegetal.

Esta visión del ciclo hidrológico es más simple de lo que realmente ocurre, encontrándose en la realidad otros procesos en el movimiento del agua.

Esta idealización del ciclo hidrológico, permite al hidrólogo efectuar un inventario de los fenómenos que ocurren y así estudiar aquellas situaciones extremas, que son las que, normalmente, más interesan, como inundaciones y sequías. Este



aspecto va asociado a la frecuencia con que ocurre ya que así se puede evaluar económicamente un proyecto hidráulico.

No obstante lo anterior, la mayor desventaja que presenta es la dificultad de estructurar la forma que tiene el ciclo en una cuenca en particular y cuantificar las relaciones entre cada uno de los elementos componentes, a lo que se suma la variable temporalidad.

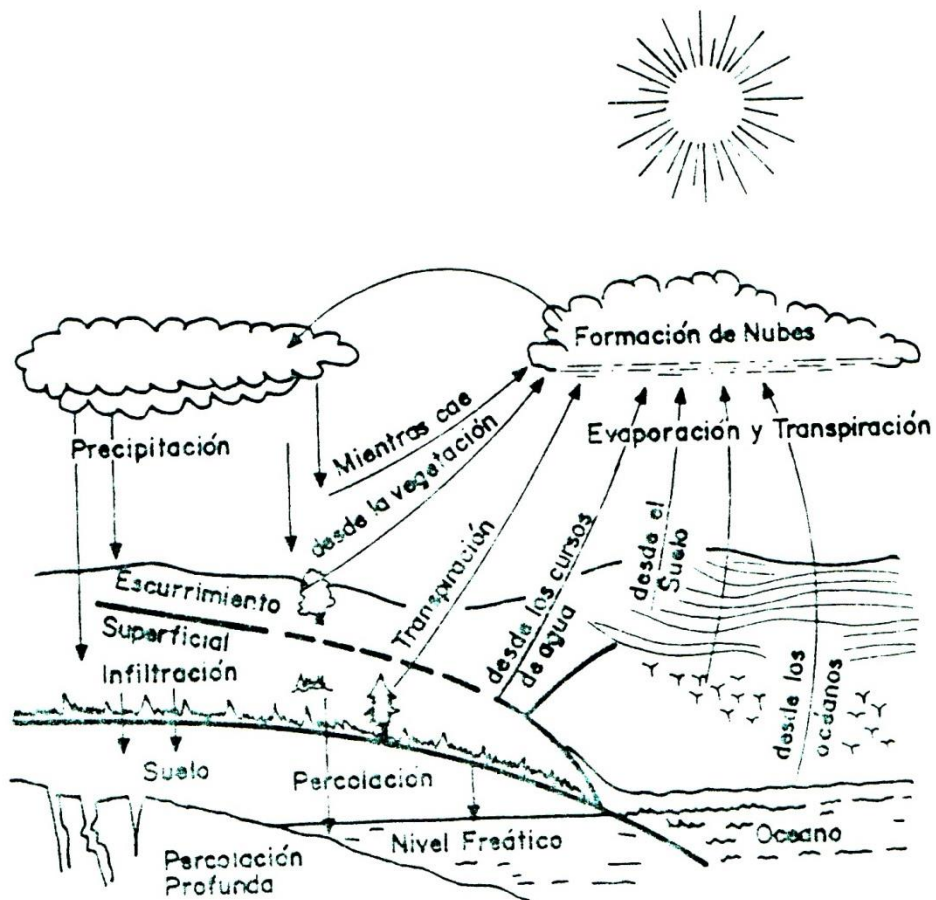


Figura 2.1. Diagrama pictórico del ciclo hidrológico.

## 2.2. SEGUNDA IDEALIZACION

Para reducir las limitaciones se recurre a una segunda etapa de idealización, transformando la forma pictórica del ciclo hidrológico, en relaciones exclusivamente conceptuales, entre los diversos elementos del ciclo hidrológico (Figura 2.2.).

En conjunto los elementos, que se pueden representar mediante un diagrama de flujo, en general corresponden a elementos de transporte o traslación y acumulación. Dichos procesos quedan definidos por ingresos (in put) y salidas (out put).

Los elementos de transporte corresponde a los mecanismos con que el flujo de agua se moviliza de uno a otro almacenamiento, como precipitación, evaporación, evapotranspiración, escorrentía, infiltración, etc. Los elementos de acumulación pueden ser la intercepción del agua por parte de la vegetación, almacenamiento en la zona radicular, almacenamiento en lagos y embalses, etc.

Esta segunda idealización permite definir, en primer lugar de acuerdo a ciertas hipótesis, cada uno de los diferentes subsistemas y procesos que se han idealizado y, en segundo lugar, escribir ecuaciones que definan las operaciones de transporte y almacenamiento y, finalmente, establecer una serie de interrelaciones que no son evidentes en la primera idealización.

Evidentemente, si se tratara de establecer un balance completo del ciclo hidrológico, de acuerdo a la segunda idealización, se encontraría con muchos problemas por la indeterminación de algunos elementos como el almacenamiento de la humedad atmosférica, condensación de la humedad y formación de gotas, precipitación de las gotas y almacenamiento del agua en los océanos.

Para que la hidrología resulte en una ciencia cuantitativa se requiere limitar el estudio a una parte del ciclo hidrológico y no al todo. Por tal motivo sólo se estudian las interrelaciones de los elementos, componentes del ciclo hidrológico, posibles de cuantificar, sistema que se le ha denominado "ciclo de escorrentía" aunque, en rigor, no se trata de un proceso cíclico.

Dentro de esta nueva idealización o modelo, las precipitaciones constituyen el elemento de alimentación (in put) de los procesos del ciclo de escorrentía, en tanto que la escorrentía o escurrimiento superficial, evaporación, evapotranspiración y flujo subterráneo, como elementos de salida (out put).

En este sistema, la evaporación y evapotranspiración dependen de la influencia de la energía solar; el flujo super-



ficial y subterráneo está afectado por el campo gravitacional, es imprescindible considerar la energía solar y la gravedad como elementos de alimentación del sistema.

Fuera del sistema, la energía solar afecta la circulación atmosférica y el almacenamiento.

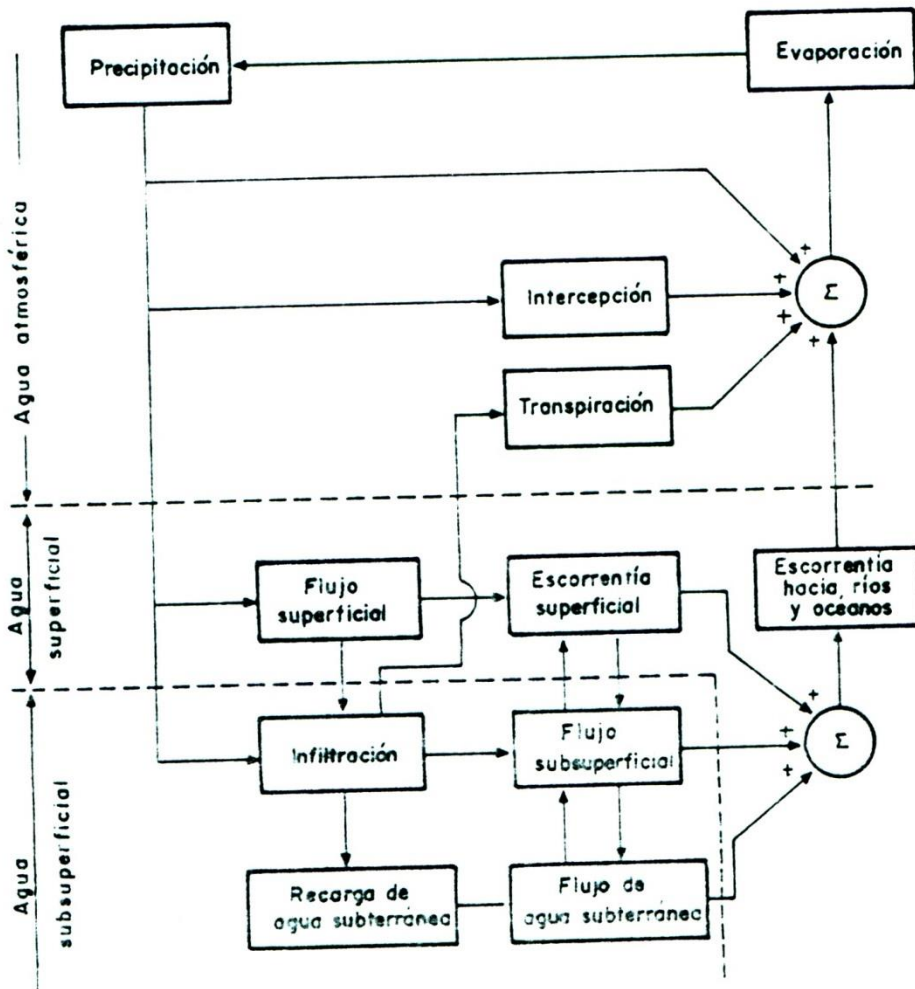


Figura 2.2. Representación simplificada del ciclo hidrológico como un diagrama de flujo (sistema y subsistema).

### 2.3. SISTEMA HIDROLOGICO

La representación del ciclo hidrológico mediante un diagrama pictórico o mediante relaciones conceptuales corresponde a dos enfoques distintos para resolver problemas hidrológicos. Al primer método se le denomina "Síntesis", en tanto que al segundo se le llama método de "Análisis".

Los métodos de síntesis utilizan una serie de componentes que representan conceptualmente los elementos del ciclo hidrológico que permiten establecer sus mecanismos e interrelaciones para que el sistema opere.

Contrariamente, los métodos de análisis, no requieren un conocimiento detallado de los mecanismos internos de los elementos componentes del ciclo hidrológico, debido a que usa sólo relaciones matemáticas entre las entradas y salidas del sistema hidrológico.

La conceptualización del ciclo hidrológico desde una etapa global a una parte cuantificable de él, permite introducir el concepto de "sistema hidrológico".

Un sistema, corresponde a una estructura, procedimiento, esquema o mecanismo, real o abstracto, que relaciona, en el tiempo y en el espacio, una causa y un efecto. La causa es una entrada o estímulo de materia, estímulo energético o información. El efecto es una salida o respuesta de información, energía o materia.

De acuerdo a lo anterior el ciclo hidrológico o ciclo de escorrentía puede considerarse como un sistema hidrológico, compuesto por varios subsistemas, ejemplo: el suelo con sus procesos de retención, percolación y escurrimiento superficial; la vegetación y los procesos de intercepción y evapotranspiración, el acuífero con los procesos de almacenamiento y escurrimientos.

Así, el sistema que resume los conceptos de análisis y síntesis se puede expresar según el diagrama de la Figura 2.2.

Si el problema hidrológico se aborda de acuerdo a la relación causa y efecto, es decir horizontalmente en el diagrama, se está ante la metodología propia del "análisis de sistemas".

Si el problema o fenómeno hidrológico se enfoca verticalmente según el mismo esquema se está frente a la metodología de "síntesis de sistemas" entrando en el campo de la Hidrología Física.

Es de vital importancia, al abordar un proceso o fenómeno hidrológico, tener presente que ambos enfoques deben ser complementarios y no excluyentes.



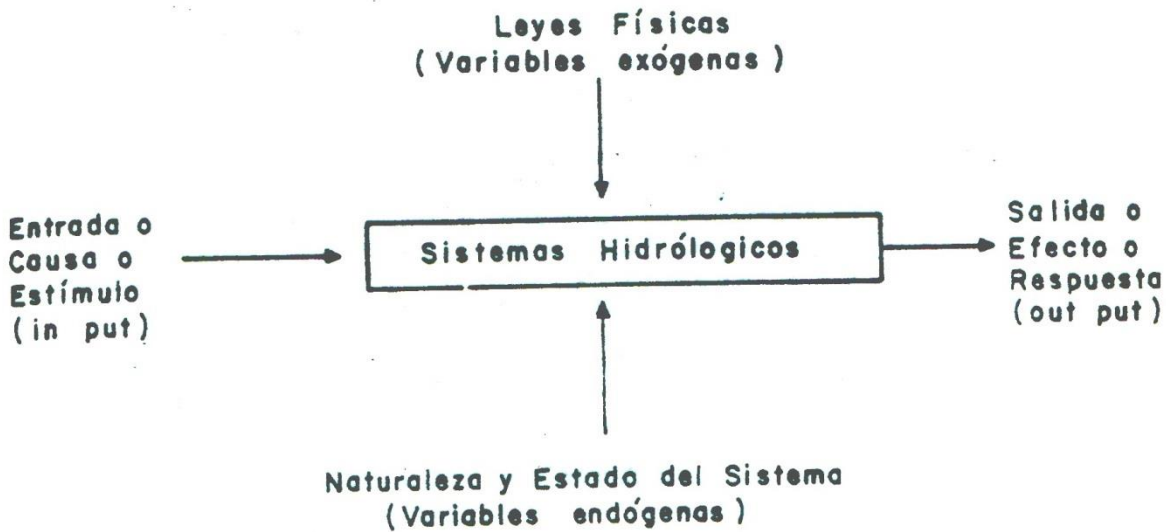


Figura 2.3. Diagrama de un sistema hidrológico.

#### 2.4. ECUACION GENERAL DEL BALANCE HIDROLOGICO

El sistema natural sobre el cual se trabaja es la cuenca u hoya hidrográfica. Conceptualmente una cuenca es una unidad básica definida topográficamente, y drenada por un sistema de cauces superficiales, sea este río, estero o quebrada, de tal manera que toda la escorrentía que se genera en la superficie, delimitada por la línea divisoria de las aguas, se descarga a través de una salida única e identificable, la que se conoce como boca de salida, punto de control o punto de interés (Figura 2.4.).

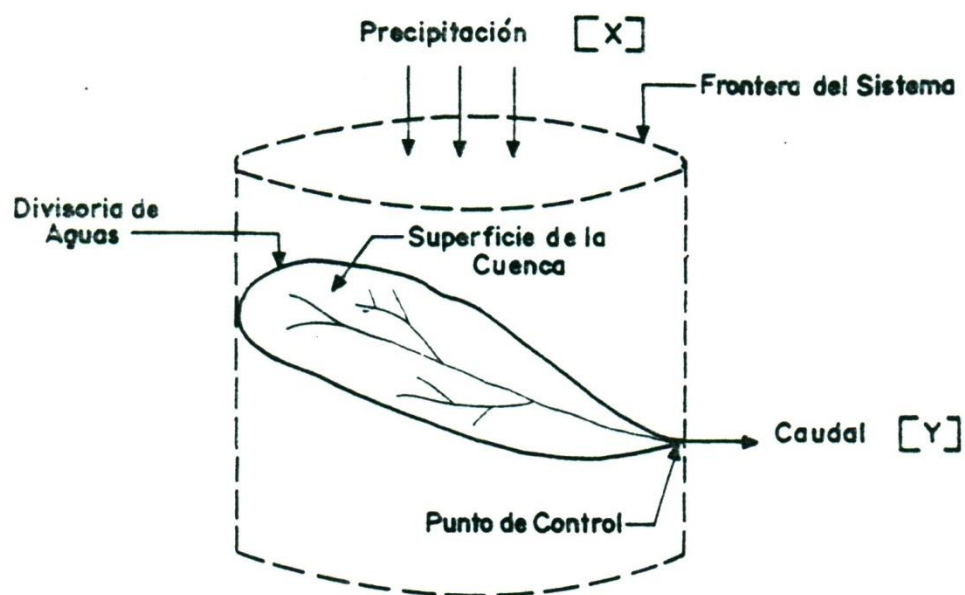


Figura 2.4. La cuenca como un sistema hidrológico.

Una cuenca puede ser descrita y analizada por medio de un balance hidrológico, que no es otra cosa que la aplicación de la ecuación general de balance de masa:

$$X = Y + \frac{dS}{dt}$$

donde:

- X : insumos o entradas al sistema por unidad de tiempo.
- Y : salidas por unidad de tiempo.
- dS/dt : tasa de variación, del almacenamiento de masa o volumen de agua, con respecto al tiempo.

Plantado el balance hidrológico como balance de masa, puede ser aplicado, además a nivel de cuenca, a nivel de sistema suelo-agua-planta, a nivel de embalse, etc.



Para un cierto intervalo de tiempo, la ecuación de balance hidrológico para una cuenca (Figura 2.5), queda expresada por la siguiente ecuación:

$$P + Q_{sa} + Q_{za} = E + ET + I + Q_{se} + Q_{ze} \pm dS_L \pm dS_Z + dS_N$$

donde:

- P : precipitación media.
- $Q_{sa}$  : caudales superficiales afluentes a la cuenca o subsistema (naturales y/o artificiales).
- $Q_{za}$  : caudales subterráneos afluentes.
- E : evaporación media desde superficies de agua libre.
- ET : evapotranspiración media.
- I : retención de la precipitación por intercepción de la vegetación.
- $Q_{se}$  : caudales superficiales efluentes a la cuenca.
- $Q_{ze}$  : caudales subterráneos efluentes.
- $dS_L$  : variación en el período de los volúmenes de agua almacenada superficialmente (lagos, embalses, lagunas, depresiones superficiales del terreno, etc.).
- $dS_S$  : variación del volumen de agua almacenada en los suelos no saturados (en forma de humedad del suelo).
- $dS_Z$  : variación del almacenamiento subterráneo en los acuíferos.
- $dS_N$  : variación del agua almacenada en nieves y glaciares.

Las unidades de cada término pueden ser expresadas como altura, milímetro, o en volumen, metros cúbicos.

La aplicación del balance hidrológico se hace a través de un modelo hidrológico y parámetros que se deben evaluar.

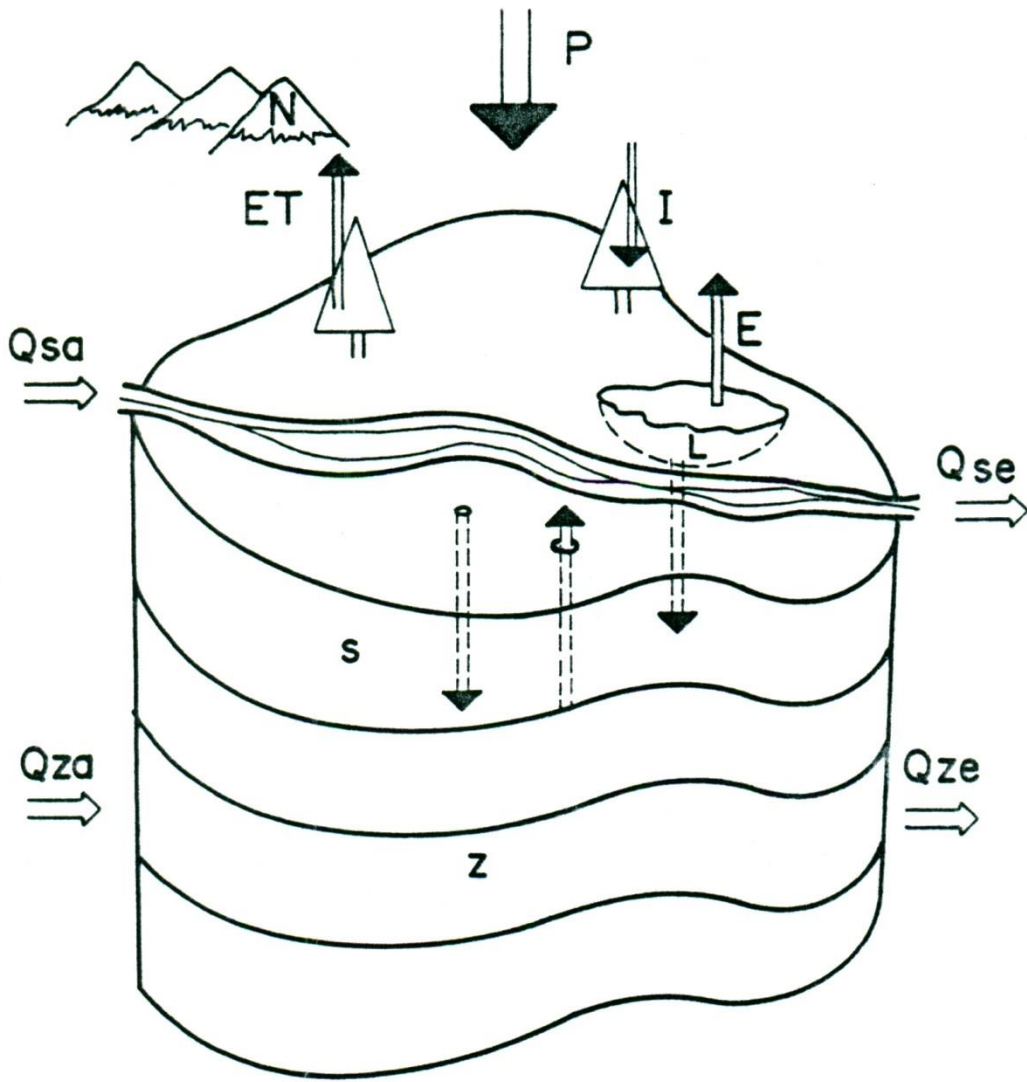


Figura 2.5. Balance hidrológico de una cuenca.



Los Sistemas de Riego y Drenaje requieren de la Hidrología dos tipos de información básica:

- I. Estimar los recursos de agua disponibles, con el objetivo de dimensionar el riego (volumen, caudal y superficie) y las obras asociadas.
- II. Estimar eventos extremos (tormentas y caudales de crecidas), con la finalidad de optimizar el diseño de protección de las obras.

### 3. PRECIPITACIONES

#### 3.1. INTRODUCCION

Precipitación es el nombre genérico que se da a todas las aguas meteóricas que provienen de la humedad atmosférica y que caen sobre la tierra. Por lo tanto incluye la lluvia, granizo, nieve y rocío.

Para el *Meteorólogo* interesa desde su formación en la atmósfera hasta que llega a la tierra. Para el *Hidrólogo* es motivo de interés a partir del momento en que llega al suelo, constituyéndose en un elemento básico de la hidrología.

Dentro de la atmósfera estratificada, la tropósfera es la capa que se ubica desde el nivel del suelo hasta unos 10 a 15 km de altura, dependiendo de la latitud y estación del año (mayor en el ecuador que en los polos). La mayor parte de los fenómenos meteorológicos se dan en esta zona, debido a la presencia de vapor de agua, gases y partículas de polvo, en torno a las cuales se condensa el vapor de agua. Es en esta capa donde se produce el calentamiento y enfriamiento de las masas de aire.

#### 3.2. TIPOS DE PRECIPITACION

Tres son los mecanismos que producen la elevación de las masas de aire húmedo y que dan origen a las precipitaciones.

- Convectivas
- Frontales
- Orográficas

##### 3.2.1. Convectivas

Las Masas de aire húmedo y caliente y a baja altura, ascienden verticalmente, enfriándose en las capas más altas,

alcanzando la temperatura de condensación. Las partículas se aglutinan formando nubes del tipo cumulus y que dan origen a precipitaciones localizadas, de fuerte intensidad, ocasionalmente acompañadas de truenos y relámpagos y de corta duración. Estas son típicas de zonas tropicales o de períodos calurosos.

### 3.2.2. Frontales

Denominadas también Ciclónicas, ocurren al encontrarse dos frentes opuestos, uno frío y otro cálido. Por diferencia de densidades, la masa fría penetra bajo la masa de aire cálido y húmedo formándose en las zona de contacto nubosidades. La masa de aire caliente al subir produce condensación y en condiciones óptimas, da origen a la precipitación.

Son lentas y de desarrollo gradual, prolongadas, importantes, de cierta extensión y menos intensa que las convectivas

### 3.2.3. Orográficas

Se producen por un ascenso de las masas de aire cálido y húmedo cuya elevación se encuentra en la topografía de la zona. Al elevarse la masa de aire cálido se enfría y se generan condiciones para la condensación y precipitación. Las precipitaciones originadas son de intensidades relativamente débiles pero que tienen importancia en cantidad.

## 3.3. UNIDAD DE MEDIDA

Las precipitaciones se miden como altura de agua caída y corresponde a la altura de la lámina de agua, medida verticalmente, que se acumularía sobre una superficie horizontal, si toda la precipitación caída permaneciera donde cayó. La unidad de medida es el milímetro. Si la precipitación es nieve lo que se mide es el equivalente en agua.

## 3.4. CARACTERIZACION DE LAS PRECIPITACIONES

Para la caracterización de una serie pluviométrica se requiere adoptar un valor representativo de la normalidad del fenómeno, de modo que sirva de base en el estudio de la variabilidad del régimen.

---



### 3.4.1. Mediana

Es un parámetro que se usa como medida de tendencia central y se define como el valor de la variable para la cual la probabilidad de excedencia y no excedencia son iguales a 0,5.

La mediana no cumple analíticamente las condiciones, aunque como concepto es satisfactorio. No obstante, se emplea para elegir la media aritmética o la media geométrica, según con cual se identifique numéricamente mejor.

### 3.4.2. Media aritmética

Es un parámetro usado como medida de tendencia central. Inconveniente en regímenes pluviométricos de gran variabilidad. La media aritmética es arrastrada por los valores extremos, difiriendo bastante con la mediana como ocurre en la zona central y en especial con el norte de Chile. No ocurre lo mismo en la zona sur donde se le usa como valor normal representativo (desde Talca o algo más al sur).

### 3.4.3. Media geométrica

En Chile es más representativa la media geométrica ( $P_g$ ), si se le compara con la media aritmética.

$$P_g = \sqrt[n]{P_1 * P_2 * \dots * P_n}$$

En nuestro país, sin embargo, usualmente se usa el promedio aritmético para caracterizar la normalidad de las precipitaciones, aun cuando debiera emplearse la media geométrica.

## 3.5. ANALISIS DE FRECUENCIA

En la naturaleza la mayoría de los fenómenos hidrológicos constituyen procesos aleatorios y dado que la planificación y el diseño están basados en eventos futuros, cuya magnitud y tiempo de ocurrencia no pueden predecirse, se debe recurrir al estudio de las probabilidad o frecuencia con que un determinado evento puede ser igualado o excedido.

En este capítulo se indican algunas técnicas que permiten definir la probabilidad de ocurrencia de eventos de interés, sobre la base de una serie de datos.

Para que el análisis probabilístico produzca resultados útiles, debe comenzar con una serie de datos significativos,

adecuados y precisos. La serie de datos es significativa cuando están estrechamente relacionados con el problema.

Al decir serie de datos adecuada se refiere a la extensión de los registros. Debe tenerse presente que no siempre se puede contar con una serie de datos adecuada, por el contrario, frecuentemente se encuentra una falta de registros apropiados.

En nuestro país se estima que no debieran abordarse problemas de planificación y diseño con registros inferiores a 30 años, pero se acepta hasta 20 años. La pregunta es ¿qué hacer cuando la longitud de la estadística es inferior a 20 años?

La precisión de los datos plantea el problema de la homogeneidad. Si una estación opera en precarias condiciones, la información registrada no es confiable para un análisis de frecuencia.

Reconocido el proceso aleatorio de los eventos hidrológicos, el análisis probabilístico, sumado a lo anterior, requiere que las muestras sean sin sesgo, independientes y homogéneas.

La muestra no tiene sesgo si ha sido obtenida por algún procedimiento gobernado por leyes al azar. Es independiente, si está constituida por datos que no tienen dependencia temporal y espacialmente. La homogeneidad se refleja si los datos provienen de una misma población.

Debido a que los procesos hidrológicos se registran como datos históricos, es decir son observados una sola vez, sin ninguna posibilidad de repetición, ha llevado a efectuar el registro de ellos lo más extenso posible.

De lo anterior se comprende porque los datos deben ser significativos, adecuados y precisos, ya que en la probabilidad de ocurrencia de algún evento hidrológico está basado en los registros anteriores. Esto es válido no sólo para las precipitaciones, sino también para otros eventos hidrológicos, en especial el que dice relación con crecidas.

### 3.5.1. Métodos gráficos

El análisis de probabilidad o frecuencia (el cálculo de probabilidad está referido tanto a precipitaciones como a caudales) persigue asignar a cada evento definido una probabilidad "P" de ser igualado o excedido, el que se denomina "probabilidad de excedencia".

El segundo concepto de interés se refiere al "tiempo de retorno T", que corresponde al intervalo de tiempo promedio en



que un evento definido es igualado o excedido. Normalmente, la unidad de tiempo más empleada es el año.

La probabilidad de excedencia y el período de retorno por definición son recíprocos entre sí:

$$P = \frac{1}{T}$$

Existen varias fórmulas para determinar la probabilidad de excedencia y período de retorno mediante métodos gráficos. En la mayoría se producen resultados similares en el centro o cerca del centro de la distribución, en tanto que se tienen valores distintos o muy distintos en los extremos (alto y bajo).

En la elección del método influye la finalidad de uso de los datos. En el Cuadro 3.1 se indican algunas fórmulas.

Cuadro 3.1. Fórmulas de estimación gráfica de probabilidades y recurrencia.

Fórmula	Probab. de Excedencia	Período de Retorno
California	$m/N$	$N/m$
Hazen	$(2m-1)/2N$	$2N/(2m-1)$
Weibull	$m/(N+1)$	$(N+1)/m$
Blom	$(m-3/8)/(N+1/4)$	$(N+1/4)/(m-3/8)$
Gringorten	$(m-0,44)/(N+0,12)$	$(N+0,12)/(m-0,44)$

En cada fórmula "N" corresponde al número total de datos de una serie (años del registro) y "m" representa el número de orden de la serie arreglada en forma creciente.

Aún cuando no existe un único criterio para determinar la probabilidad de excedencia y el período de retorno, de las distintas posiciones gráficas la más usada es la de Weibull, la que será ejemplificada a continuación.

Método de Weibull

Este método de posición, definido con la fórmula del Cuadro 3.1, para efectos gráficos, se puede expresar:

$$F_a = \frac{m}{N + 1} * 100 \quad [3]$$

donde:

Fa = parámetro de posición.  
 m = número de orden.  
 N = número total de elementos (datos).

El parámetro de posición Fa corresponde a la probabilidad de excedencia y representa el porcentaje de veces durante el cual un determinado evento es igual o mayor que la cantidad indicada.

La probabilidad de no excedencia "p" queda definida por:

$$p = 1 - p$$

donde "p" representa la probabilidad de que un evento no sea igualado o excedido.

El mayor evento tiene un orden  $m = 1$ , el que además tiene un período retorno de  $n + 1$  años.

Los datos calculados se dibujan en un papel especial del tipo "probabilístico" donde el eje de las abscisas, normalmente, corresponde a las escalas de probabilidades de excedencia, de no excedencia o de período de retorno y en la ordenada, a escala natural, la variable (precipitaciones o caudales).

Se usa el papel de probabilidades para evitar que se cometan errores de cierta magnitud en el extremo de la curva donde el período de retorno es elevado o, dicho de otra forma, la probabilidad es baja. Por el contrario en el otro extremo, para períodos de retorno pequeños o elevadas probabilidades el error inherente al método, es aceptable.

Ejemplo: Se dispone de un registro de precipitaciones anuales de 16 años, promedio entre las Estaciones Duqueco y Los Angeles, VIII Región, para el período 1962- 1990 (Cuadro 3.2).



Cuadro 3.2. Registro de precipitaciones anuales.

Año	P <sub>i</sub> (mm)	Año	P <sub>p</sub> (mm)
1962	557,2	1977	1.199,9
1963	1.405,5	1978	1.181,4
1964	863,0	1979	1.180,0
1965	1.432,8	1980	1.559,9
1966	1.372,1	1981	1.278,8
1967	1.040,6	1982	1.332,5
1968	684,7	1983	767,8
1969	1.143,1	1984	1.410,2
1970	889,9	1985	981,2
1971	859,1	1986	1.394,3
1972	1.361,7	1987	1.224,9
1973	808,0	1988	904,4
1974	860,9	1989	918,8
1975	1.148,7	1990	870,1
1976	760,9		

A continuación, en el Cuadro 3.3 la información disponible se ordena de mayor a menor, donde el evento de mayor magnitud tiene el orden  $m = 1$ .

Cuadro 3.3. Frecuencia y período de retorno.

Nº de Orden (m)	Año	Pp (mm)	T (años)	Fa (%)
1	1980	1.559,9	30,000	3,333
2	1965	1.432,8	15,000	6,667
3	1984	1.410,2	10,000	10,000
4	1963	1.405,5	7,500	13,333
5	1986	1.394,3	6,000	16,667
6	1966	1.372,1	5,000	20,000
7	1972	1.361,7	4,286	23,333
8	1982	1.332,5	3,750	26,667
9	1981	1.278,8	3,333	30,000
10	1987	1.224,9	3,000	33,333
11	1977	1.199,9	2,727	36,667
12	1978	1.181,4	2,500	40,000
13	1979	1.180,0	2,308	43,333
14	1975	1.148,7	2,143	46,667
15	1969	1.143,1	2,000	50,000
16	1967	1.040,6	1,875	53,333
17	1985	981,2	1,765	56,667
18	1971	959,1	1,667	60,000
19	1989	918,8	1,580	63,333
20	1988	904,4	1,500	66,667
21	1970	889,9	1,429	70,000
22	1990	870,1	1,364	73,333
23	1964	863,0	1,304	76,667
24	1974	860,9	1,250	80,000
25	1973	808,0	1,200	83,333
26	1983	767,8	1,154	86,667
27	1976	760,9	1,111	90,000
28	1968	684,7	1,071	93,333
29	1962	657,2	1,034	96,667

Del cuadro 3.3 se observa que un año con precipitaciones 85% de probabilidad de excedencia se ubica entre 808,0 y 767,8 mm. Graficados en papel probabilidad todos los valores calculados, de dicho cuadro, se obtiene la Figura 3.1. De ésta se puede estimar que un año 85% de probabilidad de excedencia es de 770 mm.



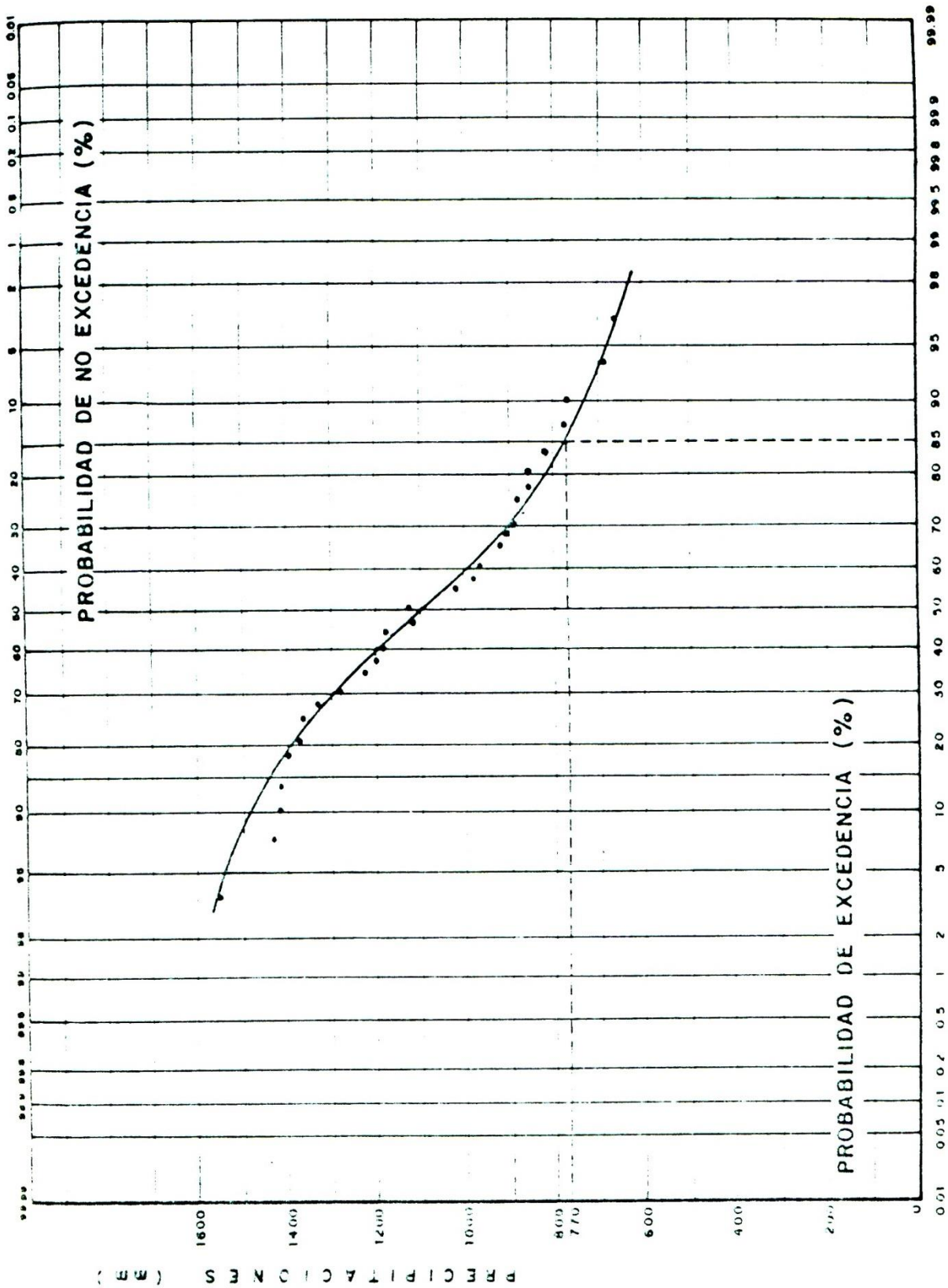


Figura 3.1. Determinación gráfica del año de 85% de probabilidad de excedencia.

3.5.2. Precipitaciones mensuales para un año. Probabilidad de excedencia determinada

Además de interesar conocer el año 85% de probabilidad de excedencia, o de otra probabilidad, es preocupación en determinadas ocasiones, identificar su distribución anual.

Se debe destacar que no es válido efectuar dicha determinación análogamente a la estimación anual, dado que la sumatoria de las precipitaciones mensuales con 85% de probabilidad de excedencia, determinadas mes a mes, es muy inferior a la obtenida para el año 85%.

En este caso se procede identificando años que se encuentren alrededor del año tipo 85%, y con la información de las precipitaciones mensuales por simple media aritmética, estimar las precipitaciones mensuales para un año tipo 85% de probabilidad de excedencia. Alternativamente y de igual o mayor validez se procede graficando los valores mensuales para años que se encuentren alrededor del 85%, para posteriormente trazar una línea que interpole las distintas situaciones.

Tomando como ejemplo la información procesada para las Estaciones Duquenco y Los Angeles, se seleccionaron 6 años; tres por bajo el año 85% de probabilidad de excedencia y tres por sobre el 85%, según se indica en el Cuadro 3.4.

**Cuadro 3.4. Precipitaciones mensuales para determinar un año 85% de probabilidad de excedencia.**  
Estaciones pluviométricas Duquenco y Los Angeles, VIII Región.  
Información de 29 años.

Mes	Año	1964	1974	1973	1983	1976	1968	Media 85%
	Fa	76,667	80,000	83,333	86,667	90,000	93,333	85,000
ENE		25,0	28,8	2,0	18,3	21,3	1,8	16,2
FEB		14,8	1,3	7,0	1,0	4,3	31,0	9,9
MAR		7,5	21,5	7,3	3,5	41,3	19,8	16,8
ABR		18,3	0,0	50,5	57,5	1,5	54,3	30,4
MAY		114,3	149,8	199,6	132,3	63,3	9,8	111,5
JUN		93,7	319,8	151,3	184,0	169,5	79,5	166,3
JUL		86,0	105,8	133,0	151,9	58,5	61,5	99,5
AGO		153,8	43,5	44,2	140,3	61,8	78,0	86,9
SEP		47,3	61,3	36,9	55,2	73,8	97,0	61,9
OCT		30,0	22,0	160,2	17,8	136,5	68,5	72,5
NOV		38,8	41,8	0,0	0,0	68,3	71,3	36,7
DIC		233,5	65,3	16,0	6,0	60,8	112,2	82,3
Anual		863,0	860,9	808,0	767,8	760,9	684,7	790,9



Del Cuadro 3.4 se observa la gran variabilidad para un mismo mes entre distintos años, de modo que se eliminan los valores que provocan la distorsión, calculando la media sólo entre los meses que queden.

Si se decide estimar la distribución mensual para un año tipo 85% en forma gráfica, al efectuar la interpolación se puede subsanar las desviaciones señaladas.

Posteriormente por proporción, se ajustan los valores mensuales de tal modo que la sumatoria sea igual al total anual, para la probabilidad que interesa.

### 3.5.3. Elección del período de retorno

Para diseñar una obra, dado un cierto riesgo admisible y una vida útil de "n" años, se puede determinar el período de retorno mediante la siguiente relación:

$$P_{\text{exc. n años}} = 1 - \left( 1 - \frac{1}{T} \right)^n$$

donde:

- $P_{\text{exc. n años}}$  : probabilidad de excedencia de "n" años o riesgo admisible.  
 $T$  : período de retorno.  
 $n$  : número de años.

Esta relación se puede observar en el Cuadro 3.5, para distintas extensiones de la vida útil de una obra y para diferentes riesgos involucrados. A medida que aumenta la vida útil de la obra, el período de retorno del evento crece. Por el contrario en la medida que el riesgo aumenta el período de retorno decrece.

Cuadro 3.5. Período de recurrencia para distintos riesgos y vida útil de una obra [años].

Riesgo	Vida Util de la Obra [ años ]					
	1	10	25	50	100	500
0,01	100	990	2.470	4.960	9.900	50.000
0,10	10	95	238	475	949	4.750
0,25	4	35	87	175	348	1.738
0,50	2	15	37	72	145	722
0,75	1,3	8	18	37	72	362
0,95	1,17	6	14	26	52	264
0,99	1,01	2,7	6	11	22	110

#### 3.5.4. Método analítico

En el punto correspondiente a Análisis de Frecuencia de Caudales (capítulo de Escorrentía Superficial) se presentan algunos métodos, los que son aplicables tanto a caudales como a precipitaciones.

### 3.6. PROCESAMIENTO Y PRESENTACION DE LOS DATOS PLUVIOMETRICOS

Existen diversas formas de procesar y presentar los datos pluviométricos; depende de los datos y del propósito.

#### 3.6.1. Ajuste de los datos pluviométricos

Es necesario someter la información básica disponible a una serie de ajustes que permitan establecer su calidad y consistencia, mediante correcciones, rellenos y suplementación de estadísticas incompletas.

Variadas son las razones para que existan variaciones en la medición de las precipitaciones, entre las cuales se puede citar cambios en la instalación o variación del ángulo de exposición de los pluviómetros u otros errores instrumentales, cambios del observador meteorológico o de las técnicas de observación, etc.

Para verificar la homogeneidad de la información estadística, relleno de datos y suplementación, se recurre a estaciones cercanas a la estación pluviométrica mediante las curvas másicas e interpolación, dos de los métodos más empleados.

##### 3.6.1.1. Curvas Másicas

Este método, conocido también como Curvas doble-acumuladas está basado en que los valores acumulados del promedio de las precipitaciones anuales de varias estaciones contiguas, no se ve afectado por el cambio de una estación individual, ya que existe una compensación entre ellas.

Se procede construyendo varias gráficas en un sistema de ejes cartesianos. En la ordenada se indica la precipitación anual acumulada de las estaciones cuya consistencia se quiere probar. En las abscisas, los correspondientes valores acumulados promedio de un conjunto de estaciones de control. De lo que se desprende que mientras mayor sea la cantidad de estaciones de control, mayor es su consistencia; en lo posible, si las condiciones lo permiten, que el patrón de comparación no sea inferior a 10 estaciones.



Si se obtiene una línea recta para el total del período de observación se asume que no han existido cambios en los métodos de observación ni en el instrumental.

Si se detecta un cambio en la pendiente de la recta se puede asociar a cambios en el régimen de la estación.

Aquellas estaciones que muestren cambios apreciables de pendiente no deben considerarse dentro del grupo de estaciones del patrón.

Para que se acepte la estadística que se está probando se debe verificar que:

- Relación lineal  $X = a \cdot Y$   
 donde  $a = \text{constante}$
- Variables deben pasar por el origen:  $X = 0$   
 $Y = 0$

En la Figura 3.2. se muestra un ejemplo en que se detectó un error.

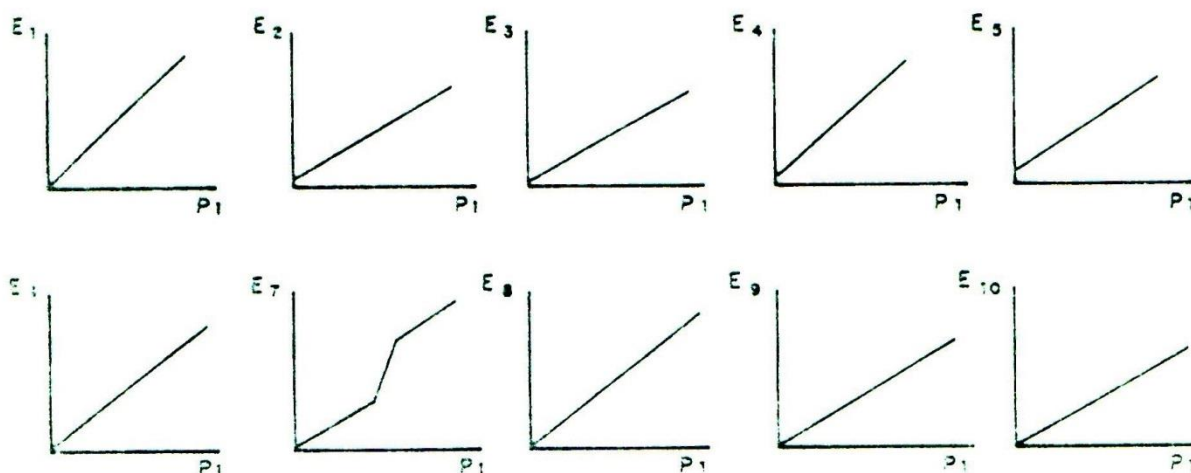


Figura 3.2. Determinación de la estación patrón.

Si cuenta con poca información, se elige el patrón mediante un proceso de tanteo. Se considera una serie de unidades y se rechaza aquella que de un quiebre, hasta encontrar el patrón ideal.

El primer patrón se construye con todas las estaciones y se grafica con cada una de ellas. Se rechaza aquella que tenga un quiebre. Así, el próximo patrón estará conformado por una estación menos, el cual se vuelve a comparar con cada una de las estaciones. Y de esta forma se sigue, hasta encontrar el patrón que permita corregir la estadística de aquellas estaciones que sean de interés.

Se debe tener presente que no siempre es una recta precisa, pero si habrá una tendencia a ella. Cuando no existe homogeneidad se visualiza nítidamente un quiebre en la recta, dando origen a dos o más.

En el ajuste del registro pluviométrico tener presente las siguientes consideraciones:

-Se acepta por principio, que los datos más recientes son más confiables, por lo que se sigue su tendencia.

-En el gráfico cada punto queda identificado por el año correspondiente.

-Se ajustan las precipitaciones anuales de la estación de análisis a las condiciones actuales de instalación y de técnicas de observación, que son los susceptibles de verificación e inspección.

-Un cambio de pendiente no debe considerarse significativo a no ser que se mantenga a lo menos por unos cinco años.

-El método se aplica para períodos anuales o para precipitaciones estacionales. No sirve para probar y lograr consistencia de datos pluviométricos cortos.

Para la Figura 3.3, el ajuste de las precipitaciones anuales se efectúa con la siguiente ecuación:

$$P_a = \frac{M_a}{M_o} * P_o$$

donde:

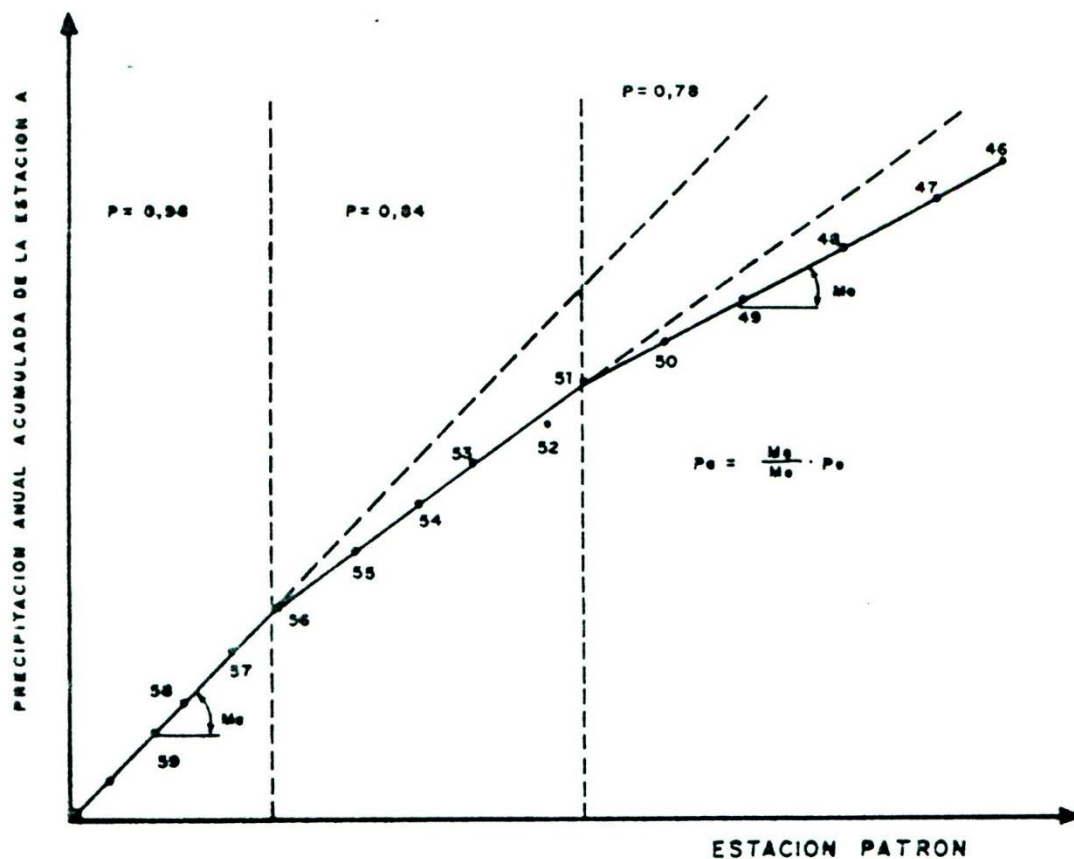
$P_a$  = precipitación ajustada.

$P_o$  = precipitación observada; por corregir.

$M_a$  = pendiente de la recta durante el período más reciente.

$M_o$  = pendiente de la recta cuando  $P_o$  fue observado.





Precipitación anual acumulada  
 Promedio de " " estaciones vecinas

Figura 3.3. Identificación del cambio de régimen.

De la Figura 3.3 se pueden observar tres periodos:

- 1956-1960
- 1951-1956
- 1946-1951

donde la precipitación anual en la estación A se ajusta para cada periodo según se indica:

Período	Precipitación anual en estación A
1956-1960	0,98 * precipitación de estación base
1951-1956	0,84 * precipitación de estación base
1946-1951	0,78 * precipitación de estación base

El factor de corrección por lo tanto es:

Período	Factor de corrección
1956-1960	0,98 / 0,98 = 1,00
1951-1956	0,98 / 0,84 = 1,17
1946-1951	0,98 / 0,78 = 1,26

Este método puede usarse para interpolar años en que la precipitación no ha sido medida en una estación:

$$P_x = \frac{M_x}{M_a} * P_a$$

donde:

- $P_x$  = precipitación no medida en estación x durante año n.
- $M_x$  = pendiente de la recta másica para estación x.
- $P_a$  = precipitación medida en estación A vecina durante el año n
- $M_a$  = pendiente de la curva másica para estación a.

### 3.6.1.2. Ampliación de estadísticas

Siguiendo un procedimiento similar se puede ampliar una estadística inexistente, a partir de un patrón, como se indica en la Figura 3.4.

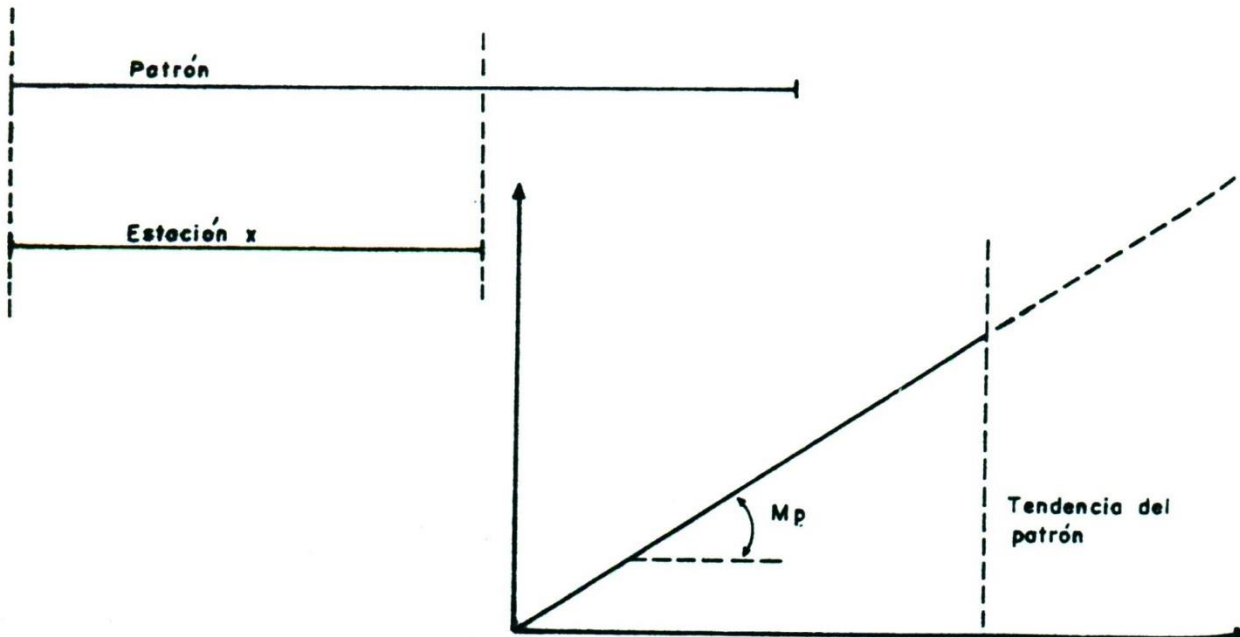


Figura 3.4. Ampliación de la estadística.



Mediante la ecuación:

$$P_z = P_p * M_p$$

donde:

$P_z$  = precipitación estación x que se quiere ampliar.  
 $P_p$  = precipitación estación patrón.  
 $M_p$  = pendiente establecida entre estación x y estación patrón.

### 3.6.1.3 Interpolación de datos pluviométricos

Varios son los métodos para interpolar datos pluviométricos según sea la información disponible. Empleando el "Módulo pluviométrico medio anual" o "Precipitación normal anual" [ N ] se pueden hacer diferenciaciones.

Se entiende por Módulo pluviométrico medio anual al promedio aritmético durante cierto período de años, de las precipitaciones anuales registradas en la estación. generalmente, se calcula para los últimos 30 años.

El método se basa en usar las precipitaciones de 3 estaciones contiguas y de representatividad similar a la estación cuyo registro se quiere completar.

A) Si  $N \leq 10\%$

Cuando el módulo pluviométrico anual de la estación en estudio no difiere en más de un 10% de cualquiera de los módulos pluviométricos de las estaciones base, se asume que la precipitación en la estación incompleta, es aproximadamente igual al promedio aritmético de las precipitaciones registradas en las estaciones base durante el mismo período.

$$P_X = \frac{P_A + P_B + P_C}{3}$$

$P_X$  = precipitación a completar.  
 $P_A, P_B, P_C$  = precipitaciones en estaciones base, igual período.

B) Si  $N > 10\%$

Cuando, cualquiera de las estaciones bases difiere en más de 10% de la estación que interesa rellenar.

La precipitación por estimar se calcula como promedio ponderado de las precipitaciones de las estaciones base, usando los módulos pluviométricos anuales como factores de ponderación:

$$P_X = \frac{N_X}{3} * \left( \frac{P_A}{N_A} + \frac{P_B}{N_B} + \frac{P_C}{N_C} \right)$$

donde:

N = módulos pluviométricos (promedio normal para períodos comunes).  
 P = precipitación.

Este método es más apropiado que el de los simples promedios aritméticos, cuando el régimen de precipitaciones es de tipo orográfico.

### 3.7. PRECIPITACION MEDIA SOBRE UN AREA

Fundamentalmente tres son los métodos empleados para estimar la precipitación caída sobre un área determinada, cuenca o región, donde existen varias estaciones. En primer lugar se debe corregir, rellenar y completar la estadística, para luego mediante alguno de los métodos que se indican, ponderar la información.

Método de los Promedios Aritméticos.  
 Método de los Polígonos de Thiessen.  
 Método de las Isoyetas (isohietas).

#### 3.7.1. Método de los Promedios Aritméticos

Es el promedio aritmético de las precipitaciones caídas durante un cierto intervalo de tiempo para un área considerada: años, meses, días, horas.

Se estima que el promedio representa la lámina media de agua caída.

El método se emplea:

- en relieve más o menos plano.
- para estaciones ubicadas uniformemente.
- precipitaciones registradas no difieren mayormente entre sí.



$$\bar{P} = \frac{P_B + P_C + P_D + P_E + P_F + P_G}{n} = 69,5 \text{ mm}$$

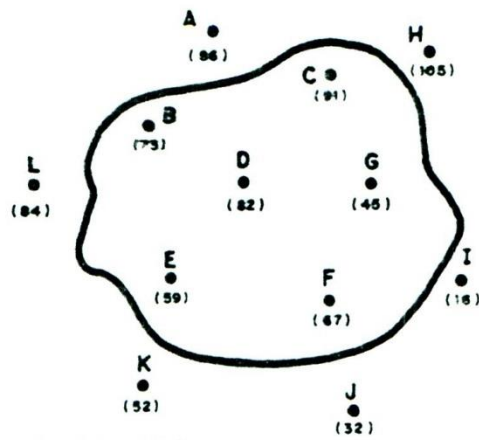


Figura 3.5. Promedio Aritmético.

### 3.7.2. Método de los Polígonos de Thiessen

Supone que cada estación pluviométrica representa la precipitación caída sobre cierta fracción de área de la cuenca.

Cada área representativa se expresa como porcentaje de área total de la región en estudio. Por lo tanto se le asigna un factor de ponderación igual al porcentaje. Es decir la precipitación media es un promedio ponderado de acuerdo al área de influencia. Este sistema es útil para áreas relativamente planas y con estaciones mal distribuidas.

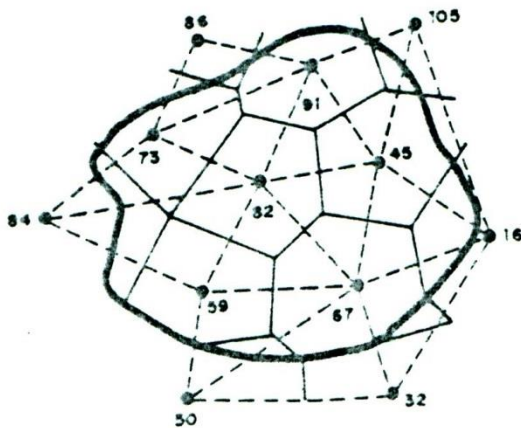


Figura 3.6. Polígonos de Thiessen.

$$\bar{P} = \sum_{i=1}^n \frac{A_i}{A} * PP_i$$

Estación	PP <sub>i</sub> (mm)	A <sub>i</sub> (km)	Area relat. (A <sub>i</sub> /A)	P <sub>i</sub> (mm)
A	86	3	0,009	0,774
B	73	41	0,120	8,760
C	91	32	0,094	8,554
D	82	45	0,132	10,824
E	59	48	0,140	8,260
F	67	61	0,178	11,926
G	45	52	0,152	6,840
H	105	9	0,026	1,170
I	16	18	0,053	0,848
J	32	7	0,020	0,640
K	52	6	0,018	0,936
L	84	20	0,058	4,872
<b>Sumatoria</b>		<b>342</b>	<b>1,000</b>	<b>64,404</b>

### 3.7.3. Método de las Isoyetas

El Método de las Isoyetas es considerado el método más racional, exacto y representativo. De especial adaptación para zonas montañosas y con estaciones mal distribuidas.

Se trazan líneas que unen puntos de igual precipitación, mediante interpolación entre las precipitaciones observadas en cada pluviómetro de la red.

El método, para mayor precisión, debe tomar en cuenta la influencia de factores topográficos y meteorológicos. Se debe evitar la interpolación lineal entre las estaciones considerando los factores señalados, los cuales en muchas oportunidades son subjetivos o difíciles de determinar.

Dada la facilidad de cálculo de los Polígonos de Thiessen, la Isoyetas se deben ajustar convenientemente, mediante coeficientes de ponderación, de tal modo de continuar efectuando los cálculos mediante los polígonos.

Isoyeta	A <sub>i</sub>	P <sub>Ai</sub>	Vol. de Precipitac. (A <sub>i</sub> * P <sub>Ai</sub> )
110-100	0	105	0
100- 90	30	95	2.850
90- 80	83	85	7.055
80- 70	62	75	4.650
70- 60	48	65	3.120
60- 50	55	55	3.025
50- 40	34	45	1.530
40- 30	27	35	945
30- 20	3	25	75
<b>Suma</b>	<b>342</b>		<b>23.250</b>



$$\bar{P} = \frac{A_i * \bar{P}_{Ai}}{A} = \frac{23.250}{342} = 68,0 \text{ mm}$$

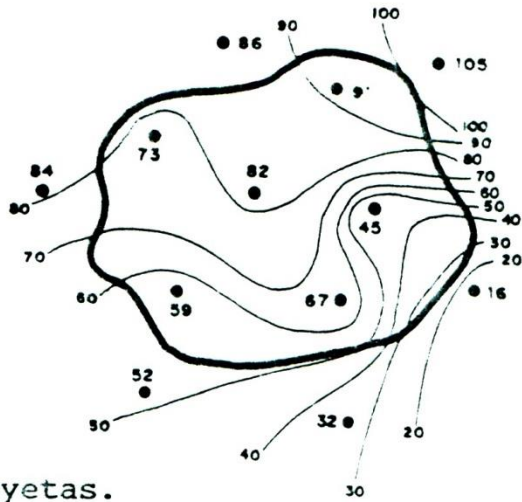


Figura 3.7. Isoyetas.

3.7.4. Relación precipitación-altitud.

En nuestro país a medida que se interna en los valles, los montos pluviométricos aumentan conforme aumenta la altura con respecto al nivel del mar.

Se pueden efectuar correlaciones entre la altitud y la precipitación, lo que permitiría determinar las precipitaciones en puntos más altos que aquellos que cuentan con estaciones pluviométricas o para extender o completar los registros de estaciones. Permite, por tanto, determinar la precipitación media para fajas de altura.

$$\bar{P}_{h1 - h2} = \frac{P1 + P2}{2}$$

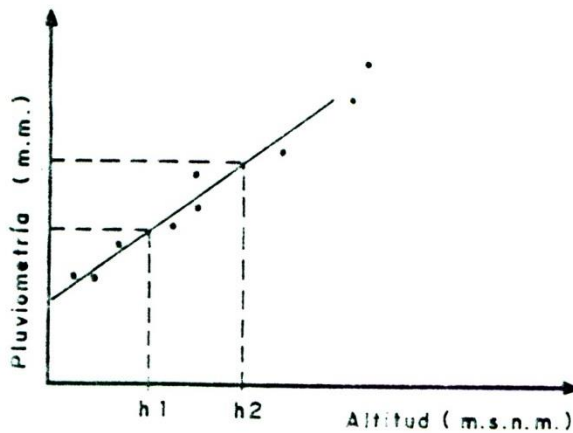


Figura 3.8. Variación de las precipitaciones con la altura.

Este sistema se adapta bien para zonas montañosas y con estaciones bien distribuidas.

### 3.8. INTENSIDAD DE LLUVIA (mm/hr).

De interés en:

- Dimensionamiento de sistemas de drenaje agrícola.
- Dimensionamiento de sistemas de drenaje urbano.
- Dimensionamiento canal evacuador de crecidas.
- Dimensionamiento alcantarillado de aguas lluvias.

Aspectos importantes de conocer:

- Intensidad media máxima.
- Duración.
- Frecuencia o probabilidad de ocurrencia.
- Período de retorno.

El problema de la intensidad se reduce a caudales que pasan por una sección.

Dificultad: No contar con registros o que estos sean insuficientes.

Por lo tanto se usa la información pluviométrica para estimar crecidas de cierta frecuencia.

Del pluviógrafo se obtiene la intensidad máxima por hora.

Del pluviómetro se obtiene la intensidad máxima por 24 horas.

De los pluviógrafos se puede calcular la intensidad instantánea de la lluvia; registran la altura de agua acumulada, donde la pendiente de la curva proporciona la intensidad instantánea. En los pluviógrafos de velocidad se obtiene directamente la intensidad instantánea.

Determinados estudios hidrológicos requieren comprar y relacionar la precipitación con la escorrentía producida, en cuyo caso se puede expresar la intensidad de la lluvia en el tiempo mediante un Hietograma.

En el Hietograma se indican en la ordenada las intensidades de lluvia en mm/hr y en la abscisa se indica el tiempo.

En la medida que el tiempo sea menor, mayor será la intensidad de precipitación.

En el dimensionamiento de obras de drenaje agrícola o urbano, se determina la intensidad media máxima de cierta precipitación de diseño, de frecuencia conocida, para distintas duraciones de intervalos de tiempo.



### 3.9. LLUVIA EFECTIVA

La lluvia efectiva constituye una parte de la lluvia total.

Parte de la lluvia se pierde por escorrentía superficial, percolación profunda, intercepción de la vegetación, otras.

La ponderación que se le puede dar a cada lluvia para obtener la lluvia efectiva dependerá del tipo de lluvia, de la humedad del suelo, de la cubierta vegetal, etc.

Otros factores que pueden incidir son la textura del suelo, velocidad de infiltración, pendiente, etc.

Con lluvias intensas y prolongadas, las mayores pérdidas pueden ocurrir por percolación profunda o escurrimiento superficial. Con lluvias ligeras, la intercepción puede ser más importante.

Existen diversos criterios para estimar la precipitación efectiva, los que sin embargo, son absolutamente diferentes unos de otros.

#### Ver:

1. DASTANE. Precipitación efectiva. Estudio FAO N° 25 de Riego y Drenaje.
2. DOORENBOS y PRUITT. Las necesidades de agua de los cultivos. Estudio FAO N° 24 de Riego y Drenaje. 1986.
3. BLANEY Y CRIDDLE. Determining consuptive use and irrigation water requirements. 1962. En: V Seminario de Riego y Drenaje. 1976.
4. U.S. Department of Agriculture. Soil Conservation Service. Irrigation water requirements. Technical Release N° 21. 1967.

### 3.10. PRECIPITACION NIVAL

La precipitación nival se presenta en los escurrimientos como un componente importante del flujo base y que, en una cuenca, se separa de la precipitación pluvial, mediante una línea límite, denominada *línea de nieves*.

Humberto Peña y C. Garín han desarrollado, para la región central de nuestro país, entre los 30° y 34° de latitud sur, la siguiente relación:

---

$$LN = 3.500 - 325 (\text{Lat} - 30) \quad [\text{msnm}]$$

donde:

LN = línea de nieves.  
Lat = latitud sur [ ° ].

#### 4. ESCORRENTIA

##### 4.1. GENERALIDADES

La precipitación que cae en una cuenca hidrográfica puede abandonar la cuenca de dos maneras, ya sea en forma de vapor o en forma líquida.

A la parte de la precipitación que se manifiesta, como corriente superficial, permantente o intermitente, se le denomina escorrentía.

En una determinada hoya hidrográfica la escorrentía está referida a aquella que se genera en toda la extensión de la misma.

Si el caudal del río no se encuentra afectado por desviaciones o regulaciones artificiales (bocatomas, canales, compuertas, embalses, etc.) la escorrentía es igual al gasto medido en la sección de salida de la cuenca (punto de control o boca de la cuenca).

Por el contrario, si la escorrentía se encuentra regulada es necesario transformar el caudal medido en la salida de la cuenca a su régimen natural, tomando en cuenta especialmente, los gastos embalsados y extraídos artificialmente por medio de los canales.

##### 4.2. CLASIFICACION DE LA ESCORRENTIA

Considerando una cuenca pequeña afectada por una precipitación dada, la escorrentía total que se produce proviene de cuatro fuentes:

- Escorrentía superficial
- Escorrentía sub-superficial o flujo intermedio
- Escorrentía subterránea
- Precipitación directa sobre los cauces y sus afluentes



#### 4.2.1. Escorrentía superficial

Corresponde a aquella parte de la precipitación que escurre superficialmente sobre el cauce principal de la cuenca.

La parte de la precipitación que escurre superficialmente como una lámina de agua antes de incorporarse a cualquier cauce se denomina flujo superficial.

Durante una lluvia, la escorrentía superficial, como parte de la escorrentía total, es la que se manifiesta primero y es el principal componente del hidrograma de la crecida producto de una lluvia.

#### 4.2.2. Escorrentía sub-superficial o flujo intermedio

Parte constituyente de la escorrentía total que se origina a partir de la precipitación que se infiltra, y que posteriormente escurre como flujo lateral a través de los primeros horizontes del suelo y por encima de un eventual nivel freático, incorporándose ocasionalmente a los cauces superficiales de drenaje de la cuenca.

La escorrentía sub-superficial puede ser originada por flujos sub-superficiales rápidos y lentos, lo que tiene relación con la estructura geológica, edafológica y topográfica de la cuenca.

#### 4.2.3. Escorrentía subterránea

Tiene su origen en la percolación profunda de las precipitaciones, la que al interceptar un cauce se incorpora.

Se manifiesta más lentamente que los demás componentes de la escorrentía total, dependiendo de la estructura geológica de la cuenca, del grado de saturación de humedad de los distintos estratos que atraviesa, hasta llegar a la napa subterránea.

#### 4.2.4. Escorrentía directa y flujo base

Por problemas prácticos de análisis de la escorrentía total y de sus componentes, la escorrentía total se divide en escorrentía directa y flujo base.

##### 4.2.4.1. Escorrentía directa

La escorrentía directa es aquella que se incorpora rápidamente a un cauce después de una lluvia o del derretimiento

de las nieves, considerándose que es igual a la suma de la escorrentía superficial, el flujo intermedio rápido y la precipitación sobre los cauces.

Otros métodos hidrológicos suponen (hipótesis) que toda la escorrentía subsuperficial forma parte de la escorrentía directa.

Cada una de estas hipótesis será válida dependiendo de las condiciones de la cuenca (geología, suelos, topografía, etc).

#### 4.2.4.2. Flujo base

El flujo base queda determinado principalmente por el aporte del agua subterránea al cauce principal, más el flujo intermedio lento, según sea la hipótesis considerada.

Así, el flujo base o escorrentía base se mantiene durante el período sin lluvias.

#### 4.2.5. Lluvia en exceso y precipitación efectiva de escorrentía

La precipitación que contribuye directamente a la escorrentía superficial se denomina precipitación o lluvia en exceso.

La precipitación en exceso se deduce de la precipitación total al restarle la infiltración, la intercepción, el almacenamiento superficial y la evapotranspiración. Esta última de muy poca significación habitualmente.

Se denomina precipitación o lluvia efectiva de escorrentía a aquella parte de la precipitación que contribuye enteramente a la escorrentía directa.

Por lo tanto, la precipitación efectiva está conformada por la precipitación en exceso y por aquella parte de la precipitación que se convierte rápidamente en escorrentía superficial como el flujo intermedio rápido.

#### 4.3. El HIDROGRAMA

El hidrograma es un gráfico que expresa la variación en el tiempo de los gastos instantáneos o de los gastos medios diarios. Por lo tanto el hidrograma permite mostrar las características fluviométricas de una cuenca, especialmente lo que dice relación con una crecida (Figura 4.1.).



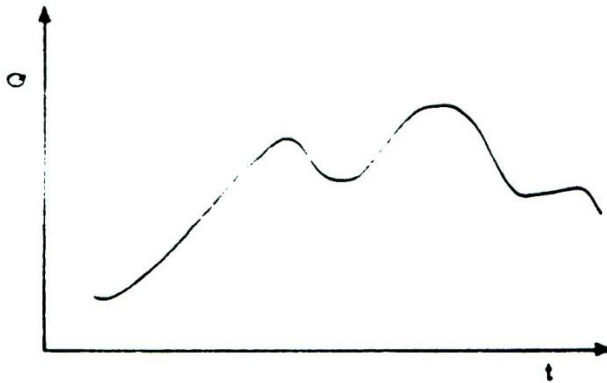


Figura 4.1. El hidrograma.

#### 4.4. CURVA DE GASTO O VOLUMENES ACUMULADOS

En los estudios y dimensionamiento de la capacidad de embalsamiento la información fluviométrica se representa a través de la curva de gastos medios mensuales acumulados durante el período de observación de la estación versus el tiempo para dicho período (Figura 4.2).

Si  $Q = f(t)$ , representa el hidrograma durante el período de observación, la curva de gasto o volúmenes acumulados puede expresarse por medio de la relación:

$$V = \int_0^t Q(t) dt$$

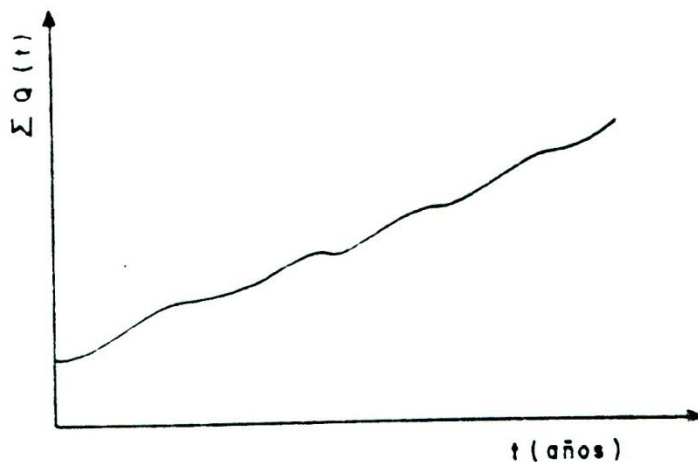


Figura 4.2. Curva de gasto de volúmenes acumulados.

#### 4.5. ESTIMACION DEL ESCURRIMIENTO MAXIMO

La estimación del escurrimiento máximo tiene por objetivo cuantificar las disponibilidades de agua en una cuenca para evaluar las potencialidades de utilización.

Se requiere por lo tanto cuantificar el rendimiento hidrológico de una cuenca en terminos de escorrentia que ella produce, su distribución en el tiempo y su variabilidad.

Ello implica disponer de mediciones de caudales en la sección de salida de la cuenca en estudio.

Para que las estadísticas fluviométricas tengan utilidad es indispensable que sean consistentes en el tiempo y de adecuada longitud, para efectuar inferencias probabilísticas.

En grandes cuencas, el hidrólogo puede disponer de información a la salida de ella, pero en pequeñas cuencas, la estadística fluviométrica puede ser insuficiente, presentar inconsistencia o simplemente no existir.

##### 4.5.1. Relaciones precipitación-escorrentía

###### 4.5.1.1. Fórmulas empíricas

Las fórmulas que sólo consideran la precipitación son las F. de Grunsky y la F. de Peñuelas, en tanto que la F. de Coutagne y la F. de Turc incorporan la temperatura como estimador de las pérdidas por evapotranspiración.

###### 4.5.1.1.1. Fórmula de Grunsky

Establecida por el hidrólogo norteamericano de igual nombre, a principios de siglo.

$$\text{Esc} = 0,4 P^2 \quad [\text{m}] \quad \text{para } P \leq 1,25 \text{ m}$$

Para  $P > 1,25 \text{ m}$  escurre toda la precipitación:

$$\text{Esc} = P - D_{\text{máx}}$$

$$0,4 P^2 = P - D_{\text{máx}}$$

$$D_{\text{máx}} = 1,25 - 0,4 (1,25)^2 = 0,625 \text{ m}$$



4.5.1.1.2. Fórmula de Peñuelas

La fórmula de Peñuelas o de Quintana fue propuesta por el Ing. Quintana en 1930, para la zona central de Chile, sobre la base, fundamentalmente, de mediciones hechas para el lago Peñuelas.

$$\text{Esc} = 0,5 P^2 \quad [\text{m}] \quad \text{para } P \leq 1 \text{ m}$$

Para  $P > 1$  escurre toda la precipitación

$$\text{Esc} = P - D_{\text{máx}}$$

$$0,5 P^2 = P - D_{\text{máx}}$$

$$D_{\text{máx}} = 1 - 0,5 (1)^2 = 0,5 \text{ m}$$

4.5.1.1.3. Fórmula de Coutagne

Fórmula propuesta en Francia que permite estimar la escorentía total anual en que el déficit de escorentía se puede estimar como:

$$D = P - \tau P^2 \quad [\text{m}]$$

$$\text{Esc} = P - D$$

$$\text{Esc} = P - (P - \tau P^2)$$

$$\text{Esc} = \tau P^2 \quad [\text{m}]$$

donde:  $\tau = 1 / (0,8 + 0,14 T)$  y T corresponde a la temperatura media anual en °C.

La relación es válida para el rango  $1/8\tau < P < 1/2\tau$ .

Si los valores de  $P \leq 1/8\tau$ , se tiene que  $D = P$ , por lo tanto no hay escorentía.

Para valores de  $P \geq 1/2\tau$ , el déficit de escorentía es independiente de P, en cuyo caso:

$$D = 0,2 + 0,035 T$$

4.5.1.1.4. Fórmula de Turc

Esta fórmula obtenida de observaciones de 254 cuencas, de climas y características diferentes en todas partes del mundo, establece que:

$$D = f (P , T)$$

donde T es la temperatura media anual.

$$D = P / (0,9 + (P^2/L^2))^{(1/2)}$$

donde D y P se expresan en mm. y

$$L = 300 + 25 T + 0,05 T^2$$

reemplazando D y P en la ecuación  $Esc = P - D$  se tiene la escorrentía total anual en mm.

#### 4.5.1.1.5. Observaciones

La aplicación de las fórmulas debe efectuarse con cuidado dado que, por lo general, fueron obtenidas para regímenes muy específicos en cuanto a clima y características de la cuenca. Además, las condiciones de deducción o los ajustes experimentales no son conocidos.

Así, los resultados obtenidos pueden considerarse sólo una aproximación o ser índices de magnitud de la escorrentía.

Es fundamental para conseguir una mejor aproximación determinar la precipitación media sobre la cuenca en estudio, por alguno de los métodos estudiados (Polígonos de Thiessen, Isoyetas, Método Aritmético u otro distinto).

#### 4.5.2. Estimación basado en estadísticas fluviométricas

Cuando no se cuenta con datos fluviométricos de una cuenca en estudio, es posible efectuar una transposición de caudales por unidad de área o mediante el establecimiento de correlaciones para períodos concurrentes en el tiempo entre una estación que se desea extender y otra estación fluviométrica que tenga un período largo de registro.

##### 4.5.2.1. Transposición de caudales

Se supone que los gastos específicos (gastos por unidad de área) de las cuencas respectivas son aproximadamente iguales. Es decir, los gastos son proporcionales a las áreas de las cuencas.

Este método se emplea si las diferencias entre las dos cuencas no son demasiado grandes en cuanto a geología, geomorfología, geomorfometría, vegetación y características climáticas y meteorológicas.

Los trasposos de información se efectúan por medio de gastos específicos por unidad de precipitación en un período



de tiempo determinado, siempre y cuando la cuenca aportante de información posea registros de duración lo suficientemente prolongados.

Para dos cuencas vecinas y similares se supone que:

$$\frac{1}{P_1} * \frac{Q_1}{A_1} = \frac{1}{P_2} * \frac{Q_1}{A_2}$$

donde:

Q : caudal medio en cierto período de tiempo (mes o año)

A : área de la cuenca

P : precipitación media para el mismo período de tiempo

para la cuenca 1, en estudio, la descarga estimada será:

$$Q_1 = \frac{A_1}{A_2} * \frac{P_1}{P_2} * Q_2$$

siempre que  $P_1$  y  $P_2$  sean diferentes de cero.

Si no se poseen registros de precipitaciones se puede transferir la información fluviométrica a la cuenca vecina, según la relación:

$$Q_1 = \frac{A_1}{A_2} * Q_2$$

Mientras menor sea el período de tiempo al que se refieren los datos, mayor será la posibilidad de error.

#### 4.5.2.2. Correlación con otras estaciones fluviométricas

Se establece una correlación entre una estación fluviométrica que se desea extender su estadística con otra estación fluviométrica en que existen registros concurrentes.

Ambas estaciones deben responder a áreas de características similares y encontrarse cercanas.

Las correlaciones que se establecen entre estadísticas fluviométricas, por lo general, son correlaciones simples.

#### 4.6. ESTIMACION DE CRECIDAS

Existen numerosos métodos para predecir el escurrimiento máximo o crecida, las que se basan en relacionar el caudal máximo, con características geomorfológicas de la cuenca en estudio.

Para el diseño de obras hidráulicas en hoyas hidrográficas pequeñas, los más utilizados son la Fórmula Racional, el Método de Cook y el Método del Hidrograma Unitario (H.U.).

A continuación se revisará la Fórmula Racional o de Ramser, método que está definido por la siguiente ecuación:

$$Q_{\text{máx}} = \frac{C * I * A}{3.600}$$

donde:

- Q : caudal en m<sup>3</sup>/seg.
- C : coeficiente de escorrentía que representa la relación entre lluvia y escurrimiento. Toma valores entre 0 y 1.
- I : intensidad de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración en m/hr.
- A : área de la hoya hidrográfica en m<sup>2</sup>.

El tiempo de concentración fue definido por Kraijenhoff van de Leur, como el tiempo requerido para que una partícula de agua que cae en la parte más lejana de la hoya llegue a la salida de ésta.

Para calcular el tiempo de concentración se han propuesto diversas fórmulas y confeccionado tablas, en las que se considera la forma, tamaño y pendientes de la hoya.

Este método debe emplearse con precaución para áreas mayores a 45 há y probablemente nunca debe utilizarse para superficies mayores a 500 há. V.T. Chow indica que la superficie no debiera sobrepasar las 80 há, en tanto que otros autores señalan que no debiera sobrepasar las 1.500 há.

##### 4.6.1. Hipótesis para su aplicación

La fórmula está basada en una serie de hipótesis que implican diversas limitaciones.

- I) Se supone que el gasto máximo, que produce cierta intensidad de lluvia, ocurre cuando la intensidad (media) se mantiene por lo menos durante un período igual al tiempo de concentración de la cuenca, ya que sólo entonces estaría contribuyendo toda la cuenca a la escorrentía.



- II) La relación lluvia-gasto es lineal.
- III) La máxima intensidad de lluvia ocurre dentro del período o tiempo de concentración.
- IV) La probabilidad de ocurrencia de los gastos máximos es la misma que las intensidades de lluvia correspondiente.
- V) El coeficiente de escorrentía de una cuenca es independiente del tipo y probabilidad de la lluvia.

#### 4.6.2. Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía es el elemento menos susceptible de una determinación precisa y para su elección se requiere un conocimiento detallado del área, experiencia y criterio práctico.

En su elección se debe tener en cuenta pérdidas por intercepción de la lluvia por parte de la vegetación, pérdidas por infiltración, pérdidas por retención y detención en depresiones, retardo por detención del flujo superficial por la vegetación, pérdidas por evaporación y evapotranspiración, otros.

La escorrentía crítica es la cantidad máxima de agua (en m<sup>3</sup>/s o en l/s) que saldría permanentemente de un área, durante el desarrollo de un chubasco, si se recogiera e hiciera pasar por un sólo punto.

El coeficiente de escorrentía (C) se puede obtener mediante la relación escorrentía/lluvia durante un tiempo determinado, bajo condiciones específicas de suelo, cultivo y topografía.

$$C = \frac{\text{escorrentía [mm]}}{\text{lluvia [mm]}}$$

Los valores de C se pueden obtener de tablas para distintas condiciones o se puede medir, tomando en consideración un área reducida y representativa.

La escorrentía se obtiene recogiendo toda el agua superficial de un área conocida, dividida por la superficie que origina tal escorrentía.

Por ejemplo si para una parcela de 100 m<sup>2</sup> se recogieron 500 litros, durante una lluvia de 25 mm, la escorrentía medida es de 5 mm y el coeficiente C, por lo tanto, es de 0,2.

$$\text{Escorrentía} = \frac{500 \text{ litros}}{100 \text{ m}^2} = \frac{500 \text{ mm/m}^2}{100 \text{ m}^2}$$

$$C = \frac{\text{escorrentía [mm]}}{\text{lluvia [mm]}} = \frac{5 \text{ mm}}{25 \text{ mm}} = 0,2$$

Varios investigadores han obtenido experimentalmente algunos valores de C para cuencas hidrográficas pequeñas, sobre la base topográfica, grado de pendiente, tipo de cultivo, tipo de suelo y capacidad de infiltración.

En el Cuadro 4.1. se presentan coeficientes de escorrentía determinados por Ven ten Chow.

Cuadro 4.1. Coeficiente de escorrentía en cuencas agrícolas pequeñas (V.T.Chow).

Tipo de Suelo	Terrenos Cultivados	Praderas	Terrenos Boscosos
Arenosos o con altas tasas de infiltración	0,20	0,15	0,10
Franco o limoso con tasas de infiltración medias	0,40	0,35	0,30
Arcillosos o con estratos endurecidos cercanos a la superficie o suelos poco profundos sobre roca y suelos con tasas de infiltración bajas	0,50	0,45	0,40

En el Cuadro 4.2. se presentan los coeficientes de escorrentía determinados por Ramser.



Cuadro 4.2. Coeficiente de escorrentía C de Ramser.

Vertiente	Pendiente [%]	Cultivo	C
Ondulada	5 - 10	Limpio	0,60
		Pastos	0,36
		Bosques	0,18
Montañosa	10 - 30	Limpio	0,72
		Pastos	0,42
		Bosques	0,21

Fuente: Suárez, F. 1956. Conservación de Suelos. Salvad Editores. Madrid.

Gómez trabajando en Colombia con suelos coluviales (inestables) y de cenizas volcánicas (estables), con pendientes en un rango de 20 a 70% y con cultivos limpios y enmalezados, obtuvo distintos coeficientes de escorrentía en los meses más lluviosos, cuyos valores más frecuentes se presentan en el Cuadro 4.3.

Cuadro 4.3. Valores de C más frecuentes obtenidos por Gómez, para los meses más lluviosos y con una precipitación anual promedio de 2.550 mm.

Pendiente	Cultivo	Permeabilidad del suelo	
		Alta	Moderada
		Suelo Coluvial	Suelo Cenizas Volcánicas
20%	Limpio	0,25	0,45
	con pastos	0,15	0,25
40%	Limpio	0,35	0,60
	con pastos	0,20	0,40
60%	Limpio	0,40	0,70
	con pastos	0,30	0,50

Fuente: Gómez, A. 1973. Coeficiente de escorrentía más frecuentes en cultivos de la zona cafetera. Archivo sección de Conservación de Suelos, Cenicafe, Chichiná, Colombia.

Frecuentemente, en una cuenca agricola, por pequeña que sea tiene dos o más tipos de cultivo, dos o más suelos, para diferentes grados de pendiente. En estos casos el coeficiente de escorrentía es un valor promedio ponderado para las distintas superficies y de acuerdo a la superficie involucrada.

4.6.3. Intensidad de la lluvia

Al no existir información se puede emplear los registros de precipitaciones máximas en 24 hr como la relación de Grunsky:

$$I_{\theta} = I_{24} \sqrt{\frac{24}{\theta}}$$

donde :

- $I_{24}$  : intensidad media en 24 hr.
- $I_{\theta}$  : intensidad media en horas.
- $\theta$  : duración considerada de la lluvia en horas.

Otros métodos para determinar el tiempo de concentración consisten en la determinación de la velocidad del cauce, como se indica en los Cuadros 4.4. y 4.5.

Cuadro 4.4. Velocidad del cauce según sea su pendiente.

Pendiente promedio del cauce principal [%]	Velocidad promedio [m/s]
1 - 2	0,6
2 - 4	0,9
4 - 6	1,2
6 - 10	1,5

Fuente: V.S. Wavy. Technical Publication Navdocks TP-WP-5. 1953.

Cuadro 4.5. Velocidad del cauce según pendiente y condiciones de la vegetación y cauce.

Pendiente [%]	Zona de bosques en la parte alta de la cuenca	Zona con poca vegetación en la parte alta de la cuenca	Cauce natural no bien definida
0 - 3	0,30	0,45	0,30
4 - 7	0,60	0,90	0,90
8 - 11	0,90	1,20	1,50
12 - 15	1,05	1,35	2,40

Fuente: Texas Highway Department. Rational Desing of Culiverts and Bridges. 1946.



#### 4.6.4 Tiempo de concentración

Si la intensidad de la lluvia fuera permanentemente uniforme en el tiempo, el tiempo de concentración  $t_c$  sería igual al tiempo de equilibrio, a partir del cual la tasa del gasto es igual a la intensidad de la lluvia.

El tiempo de concentración dependerá de la topografía de la cuenca, de las características de la red de drenaje, del tipo de superficies y su distribución dentro de la cuenca y de las condiciones iniciales de la hoya.

En cuencas pequeñas se puede usar alguna fórmula empírica como la de Giandotti o la de California Highways and Public Works

Fórmula de Giandotti:

$$t_c = \frac{4 \sqrt{S} + 1,5 L}{0,8 \sqrt{H}}$$

donde:

$t_c$  : tiempo de concentración en horas.

$S$  : superficie de la cuenca en  $\text{km}^2$ .

$L$  : longitud del cauce principal en km.

$H$  : altura media de la cuenca sobre el punto estudiado en metros.

Para su aplicación se debe cumplir que:

$$\frac{L}{3,6} \geq t_c \geq \frac{L}{5,4}$$

Fórmula de California:

$$t_c = 0,95 \left[ \frac{L^3}{H} \right]^{0,385}$$

donde:

$t_c$  : tiempo de concentración en horas.

$L$  : longitud del cauce principal en km.

$H$  : diferencia de altura en metros, entre el comienzo del cauce principal y el punto de estudio.

## 4.7 Análisis de frecuencia de caudales

### 4.7.1. Período de retorno

La magnitud de un evento extremo está inversamente relacionado con su frecuencia de ocurrencia, es decir, eventos muy severos ocurren con menor frecuencia que eventos más moderados.

El análisis de frecuencia de información hidrológica tiene como objetivo, relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad.

La información hidrológica analizada y su distribución deben ser independientes, al igual que el sistema hidrológico que le produce, tanto temporal y espacialmente.

Un evento ocurre si una variable aleatoria "X" es mayor o igual que un cierto nivel " $x_T$ ". El intervalo de la recurrencia o período de retorno "T" es el tiempo entre ocurrencias de  $X \geq x_T$ .

La probabilidad  $p = P(X \geq x_T)$  de ocurrencia del evento  $X \geq x_T$  en cualquier observación puede relacionarse con el período de retorno, de la siguiente forma:

- a) éxito:  $X \geq x_T$  (probabilidad p)
- b) falla:  $X < x_T$  (probabilidad 1-p)

La probabilidad de ocurrencia de un evento en cualquier observación es el inverso de su período de retorno.

$$P(X \geq x_T) = 1/T$$

Varios autores han propuesto distintas distribuciones de frecuencias, no presentando ninguna una ventaja claramente superior a las otras para todos los ríos.

### 4.7.2. Distribuciones de valores extremos

El estudio de eventos hidrológicos extremos incluye la selección de una secuencia de observaciones máximas o mínimas de conjuntos de datos.

Debido a que estas observaciones se localizan en la cola extrema de las distribución de probabilidad de todas las observaciones de la cual se extraen, normalmente su distribución de probabilidad es diferente a la población matriz.



Las distribuciones de valores extremos (EV), se caracterizan, principalmente, por intentar deducir sobre bases puramente teóricas como están distribuidos los caudales máximos anuales. Existe una familia de distribuciones de valores extremos, conocidas como Tipo I, Tipo II y Tipo III.

#### 4.7.3. Distribución Tipo I

También se le conoce como Fisher-Tippett I, Valor Extremo I (EV1), Gumbel o Exponencial Doble.

La función de distribución de probabilidad es:

$$F(x) = \exp \left[ -\exp \left( -\frac{x - u}{\alpha} \right) \right]$$

para  $-\infty \leq x \leq \infty$

Los parámetros, variables y ecuaciones son:

- u = parámetro de posición.
- $\alpha$  = parámetro de escala.
- x = variable aleatoria.
- y = variable reducida.

El parámetro u es la moda de la distribución, es decir el punto de máxima densidad de probabilidad.

$$\alpha = \frac{\sqrt{5} * \sigma}{II}$$

donde:

$\sigma$  = desviación estándar.

$$\sigma = \left[ \frac{1}{N - 1} * \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \right]^{1/2}$$

y

$$\sigma^2 = \frac{II^2 * \alpha^2}{6}$$

La Ecuación de Distribución es:

$$x = u + \alpha * y$$

y para la media es:

$$\bar{x} = u + \alpha * C$$

donde:

C : Constante de Euler = 0,5772

Si se dispone de un registro de 15 años, para una hoya con los caudales medios mensuales que se indican en el cuadro 4.2:

Cuadro 4.2. Caudales medios mensuales del río Chillán (1961-1975).

Año	Q [m <sup>3</sup> /s]	Año	Q [m <sup>3</sup> /s]	Año	Q [m <sup>3</sup> /s]
1961	120	1966	162	1971	273
1962	55	1967	105	1972	260
1963	60	1968	32	1973	144
1964	54	1969	95	1974	155
1965	185	1970	113	1975	163

A) ¿Cuál es la probabilidad que el caudal medio sea igual o exceda a 200 m<sup>3</sup>/s empleando el período de retorno?

$$N = 15$$

$$n = 2 \text{ observaciones iguales o mayores que } 200 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$T = 15/2 = 7,5 \text{ años}$$

$$P = 1/T = 1/7,5 = 0,1333$$

B) Mediante la distribución de probabilidad EV1, ¿cuál es la probabilidad de ocurrencia para un caudal de 250 m<sup>3</sup>/s?

$$X_1 = 250$$

$$y_1 = \frac{x_1 - u_1}{\alpha_1} = \frac{250 - 99,59}{55,69} = 2,7$$



Sustituyendo la variable reducida en la función de distribución de probabilidad se tiene:

$$F(x) = \exp [ - \exp ( - y ) ]$$

Resolviendo:

$$F(x) = 0,935$$

La probabilidad determinada es de no ocurrencia (93,5%), por lo tanto para determinar la probabilidad de ocurrencia es:

$$P = 1 - 0,935 = 0,065$$

Es decir existe un 6,5% de probabilidad que el caudal medio sea igual o superior a 250 m<sup>3</sup>/s.

#### 4.7.4. Distribución Log-Pearson Tipo III

Junto con la anterior, la distribución Log-Pearson Tipo III, tiene amplia aceptación. En esta distribución se convierten los datos hidrológicos a sus logaritmos, para calcular los parámetros que se indican. Generalmente se emplean los logaritmos base 10, aún cuando se pueden utilizar los logaritmos base neperiana.

$$\text{Media} = \overline{\log x} = \frac{\Sigma \log x}{N}$$

$$\sigma_{\log x} = \frac{\sqrt{\Sigma (\log x - \overline{\log x})^2}}{N - 1}$$

$$g = \frac{N * \Sigma (\log x - \overline{\log x})^3}{(N - 1) (N - 2) (\sigma_{\log x})^3}$$

donde:

$\sigma$  = desviación estándar.  
 $g$  = coeficiente de asimetría.

El valor de  $X$  para cualquier nivel de probabilidad se puede calcular a partir de la ecuación:

$$\log x = \overline{\log x} - K\sigma_{\log x}$$

donde  $K$  es un valor tomado del Cuadro 4.3.

La distribución mostrará una línea recta en papel log-normal cuando el coeficiente de asimetría sea  $g = 0$ . Las abcisas representan la distribución acumulada de frecuencias.

La distribución de frecuencias tipo III es parte de la familia de distribuciones desarrolladas por Pearson. Es una distribución muy empleada debido a que cuando el coeficiente de asimetría se iguala a cero se obtiene la Distribución Log-Normal.



Cuadro 4.3.

Valores de K para la distribución Pearson Tipo III (asimetría positiva).

Coeficiente de asimetría $\alpha$	Periodo de retorno en años						
	2	5	10	25	50	100	200
	Probabilidad de excedencia						
	0.50	0.20	0.10	0.04	0.02	0.01	0.005
3.0	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970
2.9	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909
2.8	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847
2.7	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783
2.6	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718
2.5	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652
2.4	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584
2.3	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515
2.2	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444
2.1	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372
2.0	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298
1.9	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223
1.8	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147
1.7	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069
1.6	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990
1.5	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910
1.4	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.3	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745
1.2	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661
1.1	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575
1.0	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489
0.9	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401
0.8	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312
0.7	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223
0.6	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132
0.5	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041
0.4	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949
0.3	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856
0.2	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
0.1	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670
0.0	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576

Continúa

(Continuación Cuadro 4.3.)

Valores de K para la distribución Pearson Tipo III (asimetría negativa).

Coeficiente de asimetría $\alpha$	Período de retorno en años						
	2	5	10	25	50	100	200
	Probabilidad de excedencia						
	0.50	0.20	0.10	0.04	0.02	0.01	0.005
-0.1	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482
-0.2	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388
-0.3	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294
-0.4	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
-0.5	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
-0.6	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016
-0.7	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926
-0.8	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837
-0.9	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749
-1.0	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664
-1.1	0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581
-1.2	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
-1.3	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424
-1.4	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351
-1.5	0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.256	1.282
-1.6	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216
-1.7	0.268	0.808	0.970	1.075	1.116	1.140	1.155
-1.8	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097
-1.9	0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044
-2.0	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995
-2.1	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949
-2.2	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907
-2.3	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869
-2.4	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833
-2.5	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800
-2.6	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769
-2.7	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741
-2.8	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714
-2.9	0.390	0.651	0.681	0.683	0.689	0.690	0.690
-3.0	0.396	0.636	0.666	0.666	0.666	0.667	0.667

Fuente: U. S. Water Resources Council (1981)



## 5. HIDROMETRIA

### 5.1. INTRODUCCION

En hidrología, la medición, análisis e interpretación de datos de caudales o gastos de un cauce, tiene un rol fundamental en la evaluación de los recursos de agua y en el diseño y operación de sistemas hidráulicos.

La hidrometría o fluviometría se refiere a la medición de caudales superficiales denominado aforos.

De todos los componentes del sistema hidrológico, la escorrentía o flujo de los ríos, es el que mejor y con mayor precisión se puede medir.

Las mediciones se efectúan en secciones de aforo y el flujo que se mide corresponde a la escorrentía o flujo superficial, que queda constituido por aquella parte de la precipitación que escurre superficialmente sobre el cauce principal de la cuenca.

Se encuentran distintas secciones de aforo, las que pueden ser naturales del río sin o con modificación y las que utilizan obras hidráulicas construidas sobre el río, como son las obras de derivación. Las secciones naturales modificadas corresponde a aquellas obras de arte en que la modificación persigue el objetivo de efectuar mediciones, como ocurre con los vertederos. El tipo de sección más usado es la sección natural sin modificación.

Las estaciones de aforo pueden ser del tipo limnigráfica o limnimétrica. En ambas, la curva de gastos se obtiene de las alturas de agua en función del tiempo.

En las estaciones limnimétricas se mide, discretamente, la altura de agua mediante un reglilla. En las estaciones limnigráficas la medición es continua a través de un instrumento inscriptor denominado limnígrafo, sin embargo, cuentan además, con un reglilla para efectuar mediciones limnimétricas.

La curva de gastos se efectúa a partir de la curva limnigráfica o de la curva limnigráfica por medio de la curva de descarga. La curva de descarga se obtiene por medio de una serie de aforos que se realizan en la sección de aforo, por lo que también se le conoce como curva de tarado. En la sección de medida con los aforos de tarado se persigue relacionar distintas descargas con las alturas medidas a través de la reglilla o por medio del limnígrafo.

Es así, que se relacionan distintos aforos con las alturas respectivamente medidas.

En otros casos la curva de descarga se obtiene mediante una ecuación que relaciona la altura de agua con parámetros como pendiente del cauce, rugosidad y características geométricas.

## 5.2. UNIDADES DE MEDICION

Las unidades de medición más empleadas son l/s y  $m^3/s$ . En los procedimientos hidrológicos en la comparación de distintas cuencas y subcuencas los gastos se miden en  $m^3/s/km^2$  o en l/s/ha.

## 5.3. METODOS DE AFORO

### 5.3.1. Medición de alturas de agua

La altura de agua, para la determinación del caudal de un cauce, se refiere a la elevación del agua o altura o distancia vertical sobre un plano de referencia.

Se emplean limnímetros y limnigrafos. Los primeros corresponden a a reglillas graduadas en metros y centímetros o a decímetros y centímetros. Se instalan fijándolas a algún elemento que las protejan del arrastre de sólidos (troncos, piedras), que no queden embancadas, que represente la elevación del nivel medio del agua en la sección de medida y que tengan fácil acceso al operador de la estación.

El limnógrafo más difundido es el denominado flotador. Consiste en un flotador con un sistema de contrapeso conectado a un sistema inscriptor por medio de un cable de acero conectado que pasa por una rueda. Al variar el nivel del agua, el movimiento del flotador mueve la rueda, accionando a su vez la pluma que inscribe sobre el papel que se encuentra colocado sobre un tambor que gira mediante un mecanismo de relojería.

Los limnigrafos registran la variaciones de altura constantemente de modo que la información es de mejor calidad y más completa que los limnímetros, registrando las grandes crecidas. En los limnímetros, su mayor limitación es el registro de las grandes avenidas en corto tiempo, durante todo el desarrollo de la crecida.

Alternativamente, se emplean otros métodos para la medición de alturas.

- Cintas metálicas, cadenas o cables los que se bajan a partir de un nivel de referencia, o cuya extensión se mide al contar el número de vueltas donde se encuentra enrollado el cable.



- Indicador de sonda eléctrica cuyo cable se baja de un nivel de referencia, cerrando el circuito eléctrico cuando la sonda alcanza el nivel de agua.

### 5.3.2. Medición de la velocidad del agua

A modo de conocer el gasto de un determinado caudal se emplean métodos que miden la velocidad del agua y que además, se utilizan en muchos casos para tarar limnímetros y limnigrafos. Los métodos empleados pueden ser mecánicos, químicos o eléctricos.

En la medición con instrumentos mecánicos se tiene el molinete hidráulico, el más usado en hidrometría.

Entre los molinetes, el más empleado es el molinete de eje vertical, tipo copa (Price u otro), en que relaciona la velocidad del flujo en un punto con el número de vueltas de las copas o aspas como los anemómetros. Se han diseñado diversos dispositivos para determinar la velocidad de la rueda; el de uso más común es un mecanismo que cierra e interrumpe un circuito eléctrico en cada revolución o cada cierto número de revoluciones de la rueda. El circuito incluye un receptor telefónico que permite al operador contabilizar el número de vueltas durante un período determinado con lo cual se puede calcular la velocidad del flujo en puntos determinados.

Otro tipo de molinete es el de eje horizontal o de hélice (medidor con tornillo y medidor con rayos y aspas) muy sensible al flujo oblicuo por lo que deben mantenerse paralelo al curso de la corriente.

El molinete de eje vertical es un aparato menos delicado que el helicoidal, por lo que no se requiere especialización.

El de hélice se utiliza para mayores velocidades que el vertical. El primero se puede emplear para velocidades hasta de 6 a 9 m/s, el segundo se puede utilizar para flujos mayores de 3 a 4,5 m/s.

Los aforos efectuados con molinete hidráulico se realizan generalmente desde un puente o desde un bote o a partir de un carro suspendido por un cable de acero o vadeando el cauce mediante el uso de una barra.

En buenas condiciones de medición el error esperado puede ser menor a 2% y no mayor de 5%. Su calibración se puede ejecutar en flujos de velocidad conocida.

Se miden distancias horizontales regulares y las profundidades correspondientes de la sección de medida, que permitan calcular el caudal por unidad de area (la velocidad media de

cada sección se multiplica por el área que representa) y cuya integración permitirá determinar el caudal total.

$$Q = \sum_{i=1}^n Q_i = \sum A_i * \vec{V}_i$$

donde:

$\vec{V}$  = velocidad media de la vertical.  
 n = número de secciones de medición.

Si  $h_i < 0,45$

$$\vec{V} \approx V_i^{0,6}$$

Si  $0,45 \leq h_i \leq 1,5$

$$\vec{V} \approx \frac{1}{2} [ V_i^{0,2} + V_i^{0,8} ]$$

Si  $h_i > 1,5$

$$\vec{V} \approx 1/3 [ V_i^{0,2} + V_i^{0,6} + V_i^{0,8} ]$$

Para ríos y otros cauces anchos como canales se debe dividir a lo menos en 20 tramos la longitud total de la sección de medida. En lo posible cada medición debe ser inferior al 10% del gasto total y en lo posible que no represente más del 5%.

La velocidad se calcula en cada vertical de las distancias medidas a 0,2 y 0,8 veces la altura del agua en la vertical medida. El promedio de ambas lecturas es aproximadamente igual a la velocidad media en la vertical considerada.

Si la altura de la vertical es inferior a 45 cm se realiza una medición a 0,6 veces desde el nivel del agua, representando por si sola la velocidad media del agua.

En el caso que la altura supere 1,5 m se tomarán 3 mediciones: a 0,2; a 0,6 y a 0,8 veces la altura medida desde el nivel del agua.



### 5.3.3. Medición indirecta de caudales

Existen varios métodos para la medición indirecta de caudales tales como el método área-pendiente, el tirante crítico y otros. Por ser un método muy práctico que se puede efectuar se revisará el método Área-Pendiente. Este método permite determinar caudales ya pasados utilizando las marcas que dejó el agua en los taludes.

Se elige un tramo representativo del cauce del río, se levantan secciones transversales en el cauce y en cada extremo elegido, se determina la pendiente de la superficie del agua (o de las marcas que ha dejado el agua en los taludes) y se escoge un factor de rugosidad.

El gasto es calculado por iteración sobre la base de alguna ecuación de flujo uniforme, siendo la más empleada la ecuación de Manning por la gran simplicidad en su aplicación.

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

donde:

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

A = Área de la sección transversal ( $m^2$ ).

R = Radio Hidráulico (m).

S = Gradiente de energía (aproximado a la pendiente).

n = Coeficiente de rugosidad.

Para la elección del coeficiente de rugosidad vease Ven Te Chow.

Debido a la diferencia de forma de las secciones transversales aguas arriba y aguas abajo se tienen diferencias de velocidades y cargas de velocidad, el gradiente de energía promedio obtenido no será paralelo a la superficie del agua.

La experiencia indica que este método requiere una gran precisión para obtener resultados satisfactorios, el que sin embargo no puede competir con métodos directos en la medición de caudales en el instante.

## 6. MORFOMETRIA DE CUENCAS

### 6.1. INTRODUCCION

El paisaje normalmente se estudia desde la perspectiva de la Geomorfología, es decir, como su nombre lo indica de las formas del relieve de la tierra.

El carácter hidrológico de una cuenca contribuye considerablemente a formar sus características físicas. Suponiendo esta relación se establecen las bases para producir la respuesta hidrológica a partir de parámetros físicos que son medibles.

Sin embargo, existe dificultad en relacionar las características físicas e hidrológicas de una cuenca, debido a un gran número de factores.

Entre los factores de mayor limitación se encuentra la disponibilidad de mapas y planos, que en general se encuentran a diferentes escalas y confeccionados con estándares cartográficos distintos, de modo que un mismo parámetro puede tener diferentes valores de acuerdo con el mapa que se ha obtenido.

Bajo el impulso dado por Horton, la descripción de las cuencas y sus sistemas hidrográficos, una parte de la geomorfología se fue transformando desde estudios puramente cualitativos y deductivos a una ciencia rigurosamente cuantitativa, que fuera capaz de proporcionar a los hidrólogos datos numéricos y valores prácticos. Así nació la Morfometría de cuencas hidrográficas o Geomorfometría (medición de las formas del relieve de la tierra).

El énfasis está puesto en la geometría misma, más que en los procesos dinámicos de erosión y transporte, los cuales modelan la forma de las cuencas.

### 6.2. CONCEPTOS BASICOS

#### 6.2.1. Sistema abierto y estado de equilibrio.

Se debe considerar que una hoya hidrográfica es un sistema abierto, dinámico que tiende a llegar a un estado de equilibrio (*steady state*). En una cuenca el estado de equilibrio se manifiesta en el desarrollo de ciertas características topográficas las cuales finalizan en un tiempo indeterminado.

La boca de la cuenca se constituye en el punto por donde escurre el exceso de precipitaciones que no quedan retenidas en el sistema, como así las partículas minerales arrastradas o



en suspensión (limo, arcilla, arena, cationes y aniones) como también elementos sólidos mayores (piedras, gravas, bolones, troncos, y todo material que pueda ser arrastrado).

Los procesos de erosión y transporte son el resultado de un flujo variable de agua escurriendo sobre la hoya hidrográfica y principales elementos modeladores.

A través de largos periodos de tiempo, el estado de equilibrio continúa ajustándose, de modo que las formas topográficas continuarán mostrándose una pequeña evolución.

Los eventos geológicos han conducido a una nueva condición de las formas de la tierra. El estado de equilibrio ha sido precedido por un estado transitorio o transiente (**transient state**) en el cual, nuevos sistemas de cauces o vías de escurrimiento se desarrollan, ensanchándose y profundizándose, para contribuir más eficientemente, en la red de drenaje de la cuenca.

En la terminología de antes, en la clásica descripción morfológica, el estado transiente se refería al estado juvenil en el ciclo de la erosión, mientras que el estado de equilibrio correspondía al escenario de madurez, el que pasaba a ser un estado estacionario.

Si cambian los factores climáticos o el material geológico, el estado de equilibrio también cambia. Así, a través de una relativamente rápida serie de ajustes (estado transiente), se restablece un nuevo estado de equilibrio, adquiriendo nuevos valores de geometría de la hoya hidrográfica.

El nuevo estado de equilibrio se manifiesta por su invariante geometría, a diferencia del estado transiente, que se caracteriza por rápidos cambios en la geometría, en la cual nuevas formas reemplazan a la antigua.

### 6.2.2. Análisis dimensional.

El análisis dimensional forma la base para el estudio de los aspectos, no sólo geométricos de las cuencas, sino también mecánicos.

Las dimensiones fundamentales son longitud, masa y tiempo, usados tanto en forma simple o como productos combinados, son suficientes para definir todas las propiedades geométricas y mecánicas de una hoya hidrográfica.

Muchas de las formas elementales tienen la simple dimensión de longitud, por ejemplo largo de cauces, perímetro de la cuenca o relieve de ésta. En tanto las medidas de área tienen la dimensión de longitud al cuadrado y las de volumen, de longitud al cubo.



Otra clase de propiedades geométricas consiste en las relaciones adimensionales entre largos de distintas propiedades.

Las razones adimensionales describen la forma pura de la cuenca o dicho de otra manera, la forma, independiente del tamaño absoluto.

Así, la similitud geométrica es un importante concepto de análisis dimensional aplicado al drenaje de cuencas.

### 6.2.3. Similitud geométrica.

Las formas de distintas unidades de la superficie de la tierra, como sistemas desarrollados a partir de los mismos procesos geológicos, de idénticos o similares materiales, bajo iguales regímenes climáticos, poseen un alto grado de similitud geométrica y atributos que hacen posible su reconocimiento y clasificación.

### 6.3. ASPECTOS LINEALES DE UN SISTEMA DE CAUCES

Los aspectos lineales de una red de cauces puede ser analizado desde dos puntos de vista; topológica y geoméricamente.

La topológica considera las interconexiones al interior del sistema, estudiando las propiedades con independencia de los tamaños y formas.

La geométrica tiene que ver con los largos, formas y orientaciones de las partes constituyentes de la red.

#### 6.3.1. Orden o magnitud de cauces.

La primera etapa en el análisis de las cuencas de drenaje es la designación del orden o magnitud de los cauces. El sistema que se indica es el más frecuentemente usado; fue propuesto por Horton y modificado, ligeramente, por Strahler (de quien recibió el nombre).

En un mapa adecuado se incluye toda la red de cauces, sean estos permanentes o intermitentes. Se comienza designando a todos los pequeños tributarios con el orden 1. Donde dos cauces de orden 1 se juntan nace un cauce de orden 2, constituyéndose los cauces de orden 1 en tributarios del orden 2. Al juntarse dos cauces de orden 2 se forma uno de orden 3 y así sucesivamente. Importante es destacar que cada confluencia o nudo no significa un cambio de orden.



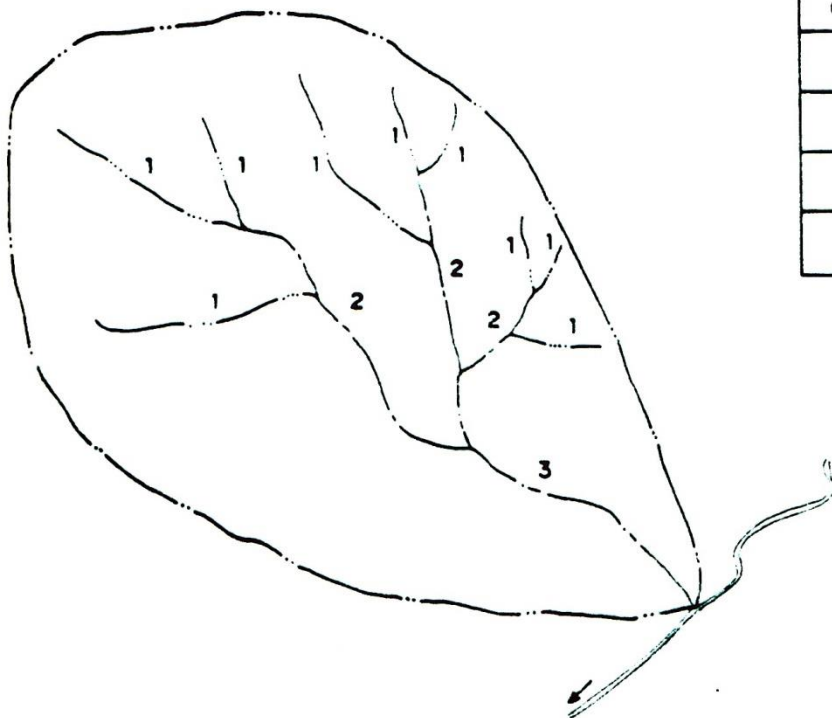
El cauce troncal, por donde descargá todo el exceso de agua y los sedimentos, constituye el cauce de mayor orden.

Debido a que los números de orden son adimensionales, las redes de drenaje puede diferir grandemente en la escala lineal, de modo que para que sean comparables las geometrias terminales se usa el número de orden del troncal.

Después que a los elementos de una red de drenaje se les ha designado un número de orden, los cauces de cada orden son contados para obtener el número "Nu" de cauces de un orden "u".

El número de cauces de un orden dado es menor que el número de cauces de un orden menor, consiguientemente el número de cauces de un orden cualquiera es mayor que el número de cauces de un orden mayor.

En la Figura 1 se presenta un ejemplo de la jerarquización de cauces según Strahler, como el explicado en los párrafos anteriores.



Orden	Num. de Cauces
1	9
2	2
3	4
4	

Figura 1. Designación de ordenes según la metodología de Strahler (u).

### 6.3.2. Relación de bifurcación.

La relación de bifurcación "Rb" corresponde a la razón entre el número de cauces o segmentos de un orden dado " $N_u$ " y el número de cauces del orden inmediatamente mayor " $N_{u+1}$ ".

$$Rb = \frac{N_u}{N_{u+1}}$$

La relación de bifurcación puede no ser precisamente la misma de un orden dado al siguiente, por las variaciones de la geometría de la hoya, pero podría tender a ser constante la serie que se origina.

Esta observación es la base de la ley de "Número de cauces" de Horton, quien estableció que el número de cauces de un orden cualquiera forma una secuencia geométrica inversa al número de orden:

$$N_u = Rb^{k-u}$$

donde:

$N_u$  = número de cauces de orden u.  
 $K$  = orden del cauce troncal.  
 u = orden.  
 Rb = relación de bifurcación.

Esta ley ha sido sentada sobre la base de acumulación de muchos registros y de diferentes localidades.

Si se gráfica el logaritmo del número de cauces "Log  $N_u$ " versus el orden u, la mayoría de las redes de desagües muestran una relación lineal con pequeñas desviaciones a ambos lados de la línea recta que se forma.

El logaritmo base 10 de  $N_u$  se ubica en la ordenada mientras que el orden de cauces, a escala normal, en la abcisa.

La relación de bifurcación promedio se podría obtener de la media aritmética de las distintas Rb calculadas o determinada a partir de la pendiente de la regresión ajustada de la gráfica. El coeficiente b es idéntico al logaritmo de Rb.

La relación de bifurcación normalmente varía entre 3 a 5, para cuencas en las cuales la estructura geológica del pattern de drenaje es regular. En hoyas hidrográficas elongadas la relación de bifurcación es mayor, mientras que en las hoyas más redondas, esta razón se aproxima a 2, que es el valor teórico mínimo posible.



El mínimo valor teórico posible de razón de bifurcación (2,0) es muy raro que ocurra en condiciones naturales.

En la Figura 2 se presenta comparativamente tres hoyas hidrográficas con su correspondiente relación de bifurcación. La Figura 2a corresponde a una cuenca elongada con alta relación de bifurcación, propia de la que puede esperarse de material rocoso, de valles angostos y confinado a paredes escarpadas. La Figura 2b corresponde a una cuenca más frecuentemente encontrada, en tanto, la Figura 2c a una cuenca que se aproxima al valor mínimo teórico, indicando el gran grado de redondez que posee.

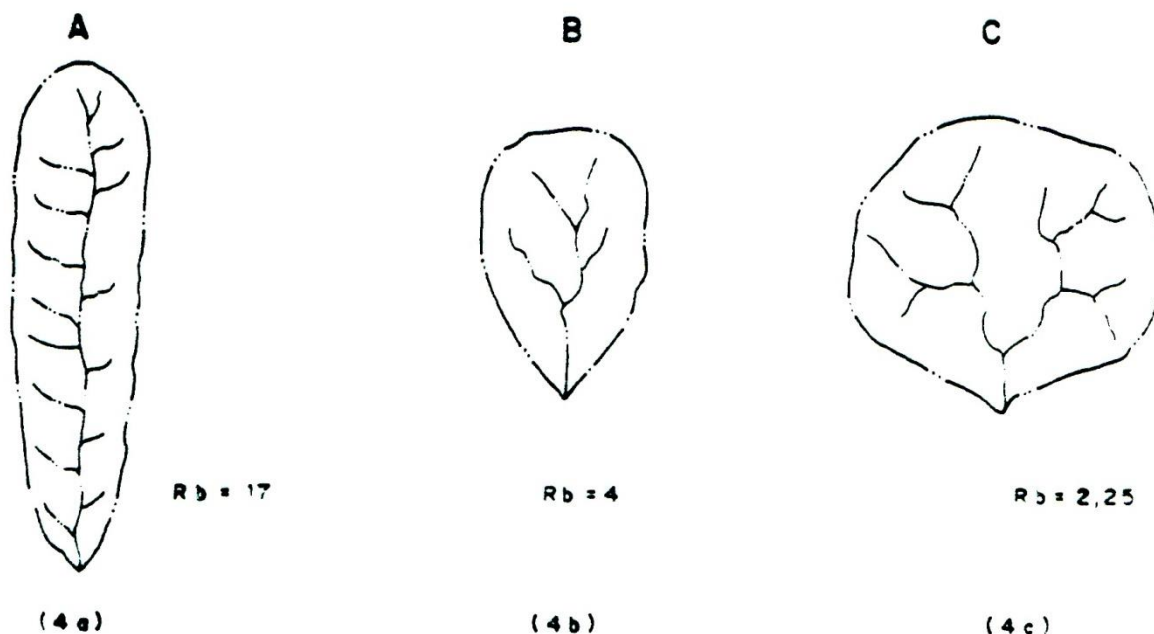


Figura 2. Hipotéticas cuencas de drenaje para diferentes relaciones de bifurcación.

La relación de bifurcación afecta el gasto en el punto de control del troncal como se aprecia en la Figura 3, que representa las descargas de las cuencas A, B y C de la Figura 2.

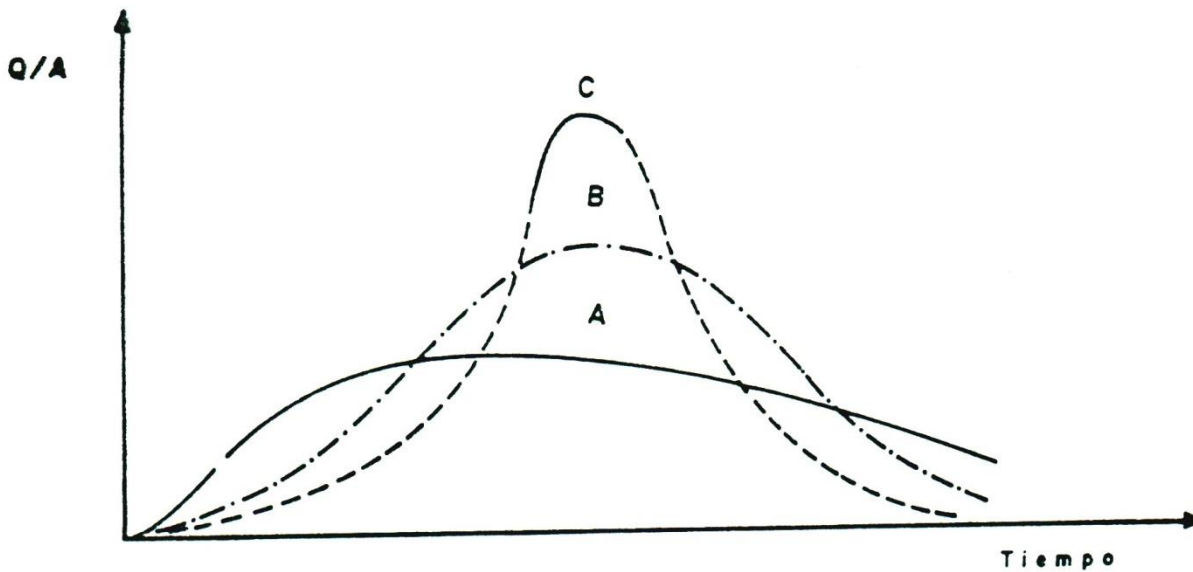


Figura 3. Registro sobre un hidrógrafo, que presentaría el escurrimiento superficial a la salida de cada una de las hipotéticas cuencas de la Figura 3, con distintas relaciones de bifurcación.

En cuencas elongadas, con un alto  $R_b$ , se puede esperar un rendimiento bajo con un peak que se encuentra extendido en el tiempo, como una gran msta (cuenca A). Las cuencas redondeadas con bajo  $R_b$  pueden originar un flujo peak puntiagudo como sucede en la cuenca C, en un tiempo más corto. La cuenca B, obviamente, dará origen a un gasto intermedio.

Debido a que la relación de bifurcación es una propiedad adimensional se espera encontrar similitud geométrica, con pequeñas variaciones, en cuencas cuyos sistemas de desagües se han desarrollado en materiales y regímenes climáticos semejantes aún cuando se encuentren en regiones distantes.

### 6.3.3. Número total de cauces de una hoya.

Horton determinó el "Número total de cauces de todos los ordenes" de un sistema si se conoce la relación de bifurcación " $R_b$ " y el orden troncal " $k$ ", según se indica:



$$\sum_{i=1}^k Nu = \frac{Rb^k - 1}{Rb - 1}$$

La relación de bifurcación se obtiene del gráfico y el número total de cauces calculado se puede comparar con el  $Nu$  contabilizado.

#### 6.3.4. Largo de cauces.

El largo medio  $\overline{Lu}$  de un cauce de orden  $u$  es una propiedad dimensional que revela el tamaño característico de una red de drenaje y sus hoyas tributarias.

Los largos de los cauces se miden directamente, con **curvímetro**, del mapa base, representando, cada uno de ellos, los largos verdaderos, aunque algo más cortos debido a que se mide la proyección del largo sobre el plano horizontal de referencia. Los largos inclinados miden algo más que la proyección, y su mayor longitud estará en relación con la inclinación del cauce.

El largo medio de cauces " $\overline{Lu}$ " de orden  $u$ , se obtiene dividiendo el largo total medido por el número total de cauces  $Nu$ , para el orden respectivo.

$$\overline{Lu} = \frac{\sum_{i=1}^N Lu}{Nu}$$

#### 6.3.5. Algunas medidas lineales características de una cuenca.

En la Figura 4 se presenta una cuenca sobre la cual se indican algunas medidas características.

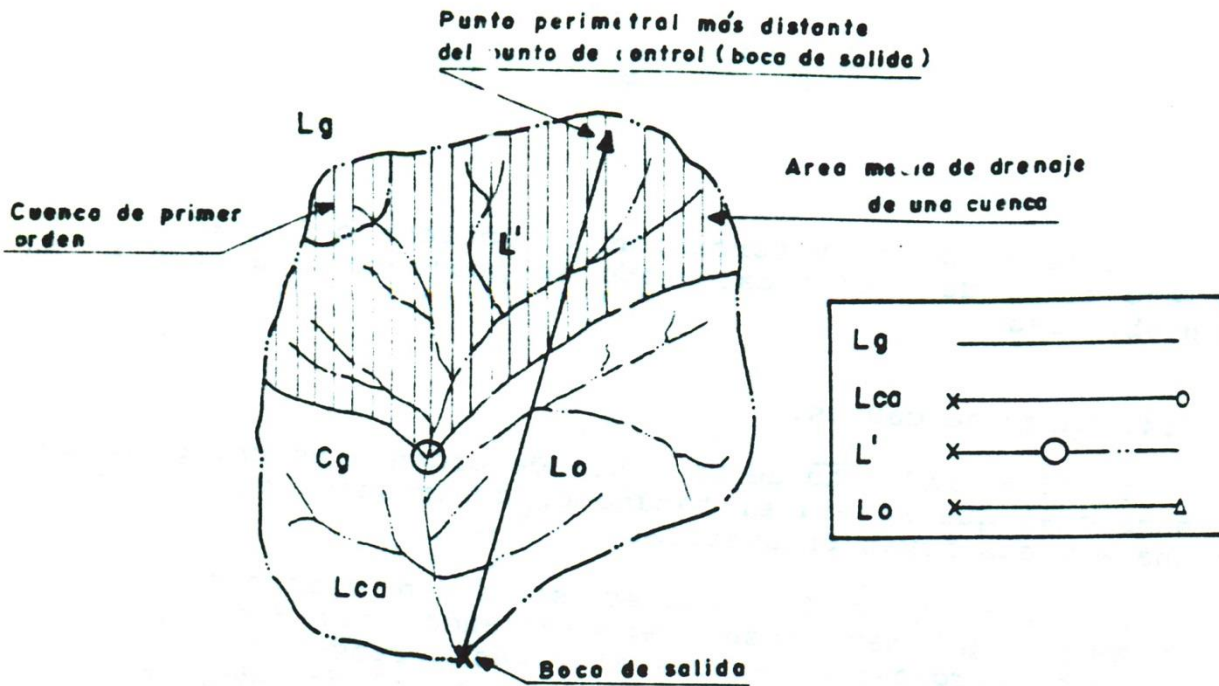


Figura 4. Algunas medidas lineales características de una cuenca.

Hasta el momento se han señalado varias relaciones dimensionales y adimensionales de las cuencas, pero obviamente, algunas longitudes absolutas ejercen fuerte control en el sistema de cauces de una cuenca, como ocurre con el punto más alejado, en tiempo, de la cuenca. Este tiempo corresponde a aquel entre el inicio de la lluvia y el escurrimiento en el cauce, es decir cuando el cauce se hace evidente (es claro y definido).

#### 6.3.5.1. Distancia del flujo superficial.

Se designa como distancia del flujo superficial " $L_g$ " a la distancia entre el límite de la hoya hasta formar cauce, es decir es la menor longitud de recorrido de la escorrentía superficial entre el borde de la cuenca y el inicio del cauce de primer orden.

La distancia del flujo superficial es importante porque participa en el tiempo de retardación en que el agua debiera aparecer en la salida de la hoya.

Este parámetro es una medida del espaciamiento de cauces o grado de disección y, aproximadamente, equivale a un medio del valor recíproco de la densidad de drenaje.



$$Lg \approx \frac{1}{2} * 1/D \text{ [km]}$$

donde:

D = Densidad de drenaje [km de cauce/km<sup>2</sup> de hoya]

$$D = \frac{\text{Longitud total de cauces [km]}}{\text{Area de la hoya [km]}}$$

Conocida la densidad de drenaje se puede determinar, para una hoya hidrográfica, la superficie media necesaria para satisfacer un km de cauce "C", el que se obtiene mediante el inverso de la densidad de drenaje.

$$C = 1/D \text{ [km}^2 \text{ de superficie/km de cauce]}$$

La densidad de drenaje por unidad de longitud de cauces es una medida de la distancia lineal promedio entre cauces. Como tal resulta de una combinación de factores climáticos y geológicos.

Un cauce puede formarse cuando la velocidad del flujo superficial alcanza el valor crítico con respecto a la erosión del material superficial.

La distancia necesaria para que se desarrolle la velocidad crítica puede estar asociada a la intensidad y/o duración de las precipitaciones, a la pendiente superficial, a la rugosidad superficial, a la permeabilidad y/o coherencia de los materiales superficiales, etc.

Schumm designó por "C" a la constante de longitud de mantención de cauces, siendo recíproco de "D", la que fue definida por Horton más tarde, considerando el efecto de la pendiente de los cauces y la pendiente de la cuenca, obteniendo a partir de algunas relaciones, la siguiente fórmula:

$$Lg = \frac{1}{2D \sqrt{(1 - (e_c/e_g))}}$$

donde:

$e_c$  = pendiente del cauce

$e_g$  = pendiente promedio del terreno o cuenca aportante

#### 6.3.5.2. Longitud del cauce principal de una hoya.

Generalmente se designa, como longitud del cauce principal de una hoya hidrográfica  $L'$  al cauce que va desde la boca de salida hasta la parte más alta de la hoya, siguiendo aquel recorrido que forma el menor ángulo con el segmento inferior. Otro criterio para determinar el cauce principal es considerar aquel que lleva el mayor caudal.

El cauce principal interesa para calcular el  $Q_{\text{máx.}}$  en el momento que la última gota que haya precipitado llegue al punto de control de la hoya "A". La última gota es aquella que hidráulicamente se encuentra más alejada de la salida de la cuenca.

#### 6.3.5.3. Distancia desde la boca de salida de la hoya al centro de gravedad.

Se denomina "Lca" a la distancia desde la boca de salida de la hoya hidrográfica "A" al centro de la gravedad de ésta "c.g."

El centro de gravedad "c.g." corresponde al punto de control en que la mitad del área de la cuenca ha drenado. Sin embargo, para la mayoría de las cuencas una buena aproximación es considerar:

$$Lca = 0,5 L'$$

En algunos otros casos se mide el centro de gravedad geométrico del área de la cuenca.

#### 6.3.5.4. Longitud mayor entre la salida de la cuenca y el punto más alejado.

Se designa como "Lo" a la mayor distancia entre el punto de salida o boca de la hoya "A" hasta la frontera de la misma en su punto más alejado de "A" y medida en la línea recta. Este parámetro es de utilidad en el cálculo de la forma de la cuenca.

### 6.4. RELACIONES DE AREA

Con respecto al área se tiene el área de la hoya propiamente tal u otras medidas referidas a esta.



6.4.1. Area de la hoya hidrográfica.

El área de la hoya, convencionalmente, está referida a un plano horizontal de referencia (datum). El área de la hoya es hidrológicamente importante porque está directamente afectando el tamaño del escurrimiento (escurrimiento medio y máximo).

El flujo máximo de descarga por unidad de área está inversamente relacionado al tamaño del área debido a que las tormentas más intensas, frecuentemente, ocurren en áreas más pequeñas.

Esta relación, gráficamente, tiene una distribución lineal en papel Log-Log (Figura 5).

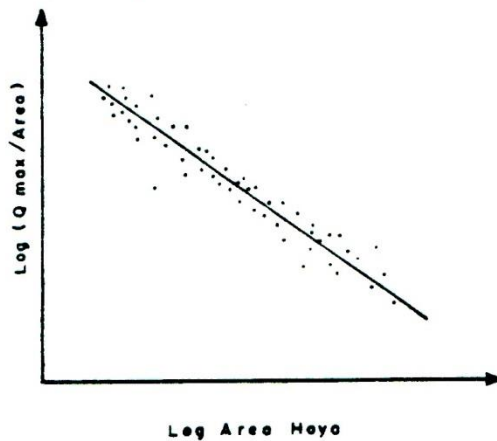


Figura 5. Dependencia del caudal máximo por unidad de área.

A la relación  $Q_{\text{máx}}/\text{Area}$  se le denomina rendimiento. El rendimiento disminuye a medida que el área aumenta debido a que existe retención de las precipitaciones por diversas razones y por uniformidad de las precipitaciones debido a que la valorización de este parámetro se hace a través de un promedio.

Por el contrario, el gasto o caudal promedio,  $Q_{\text{med.}}$ , graficado en papel Log-Log, es directamente proporcional al área (Figura 6).

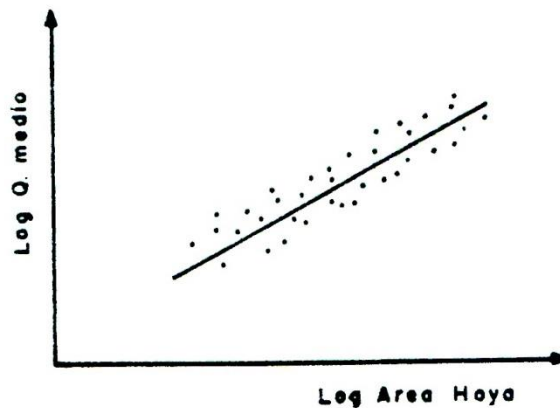


Figura 6. Relación del caudal medio con el área de la hoya.

6.4.2. Relaciones de área.

A partir de observaciones efectuadas en un gran número de cuencas se ha podido establecer la siguiente relación de la forma:

$$L = 1,2 A^{0,6}$$

donde L es la longitud del canal principal en km y A es el área de drenaje en kilómetros cuadrados. Datos tomados de Hack (3) conducen a una relación similar. El exponente varía generalmente entre 0,6 y 0,7, y sugiere que a medida que las cuencas se hacen más extensas tienden también a ser más alargadas.

6.4.3. Densidad de drenaje.

La densidad de drenaje se constituye en un importante indicador de escala lineal, de la modelación de la superficie y de la topografía formada por los cauces, como se indicó anteriormente.

Horton introdujo el término "D" para indicar la densidad de drenaje, según la siguiente relación:

$$D = \frac{\sum_{i=1}^k \sum_{i=1}^N L_u}{A_u}$$

Es decir, D es la relación entre la suma de todos los largos de cauces de todos los ordenes dentro de la cuenca con respecto al área total de la cuenca, proyectada sobre un plano horizontal.

La densidad de drenaje es una expresión del espaciamiento de los cauces. Si existe similitud geométrica entre dos sistemas de desagüe, sus densidades de drenaje debieran estar relacionadas.

Los valores de densidad de drenaje medio para cada orden pueden ser calculados y designados como  $D_1, D_2, \dots, D_k$  hasta el orden mayor "k" que corresponde al troncal.

Para incluir todos los cauces permanentes se debe tener cuidado en el análisis del material cartográfico, hacer chequeos en terreno y revisar las fotografías que existan.

En general, bajas densidades de drenaje se encuentran en regiones con materiales geológicos de alta resistencia y con materiales del subsuelo altamente permables, densa cubierta vegetal y con relieve bajo.



Altas densidades de drenaje se ven favorecidas en regiones de materiales débiles y subsuperficies impermeables, vegetación poco densa y relieve montañoso.

#### 6.4.4. Constante de alimentación de cauce.

La constante de alimentación de cauce "C" (V.T. Chow) indica la cantidad de  $\text{km}^2$  necesarios para mantener un  $\text{km}$  de cauce o canal.

$$C = \frac{1}{D} = \frac{A_u}{\sum_{i=1}^k \sum_{i=1}^N L_u}$$

donde:

D = Densidad de drenaje

#### 6.4.5. Frecuencia de cauces.

Horton introdujo el término frecuencia de cauces o frecuencia de canales "F" como la relación entre el número de cauces con el área.

$$F = \frac{\sum_{i=1}^k N_u}{A_k}$$

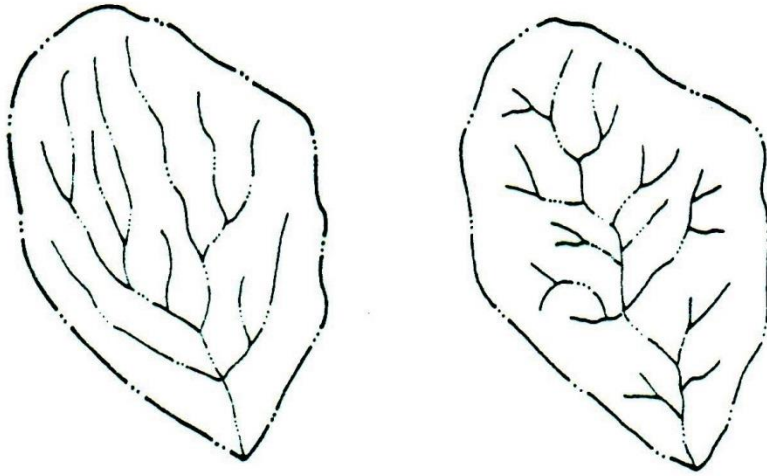
donde:

$\sum_{i=1}^k N_u$  : Número total de cauces.

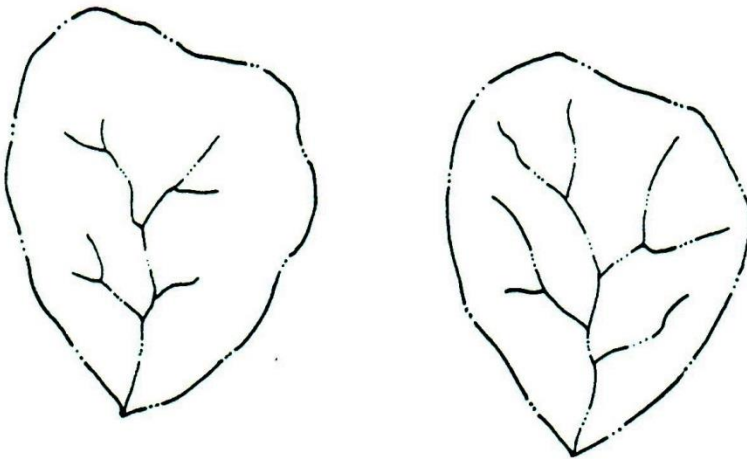
$A_k$  : Area de la hoya.

Al establecer una relación de frecuencia de cauces "F" y densidad de drenaje "D" que permite obtener el largo promedio de los cauces de una hoya, según la siguiente relación:

$$\frac{D}{F} = \frac{\text{km de cauces}/\text{km}^2}{\text{Número de cauces}/\text{km}^2}$$



Cuencas hipotéticas que presentan la misma densidad de drenaje pero difieren en la frecuencia de los cauces.



Cuencas hipotéticas que presentan la misma frecuencia de cauces pero difieren en la densidad de drenaje.



## 6.5. RELACIONES DE RELIEVE

Se presentan algunas relaciones de relieve para las hoyas hidrográficas y sistemas de cauces y desagües.

### 6.5.1. Perfil longitudinal.

Un estudio de cuenca no puede dejar de lado el graficar los perfiles longitudinales de los ríos y cauces importantes.

Gráficamente se representa la altitud, en la ordenada, como función de la distancia horizontal, en la abcisa, en un sistema de ejes coordenados cartesianos.

La altitud, normalmente, se indica en metros sobre el nivel del mar (m.s.n.m.) u otro datum de referencia arbitrario. La distancia se indica en kilómetros, o menos frecuentemente en metros, desde la cabecera hasta el punto de salida o a algún otro punto de la referencia conveniente.

Para cauces de grandes descargas y elevado orden de magnitud, se usa un considerable factor de exageración vertical, mientras que para cauces de bajo orden en regiones de fuerte relieve, no se requiere por existir, normalmente, mayor diferencia de relieve.

En los perfiles longitudinales de cauces se deben incluir todas las singularidades que se encuentren, como así, los puntos nudos hasta donde llegan los tributarios de igual o de menos orden.

Los perfiles longitudinales se pueden obtener directamente a partir de mediciones en terreno o de los mapas topográficos existentes.

Cuando los perfiles son graficados desde mapas topográficos, la elevación del cauce se obtiene por estimación de las curvas de nivel.

Para los cauces de bajo orden se dibuja la rasante del cauce, en tanto que la superficie del nivel de agua puede o no dibujarse, dado que éste es indeterminado o se desprecia.

En tanto que para los perfiles de cauces de flujos permanentes de grandes gastos, además de dibujar la rasante del cauce, se dibuja el nivel del agua a un estado definido tal como el caudal medio mensual o medio anual a los gastos mínimos o máximos, según sea el objetivo del estudio.

En términos generales, los perfiles longitudinales aparecen concavos con variación, indudablemente, de la pendiente.

La causa de la variación de la pendiente con respecto a la distancia es importante en el conocimiento de la hoya hidrográfica debido a que un río u otro cauce de menor magnitud, junto con transportar agua, también transporta sedimentos, existiendo por lo tanto una relación mecánica entre el caudal y la capacidad de arrastre y entre el diámetro y masa del material arrastrado.

#### 6.5.2. Pendiente media de una hoya.

La pendiente media de una hoya se calcula promediando la gradiente de todos los cauces o promediando los cauces de los sectores más representativos, ponderados por la importancia de cada uno de ellos.

La pendiente de los cauces interesa porque ejerce una importante influencia sobre la magnitud del peak del escurrimiento.

#### 6.5.3. Pendiente máxima del terreno.

Existe relación entre la pendiente del terreno y la del cauce o río de la hoya. Con pendientes máximas " $\theta_{\text{máx.}}$ " en la cuenca se obtienen descargas máximas ( $Q_{\text{máx.}}$ ). La pendiente máxima del terreno se mide a intervalos a lo largo de la cuenca, cuya representación se efectúa en un par de ejes coordenados.

Melton encontró que por análisis de regresión la pendiente máxima del valle " $\theta_{\text{máx.}}$ " puede ser estimada a partir de la ecuación:

$$\theta_{\text{máx.}} = 27,53 \frac{\sum L_u^{0,25} H^{0,5}}{(\sqrt{A_u})^{0,75}}$$

donde:

$\sum L_u$  : Longitud de cauces (millas)  
 H : Máxima diferencia de altura (pie)  
 $A_u$  : Area de la hoya (millas cuadradas)

#### 6.5.4. Distribución de pendientes.

Las condiciones de pendiente de una hoya pueden ser mostradas al confeccionar un mapa que señale la distribución de distintos grados de inclinación o pendientes de la superficie.



Para obtención de este mapa se debe trabajar sobre un mapa topográfico a partir de las curvas de nivel. Se escogerán rangos de pendientes que permitan mostrar la distribución de las pendientes.

#### 6.5.5. Medidas de relieve.

El relieve "H" es la diferencia de elevación, de altura o de cota entre puntos referenciales definidos.

Las características del relieve están asociadas al tipo y calidad del sedimento de arrastre en los cauces.

##### 6.5.5.1. Relieve máximo absoluto.

El relieve máximo absoluto " $H_{mx}$ " es la diferencia de altura entre el punto más alto y el punto más bajo de la hoya. Es decir corresponde a la mayor diferencia que se puede encontrar entre dos puntos al interior de la cuenca.

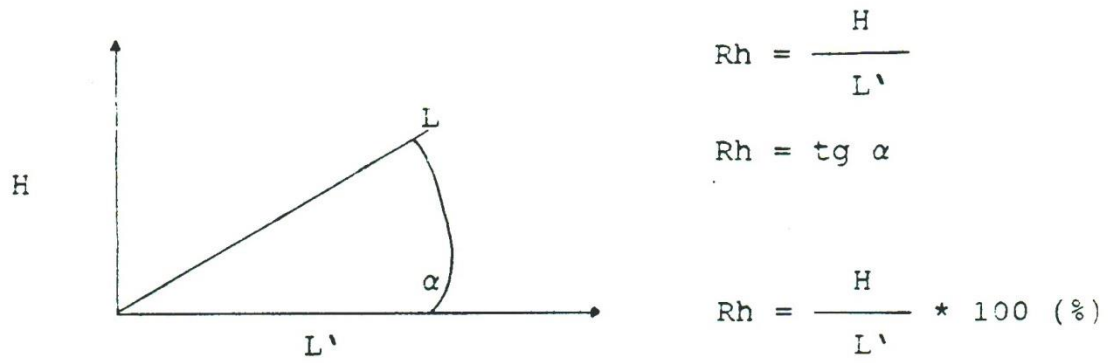
##### 6.5.5.2. Relieve máximo de la hoya.

El relieve máximo de la hoya " $H_{mH}$ " responde a la diferencia de cota entre el punto más alto de la hoya y la boca de salida de ésta. Generalmente el relieve máximo absoluto es igual al relieve máximo de la hoya ( $H_{mx} = H_{mH}$ ).

##### 6.5.5.3. Relación de relieve.

La relación de relieve se obtiene al dividir el relieve "H" por la distancia horizontal "L'" involucrada, obteniéndose un valor adimensional "Rh" que nos indica la gradiente y que también se puede expresar como pendiente al multiplicarlo por 100. H puede corresponder a cualquier relieve, que sea de interés.

Ecuación general	$Rh = \frac{H}{L'}$	H = diferencia de cota L' = longitud horizontal
------------------	---------------------	--



L' corresponde a la proyección horizontal de L.

Figura 7. Relación de relieve.



**BIBLIOGRAFIA**

- CASTAÑER V., PEDRO. Hidrología. Universidad Católica.
- CHORLEY, RICHARD J. 1969. The drainage basin as the fundamental geomorphic unit. In Introduction to physical hydrology. Editor Chorley, R.J. Methuen and Co. Ltd. pp. 37 - 59.
- CHORLEY, R.J. (editor). 1977. Introduction to physical hydrology. 965 p.
- CHOW, VEN TE (ed.). 1964. Handbook of Applied Hydrology. McGraw-Hill. New York.
- CHOW, V.T., MAIDMENT, D.R. y MAYS, I.W. 1994. Hidrología Aplicada. McGraw-Hill. Bogotá.
- CORFO - Depto. de Recursos Hidráulicos. Mapa Hidrológico de Chile.
- CORFO - Depto. de Recursos Hidráulicos. Pluviometría de Chile.
- CUSTODIO, E. y LLAMAS, M.R. 1976. Hidrología subterránea. 2 vol.
- DIRECCION METEOROLOGICA DE CHILE. Registro de Precipitaciones. Archivo Técnico.
- DIRECCION GENERAL DE AGUAS. Registro de Precipitaciones y Caudales. Archivo Técnico.
- EAGLESON, PETER S. 1970. Dynamic hydrology: The catchment. McGraw-Hill. New York. pp. 369 - 395.
- EMPRESA NACIONAL DE ELECTRICIDAD S.A. Registro de caudales.
- E.E.U.U. - Servicio de Conservación de Suelos-Depto. de Agricultura. 1972. Medición del agua de Riego. Manual de Ingeniería de Suelos N° 5. Primera Edición. Editorial Diana. México.
- E.E.U.U. - Bureau of Reclamation. 1967. Estudio de Avenidas: En: Diseño de Presas Pequeñas. 2da. ed. México.
- ESPILDORA, BASILIO. y otros. 1975. Elementos de Hidrología. Centro de Recursos Hidráulicos. Fac. de Cs. Físicas y Matemáticas. U. de Chile.
- FAO. 1974. La influencia del hombre en el ciclo hidrológico. Serie: Estudios sobre riego y avenamiento. N° 17.

FLEMING, G. 1977. Computer simulation Techniques in Hydrology. Second ed. Elsevier North-Holland, Inc., New York.

GOMEZ, A. 1975. Manual de Conservación de Suelos de Ladera. Federación Nacional de Cafeteros, CENICAFE. Colombia.

HANS-JOACHIM SPÄTH. 1979. Agronomic Problems in Designing Water Erosion Control Structures in Semi-Arid Regions. In Applied Sciences and Development.

HERAS, R. 1976. Hidrología y recursos hidráulicos. Capítulos 1 y 2. Tomo 1.

HJELMFELT, A.T. and CASSIDY, J.J. 1975. Hidrology for engineers and planners. Capítulos 1, 2, 4, 5, 6 y 10.

HOLTON, H.N. and others. 1962. Field manual for research in agricultural hydrology. Agricultural Handbook N° 224.

INSTITUTO DE INGENIERIA AGRICOLA. 1978. Cursos de Perfeccionamiento Profesional en AgroHidrología. Univ. de Concepción, Escuela de Graduados.

LINSLEY, R.E. and FRANZINI, J.B. 1967. Ingeniería de los recursos hidráulicos. Capítulos 2, 3 y 5.

LOPEZ, F. 1985. Hidrología torrencial del país Vasco. Tesis Master of Science. Universidad de Londres. Traducción.

LINSLEY, RAY K., KOHLER, MAX A. y PAULHUS, JOSEPH L. 1977. Hidrología para Ingenieros. Seg. Ed. McGraw-Hill.

LINSLEY, RAY K., KOHLER, MAX A. y PAULHUS, JOSEPH L. Hidrología Aplicada. McGraw-Hill.

PERU.-Dirección General de Aguas-Ministerio de Agricultura y Alimentación. 1978. Medida Indirecta de Descargas. Boletín Técnico N° 5.

RACKMANOV, V.V. 1966. Role of forest in water conservation. Capítulos 1, 3, 5 y 7.

RODDA, J.C., DOWING, R.A. and LAW, F.M. 1976. Systematic hydrology. Capítulos 1 y 4.

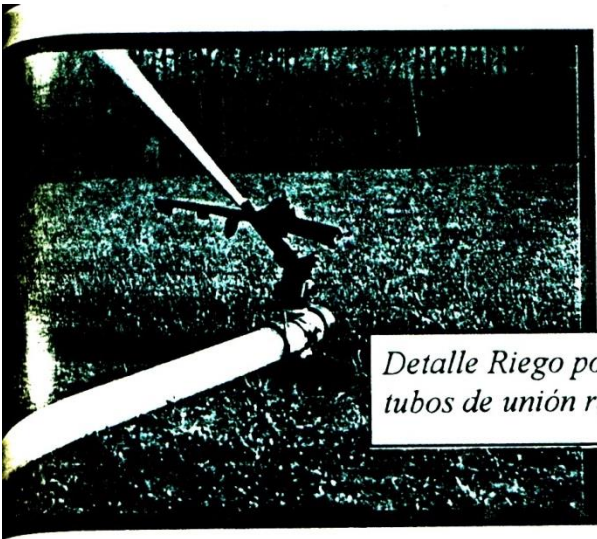
STRAHLER, ARTHUR N. 1969. Geology: Quantitative geomorphology of drainage basins and channel networks. In Handbook of applied hydrology. Editor en jefe, Ven Te Chow. McGraw-Hill. New York. pp. 4 - 39 a 4 - 76.

TODD, D.K. 1956. Ground water hydrology.



VELAZCO L., JAIME. 1981. Apuntes de Hidrología Avanzada. Curso de Postgrado. Depto. de Ingeniería Agrícola. U. de Concepción. Chillán.

VISSMAN, W. and others. 1977. Introduction to Hydrology. Second Edition. Harper & Row, Publishers, Inc.



*Detalle Riego por aspersión con tubos de unión rápida en P.V.C.*

# Vinilit

*Presente en la agricultura*

**Sistemas de tuberías en PVC y PE**

**Riego por aspersión**

**Riego por goteo**

**Riego californiano**

**Tubos de drenaje**

**Asesoría técnica**



*Detalle Sistema por goteo en parronales de Copiapó*



## ***TEMA V***

# ***Balance Hídrico y Demandas de Riego***

---

***DISEÑO DE PROYECTOS DE RIEGO Y DRENAJE***

## BALANCE HIDRICO Y DEMANDAS DE RIEGO

Fernando Santibañez Q.  
Ing. Agrónomo, Dr.  
Universidad de Chile

EVAPOTRANSPIRACION DE LOS CULTIVOS

El consumo de agua por parte de los cultivos resulta del aporte de la energía radiante provenientes del sol mas la energía aportada por el viento al proceso de cambio de estado del agua, de líquido a vapor. Este proceso ocurre simultáneamente en el suelo y en las hojas de las plantas. Por esta razón, la comprensión de los fundamentos físicos de este fenómeno requiere del análisis de los procesos de transformación de la energía a nivel de las superficies cultivadas.

Radiación Solar

El sol es un cuerpo que emite energía radiante desde su superficie que se encuentra a 6.000°K. La radiación solar que llega al limite de la atmosfera de la Tierra en un plano perpendicular a los rayos solares es de  $1,4 \text{ KJ m}^{-2}\text{s}^{-1}$  ( $2 \text{ cal cm}^{-2}\text{min}^{-1}$ ). La integración de este valor, sobre 24 horas, proporciona la magnitud de la radiación total (valor de Angot) que llega sobre un punto del planeta, lo que constituye la unidad de trabajo para la mayoría de los cálculos de evapotranspiración (Cuadro 1).

Cuadro 1. Valores de Angot ( $10^7 \text{ Jm}^{-2}\text{d}^{-1}$ ).

LAT.	13 ENE.	4 FEB.	26 FEB.	21 MAR.	13 ABR.	6 MAY.	29 MAY.	22 JUN.	15 JUL.	8 AGO.	31 AGO.	23 SEP.	16 OCT.	8 NOV.	30 NOV.	22 DIC.
20	2.64	2.89	3.22	3.52	3.74	3.86	3.91	3.91	3.89	3.83	3.70	3.48	3.18	2.87	2.62	2.53
10	3.15	3.33	3.54	3.69	3.75	3.74	3.69	3.65	3.67	3.71	3.71	3.65	3.49	3.30	3.13	3.07
0	3.58	3.67	3.75	3.75	3.65	3.50	3.37	3.31	3.35	3.47	3.61	3.70	3.71	3.64	3.56	3.53
-10	3.92	3.92	3.85	3.69	3.45	3.18	2.96	2.88	2.95	3.15	3.41	3.65	3.81	3.88	3.90	3.91
-20	4.16	4.05	3.84	3.52	3.14	2.76	2.48	2.37	2.47	2.74	3.10	3.48	3.80	4.01	4.14	4.18
-30	4.29	4.07	3.72	3.24	2.74	2.27	1.95	1.82	1.94	2.25	2.70	3.20	3.67	4.03	4.27	4.36
-40	4.32	3.99	3.46	2.87	2.25	1.73	1.38	1.24	1.37	1.71	2.23	2.83	3.43	3.95	4.30	4.43
-50	4.26	3.80	3.15	2.41	1.71	1.16	0.81	0.69	0.80	1.15	1.69	2.38	3.11	3.77	4.24	4.42
-60	4.15	3.54	2.73	1.87	1.13	0.59	0.28	0.20	0.28	0.58	1.11	1.85	2.70	3.52	4.13	4.38
-70	4.18	3.28	2.25	1.28	0.53	0.10	----	----	----	0.10	0.53	1.27	2.23	3.26	4.16	4.52
-80	4.38	3.33	1.82	0.65	0.03	----	----	----	----	----	0.03	0.64	1.80	3.31	4.36	4.74
-90	4.45	3.39	1.82	----	----	----	----	----	----	----	----	----	1.80	3.35	3.42	4.81

Fuente: van Kewlwn y Wolf, 1986.



La fracción de esta radiación que atraviesa la atmósfera llegando hasta la superficie del suelo, se denomina radiación global (RG) y puede ser estimada por la fórmula de Angstrom.

$$RG = RA (A + Bn N^{-1})$$

- RA : Valor de Angot ( $J m^{-2}d^{-1}$ ) o radiación extraterrestre.  
 Función del ángulo solar el que depende de la latitud y día del año.  
 n : Heliofanía real (horas de sol).  
 N : Heliofanía potencial (horas de sol máximas posibles según latitud y día del año, Cuadro 2).

Cuadro 2. Duración máxima del periodo diario de sol N, en horas, para diferentes meses y latitudes.

Lat. Norte	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
Lat. Sur	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.
50	8,5	10,1	11,8	13,8	15,4	16,3	15,9	14,5	12,7	10,8	9,1	8,1
48	8,8	10,2	11,8	13,6	15,2	16,0	15,6	14,3	12,6	10,9	9,3	8,3
46	9,1	10,4	11,9	13,5	14,9	15,7	15,4	14,2	12,6	10,9	9,5	8,7
44	9,3	10,5	11,9	13,4	14,7	15,4	15,2	14,0	12,6	11,0	9,7	8,9
42	9,4	10,6	11,9	13,4	14,6	15,2	14,9	13,9	12,9	11,1	9,8	9,1
40	9,6	10,7	11,9	13,3	14,4	15,0	14,7	13,7	12,5	11,2	10,0	9,3
35	10,1	11,0	11,9	13,1	14,0	14,5	14,3	13,5	12,4	11,3	10,3	9,8
30	10,4	11,1	12,0	12,9	13,6	14,0	13,9	13,2	12,4	11,5	10,6	10,2
25	10,7	11,3	12,0	12,7	13,3	13,7	13,5	13,0	12,3	11,6	10,9	10,6
20	11,0	11,5	12,0	12,6	13,1	13,3	13,2	12,8	12,3	11,7	11,2	10,9
15	11,3	11,6	12,0	12,5	12,8	13,0	12,9	12,6	12,2	11,8	11,4	11,2
10	11,6	11,8	12,0	12,3	12,6	12,7	12,6	12,4	12,1	11,8	11,6	11,5
5	11,8	11,9	12,0	12,0	12,2	12,3	12,4	12,3	12,1	12,0	11,9	11,8
0	12,1	12,1	12,1	12,1	12,1	12,1	12,1	12,1	12,1	12,1	12,1	12,1

A y B son constantes empíricas cuyo valor es:

Zona	A	B
Templadas	0,18	0,55
Tropicales áridas	0,25	0,50
Húmedas tropicales	0,29	0,42

En la superficie de los cuerpos, parte de la radiación se refleja desde su superficie (albedo) de modo que la absorción de energía radiante se puede representar:

$$RG(A) = (1 - \alpha) RG$$

RG(A) : radiación absorbida por los cuerpos  
 $\alpha$  : albedo o reflectancia (0.10 a 0.20 en el caso de los cultivos).

Los cuerpos por su parte, emiten radiación electromagnética de onda larga con una intensidad proporcional a su temperatura. Como consecuencia de esto, la atmósfera emite radiación de onda larga ( $10 \mu$ ) hacia los cuerpos que están en la superficie y estos emiten el mismo tipo de radiación hacia la atmósfera. Considerando que la temperatura de la superficie del planeta es mayor que la temperatura promedio de la atmósfera (que en altura es considerablemente fría) el balance de radiación de onda larga es desfavorable a los cuerpos de la superficie de la Tierra, representando una pérdida energética que se cuantifica por (Brunt, 1932).

$$RL\delta = (Ta + 273)^4 \cdot (0.56 - 0.079 ea^{0.5})(0.1 + 0.9 nN^{-1})$$

RL : Pérdida neta de radiación de onda larga ( $J m^{-2}d^{-1}$ )  
 ea : Presión de vapor del aire (mb)  
 $\delta$  : Constante de Steban-Boltzman ( $4.9 \times 10^{-3} Jm^{-2}d^{-1}K^{-4}$ )  
 Ta : Temperatura media del aire a 1.5 m

La radiación neta ( $Jm^{-2}d^{-1}$ ) absorbida por los cuerpos en la superficie sería:

$$RN = (1 - a) RG - RL$$

RN : Radiación neta o energía disponible a nivel del cultivo.  
 a : Albedo de la superficie  
 RG : Radiación solar global incidente [ $Jm^{-2}d^{-1}$ ]  
 RL : Balance de radiación de onda larga [radiación atmosférica - radiación terrestre].

La energía proveniente de la radiación neta es utilizada en la superficie terrestre, especialmente a nivel de los cultivos, para promover la evaporación del agua (LE) siendo el excedente transformado en calor (H), más una pequeña fracción de esta radiación (1 a 5%) que es fijada por la fotosíntesis (qF). De este modo la radiación neta de un cultivo es igual a



la suma de las tres transformaciones que ella sufre al interior de la cubierta vegetal:

$$RN = H + LE + qF$$

- H : Cantidad de radiación que es transportada en calor ( $Jm^{-2}d^{-1}$ )  
 E : Cantidad de agua evaporada ( $kg/m^2d$ )  
 L : Constante correspondiente al calor latente de vaporización del agua ( $2450 \times 10^3 J kg^{-1}$ )  
 F : Biomasa producida por el cultivo ( $kgm^{-2}d^{-1}$ )  
 q : Constante correspondiente a la energía bioquímica de formación de la biomasa vegetal ( $16,8 kJ/kg$ )

De acuerdo a la ley de flujo, el intercambio de calor sensible (H) entre la superficie de las hojas y el aire se expresa como sigue (Van Keulen y Wolf, 1986):

$$H = hu (Ts - Ta)$$

- H : Flujo de calor sensible ( $Jm^{-2}d^{-1}$ )  
 hu : Coeficiente de transferencia térmica ( $Jm^{-2}d^{-1} \cdot C^{-1}$ )  
 Ts : Temperatura del cultivo ( $^{\circ}C$ )  
 Ta : Temperatura del aire ( $^{\circ}C$ ).

El coeficiente hu en un cultivo depende de la turbulencia, la que a su vez depende de la velocidad del viento y de la altura del cultivo. La forma general es:

$$hu = au (1 + bu \cdot U)$$

- U : Velocidad del viento a 2m ( $ms^{-1}$ )  
 au y bu: son constantes, sus valores están en torno de  $6,4 \times 10^5 Jm^{-2}d^{-1} \cdot C^{-1}$  y  $0,54 sm^{-1}$  respectivamente.

El flujo de vapor puede expresarse según el mismo principio:

$$E = Ku (es - ea)$$

- E : Evaporación ( $Kg m^{-2}d^{-1}$ )  
 Ku : Coeficiente de transferencia ( $Kg m^{-2}d^{-1} mbar^{-1}$ )  
 es y ea: son las presiones de vapor a nivel del cultivo y a 2 m respectivamente (mb).

$$e_s = 6.11 \exp [(17,4 T_s)/(T_s + 239)]$$

Puesto que  $h_u$  y  $K_u$  dependen de la turbulencia y de la difusión del calor y vapor en el aire, ambos coeficientes tienden a mantener una relación constante:

$$r = h_u K_u^{-1} L^{-1}$$

$p$  : Constante psicrométrica

$L-1$  : Calor latente de vaporización del agua [ $J \cdot kg^{-1}$ ]

Combinando las ecuaciones anteriores podemos reescribir la ecuación de la radiación neta:

$$RN = h_u (t_s - T_a) + (h_u/p) \cdot (e_s - e_a)$$

La ecuación de Penman recoge los principios del balance de energía de una superficie de pasto para estimar el flujo de calor latente desde ella ( $LE_g$ ) en  $Cal \text{ cm}^{-2}d^{-1}$  (Jensen, 1973):

$$LE_g = \frac{\Delta}{\Delta + r} (RN + G) + \frac{r}{\Delta + r} 15.36 (1.0 + 0.0062 U_2) (e_s - e_a)$$

$$e_s = 7.07 \exp(0.05979 \cdot T)$$

$$e_a = e_s \cdot HR/100$$

En esta ecuación se explicita bien el aporte de la radiación neta (1er término) y de la aducción (2do término) a la evapotranspiración.

$RN$  : radiación neta en  $cal \text{ cm}^{-2}d^{-1}$ , Ej.: flujo de calor en el suelo (despreciable en un cultivo bien desarrollado).

$U_2$  : recorrido del viento a 2 m en  $km d^{-1}$ .

$e_s$  y  $e_a$ : son las presiones de vapor a la saturación y real respectivamente en mb.

$T$  : temperatura media diaria (promedio mensual, °C).

$HR$  : humedad relativa (%).

Si el viento se ha medido a una altura diferente este puede corregirse de la siguiente forma:

$$U_2 = U_z (2/z)^{0.2}$$

$U_z$  : viento a una altura  $z$ .

$z$  : altura de medición en m.



Los valores de las constantes  $\frac{\Delta}{\Delta + \tau}$  dependen de la temperatura, pudiendo estimarse de la forma siguientes:

$$\frac{\Delta}{\Delta + \tau} = 0,414 + 0.0125 \cdot T$$

T es la temperatura media y  $\frac{\tau}{\Delta + \tau} = 1 - \frac{\Delta}{\Delta + \tau}$

En el caso de un cultivo no siempre la disponibilidad de agua en el suelo permite mantener una evapotranspiración máxima. La existencia de un déficit hídrico gatilla el cierre parcial de los estomas produciéndose una regulación estomática de la evapotranspiración. Sobre esta base Monteith (1965) reformuló la ecuación de Penman introduciendo en ella el concepto de regulación estomática:

$$LET = \frac{(RN + G) + Q (es - ea)/ra}{\Delta + \tau (1 + rv/ra)}$$

Q : es la capacidad calórica volumétrica del aire = pcp.

p : densidad del aire:  $1,2 \times 10^{-3} \text{ gcm}^{-3}$ .

Cp: calor específico del aire  $0,242 \text{ cal g}^{-1} \text{ }^{\circ}\text{K}^{-1}$ .

ra: es la resistencia aerodinámica del aire que rodea al cultivo.

rv: es la resistencia del conjunto de hojas a la transferencia de vapor (depende del índice de área foliar y de la apertura estomática), en  $\text{s cm}^{-1}$ .

$$ra = \beta \cdot U^{-t}$$

U : velocidad del viento en  $\text{cm s}^{-1}$ .

t y  $\beta$  : dependen del cultivo (sorgo - 0.821 y 13,5; remolacha -0.96 y 31.9; maíz -0.5 y 0.06).

$$rv = re/IAF$$

re : Resistencia estomática promedio del cultivo.

IAF : Índice de área foliar del cultivo.

En la búsqueda de la simplicidad, Priestley y Taylor (1972) propusieron una supersimplificación de la ecuación de Penman, conservando sólo el primer término radiativo) y reemplazando al advection por un coeficiente de ajuste ( $\alpha$ ) dependiente de la condición climática.

$$ET = \alpha [\Delta / (\Delta + \tau)] RN$$

En medios aridos fuertemente advection  $\alpha$  crece a valores de 1.7, en lugares más húmedos  $\alpha$  se sitúa entre 1.1 y 1.2.

### Formulas Empíricas

De la gran variedad de fórmulas empíricas no son muchas las que mantienen un comportamiento coherente si se les aplica en una diversidad de condiciones climáticas. Citaremos sólo aquellas que nuestra experiencias a calificado como confiables.

#### 1. Método de la bandeja de evaporación.

$$ET_0 = E_v \cdot K_p$$

$E_v$  : evaporación de bandeja ( $\text{mmd}^{-1}$ ).

$K_p$  : coeficiente de ajuste dependiente de la humedad relativa y la velocidad del viento. Para el caso de un evaporímetro instalado en un terreno seco, sin pasto (caso más común en la agricultura), los  $K_p$  pueden estimarse como sigue:

$$\lambda = \log D$$

$D$  : es la distancia entre el evaporímetro y la superficie regada más próxima en la dirección del viento (mínimo: 1 m).

$B$  : coeficiente de la humedad relativa del aire.

$$B = 2,66 - HR \cdot 0,0667, \quad 0 < B < 2.5$$

Los valores de  $B$  solo se consideran dentro del rango de 0 a 2,5.

		Viento [ $\text{km}^{-1}$ ]	
$K_p = K_0 - \lambda 0.05 + B 0.10 \pm 0.05$	$K_0 = 0.65$	leve	< 175
$K_0 - \lambda 0.07 + B 0.075 \pm 0.05$	$K_0 = 0.65$	moderado	175 - 425
$K_0 - \lambda 0.07 + B 0.075 \pm 0.05$	$K_0 = 0.60$	fuerte	425 - 700
$K_0 - \lambda 0.07 + B 0.050 \pm 0.05$	$K_0 = 0.55$	muy fuerte	> 700



2. Fórmula de Penman (1963).

Es una fórmula basada en el balance de energía del cultivo. Por lo general es considerada un método de referencia por su fuerte fundamento físico.

$$ETP = 0.014 RN \frac{\Delta}{\Delta + \tau} + \frac{\tau}{\Delta + \tau} 0.22 [1 + 0.0062 U_2][es - ea]$$

$$\frac{\Delta}{\Delta + \tau} = 0.414 + 0.0125 \cdot T \quad \frac{\tau}{\Delta + \tau} = 1 - \frac{\tau}{\Delta + \tau}$$

RN : Radiación neta en (cal cm<sup>-2</sup>d<sup>-1</sup>).  
 U<sub>2</sub> : Recorrido del viento [kmd<sup>-1</sup>].  
 [es - ea]: Déficit de saturación del aire en (mb).  
 es : 6,11 exp [17,4 Ta/(Ta + 239)], es en mb.  
 Ta : Temperatura del aire en °C.  
 ea : es · (HR/100), HR = Humedad relativa.

El primer término evalúa el aporte de la radiación a la ETA mientras que el segundo elemento dimensiona el aporte advectivo a la ETP (viento). Esto le da a esta fórmula una gran flexibilidad en su aplicación, permitiendo evaluar el efecto de una intervención sobre el viento (cortaviento) o sobre la radiación neta (sombreamiento) en la evapotranspiración de un cultivo.

3. Fórmula de Turc. (Turc, 1961)

Se adapta bien en climas áridos y semiáridos. Es una de las ecuaciones que mejor se correlaciona con la fórmula de Penman.

$$ETP = 0.013 * T/(T + 15) * [RG + 50] * [1 + (65 - HR)/ 120]$$

ETP: Evapotranspiración potencial (mmd<sup>-1</sup>).  
 T : Temperatura media del aire.  
 KG : Radiación global (cal cm<sup>-2</sup>d<sup>-1</sup>).  
 HR : Humedad relativa (%).

El último término toma valor 1 para HR > 65%.

#### 4. Fórmula de Ivanov.

Funciona bien en localidades interiores con humedades relativas inferiores a 80%.

$$ETP = 0.0018 (25 + T)^2 \times (100 - HR)$$

ETP: Evapotranspiración potencial (mm mes<sup>-1</sup>).

T : temperatura media del aire (°C.)

HR : humedad relativa media (%).

#### EL BALANCE HIDRICO DEL SUELO.

En términos generales el balance hídrico del suelo es la resultante del equilibrio algebraico entre flujos de agua que ingresan al volumen ocupado por las raíces y los flujos que egresan de este espacio. Así:

$$DH = [In + CP - Pc - T] \text{ hr}^{-1}$$

donde:

DH : Cambio en el volumen de agua almacenada en el perfil (cm<sup>3</sup> cm<sup>-3</sup> d<sup>-1</sup>).

In : Tasa de infiltración (cm d<sup>-1</sup>).

CP : Ascenso capilar desde estratas profundas (cm d<sup>-1</sup>).

Pc : Percolación (cm<sup>-1</sup>).

T : Extracción transpiratoria (cm d<sup>-1</sup>).

hr : Profundidad de las raíces.

El flujo de agua que infiltra In proviene de una lámina de agua superficial (IS) que se abastece en cada instante desde la precipitación (P), el riego (R), el agua no infiltrada o aposada (D), y esta sujeta a pérdidas evaporativas Es:

$$LS = P + R + D - Ea$$

LS representa a la lámina de agua líquida disponible sobre la superficie del suelo. Dependiendo de la pendiente y de la rugosidad de la superficie LS tiene un valor máximo (LS max). En la medida que los aportes de agua excedan a la velocidad de infiltración máxima Inmax, LS crece hasta LS max, luego comienza a escurrir agua superficialmente.



Conceptos Generales.

Almacenamiento de agua en el suelo.

El suelo, como medio poroso, constituye un arreglo espacial de partículas sólidas y espacios llenos de aire o de agua. En un suelo saturado, todos los espacios porosos están llenos de agua y el potencial mátrico es 0. La humedad del suelo HS es máxima HSs. En la medida que este se va desecando los poros se van vaciando y la fuerza de succión va aumentando. Los poros más finos retienen el agua con una fuerza capilar mayor que la de los poros mayores, esto hace que la relación entre el potencial mátrico y la humedad HS dependa del volumen, la distribución y el tamaño de los poros del suelo. La relación entre HS y  $\psi$  puede ser decrita de un modo general por la ecuación siguiente:

$$HS = HSs \cdot e^{-p(\ln \psi)}$$

Los valores característicos de HSs y  $\tau$ , para diversas texturas se presentan en la Cuadro 3.

Cuadro 3. Valores de HSs y  $\tau$  para varias texturas.

TEXTURA	HSs	$\tau$
Arenosa gruesa	0.395	0.100
Arenosa fina	0.364	0.0288
Franco arenosa	0.439	0.0330
Franco limosa	0.509	0.0185
Franca	0.503	0.0180
Franco arcillo arenosa	0.432	0.0096
Franco arcillo limosa	0.475	0.0105
Franco arcillosa	0.445	0.0058
Arcillo limosa	0.507	0.0065
Arcillosa	0.540	0.0042

Flujos de agua en el suelo.

El agua se mueve en el suelo a través de los poros proporcionalmente a un "gradiente hidráulico" entre dos estratas e inversamente proporcional a la resistencia del medio poroso. La carga hidráulica total o fuerza del movimiento se compone de la fuerza de succión mátrica y las fuerzas gravitacionales. En suelos saturados, la fuerza de gravedad es la que determina el flujo. El gradiente hidráulico (Gh) es la relación entre la carga hidráulica H y la distancia que debe recorrer el flujo:  $Gh = H/L$ . La conductividad hidráulica (ku)

es el recíproco de la resistencia, y responde de la cantidad y del tamaño de los poros que servirán para transportar el agua al interior del suelo. La conductividad hidráulica depende además del contenido de humedad del suelo. En un suelo saturado  $K_u$  es igual a  $K_o$  o conductividad saturada ( $\text{cm d}^{-1}$ ). En este caso el flujo de agua sigue la ley de Darcy:

$$F = K_o \cdot H/L$$

- F : Flujo de agua entre dos estratas ( $\text{cm d}^{-1}$ ).  
 $K_o$  : Diferencia hidráulica saturada ( $\text{cm d}^{-1}$ ).  
 H : Diferencia de carga hidráulica entre las estratas (cm).  
 L : Distancia entre las estratas (cm).

En el caso de que el potencial mátrico sea mayor que 0 cm, la carga hidráulica total se compone de:

$$H_z = \psi_z + g_z$$

- $H_z$  : Carga hidráulica en la estrata z.  
 $\psi_z$  : Potencial o succión mátrico en la estrata z.  
 $g_z$  : Potencial gravitacional en la estrata z (igual a la distancia vertical entre la estrata z y la napa freática (cm)).

En este segundo caso, de suelo no saturado, la conductividad hidráulica  $K\psi$  es menor que  $K_o$  debido a que muchos poros, al vaciarse, ya no actúan como conductores de agua. La relación entre  $K\psi$  y  $\psi$  tiene varias fases como se aprecia en la Figura 1.



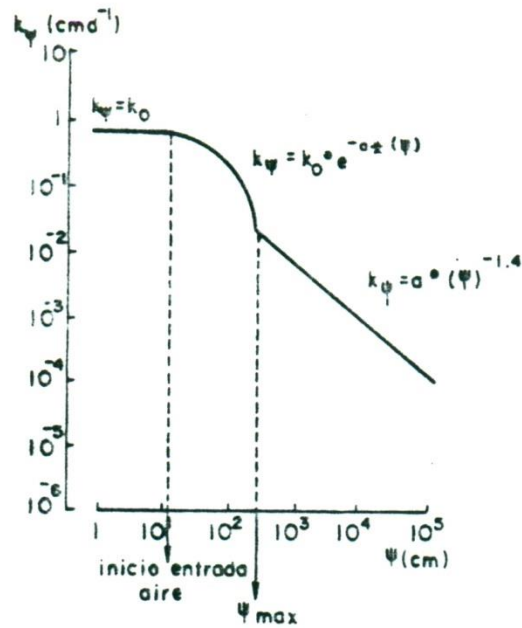


Figura 1. Relación entre la conductividad hidráulica y el potencial mátrico del suelo.

- $K_{\psi}$  :  $K_0$
- $K_{\psi}$  :  $K_0 \cdot e^{-\alpha(\psi)}$
- $K_{\psi}$  :  $a \cdot \psi^{-1.4}$
- $K_{\psi}$  : Conductividad hidráulica al potencial  $\psi$  ( $\text{cm d}^{-1}$ )
- $K_0$  : Conductividad hidráulica saturada ( $\text{cm d}^{-1}$ )
- $\alpha$  y  $a$  : Constantes dependientes de la textura (Cuadro 4).

Cuadro 4. Valores característicos de  $\psi_{\text{max}}$ ,  $K_0$   $a$  y  $\alpha$  para texturas típicas

Textura	$\psi_{\text{max}}$ (cm)	$K_0$ ( $\text{cm d}^{-1}$ )	$a$ ( $\text{cm}^{2.4} \text{d}^{-1}$ )	$\alpha$ ( $\text{cm}^{-1}$ )
Arenosa gruesa	70	1.120	0.080	0.224
Arenosa fina	175	50	10.9	0.0500
Franco arenosa	200	26.5	16.4	0.0398
Franco limosa	300	6.5	47.3	0.0200
Franca	300	5.0	14.4	0.0231
Franco arcilla	200	23.5	33.6	0.0353
Franco arcillo limosa	170	1.5	36.0	0.0237
Franco arcillosa	300	0.98	1.69	0.0248
Arcillo limosa	50	1.3	28.2	0.0480
Arcillosa	80	0.22	4.86	0.0380

Adaptado de Rijtema, 1969.

Integrando las relaciones anteriores la ecuación general de flujo puede escribirse:

$$F = K\psi \cdot \delta H / \delta L$$

- F : Flujo de agua en (cm d<sup>-1</sup>).  
δ H : Es la diferencia de carga hidráulica (cm).  
δ L : Distancia entre las estratas.

#### Componentes del Balance de agua.

La precipitación o el riego aportan agua a una velocidad variable. La infiltración de esta agua ocurre a una tasa también variable con la sola limitación que no puede superar la tasa máxima de infiltración característica de cada suelo (In max.).

#### Infiltración.

Durante la infiltración del agua se producen tres zonas de mojamiento:

- a) La capa superior saturada, que recibe el agua.
- b) El frente de mojamiento o zona de avance de la infiltración.
- c) La zona intermedia que trasmite el flujo entre las anteriores y donde la humedad es uniforme.

La infiltración depende de las succiones mátricas y de la gravedad. La succión de origen mátrico es llamada "sorptividad" y depende del tamaño de los poros, tipo de material y del contenido de agua del suelo. La sorptividad de un suelo completamente seco es máxima, en la medida que aumenta el contenido de agua, esta va decreciendo linealmente, de modo que:

$$S = S_o \cdot (1 - K_S/H_Ss)$$

- S : Sorptividad real (cm d<sup>-0.5</sup>).  
S<sub>o</sub> : Sorptividad máxima (cm d<sup>-0.5</sup>).  
H<sub>S</sub> : Humedad del suelo (cm<sup>3</sup> cm<sup>-3</sup>).  
H<sub>Ss</sub> : Humedad a saturación (cm<sup>3</sup> cm<sup>-3</sup>).



La sorptividad del suelo tiene importancia en las primeras fases de la infiltración. En la medida que transcurre el tiempo, son las fuerzas gravitacionales las que comandan el proceso de entrada de agua al suelo. La velocidad del flujo que infiltra a partir de ese instante está determinada por la conductividad hidráulica en la zona de trasmisión del flujo ( $K_H$ ). El valor de  $K_H$  depende del contenido de humedad en dicha zona y de la geometría del espacio poroso del suelo.

La infiltración máxima queda determinada por los aportes de la sorptividad y de la gravedad.

$$I_{n \max} = S_0 \cdot (1 - HS/HSS) \cdot (t)^{-0.5} + K_H \cdot \Delta t$$

$\Delta t$  : número de días

El Cuadro 5 muestra los valores típicos de  $S_0$  y  $K_H$  para distintas texturas del suelo.

Cuadro 5 . Valores característicos de sorptividad y conductividad  $K_H$ .

Textura	$S_0$ ( $\text{cm d}^{-1/2}$ )	$K_H$ ( $\text{cm d}^{-1}$ )
Arenosa gruesa	50.16	119.23
Arenosa fina	21.44	30.33
Franco arenosa	19.20	17.80
Franco limosa	14.46	5.32
Franca	11.73	3.97
Franco arcilla	19.05	16.51
Franco arcillo limosa	6.15	1.18
Franco arcillosa	4.70	0.76
Arcillo limosa	3.98	0.80
Arcillosa	1.93	0.15

Adaptado de van Keulen y Wolf, 1986.

### Precipitación efectiva a nivel del suelo.

La precipitación recibida en la superficie del suelo es algo inferior a la precipitación total climática debido a la intercepción de agua por el follaje. La intercepción es proporcional a la fitomasa que cubre el suelo y depende poco del tipo de vegetal, pudiéndose establecer la relación general para cultivos anuales:

$$ITP = X_1 * FTM$$

ITP : Precipitación interceptada (mm).  
 FTM : Fitomasa que cubre el suelo (Ton ha<sup>-1</sup>).  
 X<sub>1</sub> : 0.25 (para una pradera mixta)

Riego efectivo.

El aprovechamiento del agua de riego por el cultivo es siempre inferior al agua utilizada. Esto se debe a las pérdidas originadas en la conducción hacia el sitio a regar, pérdidas en la red interna de distribución y pérdidas a nivel de la aplicación del agua en la zona explorada por las raíces. De este modo, el agua de riego efectivamente disponible para el cultivo es:

$$Re = Ra \cdot Ec \cdot Ed \cdot Ea$$

Re : Riego efectivo (cm d<sup>-1</sup>).  
 Ra : Riego aplicado (cm d<sup>-1</sup>).  
 Ec : Eficiencia de conducción.  
 Ed : Eficiencia de distribución.  
 Ea : Eficiencia de aplicación.

Evaporación desde el suelo.

El agua evaporada desde la superficie del suelo depende de la demanda (Es), de la conductividad hidráulica del suelo (KH) y del sombreado que ejerce la vegetación.

En el caso de existir saturación en superficie la evaporación máxima (Em) desde el suelo iguala a la demanda (Eo).

$$Em = Eo$$

En el caso de existir un cultivo que cubre parcialmente el suelo, la evaporación máxima decrece al aumentar el índice de área foliar (IAF) del cultivo (Ritchie, 1972):

$$Em = Eo \cdot e^{-0.4 \cdot IAF}$$

IAF = índice de área foliar (m<sup>2</sup> m<sup>-2</sup>).



La evaporación se mantendrá en sus valores máximos [Em] en la medida que la superficie esté saturada o que el ascenso capilar [CAP] sea mayor que Em. Esta situación ocurre raramente o por períodos muy breves, lo más frecuente es que el suelo esté seco en superficie lo que reduce el flujo capilar limitando a su vez la tasa de evaporación. Una aproximación empírica a la evaporación bajo estas condiciones es la siguiente:

$$Er = Em \cdot (HS - HS) / (HSs - HS)$$

- Er : Evaporación real (cm d<sup>-1</sup>).
- HS : Humedad del suelo seco al aire (~ 1/3 de la humedad al PMP) (cm<sup>3</sup> cm<sup>-3</sup>).
- HS : Humedad promedio del suelo en la zona de raíces (cm<sup>3</sup> cm<sup>-3</sup>).
- HSs : Humedad de saturación (cm<sup>3</sup> cm<sup>-3</sup>).

Ascenso capilar.

El flujo capilar ascendente depende de la profundidad de la napa, de la conductividad hidráulica y de la humedad del suelo en la zona de raíces. El Cuadro 6 entrega una dimensión del flujo capilar para varias texturas.

Cuadro 6. Aporte del ascenso capilar a la evapotranspiración para distintas combinaciones de humedad del perfil ( $\psi$ ) y profundidad de la napa por debajo de la zona radical.

Suelo arenoso								
(cm)	CR (cm d <sup>-1</sup> )							
	0.5	0.4	0.3	0.2	0.15	0.1	0.06	0.02
20	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
50	43.4	44.1	45.0	46.1	46.8	47.6	48.4	49.4
100	44.4	45.4	46.7	48.5	49.8	51.6	53.9	58.8
250	44.5	45.5	46.7	48.6	49.9	51.7	54.0	59.2
500	44.5	45.5	46.8	48.6	49.9	51.8	54.1	59.5
1000	44.5	45.5	46.8	48.6	49.9	51.8	54.2	59.7
2500	44.5	45.5	46.8	48.6	49.9	51.8	54.2	59.8
5000	44.5	45.5	46.8	48.6	50.0	51.8	54.3	59.9
10000	44.5	45.5	46.8	48.6	50.0	51.9	54.3	60.0
16000	44.5	45.5	46.8	48.6	50.0	51.9	54.3	60.0

Cont inúa

Cuadro 6. (continuación)

Suelo franco								
(cm)	CR (cm d <sup>-1</sup> )							
	0.5	0.4	0.3	0.2	0.15	0.1	0.06	0.02
20	17.7	18.2	18.6	19.0	19.3	19.5	19.7	19.9
50	42.2	43.5	45.0	46.5	47.3	48.2	48.9	49.6
100	74.0	77.7	82.1	87.0	89.8	92.9	95.6	98.5
250	102.6	111.0	122.1	137.8	148.8	164.0	182.0	214.3
500	104.6	113.7	125.7	143.1	155.7	174.2	198.4	256.5
1000	105.9	115.3	127.8	146.3	160.1	180.6	209.1	287.2
2000	107.0	116.7	129.7	149.1	163.8	186.2	218.3	314.4
5000	107.7	117.5	130.7	150.7	165.9	189.4	223.7	330.5
10000	108.2	118.2	131.6	152.0	167.7	192.0	228.0	343.5
16000	108.5	118.5	132.1	152.7	168.6	193.4	230.3	350.5

Suelo arcilloso								
(cm)	CR (cm d <sup>-1</sup> )							
	0.5	0.4	0.3	0.2	0.15	0.1	0.06	0.02
20	17.1	17.6	18.1	18.7	19.0	19.3	19.6	19.9
50	40.8	42.4	44.0	45.8	46.8	47.8	48.6	49.5
100	73.4	77.4	81.9	87.0	89.9	93.0	95.6	98.5
250	114.5	124.7	137.9	156.0	168.3	184.5	202.4	229.3
500	122.0	134.0	150.1	173.8	191.4	217.3	252.0	332.9
1000	127.1	140.3	158.3	186.1	207.7	241.3	290.7	432.8
2500	131.3	145.6	165.4	196.7	221.8	262.4	325.5	532.3
5000	133.8	148.7	169.6	203.0	230.1	274.9	346.1	593.1

Transpiración máxima.

La transpiración máxima desde el follaje de un cultivo sin déficit hídrico es proporcional a la demanda atmosférica  $T_o$  y al grado de intercepción (cobertura) de la radiación incidente. De este modo:

$$T_m = T_o (1 - e^{-0.8 * IAF})$$

$T_o$ , corresponde al componente "transpiración" dentro de la evapotranspiración ( $ET_o = E_o + T_o$ ).

$$T_o = ET_o - E_m$$

$$T_o = ET_o - E_o \cdot e^{-0.4 * IAF}$$



Transpiración real.

La transpiración real ocurre a una tasa máxima,  $T_m$ , cuando la humedad del suelo se mantiene en un intervalo que se ubica entre la capacidad de campo ( $HS_{100}$ ) y una humedad crítica para el cultivo ( $HSc$ ). Bajo  $HSc$  existe una restricción a la transpiración, que sigue una función lineal respecto de la humedad aprovechable remanente.

La humedad crítica  $HSc$  depende del tipo de cultivo y de la demanda atmosférica:

$$HSc = (1 - p)(HS_{100} - HS_{16.000}) + HS_{16.000}$$

El valor  $p$  representa la fracción máxima de agua aprovechable que puede extraer el cultivo sin restricción de la transpiración (Cuadro 7).

Cuadro 7 . Humedad crítica,  $P$ , en función de la transpiración máxima y tipo de cultivo.

Grupo cultivo	Transpiración máxima [cm d <sup>-1</sup> ]								
	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
1	0.45	0.38	0.30	0.25	0.23	0.20	0.18	0.16	0.15
2	0.60	0.50	0.43	0.35	0.30	0.28	0.25	0.23	0.20
3	0.75	0.65	0.55	0.45	0.40	0.38	0.33	0.30	0.25
4	0.85	0.75	0.65	0.55	0.50	0.48	0.43	0.38	0.35
5	0.92	0.85	0.75	0.65	0.60	0.55	0.50	0.48	0.45

Grupo cultivo

- 1 : Hortalizas de hoja, frutilla.
- 1 - 2: Repollo, cebolla.
- 2 : Tréboles, zanahoria, tabaco.
- 2 - 3: Pimentón, ají.
- 3 : Uva, girasol, tomate, sandía, ballicas.
- 4 : Citricos, mani.
- 4 - 5: Alfalfa, algodón, cereales.
- 5 : Olivo, cartamo, sorgo, soja.

A partir de esta información, podemos estimar la transpiración real  $Tr$  para cualquiera condición de demanda atmosférica, IAF y humedad del suelo:

$$Tr = [(HS_x - HS_{16.000}) / (HSc - HS_{16.000})] \cdot T_m$$

Si  $HS_x > Hc$ , entonces  $Tr = T_m$

La evapotranspiración para cualquiera condición de cobertura del suelo, humedad y demanda corresponde a la suma de la evaporación real  $E_s$  y transpiración real,  $E_s$ :

$$E_{Tr} = E_r + Tr$$

Ambos componentes pueden ser fácilmente estimados día a día mediante un programa computacional. En la práctica se han buscado estimaciones simples a esta ecuación, donde el  $K_c$  es un coeficiente empírico que integra al conjunto de variables que operan en la relación  $E_{Tr}/E_{Tp}$  características de este cultivo y fase fenológica.

Cuadro 8. Coeficientes de evapotranspiración de cultivo ( $K_c$ ), en relación con el % del ciclo de desarrollo.

Cultivo	Estado de Desarrollo				
	Inicial	Fase de cubrimiento del suelo	Pleno desarrollo	Maduración Cosecha	
Frejol verde	0.3 - 0.4	0.65 - 0.75	0.95 - 1.05	0.9 - 0.95	0.85 - 0.95
Frejol seco	0.3 - 0.4	0.7 - 0.8	1.65 - 0.75	0.65 - 0.75	0.25 - 0.3
Repollo	0.4 - 0.5	0.7 - 0.8	0.95 - 1.1	0.9 - 1.0	0.8 - 0.95
Algodón	0.4 - 0.5	0.7 - 0.8	1.05 - 1.25	0.8 - 0.9	0.65 - 0.7
Vid	0.35 - 0.55	0.6 - 0.8	0.7 - 0.9	0.6 - 0.8	0.55 - 0.7
Maní	0.4 - 0.5	0.7 - 0.8	0.95 - 1.1	0.75 - 0.85	0.55 - 0.6
Maíz fresco	0.3 - 0.5	0.7 - 0.9	1.05 - 1.2	1.0 - 1.15	0.95 - 1.1
Maíz grano	0.3 - 0.5*	0.7 - 0.85*	1.05 - 1.2*	0.8 - 0.95	0.55 - 0.6*
Cebolla	0.4 - 0.6	0.6 - 0.75	0.95 - 1.05	0.95 - 1.05	0.95 - 1.05
Arveja	0.4 - 0.5	0.7 - 0.85	1.05 - 1.2	1.0 - 1.15	0.95 - 1.1
Aji	0.3 - 0.4	0.6 - 0.75	0.95 - 1.1	0.85 - 1.0	0.8 - 0.9
Papa	0.4 - 0.5	0.7 - 0.8	1.05 - 1.2	0.85 - 0.95	0.7 - 0.75
Arroz	1.1 - 1.15	1.1 - 1.5	1.1 - 1.3	0.95 - 1.05	0.95 - 1.05
Cartamo	0.3 - 0.4	0.7 - 0.8	1.05 - 1.2	0.65 - 0.7	0.2 - 0.25
Sorgo	0.3 - 0.4	0.7 - 0.75	1.0 - 1.15	0.75 - 0.8	0.5 - 0.55
Soja	0.3 - 0.4	0.7 - 0.8	1.0 - 1.15	0.7 - 0.8	0.4 - 0.5
Remolacha	0.4 - 0.5	0.75 - 0.85	1.05 - 1.2	0.9 - 1.0	0.6 - 0.7
Girasol	0.3 - 0.4	0.7 - 0.8	1.05 - 1.2	0.7 - 0.8	0.35 - 0.45
Tabaco	0.3 - 0.4	0.7 - 0.8	1.0 - 1.2	0.9 - 1.0	0.75 - 0.85
Tomate	0.4 - 0.5	0.7 - 0.8	1.05 - 1.25	0.8 - 0.95	0.6 - 0.65
Sardía	0.4 - 0.5	0.7 - 0.8	0.95 - 1.05	0.8 - 0.9	0.65 - 0.75
Trigo	0.3 - 0.4	0.7 - 0.8	1.05 - 1.2	0.65 - 0.75	0.2 - 0.25
Alfalfa	0.3 - 0.4				1.05 - 1.2
Citrus	←—————→		0.65 - 0.75	←—————→	
Olivo	←—————→		0.4 - 0.6	←—————→	

Adaptado de: Doorenbos y Kassam, 1979.



Cuadro 9. Coeficientes de evapotranspiración del cultivo (kc), en relación con el % del ciclo de desarrollo.

Cultivo	% desde siembra a floración									
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Cereales	0.16	0.18	0.25	0.37	0.51	0.67	0.82	0.94	1.02	1.04
Prejol	0.20	0.23	0.30	0.39	0.51	0.63	0.76	0.88	0.98	1.07
Arveja	0.20	0.24	0.31	0.40	0.51	0.63	0.75	0.87	0.97	1.05
Papa	0.10	0.13	0.20	0.30	0.41	0.53	0.65	0.76	0.85	0.91
Remolacha	0.10	0.13	0.20	0.30	0.41	0.53	0.65	0.76	0.85	0.91
Maíz	0.20	0.23	0.29	0.38	0.49	0.61	0.72	0.82	0.91	0.96
Alfalfa	0.36	0.47	0.58	0.68	0.79	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
Praderas	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87

	% desde floración a cosecha									
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Cereales	1.04	0.94	0.74	0.49	0.19	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
Prejol	1.02	0.96	0.85	0.73	0.59	0.45	0.31	0.19	0.10	0.10
Arveja	0.98	1.02	0.99	0.76	0.20	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
Papa	0.90	0.85	0.75	0.60	0.38	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
Remolacha	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Maíz	0.99	0.99	0.93	0.82	0.68	0.54	0.40	0.28	0.20	0.17
Alfalfa	0.75	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Praderas	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87

Adaptado de Jensen, 1973.

Requerimientos de lavado (LR).

Con el objeto de mantener el equilibrio salino del suelo sin que el riego implique salinización, es necesario aplicar una lamina extra de agua que permita lixiviar las sales aportadas por el agua de riego. La magnitud de los requerimientos de lavado dependen de la salinidad del agua de riego (CER) y del tenor salino deseado como límite máximo en el suelo (CEm) en mmhos. (Cuadro 10).

$$LR = \frac{CER}{CEm}$$

De esta forma el requerimiento hídrico anual (RA) de un cultivo es:

$$RA = [ETc \text{ anual} - Pec] \cdot (1 + LR) Ea^{-1}$$

Pec : Precipitación efectiva dentro del ciclo de cultivo.

Ea : Eficiencia del sistema de riego.

Cuadro 10. Tablas de productividad de algunos cultivos en relación con la salinidad del suelo.

Cultivo	Producción relativa (%)												
	CE mmhos/cm												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16
Frejol	100	81	62	43	25	6	0	0	0	0			
Zanahoria	100	86	72	58	44	30	15	1	0	0			
Cebolla	100	87	71	55	39	23	9	6	0	0			
Alfalfa	100	100	93	85	78	71	64	56	49	42	27	12	--
Tréboles	100	94	82	70	58	40	34	22	10	--	--	--	--
Maíz	100	96	84	72	60	48	36	24	12	--	--	--	--
Arveja	100	100	90	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Papa	100	96	84	72	60	48	36	24	12	--	--	--	--
Arroz	100	100	100	88	76	63	51	39	27	15	15	--	--
Tomate	100	100	95	85	75	65	55	46	36	26	6	--	--
Cebada	100	100	100	100	100	100	93	86	79	72	58	44	30
Trigo	100	100	100	100	100	100	93	86	79	71	57	43	29
Almendra	100	91	73	55	36	18	--	--	--	--	--	--	--
Manzano	100	91	75	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Naranja	100	95	79	63	48	32	16	--	--	--	--	--	--
Durazno	100	94	73	52	31	10	--	--	--	--	--	--	--
Ciruelo	100	91	73	55	36	18	--	--	--	--	--	--	--
Vid	100	95	86	75	66	57	47	38	23	18	--	--	--

Adaptado de: Reichig M. (Ed.) CRC Handbook of Agricultural Productivity, 1982.



BIBLIOGRAFIA

- Brunt, D. 1932. Notes on radiation in the atmosphere. I. Quarterly Journal of the Royal Met. Soc. 58: 389 - 420.
- Jensen, E.M. 1973. Consumptive use of creter and irrigation water requirements ASAE. 215 p.
- Monteith, J.L. 1965. Evaporation and environment In: Fogg (Ed.), The state and novement of water in living organisms Cambridge Univ. Press, London.
- Penman, H.L. 1963. Vegetation and Hydrology. Commonwealth Bureau of Soils, Harpenden. Tech. Communication 53, 124 p.
- Priestley, C.H.B. and R. J. Taylor, 1972. On the assessment of surface heat flux and evaporation using large scale parameters. Mon. weath. Rev. 100: 81 - 92.
- Rechcigl, M. 1982. CRC Handbook of Agricultural Productivity Vol. I. CRC - Press. Inc., Florida.
- Rijtema, J. and A.H. Kassam, 1979. Yield Response to water FAO Boletín 33 Inig. and Drainage Paper.
- Turc, L. 1961. Evaluation des besoins en eua dírrigation, evapotranspiration potenticté, formule climatique simplifiée. Jour. Ann. Agron. 12: 13 - 49.
- Van Keulen H. and Wolf (Eds.) 1986. Modelling of agricultural production: weather, soils and crops. PUDOC, Wageningen 479 p.

## *TEMA VI*

# *Fundamentos de Hidrología Subterránea*

---

*DISEÑO DE PROYECTOS DE RIEGO Y DRENAJE*



# FUNDAMENTOS DE HIDROLOGIA SUBTERRANEA

Marcial González S.  
Ingeniero Civil  
Comisión Nacional de Riego

## ANALISIS GEOLOGICO DE LOS ACUIFEROS

### Introducción

La ingeniería de las aguas subterráneas es el arte y la ciencia de la investigación, el desarrollo y el manejo de las aguas subterráneas en beneficio de la humanidad. En la medida que la demanda mundial por agua aumenta y el potencial de aguas superficiales se agota, la ingeniería de las aguas subterráneas se va haciendo cada vez más importante. Además de constituir la principal fuente potencial de abastecimiento de agua (Figura 1), las aguas subterráneas son fundamentales en la solución de los problemas relacionados con la infiltración desde embalses superficiales y canales, estabilidad de laderas y embancamientos, recarga artificial de acuíferos, control de intrusión marina, agotamiento en excavaciones, drenaje subsuperficial para la agricultura y la construcción de obras civiles, almacenamiento de residuos líquidos, control de contaminaciones, etc.

Esta ciencia incluye la determinación de las propiedades y características de los acuíferos y la aplicación de principios hidráulicos al comportamiento de las aguas subterráneas en la solución de problemas ingenieriles. La determinación de las características de los acuíferos y la aplicación de los valores de los parámetros encontrados, a través de métodos matemáticos o de otro tipo, son fundamentales en la solución de problemas complejos, en los cuales las aguas subterráneas son un factor preponderante. La experiencia y el buen juicio del especialista en aguas subterráneas son primordiales en la aplicación de las metodologías y en las simplificaciones, que muchas veces es necesario asumir en orden a solucionar adecuadamente los problemas, que a menudo se presentan al trabajar en esta disciplina.





Figura 1. Distribución del agua en la Tierra.



### Formaciones Geológicas

Se puede definir como "acuífero", a un material o formación geológica que produce cantidades significativas de agua.

Alrededor del 90% de los acuíferos en explotación están formados por rocas no consolidadas, especialmente gravas y arenas. Estos acuíferos pueden dividirse en cuatro categorías, dependiendo de la situación en que se encuentran: cursos de agua, valles cerrados, mesetas y valles intermontanos.

Los Cursos de Agua consisten en materiales aluviales que forman y sub-yacen a los escurrimientos superficiales y a las áreas de inundación contiguas. Las captaciones perforadas en estratos de alta permeabilidad próximos a ríos o esteros, tienen una gran productividad, como consecuencia de la infiltración directa producida.

Los Valles o Cuencas Cerradas, son aquellos en los cuales ya no existen los cursos superficiales que los formaron. Aunque éstos pueden tener permeabilidad y almacenamiento de aguas similares a los Cursos de Agua, la recarga y potencialidad de explotación son generalmente limitadas.

Las Mesetas, formadas por grandes planicies de sedimentos no consolidados con espesores variables de estratos de grava y arena, pueden presentar importantes zonas acuíferas, como ocurre en ciertos sectores de E.U.A.

Finalmente, los Valles Intermontanos, de gran importancia en Chile, están formados de grandes volúmenes de materiales rocosos no consolidados provenientes de la erosión de las montañas que los rodean. Los estratos de arenas y gravas que conforman estos acuíferos producen grandes cantidades de agua, gran parte de la cual es recargada por infiltración de los ríos cordilleranos a la entrada del cono aluvial, que se abre en los correspondientes valles.

Las rocas volcánicas pueden formar acuíferos permeables, tales como formaciones de calizas, flujos de lavas y brechas. Las riolitas son menos permeables que los basaltos, mientras que las rocas intrusivas son bastante impermeables.

La arenisca es un conglomerado cementado de arena y grava, cuya porosidad ha sido reducida dependiendo del grado de cementación, por lo cual no constituyen buenos acuíferos.

Las rocas metamórficas son relativamente impermeables y son muy pobres como acuíferos. Cuando existen formaciones descompuestas superficiales de este tipo de rocas con suelos arcillosos, se puede excavar pozos someros para consumo doméstico.



## Tipos de Acuíferos

La mayoría de los acuíferos son de una gran extensión areal y pueden visualizarse como embalses subterráneos. El agua entra a este embalse en forma natural o artificial, fluye mediante la acción de la gravedad o es extraída a través de sondajes. Generalmente, el volumen anual extraído o escurrido representa sólo una fracción pequeña de la capacidad de almacenamiento total. Los acuíferos pueden ser clasificados como no confinados o confinados, dependiendo de la presencia o ausencia de un nivel o superficie freática (Figura 2).

Un acuífero no confinado, es aquél en que la superficie freática sirve como una superficie superior de la zona de saturación. Se denomina también como acuífero libre, freático o no-artesiano. El nivel freático varía dependiendo de la recarga y descarga, bombeo desde sondajes y la permeabilidad existente. Los ascensos y descensos del nivel freático corresponden a variaciones en el volumen de almacenamiento de un acuífero.

Los acuíferos confinados, también denominados artesianos o acuíferos en presión, se originan cuando el agua subterránea está confinada bajo presión mayor que la atmosférica, entre dos estratos de muy baja permeabilidad.

Los ascensos y descensos del nivel de aguas, en sondajes que han penetrado acuíferos confinados provienen principalmente de variaciones en la presión existente y en menor grado de cambios en los volúmenes de almacenamiento. En consecuencia, los acuíferos confinados tienen pequeñas variaciones de almacenamiento y sirven fundamentalmente como conductores de agua desde zonas de recarga hacia áreas de descarga natural o artificial. La superficie piezométrica de un acuífero confinado es una superficie imaginaria que coincide con el nivel de presión hidrostática del agua en el acuífero. Es bastante común encontrar un acuífero libre por sobre uno confinado.

Un caso especial de acuífero no confinado lo constituye el denominado acuífero "colgado". Este se origina por un estrato impermeable, generalmente de poca extensión, que aísla una zona del acuífero del cuerpo principal. Estos acuíferos permiten extraer sólo pequeñas cantidades de aguas subterráneas.

El agua recargada en o descargada desde un acuífero, representa un cambio en el volumen de almacenamiento de éste. En acuíferos libres, lo anterior es simplemente expresado por el producto del volumen del acuífero existente entre la superficie freática al principio y al final de un período determinado, y el rendimiento específico promedio de la formación. Sin embargo, en acuíferos confinados, en que se supone que permanece saturado, los cambios de presión producen



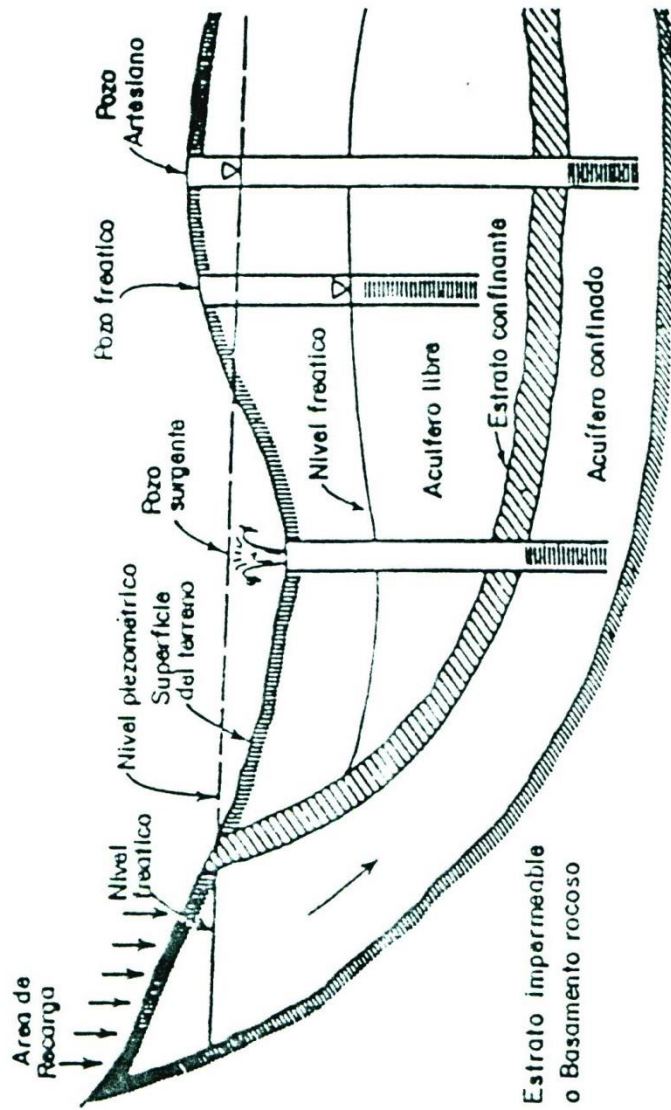


Figura 2. Acuíferos confinados y no confinados.

variaciones pequeñas en su volumen de almacenamiento. En este caso, la presión hidrostática en el acuífero soporta parcialmente el peso de la sobrecarga, mientras que la estructura sólida del acuífero provee el soporte restante. Cuando se reduce la presión hidrostática, como consecuencia por ejemplo de un bombeo desde un sondaje que penetra el acuífero, la carga del acuífero aumenta. Se produce una compresión del acuífero que extrae algo de agua de éste. Adicionalmente, la disminución de presión produce una pequeña expansión con la consiguiente entrega de agua. La capacidad de producción de agua de un acuífero confinado, puede expresarse en términos de su coeficiente de almacenamiento.

Se define como "coeficiente de almacenamiento", al volumen de agua que un acuífero entrega desde o lleva hacia el almacenamiento por unidad de superficie de acuífero y por variación unitaria de la carga normal a dicha superficie. Para una columna vertical de un metro por un metro en un acuífero confinado, el coeficiente de almacenamiento  $S$  es equivalente al volumen de agua (en metros cúbicos) entregado desde el acuífero, cuando la superficie piezométrica disminuye un metro. En la mayoría de los acuíferos confinados, los valores están comprendidos en el rango  $0,00005 \leq S \leq 0,005$ . En consecuencia, se requieren grandes variaciones de presión en áreas extensas para obtener cantidades significativas de agua. Los coeficientes de almacenamiento pueden determinarse desde pruebas de bombeo en sondajes, o desde las fluctuaciones del agua subterránea, como respuesta a cambios en la presión atmosférica o en las mareas.

El coeficiente de almacenamiento en un acuífero libre corresponde a su rendimiento específico o porosidad efectiva  $S_y$ , en que:

$$S_y = 100 \frac{w_y}{V}$$

siendo:

$w_y$  = volumen de agua drenada.  
 $V$  = volumen total de roca o suelo.

La retención específica  $S_r$  de una roca o suelo es la razón, expresada como un porcentaje del volumen de agua que éste retiene después de la saturación en contra de la fuerza de gravedad, y su propio volumen.

$$S_r = 100 \frac{w_r}{V}$$



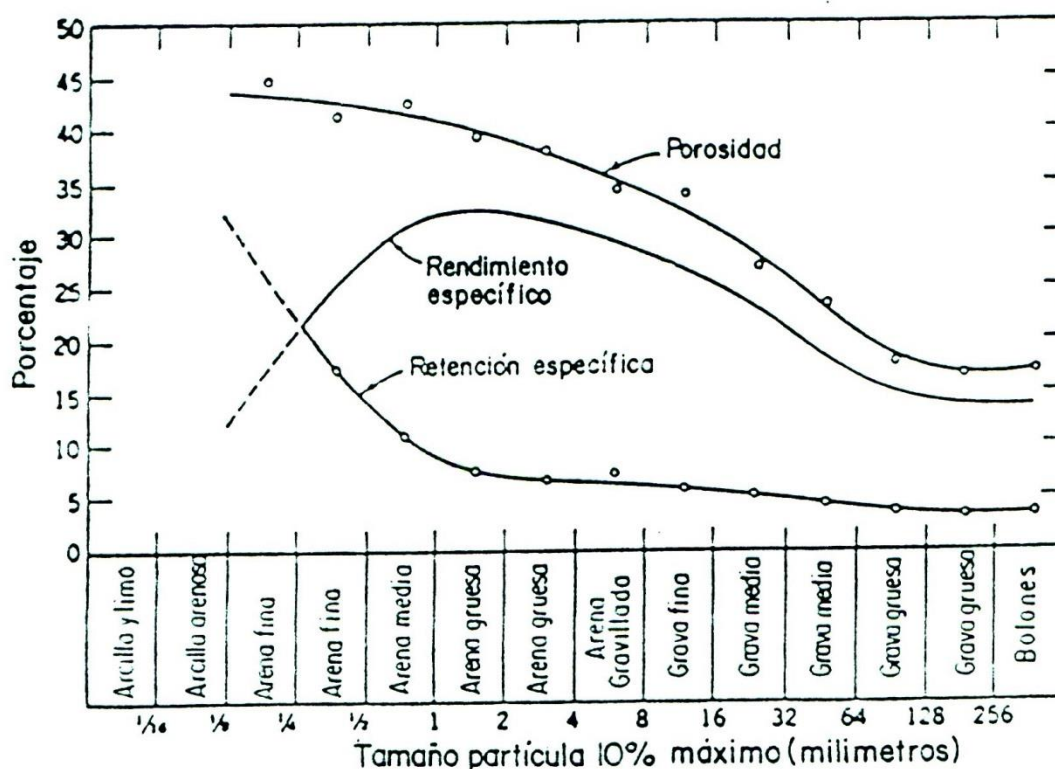
en que:

$w_r$  = volumen ocupado por agua retenida.

$V$  = volumen total de roca o suelo.

Considerando que  $w_r + w_y = w$ , se tiene que  $\alpha = S_r + S_y$

Por consiguiente, el rendimiento específico es una fracción de la porosidad de un acuífero. Sus valores dependerán del tamaño de las partículas, forma y distribución de los poros y compacidad de los estratos. Para arenas uniformes, el rendimiento específico puede alcanzar hasta un 30%, pero la mayoría de los acuíferos aluviales están comprendidos entre un 10 y un 20 por ciento (Figura 3).



Fuente: R. ECKIS

Figura 3. Variaciones de porosidad, rendimiento específico y retención específica, con relación al tamaño de partículas.

De un estudio de alrededor de 3.000 sondeos en el Valle de Sacramento, California, se obtuvo los valores de los rendimientos específicos de los distintos estratos que se indican en el Cuadro 1. El valle, con una superficie de

alrededor de 1 millón de hectáreas, resultó tener un rendimiento específico medio de 7,1 % con una capacidad de almacenamiento de agua entre los 6 m y los 61 m de profundidad de aproximadamente 41.560 millones de m<sup>3</sup>.

**Cuadro 1. Rendimiento específico en estratos acuíferos del Valle de Sacramento, California.**

Material	Rendimiento Específico (Porcentaje)
Grava	25
Arena, incluyendo arena y grava	20
Arena fina y gruesa, arena compactada y conglomerado arenoso	10
Arcilla y grava, grava cementada y depósitos afines	5
Arcilla, limo, arcilla arenosa, roca de lava y depósitos de finos afines	3

Fuente: J.F. Poland

### Embalses Subterráneos

Se puede definir como embalse o cuenca subterránea, a una unidad fisiográfica que contiene a un gran acuífero o a varios acuíferos conectados entre sí e inter-relacionados. En un valle rodeado por montañas, la cuenca drenante de los cursos de aguas superficiales es prácticamente coincidente con el área que ocupa al embalse subterráneo. En áreas conformadas por calizas y cerros de areniscas, el área de drenaje superficial y el embalse subterráneo pueden tener configuraciones totalmente diferentes. El concepto de un embalse subterráneo ha pasado a ser cada vez más importante, como consecuencia de que la sobre-explotación de aguas subterráneas en un sector de este embalse, afecta directamente las extracciones de aguas en el resto de la cuenca. Lo anterior ha originado los estudios de planificación y desarrollo del agua subterránea a un nivel de embalse total o cuenca hidrográfica.

### Vertientes

Una vertiente es una descarga concentrada de agua subterránea, que aparece en la superficie del terreno como un flujo superficial.



Las vertientes aparecen de diversas formas y pueden clasificarse desde el punto de vista de su origen, estructura rocosa, volumen de descarga, temperatura y variabilidad en el tiempo. Entre las que se originan por fuerzas gravitacionales se tiene a las vertientes volcánicas, que están asociadas a rocas volcánicas y las vertientes de fisuración, que provienen de fracturas profundas de la corteza terrestre. Estas vertientes son generalmente termales, ya que su temperatura es superior a la existente en las aguas subterráneas locales. Habitualmente se las denomina vertientes termales o "termas", y sus aguas son altamente mineralizadas y pueden estar compuestas por una mezcla de aguas nuevas con subterráneas.

Entre las vertientes gravitacionales resultantes del flujo de agua producido por presiones hidrostáticas, se pueden distinguir:

- a) Vertientes de Depresión, formadas debido a la intersección del nivel freático con la superficie del terreno;
- b) Vertientes de Contacto, originadas por una formación acuífera que sobreyace a una formación de menor permeabilidad, la cual interseca la superficie del terreno;
- c) Vertientes Artesianas, resultantes de descargas de aguas confinadas en presión en acuíferos artesianos, que aparecen a la superficie; y,
- d) Vertientes Tubulares o de Fractura, provenientes de canalizaciones de lavas o fracturas de rocas impermeables conectadas a una zona de recarga.

Otras clasificaciones de vertientes se han realizado atendiendo al volumen de su descarga, catalogándose de primera magnitud a aquellas cuya descarga supera los 3 m<sup>3</sup>/seg y llegando a las de octava magnitud, aquellas que no superan los 681 l/día.

La mayoría de las vertientes tienen caudales de descarga variables. Las fluctuaciones dependen de las variaciones de la tasa de recarga, dependiendo de condiciones hidrológicas y geológicas. Las Vertientes Permanentes drenan acuíferos permeables extensivos, descargando durante todo el año, mientras que las Vertientes Intermitentes sólo descargan en ciertos períodos del año en que la recarga es abundante. Las zonas de rocas volcánicas y areniscas presentan generalmente Vertientes Permanentes de caudal constante. Las Vertientes Periódicas presentan fluctuaciones regulares en sus caudales, que no están asociadas con precipitaciones o efectos estacionales. Estas fluctuaciones pueden deberse a variaciones de transpiración, cambios de la presión atmosférica, mareas influenciando acuíferos confinados o sifoneo natural producido entre embalses subterráneos. Un "geyser es una Vertiente Ter-



mal Periódica, resultante de la fuerza expansiva del vapor sobrecalentado, que se origina del contacto del agua con rocas incandescentes a grandes profundidades.

### Análisis de Fluctuaciones de Niveles Estáticos

El nivel estático del agua subterránea, ya sea el nivel freático de un acuífero no confinado, o el nivel piezométrico de un acuífero confinado, indica la elevación de la presión atmosférica del acuífero. Cualquier fenómeno que produzca un cambio en la presión existente en el agua subterránea, producirá cambios en su nivel. Los cambios en el almacenamiento, como producto de las diferencias entre oferta y demanda de agua, producen cambios en los niveles desde unos pocos minutos hasta muchos años. Otras causas de variación localizada del almacenamiento son debidas a cambios de caudales en los cursos superficiales y a procesos evapotranspirativos. Los niveles piezométricos son también afectados por cargas externas como las provenientes de mareas, ferrocarriles, presión atmosférica y movimientos telúricos. Los niveles de las aguas subterráneas pueden también ser controlados artificialmente por el hombre, como por ejemplo a través de obras de drenaje para deprimir la superficie freática de un terreno agrícola (Figura 4), o a través de drenes-filtro al pie de una presa de tierra para prevenir la saturación de la cara de aguas abajo (Figura 5).

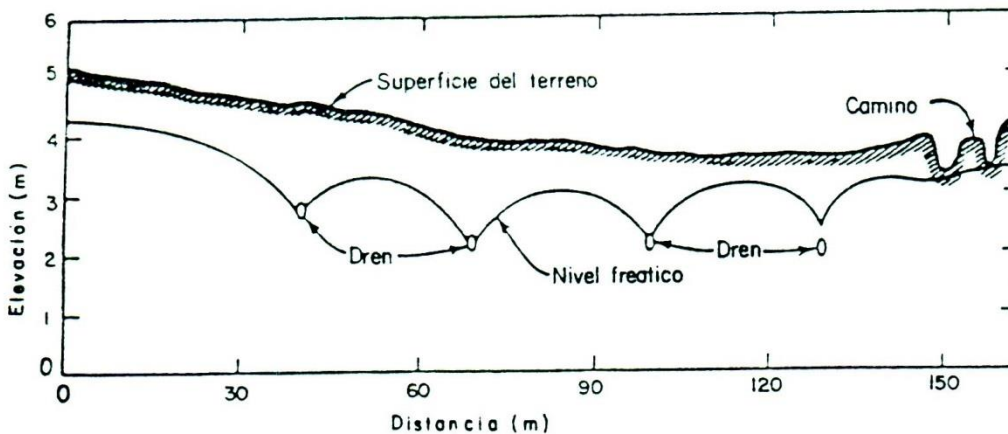


Figura 4. Superficie freática controlada por un sistema de drenes cerrados en un terreno agrícola plano.



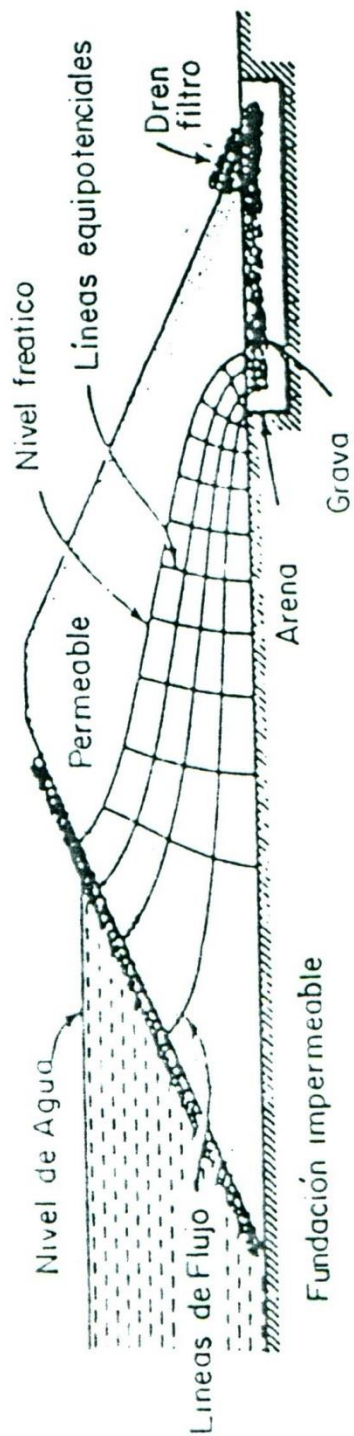


Figura 5. Efecto de un dren-filtro en una presa de tierra para prevenir saturación de cara posterior.

Las fluctuaciones de los niveles de aguas subterráneas pueden ser inter-anales o estacionales. Las primeras se extienden por períodos de varios años. Las series alternadas de años húmedos y secos en que las precipitaciones están por encima o debajo de la media, producen fluctuaciones de niveles en el largo plazo. Las precipitaciones, sin embargo, no siempre son indicadores adecuados de los cambios en los niveles de las aguas subterráneas. El factor preponderante es la recarga si se supone que las extracciones anuales son constantes, la que a su vez depende de la intensidad y distribución de las precipitaciones y de las características de infiltración de la superficie en contacto con el escurrimiento superficial. En sectores sobre-explotados, se puede detectar una tendencia permanente en el tiempo a los descensos de los niveles.

Las fluctuaciones estacionales de los niveles de aguas subterráneas, pueden provenir de recargas por precipitaciones o riego y descargas desde bombes que siguen ciclos estacionales bien definidos. Las magnitudes de las fluctuaciones dependen por supuesto, de las cantidades de aguas recargadas o descargadas y de la ubicación relativa del acuífero, con respecto a las zonas de recarga y descarga.

### Recarga, Movimiento y Descarga del Agua Subterránea

El agua subterránea en su estado natural está invariablemente en movimiento. Este movimiento está regido por principios hidráulicos establecidos. El flujo a través de los acuíferos, la mayoría de los cuales está constituido por un medio natural poroso, puede ser expresado mediante la denominada ley de Darcy. La permeabilidad, que es una medida de la facilidad del flujo a través del medio, es una constante fundamental en la ecuación del flujo. La determinación directa de la permeabilidad puede obtenerse de mediciones tanto de laboratorio, como de terreno.

Las características del movimiento del agua subterránea pueden obtenerse al agregar elementos traza al flujo, determinando su movimiento en el espacio y el tiempo. Las ecuaciones generales del movimiento de las aguas subterráneas pueden obtenerse de la ley de Darcy y de la ecuación de continuidad.

De acuerdo a Darcy, el flujo que atraviesa un medio poroso es proporcional a la pérdida de carga e inversamente proporcional a la longitud del camino recorrido por dicho flujo. El análisis y la solución de problemas relacionados al movimiento de las aguas subterráneas y a la hidráulica de pozos, comenzó después de la contribución del Ingeniero Hidráulico Francés Henry Darcy a esta disciplina, a partir de 1856.



La verificación experimental de la ley de Darcy puede realizarse haciendo circular a través de arena contenida en un cilindro circular de sección A y conectado a piezómetros a distancia L, un caudal de agua Q (Figura 6). La energía total del flujo, a partir de un plano base, se expresa a través de la ecuación de Bernoulli como:

$$\frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} + z_1 = \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + z_2 + h_L$$

en que:

- $p_i$  : Presión en un punto i.
- $\gamma$  : Peso específico del agua.
- $v_i$  : Velocidad del flujo en un punto i.
- $g$  : Aceleración de gravedad.
- $z_i$  : Elevación de un punto i.
- $h_L$  : Pérdida de carga en la distancia L.

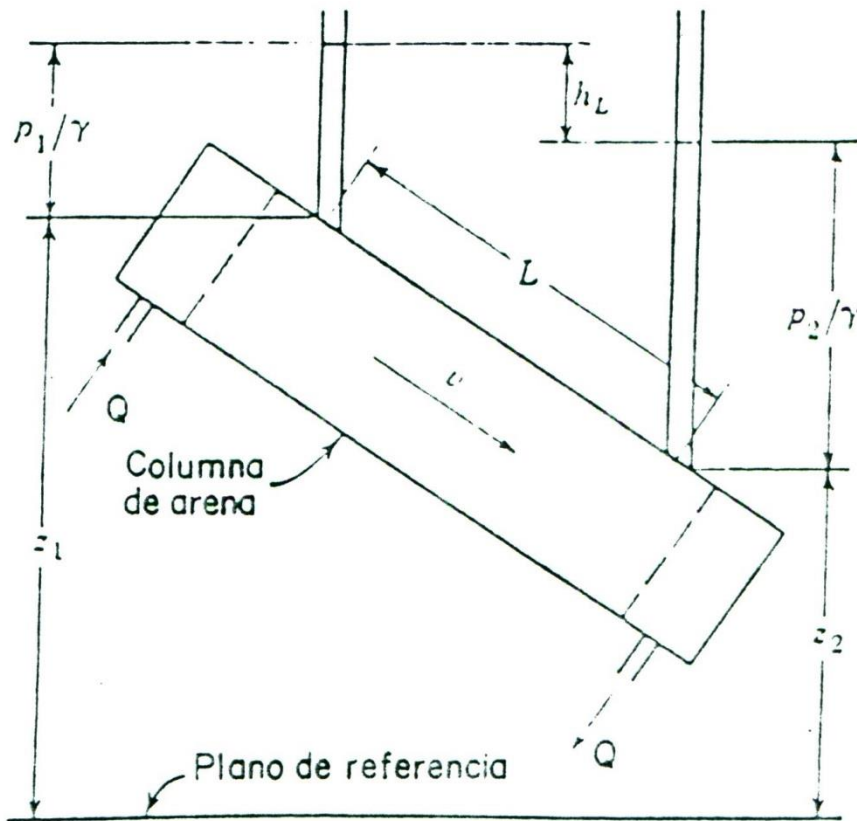


Figura 6. Distribución de presiones y pérdida de carga de flujo a través de una columna de arena.

Debido a que las velocidades en un medio poroso son generalmente bajas, las alturas de velocidades pueden ser despreciadas. Entonces, se tiene:

$$h_L = \left[ \frac{P_1}{\gamma} + z_1 \right] - \left[ \frac{P_2}{\gamma} + z_2 \right]$$

Por consiguiente, la pérdida de carga resultante se define como la pérdida potencial en el cilindro de arena, en que la energía se pierde por resistencia friccional, disipándose como energía calórica. De aquí se desprende que la pérdida de carga producida es independiente de la inclinación del cilindro.

Ahora bien, las mediciones de Darcy demostraron las siguientes proporcionalidades:

$$Q \approx h_L \quad \text{y} \quad Q \approx \frac{1}{L}$$

Al introducir la constante de proporcionalidad K se obtiene:

$$Q = KA \frac{h_L}{L} \quad \text{ó} \quad Q = KA \frac{dh}{dL}$$

Entonces:

$$v = \frac{Q}{A} = K \frac{dh}{dL}$$

en que:

K = coeficiente de permeabilidad

$\frac{dh}{dL}$  = gradiente hidráulico.

En consecuencia, si se aplica un valor bajo de coeficiente de permeabilidad de laboratorio (ó standard),  $K_s = 10$  y una gradiente hidráulica de 0,0019, se tiene una velocidad de flujo de 7,62 cm/día. En cambio, si se aplica un valor alto del coeficiente de permeabilidad  $K_s = 5000$  y una gradiente hidráulica de 0,019 la velocidad de flujo se incrementa a 3,87 m/día.

---



Determinaciones de terreno han llegado a valores de 30 m/día; sin embargo, los valores normales de velocidades del agua subterránea fluctúan entre 1,5 m/día y 1,5 m/año, por lo cual se puede observar un rango muy amplio de variación.

### Ecuaciones Generales de Flujo

Partiendo de la forma general de la ley de Darcy,

$$v = K \frac{\delta h}{\delta s}$$

en que  $v$ ,  $K$  y  $h$  fueron definidos anteriormente y "s" es la distancia a lo largo de la dirección media del flujo. Un medio poroso puede tener permeabilidades que varían con la dirección del flujo. Lo anterior se denomina permeabilidad anisotrópica y los componentes de velocidad en un sistema de coordenadas rectangulares resultan ser de la forma:

$$v_x = K_x \frac{\delta h}{\delta x}, \quad v_y = K_y \frac{\delta h}{\delta y}, \quad v_z = K_z \frac{\delta h}{\delta z}$$

Para una simplificación del tratamiento matemático se considerará que los acuíferos son homogéneos y con permeabilidad isotrópica, es decir  $K_x = K_y = K_z = K$ . Además, en hidrodinámica se define la velocidad potencial  $\phi$ , como  $\phi = -Kh$ . Esto implica que el flujo es irrotacional.

El flujo del agua subterránea satisface la ecuación de continuidad, que en su forma general puede expresarse como:

$$- \left[ \frac{\delta \rho v_x}{\delta x} + \frac{\delta \rho v_y}{\delta y} + \frac{\delta \rho v_z}{\delta z} \right] = \frac{\delta \rho}{\delta t}$$

en que:  $\rho$  = densidad del flujo.  
 $t$  = tiempo.

Para un flujo en equilibrio no hay cambios en sus condiciones en el tiempo, y como el agua es un fluido incompresible, se tiene:

$$\frac{\delta v_x}{\delta x} + \frac{\delta v_y}{\delta y} + \frac{\delta v_z}{\delta z} = 0$$

Aplicando la ecuación de Laplace a un flujo irrotacional:

$$\frac{\delta^2 \phi}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 \phi}{\delta y^2} + \frac{\delta^2 \phi}{\delta z^2} = 0$$

Si se reemplaza  $\phi = - Kh$  se obtiene:

$$\frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} = 0$$

que es la ecuación diferencial general a derivadas parciales, para un flujo de agua en equilibrio para un medio homogéneo e isotrópico.

Para el caso de un flujo en desequilibrio, es necesario considerar el coeficiente de almacenamiento  $S$ , obteniéndose la siguiente ecuación, para un acuífero confinado compresible, de espesor uniforme  $b$ :

$$\frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} = \frac{s}{Kb} \frac{\delta^2 h}{\delta t}$$

Esta ecuación puede ser aplicada, en forma aproximada, a acuíferos no confinados en que las variaciones del espesor saturado son relativamente pequeñas.

Una simplificación corriente es considerar que el acuífero es homogéneo e isotrópico. A menudo se considera que los acuíferos son de extensión infinita. En caso contrario, las condiciones de borde se pueden definir como: (a) impermeables, tales como estratos de roca o arcilla sub-yacentes o sobre-yacentes, diques, fallas o contorno rocoso; o, (b) permeables, incluyendo cuerpos de aguas superficiales en contacto con el acuífero, superficies en que el agua aflora desde el interior y pozos.

### Líneas de Flujo del Agua Subterránea

En condiciones de borde específicas, las líneas de flujo y las líneas equipotenciales pueden ser trazadas en dos dimensiones, formando una malla de flujo. Las dos familias de líneas conforman una estructura ortogonal de pequeños cuadrados.

---



Si consideramos una porción de la malla de flujo como en la Figura 7,

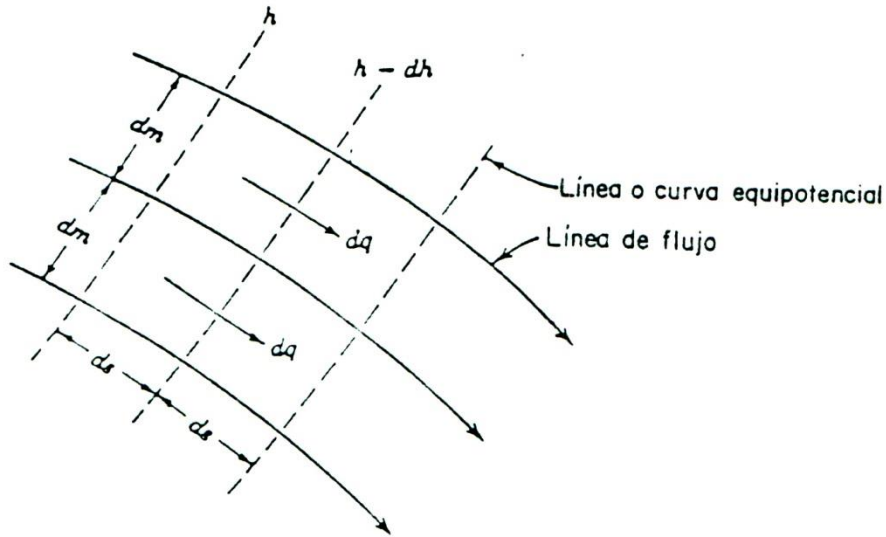


Figura 7. Porción de una malla de flujo ortogonal formada por líneas de flujo y equipotenciales.

el gradiente hidráulico  $i$  está dado por :

$$i = \frac{dh}{ds}$$

y el flujo constante  $dq$  entre dos líneas de flujo adyacentes por :

$$dq = K \frac{dh}{ds} dm$$

para un espesor unitario. Pero para los cuadrados de la malla de flujo:

$$ds \approx dm$$

Por consiguiente:

$$dq = K dh$$

Al aplicar lo anterior a la malla de flujo completa, en que la pérdida de carga total "h" se divide en "n" cuadrados entre dos líneas de flujo adyacentes cualesquiera, se tiene:

$$dh = \frac{h}{n}$$

Si el flujo se divide por las líneas de flujo en "m" canales, el flujo total será:

$$Q = mdq = \frac{Kmh}{n}$$

### Plano de Curvas Equipotenciales

Debido a que no existe un flujo que atraviese un límite impermeable, las líneas de flujo deben ser paralelas a dicho límite. En forma similar, si no existe un flujo que atraviese la superficie freática de un acuífero libre, esta superficie pasa a ser una barrera al flujo. La carga de energía  $h_E$ , o potencial de flujo, es:  $h_E = p/\gamma + z$ , y dejando a la presión atmosférica como referencia cero,  $p = 0$  y  $h_E = z$

Por consiguiente, en condiciones de equilibrio, la elevación en cualquier punto de la superficie freática es igual a la carga de energía, y como consecuencia, las líneas de flujo yacen perpendiculares a las curvas equipotenciales.

Con sólo el nivel de aguas subterráneas de tres pozos, se pueden determinar las curvas equipotenciales y las direcciones del flujo de las aguas subterráneas, como se visualiza en la Figura 8. De las mediciones de terreno de los niveles estáticos en los pozos de una cuenca, se puede pues construir un plano de curvas equipotenciales, en que las líneas de flujo, perpendiculares a las curvas equipotenciales, muestran las direcciones del movimiento como se aprecia en la Figura 9. Un procedimiento similar puede seguirse para las superficies piezométricas en acuíferos confinados.



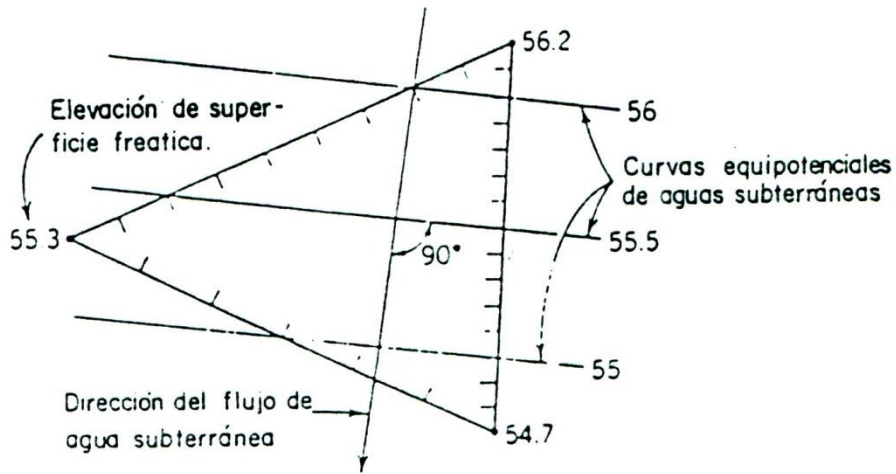


Figura 8. Determinación de las curvas equipotenciales y la dirección de flujo desde los niveles de la superficie freática en tres pozos.

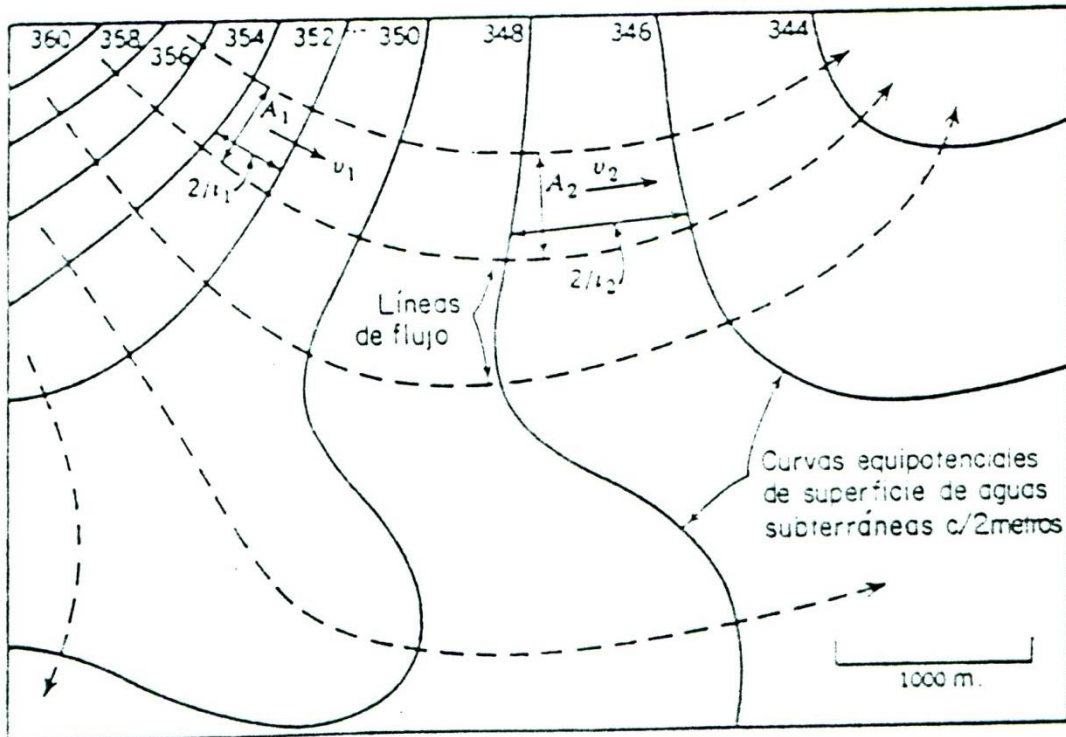


Figura 9. Plano de curvas equipotenciales y líneas de flujo de aguas subterráneas.

ELASTICIDAD DE LOS ACUIFEROSEcuaciones de Equilibrio

El bombeo de un pozo, ya sea desde un acuífero o napa freática o artesisiana, produce un "cono" de depresión cuyo eje central lo constituye la perforación. Dicho cono, en el caso de acuíferos de gran extensión, es en realidad la superficie engendrada por la piezométrica representada en un plano vertical que contenga el eje de la perforación, girando alrededor de dicho eje.

La depresión es la línea piezométrica, la que en el caso de napa freática, coincide con el nivel de agua en ella.

Dicha depresión tiene en realidad dos componentes:

- a) La que produce la "resistencia" encontrada por el agua en la formación que la contiene, o sea la pérdida de carga, que como veremos es proporcional al caudal  $Q$ .
- b) La producida en la entrada al pozo y dentro del mismo, lo que depende evidentemente de las condiciones de construcción, y que en primera instancia podemos asumir aproximadamente proporcional al cuadrado del gasto  $Q$ .

Hagen, Poiseuille y Darcy, aplicando a los acuíferos la condición de que el flujo es proporcional al gradiente hidráulico (experimentalmente logrado), obtuvieron que:

$$Q = T i A \quad (1)$$

Donde:

- $Q$  = Caudal extraído ( $m^3/día$ ).  
 $i$  = Gradiente hidráulico ( $m/m$ ).  
 $T$  = Coeficiente de transmisibilidad ( $m^3/día/m$ ).  
 $A$  = Ancho de la sección de flujo ( $m$ ).

El coeficiente de transmisibilidad, se define como la cantidad de agua en  $m^3/día$  que pasa a través de una franja de acuífero de 1 metro de ancho, que se extiende a toda la altura de flujo, bajo un gradiente hidráulico igual a 1.

Supongamos, por ahora, que la pérdida (b) es despreciable, y que aplicamos la ecuación a un pozo de napa freática.

Si el flujo es radial y laminar,  $T$  es constante y el pozo recibe agua de la totalidad del espesor del acuífero (al cual se supone homogéneo y de área infinita), se obtiene, usando coordenadas cilíndricas en la Figura 10:



$$i = \frac{dh}{dr} \qquad Q = T \cdot \frac{dh}{dr} \cdot 2\pi r$$

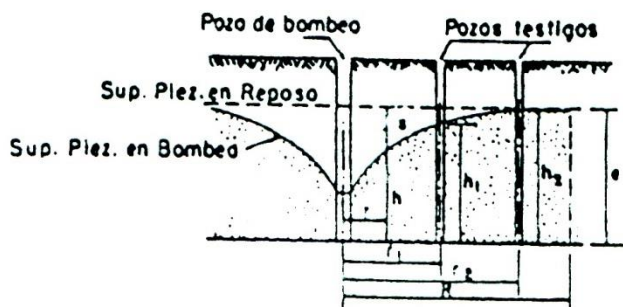


Figura 10.

Integrando entre los límites  $r_1$  y  $r_2$  de los pozos de observación 1 y 2, previa separación de variables, obtenemos:

$$\frac{Q}{2\pi T} \int_{r_1}^{r_2} \frac{dr}{r} = \int_{h_1}^{h_2} dh$$

$$\frac{Q}{2\pi T} \text{Log}_e \frac{r_2}{r_1} = h_2 - h_1$$

Si el espesor total es "e" y llamamos "s" a la depresión:

$$h = e - s \qquad s_1 - s_2 = \frac{Q}{2\pi T} \text{Log}_e \frac{r_2}{r_1} \qquad (2)$$

Esta es la llamada ecuación de equilibrio. Wenzel ha demostrado que todas las otras fórmulas de este tipo son formas modificadas de ella, algunas haciendo uso de  $R = r_2$ , que se define como el valor en el cual la depresión es inalterable.

Se asume en este tipo de ecuaciones, que existe un estado de equilibrio en la curva de depresiones provocada por el bombeo de caudal  $Q$ , o sea que una vez llegado a esos valores de la curva, ésta se mantiene independientemente del tiempo.

Basta ver que el cono de depresión se incrementa en general con el tiempo de bombeo para concluir que, salvo en casos muy especiales, donde el error de asumir equilibrio puede admitirse, la depresión no puede mantenerse independientemente de dicho tiempo, si no hay recarga continua.

Es, pues, necesario que intervenga el tiempo como variable independiente. Además, debe estudiarse el comportamiento de la napa, respecto a su capacidad de alojar agua y las variaciones al tomar otros valores de la carga a la cual está sometida.

### La Fórmula de No Equilibrio

Theis, por consideraciones termodinámicas y Jacob, aplicando únicamente conceptos hidráulicos, desarrollaron una fórmula que, al tomar en cuenta lo expresado referente a las variables a considerar, representó uno de los grandes avances en el estudio de la hidrología subterránea.

De acuerdo a lo ya mencionado, el coeficiente de almacenamiento ( $S$ ) es la cantidad de agua salida de un prisma de  $1 \text{ m}^2$  de sección y altura igual a la del acuífero, cuando la carga piezométrica disminuye 1 metro de columna de agua.

Se comprende que intervengan en  $S$  la compresibilidad del agua y las variaciones de estructura de la formación geológica que la alberga, al sufrir alteraciones la carga a que está sometida.

Consideremos un cilindro hueco, cortado del acuífero artesiano, cuya altura sea igual a la de éste. En la Figura 11 se observa que el radio interior es ( $r$ ), el exterior ( $r + dr$ ).

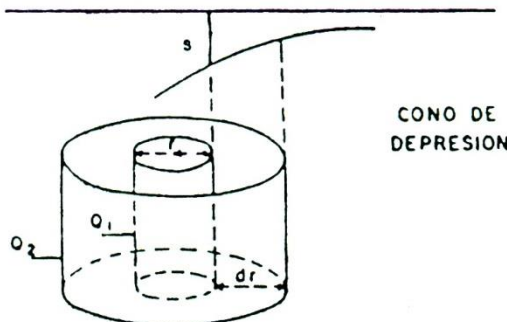


Figura 11.



Si el flujo es radial y el cilindro es concéntrico con el eje del pozo tenemos:

$$Q_1 - Q_2 = \frac{\delta V}{\delta t} \quad (3)$$

(Principio de conservación, siendo V el volumen de agua en la corona cilíndrica o anillo de espesor dr).

El flujo a través de las superficies laterales es respectivamente:

$$Q_1 = I_1 A_1 T = -2\pi r T \frac{\delta s}{\delta r} \quad (4)$$

$$Q_2 = I_2 A_2 T = -2\pi(r + \delta r) T \left( \frac{\delta s}{\delta r} - \frac{\delta s^2}{\delta r^2} \delta r \right) \quad (5)$$

puesto que:

$$I_2 = I_1 + \frac{\delta^2 s}{\delta r^2} dr$$

En razón de la definición del coeficiente de almacenamiento:

$$\frac{dV}{dt} = 2\pi r dr S \frac{\delta s}{\delta t} \quad (6)$$

Sustituyendo (4) (5) y (6) en la ecuación (3), dividiendo por  $2\pi r dr T$  y despreciando diferenciales de orden superior, queda:

$$\frac{\delta^2 s}{\delta r^2} + \frac{1}{r} \frac{\delta s}{\delta r} = \frac{S}{T} \frac{\delta s}{\delta t} \quad (7)$$

Esta es la ecuación diferencial a derivadas parciales, llamada de "no-equilibrio".

La solución de la ecuación debe responder a las siguientes condiciones iniciales y límites:

$$s = 0 \quad \text{para} \quad t \leq 0$$

$$\lim_{r \rightarrow \infty} s = 0 \quad \text{para} \quad t > 0$$

$$r \rightarrow \infty$$

$$\lim_{r \rightarrow 0} \left( r \frac{\delta s}{\delta r} \right) = - \frac{Q}{2\pi T} \quad \text{para} \quad t > 0$$

(Supuesto Q constante, caudal extraído por la bomba instalada en la perforación cuyo eje es el cilindro).

La solución está dada por:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du \quad (8)$$

donde,  $u = \frac{r^2 s}{4t T}$  es un parámetro conveniente (9)

La integral  $\int_u^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du$  se denomina "función de pozo"

designándosela corrientemente por W (u).

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad (9)$$

W (u) es integrada por la serie:

$$W(u) = -0,5772 - \log_e u + u - \frac{u^2}{2 \times 2!} + \frac{u^3}{3 \times 3!} \quad (10)$$

Wenzel ha tabulado los valores W (U) para valores de (u) desde  $10^{-15}$  hasta 9.9.

---



Se ve que conociendo valores de  $r$ ,  $Q$  y  $t$ , puede intentarse obtener los valores  $S$  y  $T$ ; lo que sería muy laborioso con los métodos corrientes.

Uno de los procedimientos adoptados, es escribir las ecuaciones (8) y (9) en la siguiente forma:

$$s = \left[ \frac{Q}{4\pi T} \right] W(u) \quad (11)$$

En un papel logarítmico (abscisas y ordenadas) trazamos las curvas:

$$(13) \quad \left[ \begin{array}{l} W(u) \text{ en función de } u \\ s \text{ en función de } r^2/t \end{array} \right.$$

Observando que los valores encuadrados en los paréntesis rectos son constantes, se encuentra que el  $\log s$  difiere del  $\log W(u)$  en una constante, lo mismo que el  $\log r^2/t$  difiere de  $\log u$  en otra constante.

Es pues evidente, que con un cambio de ejes de coordenadas, podemos obtener la superposición de las curvas (13), manteniendo el paralelismo de dichos ejes.

Obtenida la superposición y elegido un punto de coincidencia, se pueden lograr inmediatamente los valores característicos  $S$  y  $T$  del acuífero, con las ecuaciones (11) y (12).

En suma podemos expresar, como lo dice Ferris, que determinamos las propiedades del acuífero análogamente al procedimiento de determinar las propiedades elásticas de una viga conociendo ciertas deformaciones al someterla a la acción de cargas en algunos puntos.

### Aplicación Práctica

Los valores  $S$  y  $T$ , obtenidos en las condiciones expresadas, nos permiten resolver el problema de determinar el máximo caudal que puede extraerse de un pozo artesiano. En efecto, en un pozo dado podemos conocer con ensayos o determinaciones simples, los siguientes valores:

- $s_0$  = nivel estático de la napa.
- $s$  = máxima depresión posible.
- $t$  = tiempo en días de bombeo continuo.
- $r$  = radio del pozo.

De la ecuación (9) hallamos el valor de  $u$ , puesto que:

$$u = \frac{r^2 s}{4t T}$$

Como tenemos tabulado o expresado en una gráfica, inmediatamente conocemos  $W(u)$  al conocer  $(u)$ .

Entonces: 
$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u)$$

y de allí: 
$$Q = \frac{4\pi Ts}{W(u)}$$

Siendo  $s + s_0$  el llamado nivel de trabajo.

El lector habrá hecho ya, mentalmente, las siguientes observaciones:

- a) Cómo se conoce el verdadero radio del pozo ?
- b)Cuál es la máxima depresión posible ?
- c) No se considera la pérdida de carga de entrada al pozo ?

C. E. Jacob, del U.S. Geological Survey, estudió el problema de determinar el radio "efectivo" del pozo, reconociendo la influencia del prefiltro y del desarrollo durante la construcción (frecuentemente, agregado de gravilla graduada de acuerdo a la naturaleza de la napa alumbrada y acondicionamiento del mismo).

Definió Jacob al "radio efectivo" como la distancia desde el eje de la perforación, hasta el punto en el cual la depresión teórica iguala a la depresión real, en correspondencia con la parte externa del tubo filtro.

En la Figura 12, podemos observar éste concepto y el de pérdida de carga de entrada al pozo, siendo  $r_e$  el radio efectivo y  $h$  la pérdida señalada, que se asume proporcional al cuadrado del caudal  $Q$ .

El valor de  $s$  sería pues:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u) + CQ^2 \quad (14)$$

pudiendo determinarse  $C$  haciendo un ensayo para cierto  $Q$  y  $t = \text{día}$ , por ejemplo.



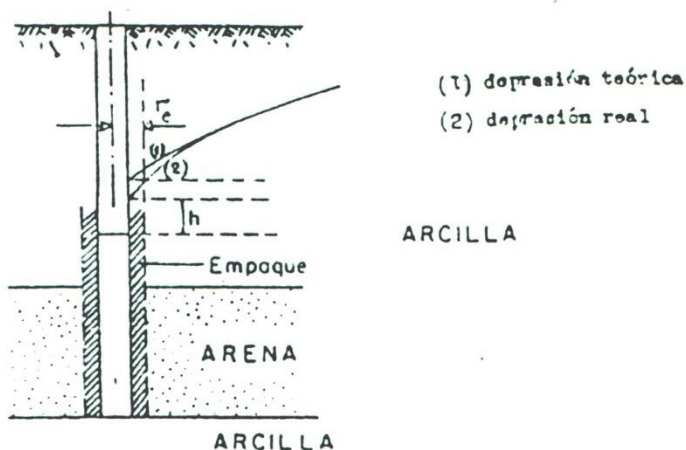


Figura 12.

La máxima depresión posible, depende en cierto modo del criterio del Ingeniero encargado de la explotación de perforación.

No obstante, jamás debe estar el nivel de trabajo a un nivel inferior al de la cota superior de la napa. En efecto, la reducción en espesor saturado del acuífero trae aparejado una menor transmisibilidad  $T$ , siendo fácil probar que  $s$  aumenta. Al aumentar  $s$  vuelve a reducirse  $T$ , lo que trae un proceso "acelerado" de agotamiento de la napa.

De todo lo expresado, es forzoso reconocer que la aceptación del caudal extraído por un pozo basado en un ensayo de bombeo a unas horas de duración y no en el cálculo anterior, puede conducir a una explotación inadecuada que es, frecuentemente, de resultados funestos para la "vida útil" de la perforación.

Otras Consideraciones Sobre Integración de la Ecuación de No-Equilibrio

La ecuación (10) representa una serie convergente. Pero si multiplicamos por  $ue^u$  a la  $W(u)$  tenemos que:

$$u = e^u W(u) = 1 - \frac{1}{u} + \frac{2!}{u^2} - \frac{3!}{u^3} + \dots + \frac{(-1)^{n-1} (n-1)!}{2^{n-1}} + (-1)^n n! u e^u \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u^{n+1}} du \quad (15)$$

El sumando con la integral del 2º miembro de la ecuación (10), es el error que se hace si se toman los  $(n)$  primeros términos de la serie.

$$\sum_{n=0}^{n=\alpha} \frac{(-1)^n n!}{u^n} \quad (16)$$

Como una aproximación del primer miembro. La serie (16) diverge para cada valor de (u); pero el error es positivo o negativo según que (n) sea par o impar, al tomar los términos anteriores a la integral como valor de 1er miembro. Se logra mayor aproximación al tomar 10 términos de la serie (16), que con 40 términos de la serie (10).

Queda, pues:

$$W(u) = \frac{1}{u e^u} \sum_{n=0}^{n=\alpha} \frac{(-1)^n n!}{u^n} + E$$

Siendo E el error expresado por:

$$(-1)^n n! \int_0^{\infty} \frac{e^{-u}}{u^{n+1}} du \quad (17)$$

### Expresiones en Sistemas de Unidades Empleadas Usualmente

Las expresiones  $s = \frac{Q}{4\pi T} \cdot W(u)$

$$u = \frac{r^2 s}{4t T}$$

Se transforma cuando se adoptan las siguientes unidades:

- Q = galones / minuto
- T = galones / día / pie
- s = pies
- r = pies

Si en un sistema consistente de unidades la expresión es la anterior, entonces:

$$u = \frac{1}{4t T} (r^2 S) = \frac{\text{pie}}{4 \text{ seg pie}^3/3} \cdot \text{pie}^2$$

desde que S no tiene dimensiones, por definición.



Entonces (u) tampoco las posee y por consiguiente (en las nuevas unidades):

$$\frac{1 \cdot \text{pie}^2}{4 \cdot \text{día} \cdot \text{gal/día} \cdot \text{pie}} = \frac{\text{pie}^3}{4 \text{ gal}} = \frac{7.5}{4}$$

o sea que el nuevo coeficiente es 1.87.

Análogamente:

$$(s) = \frac{1}{4\pi} \frac{\text{gal/min}}{\text{gal/día} \cdot \text{pie}} = \frac{1}{4\pi} \frac{\text{día}}{\text{min}} \text{ pie}$$

El coeficiente de la expresión de (s) es pues:

$$\text{Entonces: } s = \frac{114.6 \cdot Q \cdot W}{T} (u) \quad (18)$$

$$u = \frac{1.87 r^2 S}{t T} \quad (19)$$

son las expresiones en el sistema de unidades enunciado.

### El Método de las Imágenes

Se ha supuesto, hasta ahora, que el acuífero es de extensión infinita. Aunque algunas formaciones de gran área pueden ser consideradas como cumpliendo prácticamente esa condición, en la generalidad de los casos habrá que efectuar ajustes motivados por la presencia de contornos geológicos reales.

Estos pueden ser: cursos de agua, que aporten perennemente agua a la napa, constituyendo una recarga permanente que modifica el cono de depresión; o bien, fallas en la formación, que deben considerarse como interrupciones abruptas en la continuidad de los aportes al acuífero.

Estos problemas de borde pueden ser convenientemente estudiados aplicando el método de las imágenes de Lord Kelvin, cambiando conceptos electrostáticos por hidráulicos.

Aunque la analogía estricta imposibilitaría la aplicación del método (por ejemplo un río debería considerarse de ancho nulo y atravesando totalmente el acuífero), se pueden hacer estimaciones de gran valor que luego se confirmarán por observación directa, ya sea geológica o hidráulica.

En la Figura 13 si no existieran problemas de condiciones de borde, el cono de depresión sería simétrico. Si a una distancia  $D$  existe un río cuyo nivel determinará el del cono de depresión, el cono teórico debe ser modificado de modo que el nivel en el punto  $P$  sea el del pelo de agua del río.

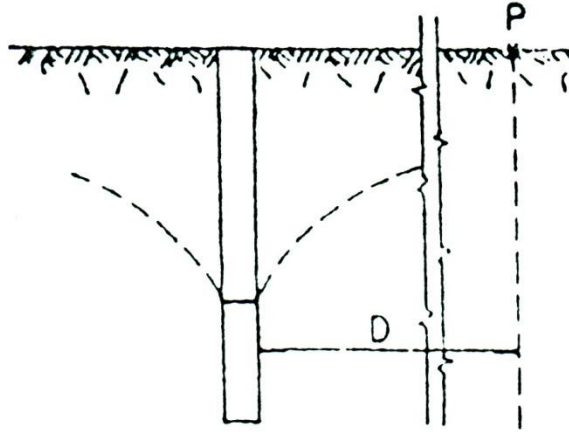


Figura 13.

Para lograrlo, suponemos que el efecto del río es equivalente al de un "pozo imagen" distante  $D$  del punto  $P$ , pero en sentido opuesto al de la perforación. Desde que ese pozo imagen no extrae agua de la formación sino que la introduce, debe ser un pozo invertido, con un cono de "impresión" en lugar de un cono de depresión.

La Figura 14 demuestra su operación, haciendo que la suma algebraica de los conos de depresión o impresión produzcan el cono real o resultante de depresión.

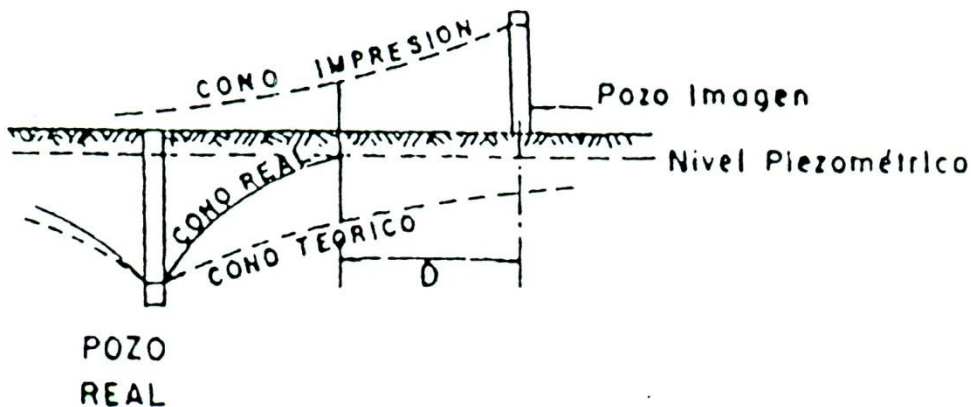


Figura 14.



En el caso de que en el punto P hubiera una falla o formación impermeable, en lugar de un pozo imagen invertido habría un pozo que produciría un cono de depresión. El cono real resultante tendría así en la vertical del punto P una derivada nula, como corresponde, ya que no habría afluencia de agua desde la formación impermeable.

Si hubiera más de una falla, habría que realizar la superposición de conos de depresión de los diversos pozos imágenes, de tal modo que se cumpliera la condición de que no hubiera afluencia de agua a través de las barreras impermeables. Para lograr ésto, a los pozos imágenes primarios, habrá que agregar pozos imágenes secundarios, etc., hasta que prácticamente la derivada de la sección del cono de depresión real, en correspondencia con las barreras impermeables, sea nula (ver Figura 13).

#### Determinación de la Ubicación de los Pozos Imágenes

Jacob ha demostrado que para valores de (u) suficientemente pequeños, la serie W (u) (10) se reduce a:

$$W(u) = -0.5772 - \log_e u \quad (20)$$

Reemplazando en (8) obtenemos:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} (-0.5772 - \log_e u) \quad (21)$$

o sea, puesto que:

$$u = \frac{r^2 S}{4t T}$$

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \left( \log_e \frac{4Tt}{r^2 S} - 0.5772 \right) \quad (22)$$

la que en diagrama semilogarítmico es una recta.

Aplicando ésta ecuación a medidas realizadas en un pozo a distancia (r) fija, desde el pozo donde se extrae el caudal Q, se tiene en el tiempo  $t_1$ :

$$s_1 = \frac{Q}{4\pi T} \left( \log_e \frac{4T t_1}{r^2 S} - 0.5772 \right) \quad (23)$$

(Ver Figuras 14 y 15).

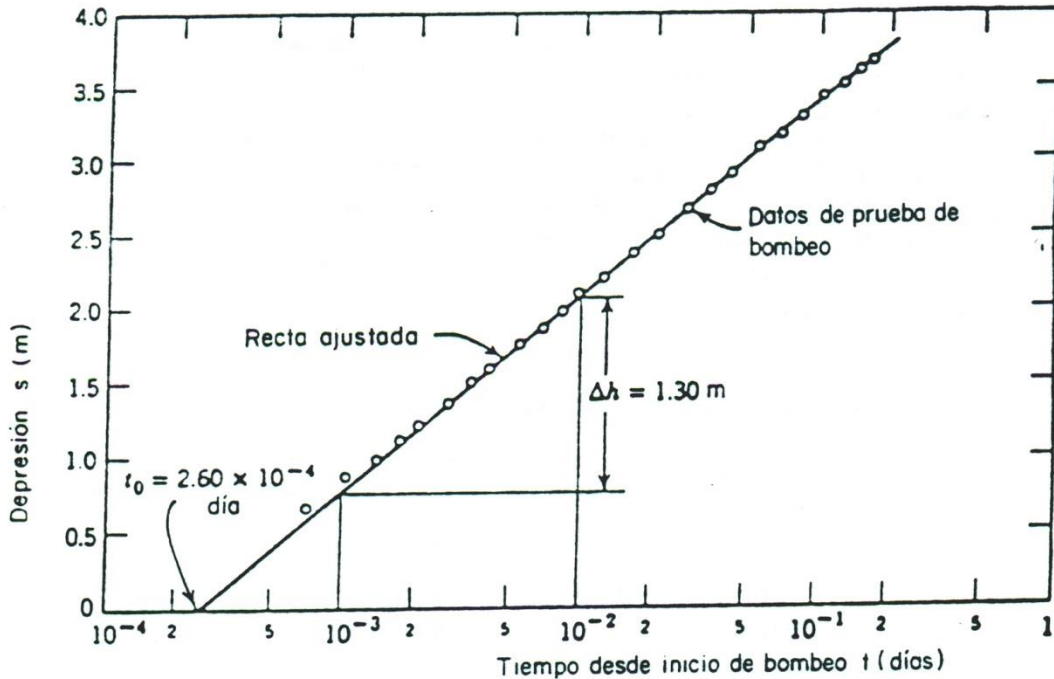


Figura 15. Método de Jacob para soluciones de ecuación de no-equilibrio

y en el tiempo  $t_2$ :

$$s_2 = \frac{Q}{4\pi T} \left( \log_e \frac{4T t_2}{r^2 S} - 0.5772 \right) \quad (24)$$

sustrayendo (24) de (23) se obtiene:

$$s_2 - s_1 = \frac{Q}{4\pi T} \log_e \frac{t_2}{t_1} \quad (25)$$

Resulta así que  $\Delta s / \Delta t$  es independiente de la distancia a la cual se encuentra el pozo de observación.

Supongamos que, en cierta distancia  $D$ , el acuífero se ve cortado por un curso de agua que recarga continuamente el mismo.



Asumimos además, que en el pozo A se extrae un caudal Q. En un pozo testigo, a distancia (r) habrá una depresión:

$$s_1 = \frac{114.6}{T} Q \left( -0.5772 - \log_e \frac{1.87 r^2 S}{tT} \right)$$

siempre que no estuviera el río y que el acuífero fuera infinito, homogéneo e isótropo.

Aplicando el principio de superposición a la ecuación de no equilibrio:

$$\frac{\delta^2 s}{\delta r^2} - \frac{1}{r} \frac{\delta s}{\delta r} = \frac{S}{T} \frac{\delta s}{\delta t}$$

se ve que las deducciones hechas para derivarla se mantienen aún cuando varían las condiciones de borde si existe más de un pozo actuando sobre las (s).

Un pozo a distancia (D) del río, aportando agua al acuífero produce una solución de la ecuación cuando se la superpone a la solución teórica y además la suma algebraica de las (s) satisface las condiciones de borde para todo (t).

En consecuencia, podemos sustituir el río por el pozo imagen señalado a distancia (D) (Figura 16).

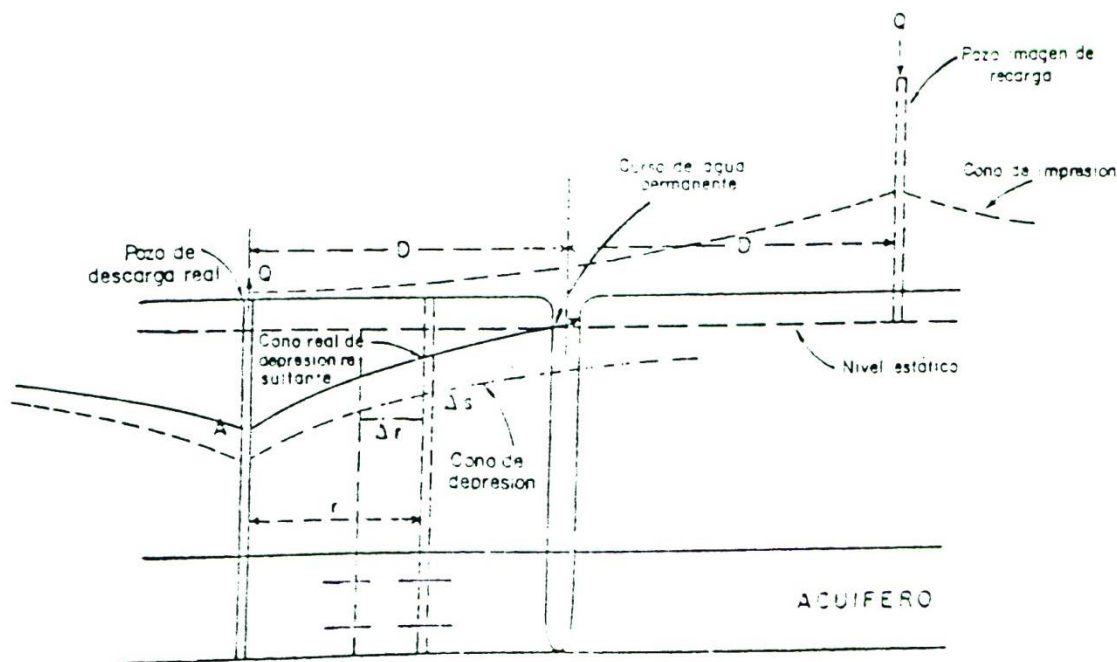


Figura 16.

Para determinar la distancia (D) podemos escribir las ecuaciones simplificadas:

$$s_1 = \frac{114.6 Q}{T} \left( -0.5772 - \log_e \frac{1.87 r^2 S}{t T} \right) \quad (26)$$

$$s_2 = \frac{114.6 Q}{T} \left( -0.5772 - \log_e \frac{1.87 (2 \cdot D - r)^2 S}{t T} \right) \quad (27)$$

En todo  $t > t'$ , ( $s_2$ ) será la corrección que el pozo imagen produce en la depresión teórica ( $s_1$ ). Por tanto, midiendo ( $s_2$ ) en el diagrama y para el correspondiente ( $t_c$ ) se puede hallar (D), desde que Q, S, T y r son conocidos. Además, si se aplica el método de hacer  $s = 0$  para calcular S en ambos casos, puesto que S y T deben ser los mismos, resulta:

$$S = \frac{0.3 T \text{ toq}}{r^2} = \frac{0.3 T t'}{(D+D-r)^2} \quad (28)$$

o sea:

$$\frac{\text{toq}}{r^2} = \frac{t'}{(2D-r)^2} \quad (29)$$

de donde también puedo deducir el valor de (D).

En el caso de tener una falla impermeable, en lugar del río debe cumplirse la condición de borde:

$$\frac{\delta s}{\delta r} = 0 \quad \text{para} \quad r = D \quad \text{y} \quad \text{todo} \quad (t)$$

Entonces, derivando la ecuación general con un pozo imagen superpuesto, se tiene:

$$\frac{\delta(s_1 + s_2)}{\delta r} = \frac{114.6 Q}{T} \frac{2}{D} - \frac{114.6 Q}{T} \frac{2}{2D - r} \quad (30)$$

que será igual a cero para  $D = r$  y todo (t).

La determinación de (D) se hace análogamente al caso anterior.



**El Método de Lang**

S.M. Lang ha indicado un método para determinar la distancia de los pozos imágenes, aplicando la curva tipo W(u). Lang indica, en primer lugar, que una frontera o contorno geológico, revelará una curva de datos que se aparta de la curva tipo, cuando se traza en un diagrama a superponer con dicha curva tipo.

Los primeros puntos de la curva de datos, que reflejan sólo los efectos del bombeo, coincidirán con la curva tipo, mientras aquellos afectados por la frontera se apartarán de ésta curva.

Toda desviación que denote un incremento en la razón de abatimiento, es el resultado de una falla o barrera que no aporta agua (equivalente en efecto a un pozo imagen que descarga), mientras una desviación que indique una disminución en la razón de abatimiento, refleja una frontera del tipo de recarga (equivalente en efecto a un pozo imagen que recarga).

Gráficamente se puede entonces determinar las desviaciones y obtener una nueva curva llamada de "desviaciones".

Si se trata de una sola frontera, la curva de desviaciones coincidirá, en alguna parte, con la curva tipo.

En el caso que no coincida, habrá una nueva frontera y nuevos pozos imágenes para describir la formación.

**El Método de la Curva de Recuperación**

Se puede observar que, si al cabo de un período de bombeo de un pozo, se detiene dicho bombeo, se obtiene una sucesión de valores de los abatimientos o depresiones, en función del tiempo t' que transcurre desde la detención del bombeo, los cuales dan una curva que sugiere su relación con las propiedades elásticas del acuífero.

Theis supone que las condiciones son las mismas, en cualquier instante de la recuperación del nivel en el pozo, que los que se obtendrían si la descarga hubiera continuado (o sea que hubiera continuado el bombeo), pero que un pozo de recarga, con el mismo caudal, hubiera sido superpuesto en el instante en el cual el bombeo se detuvo. Entonces:

$$S_w = \frac{1146 Q}{T} \left[ \int_{\frac{t T}{187r^2S}}^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du - \int_{\frac{t' T}{187r^2S}}^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du \right] \quad (31)$$

sw es el llamado abatimiento residual o depresión residual. Desde que (r) es pequeño, si t' no es muy pequeño, podemos substituir la integral por los primeros términos de la serie (simplificación de Jacob) y obtener:

$$sw = \left[ \frac{114.6 Q}{T} \left[ -0.5772 - \log_e \frac{K}{t} - \left( 0.5772 - \log_e \frac{K}{t'} \right) \right] \right]$$

De consiguiente:

$$sw = \frac{114.6 Q}{T} \log_e \frac{t}{t'} = \frac{264 Q}{T} \log_{10} \frac{t}{t'} \quad (32)$$

En un diagrama semilogarítmico, es la ecuación de una recta que pasa por el origen, llamando origen al par de valores.

$$\log_e \frac{t}{t'} = 0 \quad sw = 0$$

o sea:  $\frac{t}{t'} = 1 \quad sw = 0$

Cuando el período de recuperación es largo  $\frac{t}{t'} \rightarrow 1$ .

Un estudio de curvas de recuperación demuestra que no siempre cuando  $\frac{t}{t'} \rightarrow 1 \quad s_w \rightarrow 0$ . De hecho pueden

presentarse tres casos, los cuales están representados en la Figura 17.

En el caso (1) existe una depresión residual cuando t/t' se aproxima a 1. Esta situación ocurre en el caso de un acuífero de extensión limitada sin recarga inmediata, donde la influencia de la cantidad de agua bombeada resulta en un abatimiento permanente del nivel estático.

En el caso (2) hay una cierta recarga durante el período de bombeo con el resultado que se alcanza el nivel estático original en un período de recuperación relativamente corto, bastante antes que t/t' se aproxime a 1.



El caso (3), que muestra cierto desplazamiento de la recta de depresión residual, puede deberse a una variación del coeficiente de almacenamiento (S), el cual generalmente no presenta el mismo valor que el obtenido por las curvas de bombeo, debido a cierta resistencia del acuífero.

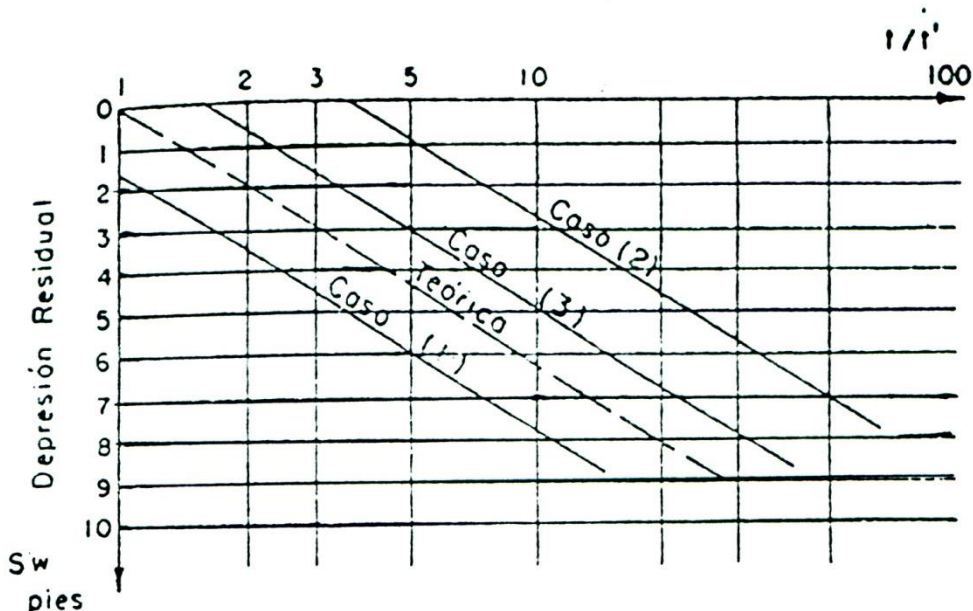


Figura 17.

#### DETERMINACION DEL CAUDAL DE EXPLOTACION SEGURA

Una cuenca subterránea debemos entenderla como una gran reserva de agua, o como un conjunto de almacenamientos de agua en el subsuelo, que por sus interconexiones se afectan unos a los otros.

La "extracción límite" de una cuenca, es la máxima cantidad de agua que puede extraerse de una cuenca, en un determinado período de tiempo, sin producir resultados indeseables.

Esta definición no sólo comprende el balance de aguas que entra y sale de la cuenca subterránea en ese período de tiempo, sino que implica consideraciones económicas, de calidad de aguas y legales.

Factores que inciden en la extracción límite, son:

- a) La cantidad de agua media anual que entra en la cuenca, cuya utilización está determinada por las características físicas de la misma y por la razón o velocidad de movimiento del agua, desde la zona de recarga a la zona de descarga.

- b) El nivel de aguas cuyo descenso por el bombeo puede hacer antieconómica la explotación del acuífero.
- c) El deterioro de la calidad del agua, por extraer mediante bombeos de aguas de acuíferos, o cuerpos de agua de inferior calidad o de calidad, no adecuada a los fines que se desean.
- d) Los derechos sobre utilización de aguas establecidas.

Los estudios básicos de terreno y los de gabinete, necesarios para determinar el balance general hidrológico de una cuenca, representan una combinación de las técnicas que se han esbozado precedentemente.

Con el objeto de facilitar la recopilación de los datos básicos y las investigaciones, se agrega a continuación una lista de los mismos, lo cual puede ser útil para el cuerpo técnico encargado del estudio del desarrollo de una cuenca subterránea.

### Datos Básicos

#### 1. Investigación Geológica

- 1.1 Determinación de rocas de superficie
- 1.2 Origen de las formaciones. Edad. Historia geológica.
- 1.3 Posibilidad de almacenaje. Fallas.
- 1.4 Recargas de acuerdo a lo anterior. Areas posibles.
- 1.5 Planos de distribución de rocas en la superficie. Planos de cartas geológicas (en dos direcciones mínimo).

#### 2. Investigación Geofísica

- 2.1 Sondeos en profundidad, según línea elegida.
- 2.2 Secciones transversales a elegir, profundidad fija.
- 2.3 Comparación con perfiles conocidos.
- 2.4 Interpretación de sondeos por método de Tagg o similar.
- 2.5 Análisis comparativo de datos geofísicos y geológicos.

#### 3. Investigación Hidrológica

- 3.1 Reconocimiento de pozos existentes y datos de los mismos.
- 3.2 Curvas de nivel estático, de cada una de las formaciones acuíferas reconocidas.
- 3.3 Configuración normal de la explotación del acuífero, con curvas de niveles de agua dinámicos.
- 3.4 Flujo de cursos superficiales. Determinación de descargas y recargas del acuífero por el curso superficial.
- 3.5 Recolección de datos pluviométricos.
- 3.6 Experiencias y determinaciones de evapotranspiración.



#### 4. Investigación Geoquímica

- 4.1 Determinación de un análisis de aguas de diversos pozos en el acuífero.
- 4.2 Representación de las aguas (diagrama de Piper, Sholly, etc.)
- 4.3 Determinación de zonas de recarga con índice Geoquímico.
- 4.4 Curvas de diversos parámetros químicos (isobarario, isocloruros, isocalcio-magnesio, etc.)
- 4.5 Uso de trazadores de diversos tipos (químicos, isotópicos).

#### 5. Investigación Directa

- 5.1 Ejecución de perforaciones en sitios de exploración.
- 5.2 Estudios topográficos de correlación.
- 5.3 Realización de pozos testigos de observación.
- 5.4 Ejecución de ensayos de bombeo y observaciones de abatimiento y recuperación de agua en pozos.

### Estudios de Gabinete

#### 1. Caracterización del Acuífero

- 1.1 Determinación de coeficientes elásticos en diversas zonas del acuífero.
- 1.2 Determinación de condiciones de borde y relación con los datos básicos.
- 1.3 Estudio de bombeos máximos y relaciones con tiempos de explotación.
- 1.4 Variación de condiciones de bombeo y de explotación general, sin recargas.

#### 2. Balances Hidrológicos

- 2.1 Determinación de flujo normal de aguas desde zonas de recarga a las de descarga.
- 2.2 Extracción del almacenaje en explotaciones previstas, teniendo en cuenta condiciones de borde.
- 2.3 Balance general en cada uno de los casos.

### Ecuación de Balance Hidrológico

Esta ecuación se puede expresar, mediante términos comprensibles en sí mismos, de la siguiente manera:

(Abastecimiento superficial + Abastecimiento subsuperficial - Precipitación + Agua importada + Decrecimiento de Almacenamiento superficial + Decrecimiento de almacenamiento subterráneo) = (Salidas de agua superficial + Salidas de agua subsuperficial + Agua exportada + Incremento de almacenamiento

---

superficial + Incremento de almacenamiento subterráneo + Consumo por evapotranspiración)

En general, no conviene determinar uno de los términos mediante el uso de la ecuación si se determinan los otros, ya que los errores pueden ser de magnitud superior al término incógnita.

Determinación de la Extracción Límite

Si los factores b) c) y d) no son los que gobiernan la extracción límite, ésta puede ser determinada por uno de los siguientes métodos.

- Método de Hill

Si en una gráfica colocamos como abscisas las extracciones medias anuales de una cuenca subterránea y en las ordenadas el cambio anual de elevación de la piezométrica media (el cual puede ser positivo o negativo); resultará una línea recta si el abastecimiento de agua a la cuenca es razonablemente constante en esos años.

La extracción correspondiente al cambio nulo corresponderá, como es fácil ver, a la extracción límite.

En la Figura 18 se puede apreciar la aplicación del método de Hill a una cuenca subterránea.

Otros métodos como el de Harding y el basado en la fluencia específica, se aplican sólo a acuíferos no confinados.

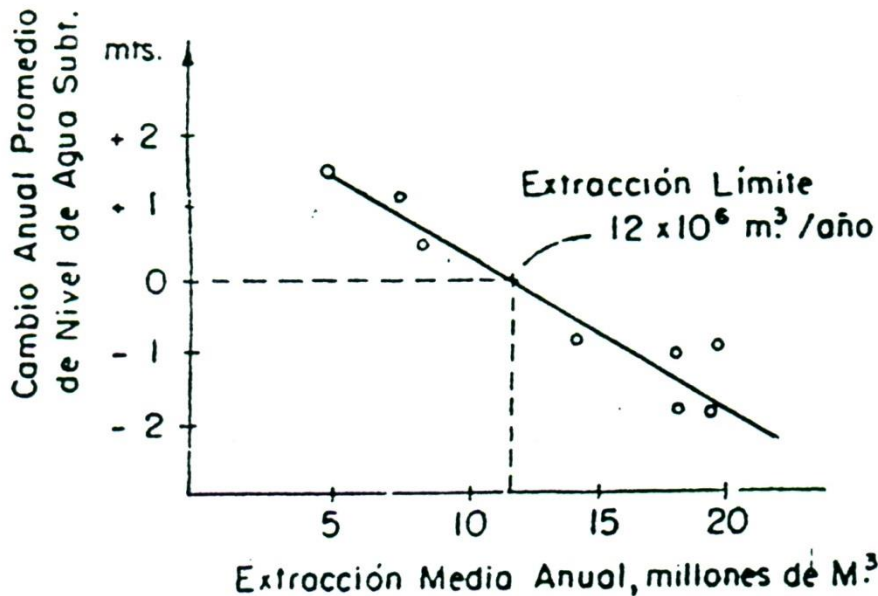


Figura 18.



- Método de Simpson

Este método es aplicable a acuíferos costeros en contacto con agua salada. En la Figura 19, que se observa a continuación, (a) representa condiciones de extracción, que no producen intrusión de agua salada según una cuña como la que se observa en (b). Se puede apreciar que en (b) hay un "canal" formado en la piezométrica.

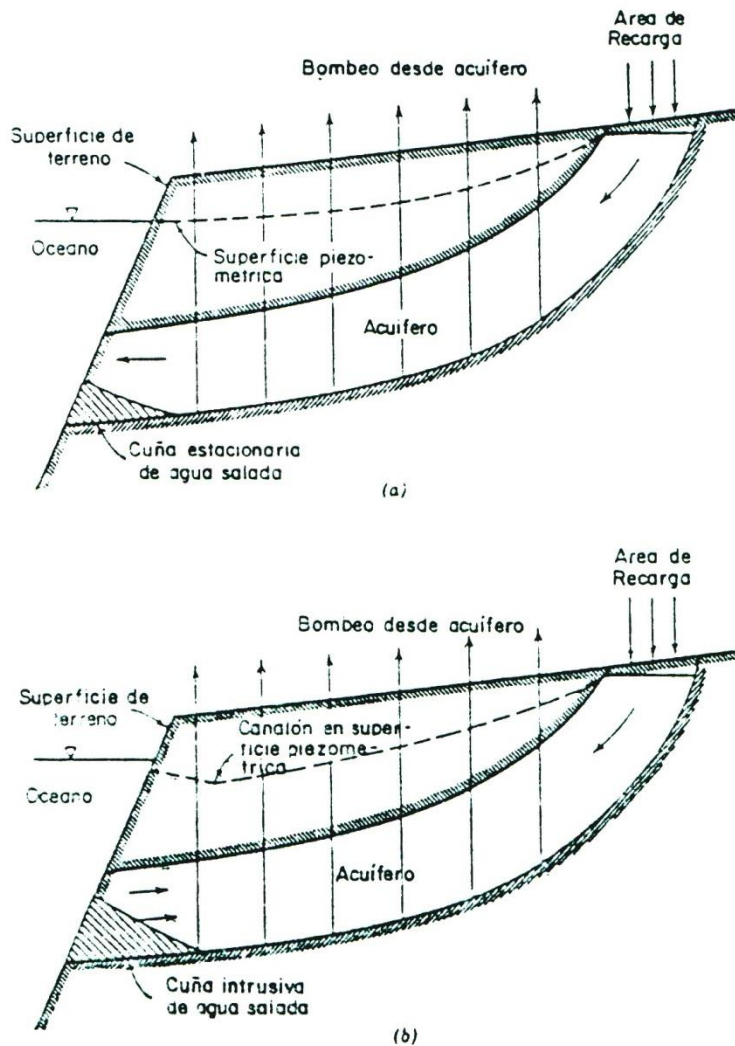


Figura 19. Ilustraciones de (a) explotación segura y (b) condiciones de sobre explotación en un acuífero confinado que intercepta la costa.

Mediante aplicación de la ecuación de Darcy a la condición (b), previa determinación de las posiciones de la cuña y del canal de la piezométrica, se tiene:

$$K A = \frac{Q}{(h/L)b}$$

donde:

- Q : es el caudal extraído por los pozos en el lado de tierra del canal de la piezométrica.  
 KA : es el producto de la permeabilidad por el área transversal del acuífero.

(h/L)b: pendiente de la piezométrica del lado de tierra.

Determinado (KA), la extracción límite resulta de una nueva aplicación de la ecuación, pero con el valor de (h/L) a tal que conforme a la condición (a). Así se tiene:

$$\text{Ext. Límite} = (KA \cdot \frac{(h)}{L}) a$$

Es evidente que (h/L) a está dado por el nivel de océano y por el nivel de la zona de recarga.

Este método puede aplicarse al caso que, por consideraciones legales, un acuífero interno (no costero) no pueda extraer agua de un acuífero adyacente.

#### - Variación de la Extracción Límite

Cualquier cambio, natural o provocado, en las condiciones asumidas para la determinación de la extracción límite pueden hacer variar el valor de ésta.

Entre las variables que inciden en la modificación del valor determinado de la extracción límite se cuentan:

- 1) Hundimiento de la tierra.
- 2) Posición de pozos.
- 3) Cambios en la vegetación.
- 4) Urbanización y colectores.
- 5) Propósito del uso del agua.
- 6) Relación entre transmisibilidad y pendiente de la piezométrica.

De estos factores, quizá sólo debe explicarse el último.



Supongamos un acuífero confinado, con el área de recarga alejada del área de bombeo, y con una transmisibilidad relativamente baja. Aún cuando una extracción alta aumente la pendiente de la piezométrica, puede suceder que en razón del bajo valor de T, no hay suficiente flujo para el balance hidrológico. Ello puede entonces, producir una modificación de la extracción límite, si para su cálculo no se determinó el valor de T.

### OBRAS DE CAPTACION DE AGUA SUBTERRANEA

Un pozo de agua es un hoyo o pique, generalmente vertical, excavado en la tierra para extraer aguas subterráneas hacia la superficie. Ocasionalmente, los pozos sirven para otros propósitos, como exploración y observación de la sub-superficie, recarga artificial, y eliminación de residuos sanitarios o industriales líquidos.

Existen muchos métodos constructivos de pozos, dependiendo del objetivo que tendrá el agua alumbrada, la cantidad de agua requerida, profundidad del agua subterránea, condiciones geológicas y factores económicos.

#### Pozos Profundos

Los pozos profundos son generalmente de más de 20 metros de profundidad y su diámetro fluctúa generalmente entre las 4 y las 20 pulgadas. Este diámetro, que dependerá del caudal a extraer y de la profundidad de perforación, varía en forma "telescópica", disminuyendo al profundizarse.

Los pozos profundos pueden ser construidos por el método rotativo o por el método de percusión. Los méritos relativos de los métodos de perforación son variables. Ninguno de ellos es superior al otro en lo absoluto sino que, según los casos, es recomendable uno u otro. El método rotativo consiste en una serie de herramientas rotativas adecuadas, que cortan y desmenuzan las formaciones rocosas en pequeñas partículas. El equipo consta de una torre o "derrick" rotativa, que permite girar el conducto de perforación y el trépano, bombas para manejar el fluido de perforación y los motores para maniobrar el equipo a medida que la tubería de perforación y trépano roten y ejecuten la perforación.

El lodo de perforación se bombea a través del conducto que pasa por las aberturas del trépano y sale, en la parte superior de la perforación, pasando por el espacio que queda entre la tubería de perforación y la barra del pozo.

En el método de percusión, el agujero es formado por la acción percutora y cortante de un trépano, que alternativamente se levanta y se deja caer. Este trépano tiene forma bise-



lada y a medida que progresa la perforación se corta y desmenuza la formación en pequeños fragmentos. Esto necesita de la acción de las herramientas o "Sarta", que dan peso y alineación. Se mezcla así el material aflojado en un lodo, que se remueve del pozo a intervalos por una cuchara.

El tipo de equipo previamente citado se llama rotativo o directo. Existe una variación que se denomina rotatorio inverso el cual sólo se diferencia del anterior, en el hecho de que la circulación de los lodos de perforación se efectúa en sentido inverso, o sea del pozo de lodos el fluido de perforación desciende en éste por acción de la gravedad, y en el fondo es succionado por la tubería de perforación arrastrando conjuntamente el residuo de la formación. El trépano en éste caso es diferente al de la rotativa directa y prácticamente sólo remueve el material, elevándolo con los lodos en su tamaño íntegro.

### Elección del Método de Perforación

Hay varios factores a considerar antes de decidirse sobre el método particular de ejecución de perforación, los principales son:

- a) Diámetro del pozo.
- b) Profundidad del pozo.
- c) Formaciones geológicas a ser penetradas.

Si la geología del área es conocida, puede planearse con anticipación la perforación a ejecutar. Esto es en todos los casos conveniente y se recomienda efectuar un proyecto previo completo de pozo, en función del cual se elige el método de perforación. Algunas indicaciones sobre selección del método son las siguientes:

1. En formaciones sedimentarias con preponderancia de materiales finos, el método rotativo es preferible al método de percusión. Sin embargo, es más fácil obtener buenas muestras de las formaciones atravesadas por el método de percusión que por los métodos rotativos citados. Debe hacerse notar que, en formaciones extremadamente duras, se ha empleado con cierta frecuencia máquinas rotativas con trépano de diamante, las cuales extraen un núcleo cilíndrico de la formación que no presenta alteraciones, en la mayoría de los casos.
2. El método de percusión se prefiere en los casos en que se perfora a través de formaciones en que abundan los bolones y el ripio grueso, con formaciones altamente permeables. La razón es que si se empleara el método rotativo, el fluido usado puede desaparecer en este tipo de formación,



aunque en algunos casos pueda usarse el método con ciertos agregados al fluido, como ser: arcillas o materiales fibro-especiales.

3. En los casos donde existen conglomerados del tipo glacial o depósitos aluvionales con trozos de roca mezclados, se prefiere el método de percusión, pero habrá dificultades con cualquier método elegido.
4. En rocas sedimentarias duras, tales como calcáreas, dolomitas, areniscas cementadas, el método rotativo se dificultaría en los primeros metros perforados, porque el peso de la herramienta, generalmente, no es suficiente para el trabajo a efectuar.

El método de percusión, sin embargo, tiene la misma velocidad de perforación a todas las profundidades de éste tipo de materiales. Lo mismo podrá decirse de rocas metamórficas o ígneas.

5. La máquina rotativa se emplea en formaciones de escasa cementación y granulometría fina y con profundidades no mayores de 150 metros.

#### Ejecución de Perforaciones por el Sistema Rotativo

La máquina rotativa citada (Figura 20), es un equipo usualmente transportable, que consta de una plataforma de perfiles de acero, sobre la cual se ajusta una torre o mástil, generalmente construida en dos secciones, la cual en su extremo superior tiene instaladas varias poleas por medio de las cuales (usando cables) se realizan las maniobras de izado de herramientas y tuberías de perforación. En la base de la torre se encuentra instalada la llamada mesa rotatoria, la cual es concéntrica al eje del mástil y cuya finalidad es transmitir un movimiento de rotación a la tubería de perforación y por consiguiente a la broca o trépano, instalado en la parte inferior de ésta. La mesa rotatoria tiene en su parte inferior un dado que ajusta a la parte superior de la tubería de perforación. Este dado es de sección hexagonal o rectangular y el tramo superior, llamado Kelly, de la tubería de perforación se ajusta a él, pudiendo desplazarse longitudinalmente. El extremo superior del Kelly, se une a una pieza especial de junta giratoria de tubería, denominada comúnmente "Swivel", el cual se ajusta a la manguera de lodos, que proviene de la bomba de circulación de fluidos. El lodo pasa así, a través del Kelly que es hueco, y sucesivamente a través también, de la tubería de perforación y trépano, retornando, como antes se dijo, a la parte superior de la perforación, por el espacio que queda entre la tubería y la pared del pozo.

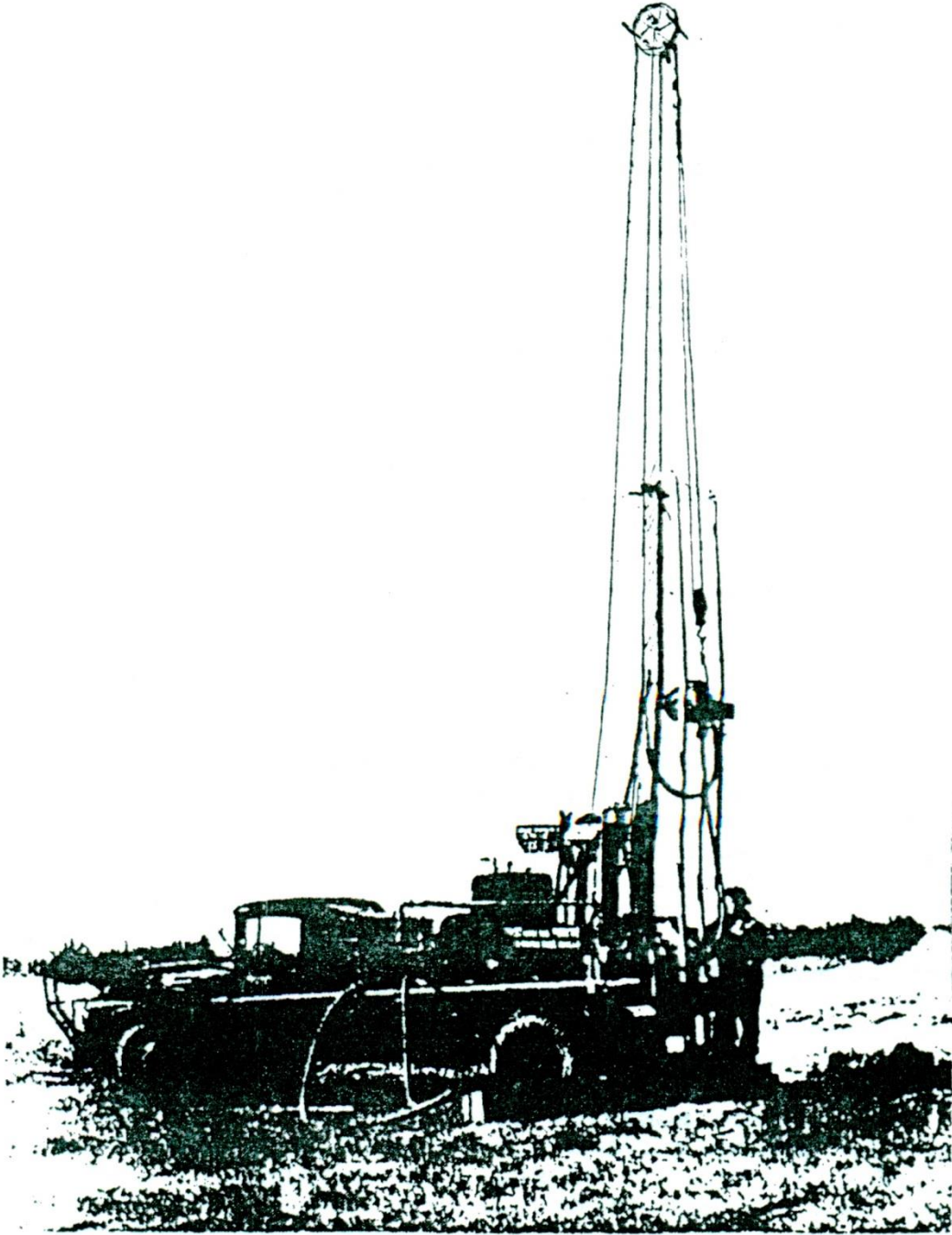


Figura 20. Máquina perforadora a rotación autotransportable.



El equipo necesario consiste en:

- a) Barras de perforación. La barra de perforación es un tubo de acero sin costura capaz de sufrir deformaciones elásticas considerables y está sujeto, principalmente, a torsión. Se utiliza también lo que se llama un collar de perforación, que se une encima del trépano para darle peso al mismo.
- b) Trépanos. El trépano se atornilla a la parte inferior de la barra de perforar. La elección del tipo de trépano depende de la naturaleza de la perforación a ser realizada y de la experiencia y habilidad del perforador. La penetración y velocidad de rotación del trépano debe ser controlada para evitar tensiones en exceso de la resistencia torsional de las barras de perforación. El trépano no debe cortar la formación más rápido que lo que el fluido circulante es capaz de remover. En la Figura 21 se puede ver los trépanos del tipo "Cola de Pez", de "Tres Alas" y "Piloto", los cuales no pueden cortar formaciones muy duras, aunque el último nombrado es mejor en formaciones más duras que los dos anteriores. El "Cola de Pez" no debería aplicarse en arenas cementadas o que contienen fragmentos de rocas sueltas. En formaciones semiconsolidadas es mejor el de "Tres Alas", en rocas duras se usan normalmente los trépanos "Tri-Cono" o "Rodadura" (Roller) (Figura 21).

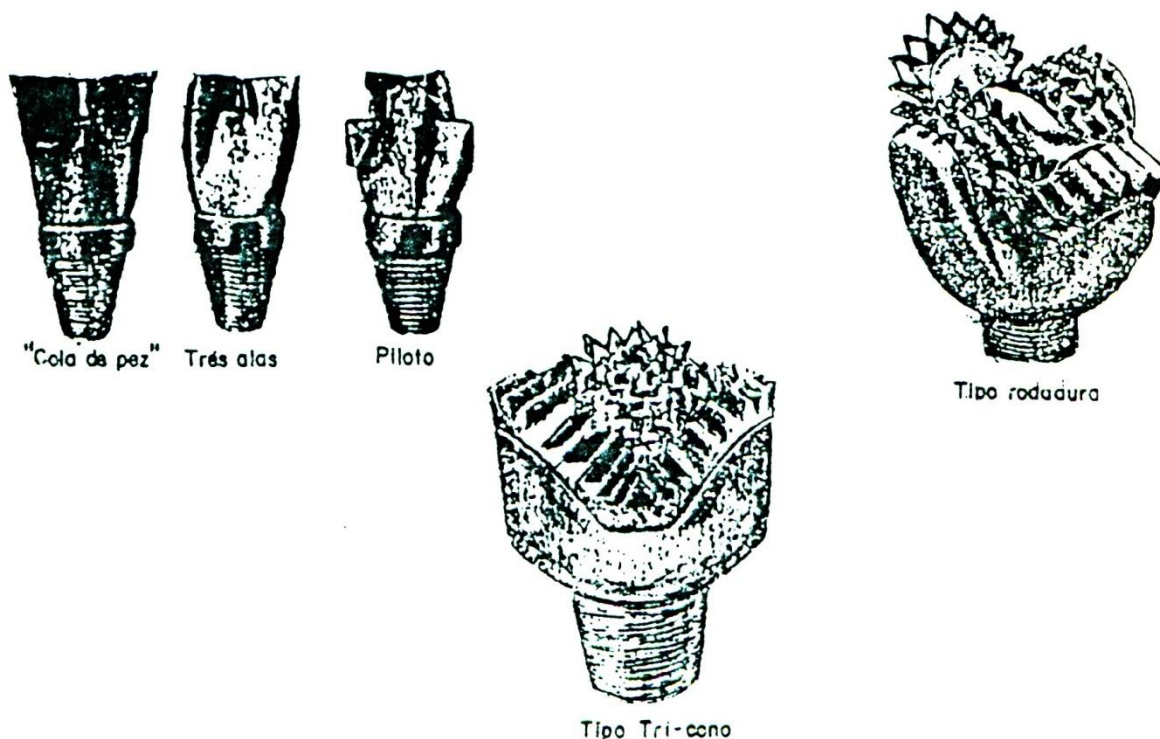


Figura 21.



- c) Cables. El cable de perforar es normalmente de 1/2" de diámetro teniendo 18 haces de 7 alambres cada uno. Los 12 haces externos son corridos en una dirección y los 6 internos en la opuesta.

La línea de arena tiene normalmente 3/8" de diámetro. Está hecha de 6 haces de 19 alambres cada uno, arrollados helicoidalmente alrededor de un centro de cáñamo.

### Sistema de Circulación de Lodos

La bomba generalmente empleada, es una reciprocante tipo dúplex, con cilindros de camisas removibles. El fluido de perforación va desde la perforación, a un pozo de sedimentación, donde las formaciones de roca sedimentarán y de allí a un segundo pozo, donde sedimentan partículas menores. El segundo pozo tiene normalmente 1.20 metros de ancho por 1.50 metros de largo y alrededor de un metro de profundidad.

El primer pozo tiene normalmente unos 0.50 metros de ancho, un metro de largo y alrededor de 0.60 metros de profundidad.

El extremo de succión de la bomba se conecta con el pozo principal, cuidando que el chupador no quede muy cerca del fondo. El fluido de perforación usado en las máquinas rotativas, es por lo menos 10 veces en volumen del que se usa en las máquinas operadas por el sistema de percusión. Como un ejemplo, la cantidad de agua usada en perforar pozos de 5" puede variar de 15 a 150 lts/por metro perforado. El fluido puede consistir en una mezcla de arcilla y agua. La arcilla puede ser natural o una combinación de natural y comercial. La comercial es generalmente una bentonita y cada 50 kilos de esa bentonita pueden hacer hasta 1,000 litros de fluido de perforación. Si sólo se emplea arcilla natural, probablemente se obtenga la cuarta parte de fluido de perforación.

Hay usualmente una ligera pérdida de fluido de perforación. Cuando ésta pérdida se vuelve excesiva (por ejemplo 10 litros por minuto en un pozo de 5") debe anotarse cuidadosamente la profundidad y extraer muestras. Si hay un incremento del fluido de circulación, es probable que se haya encontrado una formación de agua artesiana con presión hidrostática mayor que la columna de lodos en el pozo.

### Ejecución de Perforaciones por el Sistema de Percusión

La máquina perforadora de percusión consiste esencialmente de un mástil o torre, una doble línea de elevación, una línea de operación de las herramientas de perforación y la



otra para operación de la cuchara o bomba de arena, un sistema de balancín con biela Pitman para el golpe de las herramientas y un motor para accionar éstos elementos (Figura 22).

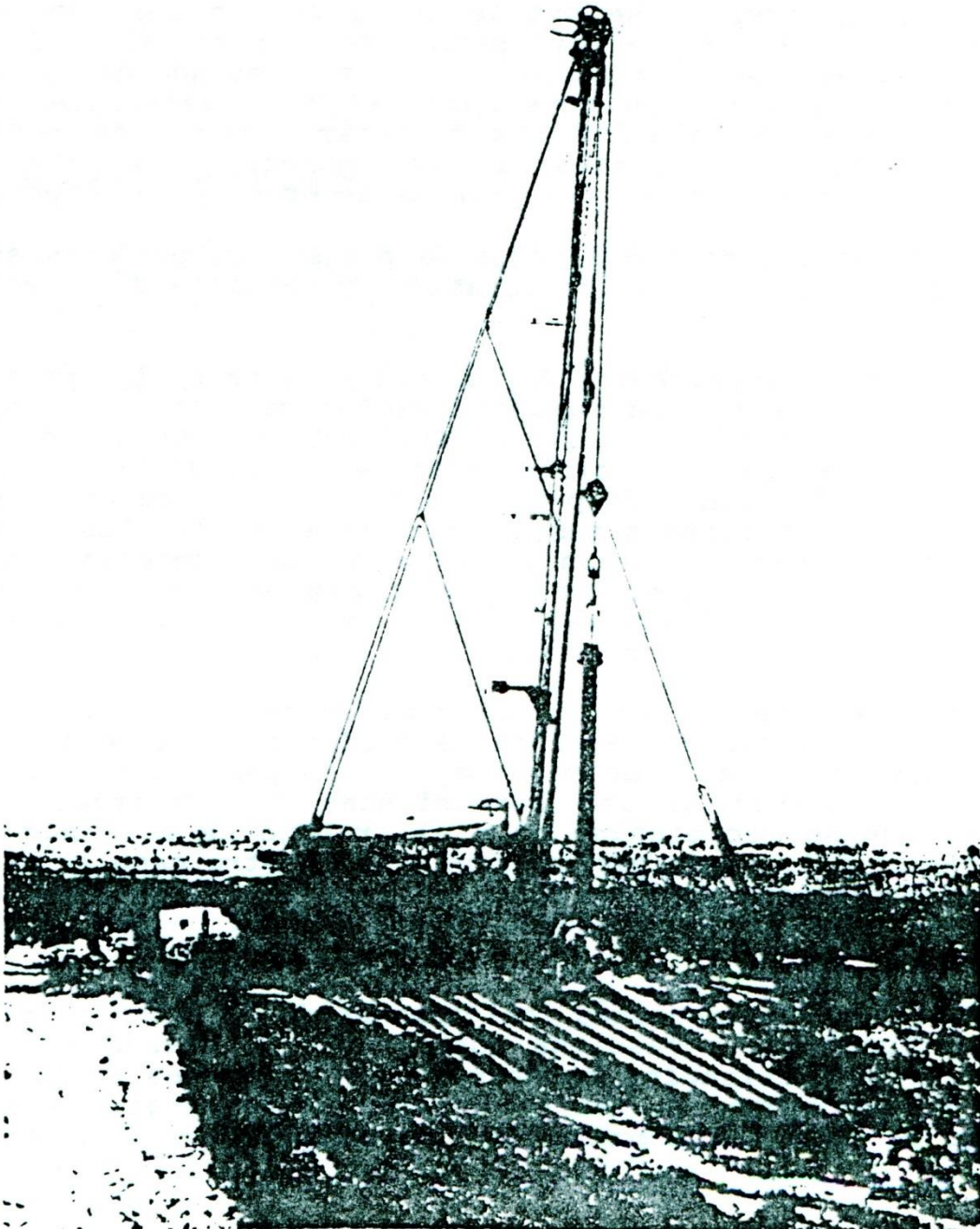


Figura 22. Máquina perforadora autotransportable.

El mástil o torre puede ser plegadizo sobre la máquina para ser trasladado.

La perforación desmenuza la roca o desintegra el material en el pozo, por efecto de los impactos de un taladro pesado transmitidos por la biela y el movimiento vertical del balancín, a intervalos regulares.

El material desintegrado se denomina avance de la perforación. Este material se extrae del pozo con una cuchara o cuchara de arena. En la perforación de un pozo seco, el agua se puede agregar en el momento en que se ha sacado del pozo el material perforado. En roca dura, el hoyo generalmente se perfora fuera de la envoltura o cañería, pero en terreno blando, derrumbable, o material no compacto, la envoltura o cañería de perforación se usa para mantener el pozo despejado.

Esta cañería se hinca mediante prensas golpeadoras sujetas a las herramientas de perforación, y martillando la envoltura.

La máquina perforadora de percusión es un equipo portátil que usa el principio de balancín exclusivamente. La unidad consta de un motor a gasolina o petróleo, una estructura para perforar, balancín con accionamiento de cable, ventilador para faenas de forja, línea de perforación, línea de cuchareo y la estructura de la torre o mástil soldada al arco. Los controles para su operación están ubicados al lado derecho, fácilmente accesible al operador. La unidad una vez montada se puede operar sobre traviesas, o ésta puede ser montada sobre un camión o también en un trailer.

La determinación de la capacidad normal de una máquina perforadora, usando en la línea de perforación cable de 3/4", se muestra en la tabla de más abajo. Los pesos señalados son los pesos máximos de las herramientas de perforación, en libras, que se recomiendan para el trabajo de ésta máquina, excluyendo la línea de perforación. En nuestro caso la máquina está proyectada para perforar un pozo de 6" de diámetro, a una profundidad de aproximadamente 300 metros.

**Nota :** Las recomendaciones indicadas abajo se basan en máquinas que funcionan a gasolina normalmente y, usando el golpe más largo del balancín, excepto que el peso sea superior a 2.000 libras deberá usarse el próximo golpe largo. Para un recargo de peso o situación forzada debe usarse el golpe más corto.

---



Posición del distribuidor de fuerzas	PROFUNDIDADES DEL POZO (METROS)				
	150	210	240	270	300
	Libras	Libras	Libras	Libras	Libras
1ª Posición	2,000	1,800	1,700		
2ª Posición		2,000	1,900	1,800	
3ª Posición		2,100	2,000	1,900	1,800

Herramientas y Accesorios de Trabajo (Figura 23)

- Herramientas de Perforación

Una sarta completa de herramientas de percusión se compone de: trépano, barra de peso, un juego de tijeras y un portacable. Las herramientas como son sometidas a faenas muy fuertes, están construidas de acero especial. Estas se unen simultáneamente por hilos o roscas hembras y machos. Las uniones se hacen mediante llaves especiales que toman de la sección cuadrada de las herramientas (Figura 23).

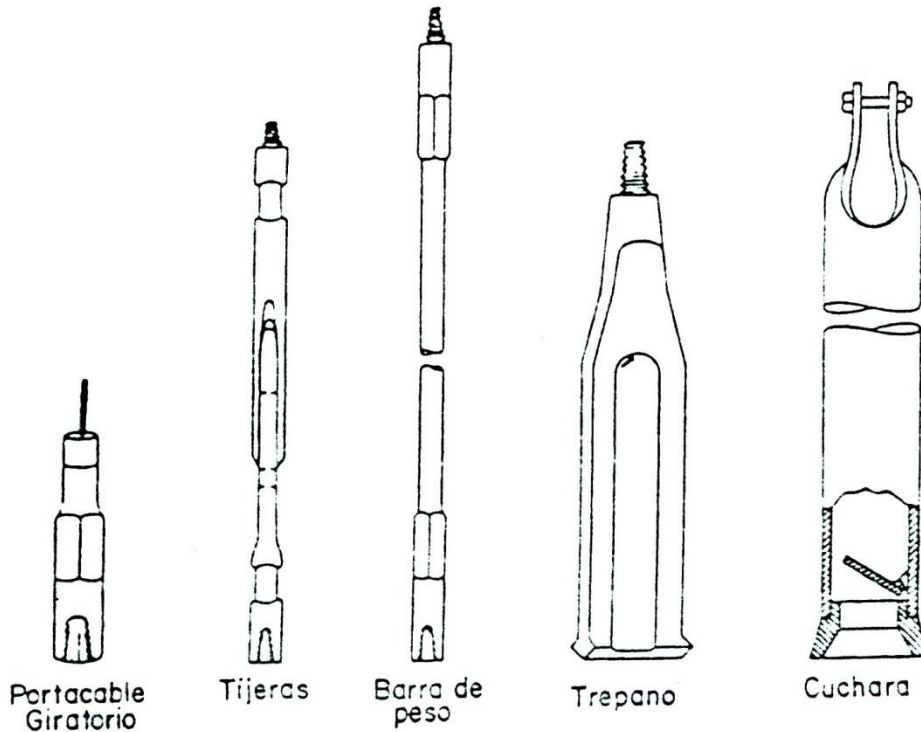


Figura 23. Herramientas básicas de perforación para el método de percusión.

- Protector de Cable

El protector de cable es una herramienta complementaria, su forma ajusta al cuello del portacable y tiene una sección de un cuarto de círculo, por donde se desplaza el cable.

- Portacable Giratorio

El portacable giratorio va unido a la línea de perforación. Se une el cable al mandril y éste a su vez trabaja girando dentro del portacable. Además en algunos casos, éste elemento puede fijarse colocando tacos de madera que impidan el movimiento de rotación.

El objeto del portacable giratorio es permitir que la sarta de herramientas gire o de vueltas después de cada golpe. En el cuerpo del portacable hay varias perforaciones que sirven para su limpieza. Esto debe hacerse periódicamente para mantener el trabajo normal, pues un barro espeso o material ligoso impide que giren las herramientas. Este tipo de portacable tiene la ventaja, a otros tipos, de evitar que los golpes o posiciones de las herramientas se efectúen en un mismo lugar, eliminando así las causas de desviaciones o pozos angostos.

Es conveniente hacer revisiones periódicas de la unión del cable, cada 50 a 70 horas de trabajo, pues, como la mayor parte de las formaciones que se perforan contienen material abrasivo, producen un desgaste en la parte del cuello, al portacable por rozamiento, pudiéndose producir cortaduras del cable con desagradables consecuencias.

- Tijera de Perforación

La tijera de perforación está constituida por dos eslabones conectados, con hilo macho en el eslabón superior e hilo hembra en el eslabón inferior. Su posición en la sarta de herramientas es inmediatamente bajo el portacable. La tijera, esencialmente, se usa para perforar la roca dura o arcilla, terrenos donde hay probabilidades que las herramientas se peguen. Cuando se perfora sin tijera, deberán tomarse precauciones especiales, pues un trépano afilado recientemente puede pegarse con mucha facilidad. Rara vez se usa tijera cuando la cañería se está golpeando o "hincando".

Una tijera nueva, para el caso nuestro, tiene una carrera de 9" la cual aumenta a medida que la parte superior se desgasta. No es seguro usar tijera de trabajo después que su desgaste haya aumentado su carrera a 11". La efectiva utilidad de la tijera exige inspeccionarla entonces diariamente, por posibles rajaduras o grietas. La tijera en la sarta de herramientas, directamente no cumple la función de perforación. El objeto es despegar las herramientas, si ellas se han pegado en el pozo. La tirantez en la línea de perforación



mantendrá la tijera totalmente abierta. Cuando se presume que la sarta de herramientas está en el fondo del pozo, se afloja el cable, y permite que se abran los eslabones de la tijera en su máxima carrera o longitud. Entonces, en su máxima carrera, se transmite la carrera de la línea de perforación. La sección superior de la tijera y el portacable chocarán con las herramientas de abajo, produciendo un golpe ascendente. A no ser que las condiciones sean excepcionales, ésto despegará las herramientas, y la perforación podrá reanudarse.

#### - Barra de Peso

La barra de peso, tal como su nombre lo indica, proporciona el peso necesario a la sarta de herramientas. Para nuestro caso se suministran dos, aunque ésto es general para todas las máquinas, una de 4 1/2" por 16 pies y otra de 4 1/2" por 8 pies.

Para hincar una cañería de 6" a una profundidad de 25 metros, es suficiente la barra de 16 pies. Para un hincado mayor se pueden usar ambas barras. Generalmente ambas barras, la de 8 y 16 pies, son necesarias en la perforación de roca, para obtener el peso necesario que permita un mayor avance en la perforación.

La barra se coloca siempre bajo la tijera. No debe dejarse caer cuando se descarga de un camión en el terreno, pues un leve encorvamiento puede traer graves consecuencias e inconvenientes.

Cada herramienta tiene una zona de 3 pulgadas de rosca o hilo, ya sea macho o hembra. También puede tener ambos, según la posición que le corresponda a ésta en la sarta, teniendo como objeto el hacer reemplazos. Un hilo macho o hembra se puede destruir, desgastar o golpear por accidente o falta de cuidado, entonces deberá recurrirse a hacer uno nuevo a un soldador competente, quien cortará la unión defectuosa y soldará el nuevo hilo macho o hembra, usando soldadura eléctrica o un método similar a éste.

Al soldar un hilo nuevo, los ejes deberán coincidir exactamente con el eje de la barra.

#### - Trépanos

El trépano, que es la herramienta que verdaderamente ejecuta la perforación, es la parte más importante de la sarta y se compone de las siguientes partes: filo cortante, cuerpo, cuadrado para llaves, vástago e hilo macho. Las diferentes formas de los trépanos obedecen a las variedades de aplicaciones.

Trépano Tipo Standard o Regular. El trépano tipo standard, en todo aspecto se considera el mejor. La máquina de nuestro



caso en su equipo tiene ambos, 6 y 8 pulgadas. Nunca se permite usar el trépano sin estar calibrado, especialmente cuando se perfora en formaciones muy duras, puesto que el diámetro del hoyo, disminuye tanto como el diámetro del trépano vaya desgastándose. A veces puede ser necesario efectuar una faena de pesca y, para acomodar la herramienta perdida, es esencial que se haya perforado el hoyo en el máximo del diámetro. Cuando su diámetro es mayor de 8 pulgadas se le denomina también como trépano California.

Trépano de Cruz o Estrella. El trépano de cruz o estrella se usa algunas veces para perforar formaciones fisuradas o inclinadas, que tienden a desviar las herramientas de la vertical. La parte exterior de este trépano tiene cuatro canales de evacuación.

El diámetro de la sección del cuerpo es levemente inferior que el tamaño del calibre. Los cuatro puntos de corte y el pequeño espacio entre paleta y hoyo hacen de este trépano un elemento particularmente efectivo para escariar y enderezar hoyos. No se usa en perforación ordinaria o regular, por ser de suave penetración y difícil de arreglar. Se necesita una faena especial para arreglarlo. Para que sea eficaz, este trépano debe ser correctamente arreglado, con ángulos aguzaados, y debe tener un calibre máximo.

Trépano Hubbard. Este trépano tiene doble filo accesorio, al que se le denomina "filo rectificador". Su uso es muy limitado, pues se le emplea en perforaciones en las que no se entuba junto con la perforación.

Trépano Excéntrico. Es un trépano desequilibrado, pues consta de una sola ala. En teoría sirve para trabajar bajo la zapata produciendo mayor diámetro, debido a su excentricidad. Pero los resultados obtenidos no son satisfactorios, porque los hoyos que con él se logran resultan ovalados. Por lo tanto, no cumplen con la función para la cual han sido proyectados, que es el hacer hoyos redondos.

Trépano Rectificador o Redondo. La sección de éste trépano es redonda y sirve para rectificar pozos. Uno de éstos casos de rectificación podría ser que un trépano California no haya perforado una punta de bolón que queda en la pared del pozo, impidiendo, por lo tanto, el desplazamiento de la tubería con su zapata. Esta dificultad también puede solucionarse usando un trépano California. Para ésto se llena el pozo con vidrio o fierro de fundición hasta cortar o desplazar esa punta de bolón.

Trépano Comenzador o Corto. La finalidad del trépano corto es la de iniciar la perforación. Es un trépano California más corto y de menor peso, lo que permite ser guiado con la mano.



Trépano Retorcido. Es un trépano California retorcido y con el mismo perfil de éste, característica que lo hace producir un batido mayor. Actúa como una bomba manteniendo en suspensión mayor cantidad de material. Sus ventajas, de producir perforaciones más derechas y redondas, elevan su costo.

- Cucharas

Cuando se usa en perforación una máquina de percusión, el material triturado se remueve del pozo con una cuchara o una aspiradora de arena.

- a) Cuchara de Fondo Plano. Este tipo es el más simple y está constituido por un tubo de diámetro inferior al del pozo. En su parte superior tiene soldada o remachada una argolla para unirla con el cable de la línea de cuchareo y en la parte inferior una válvula de charnela que tiene un movimiento de bisagra. Al sumergirla en el barro la válvula se abre y penetra el material, cerrándose por el peso de este material al alzarla.
- b) Cuchara con Válvula de Dardo. La cuchara con válvula de dardo es la más usada en la operación de cuchareo. La válvula de dardo abre cuando ésta entra en contacto con el barro del fondo del pozo. Un movimiento suave de abajo hacia arriba tiende a sacar el material perforado o barro dentro de ella. Cuando se retira la cuchara, o levanta, la válvula de dardo cierra automáticamente, atrapando el contenido dentro de la cuchara. Levantando o bajando en el pozo la cuchara, pueden conocerse algunas características de éste. Si el material se encuentra en gran cantidad, se usa la bomba de arena.
- c) Bomba de Arena. La bomba de arena se usa en arena y grava, donde la cuchara de dardo no será capaz de levantar los materiales. Está compuesta de tubería con una chapaleta de articulación de bisagra y un émbolo que trabaja dentro del cuerpo de la bomba. La línea de arena, cable de cuchareo, se engancha con la parte superior del vástago del émbolo. La bomba se baja hasta el fondo del hoyo, dejando correr el émbolo hasta la parte inferior de la bomba de arena. Cuando el émbolo se levanta, el material es succionado dentro de la cuchara. Cuando el émbolo llega a la parte superior del compartimiento de la bomba de arena, se levanta la bomba y la válvula con articulación de bisagra se cierra. Para vaciarla, se saca la bomba hasta el lugar de descarga, haciendo vibrar la bomba en el vástago del émbolo. Algunas bombas de arena tienen una válvula de gozne en la parte inferior, que puede ser desconectada para vaciar el contenido.
- d) Eslabón para cuchara. Este elemento está construido con una abertura en un lado, la cual se cierra o abre mediante un manguito corredizo. Cuando el eslabón se engancha



a la línea de arena en posición vertical, el manguito se baja cerrando la abertura. Al abrir el manguito, la línea y eslabón pueden desengancharse rápidamente de una cuchara y reemplazar por otra o colocar un destrabador.

#### - Herramienta de Pesca

Todas las faenas de pesca son comparativamente simples hasta que se comete algún error, complicando entonces a un grado tal que hace dificultoso o imposible recuperar las herramientas o cañería perdidas. La posibilidad de complicaciones es tal que es mejor no hacer nada, antes que meter en el pozo una herramienta de pesca débil o inadecuada.

El equipo de recursos técnicos en herramientas de pesca, consiste únicamente de algunas herramientas elementales, pero cuando en un pozo revestido en construcción se hace necesario terminarlo, es conveniente fabricar una herramienta o modificar las existentes para ajustarla a la situación especial que se encuentra.

Nunca debe meterse una herramienta de pesca dentro del pozo sin antes colocar tijera entre la herramienta de pesca y la barra de peso o barra maestra. El peso de la barra maestra, arriba de la tijera, es la fuerza efectiva que golpea tratando de zafar las herramientas pegadas en el hoyo. Previamente a la iniciación de una faena de pesca, conviene examinar las líneas por si hubieren separaciones o lugares destruidos. Es necesario, además; mantener una cuidadosa relación de la profundidad del hoyo y del largo de cada una y del total de las herramientas de perforación, por ser ésta información esencial en la pesca.

Es probable que la herramienta de pesca se pueda soltar de la herramienta perdida mientras ella es arrastrada desde cierta profundidad. Si el hoyo está seco, el peligro de deterioro de la herramienta puede ser reducido al mínimo llenando el hoyo de agua hasta una profundidad de unos 50 metros, antes de levantar las herramientas.

### HABILITACION DE POZOS

#### Diseño de Pozos

Luego de completar la ejecución de la perforación en sí, es necesario finalizarla para que la entrada del agua a extraer en la misma, se efectúe con mínimos disturbios para el acuífero y para el bombeo.



Los elementos que intervienen en el diseño del pozo son:

Diámetros y profundidades.  
Tuberías de habilitación.  
Tubos filtro o cribas.  
Paredes o prefiltros de gravilla.

Es de la mayor importancia que la ejecución de la perforación se realice de tal modo que, el diseño del pozo se respete en todos sus elementos.

Para ello, como se verá, es imprescindible conocer la granulometría y otras características de las formaciones acuíferas. Muchas veces será necesario realizar un pozo de investigación de diámetro pequeño, que luego será llevado a los diámetros finales o se dejará como testigo.

De este pozo preliminar se extraerán las muestras, así como se efectuará el registro eléctrico del cual hablaremos más adelante.

Antes de pasar el diseño en sí, debemos indicar las particularidades de los cedazos y los empaques.

#### - Tubos Filtros o Cribas

En formaciones no consolidadas, la admisión de agua al pozo y el sostén del material adyacente a la perforación, deben ser hechos mediante la colocación de unos elementos provistos de aberturas llamados cribas, tubos filtros o "screens". En ciertos casos, éstos elementos son una unidad en sí mismos y en otros están constituidos en realidad por un tubo perforado o ranurado, semejante a los otros del entubado de la perforación.

En la generalidad de los casos, es conveniente efectuar un prefiltro de gravilla entre el acuífero en sí y el tubo filtro, cuyas características (así como las del tubo filtro) dependen de la granulometría del material de la formación acuífera.

Las cribas son generalmente de alguna aleación resistente a la corrosión como el "Evedur" (más de 95% de cobre), o de acero inoxidable, o de algún plástico como polietileno o cloruro de polivinilo.

El uso de uno u otro tipo, depende de las características del agua, de la formación y de la ejecución de la perforación, así como de las previsiones de futuro.

A continuación damos algunas características de tubos filtro.

## Tubos Filtro Metálicos (Everdur)

Diámetro (mm)	Abertura (mm)	Malla (milésimo de pulgada)	Area abierta/metro (dm <sup>2</sup> )
190	2.5	100	31.64
190	1.5	60	26.31
190	1.2	50	21.45
190	0.9	35	16.98
190	0.6	25	13.27
143	2.5	100	23.81
143	1.5	60	19.80
143	1.2	50	16.15
143	0.9	35	12.78
143	0.6	25	9.98

## Tubos Filtro de Cloruro de Polivinilo

Diámetro (mm)	Abertura (mm)	Area abierta/metro (dm <sup>2</sup> )
178	1.0	2.74
178	0.5	1.51

## Tubos Filtro de Poliestireno armado con Fibras de Vidrio

Diámetro (mm)	Abertura (mm)	Area abierta/metro (dm <sup>2</sup> )
194	1.0	10.97
194	0.5	5.82
132	1.0	7.46
132	0.5	3.96

Para los tubos filtro fabricados en los propios tubos de perforación, las aberturas horizontales dan mejor resultado que las ranuras verticales.

Se recomienda evitar los materiales metálicos disímiles, para disminuir los efectos corrosivos por acción galvánica.



### Desarrollo de Pozos

El desarrollo de un pozo debe entenderse como la estabilización de la parte del pozo adyacente a la formación, mediante un proceso que renueve los materiales finos y produzca el prefiltro, tal cual ha sido concebido.

Hay dos métodos principales para efectuar el desarrollo de una perforación:

- a) El de émbolo buzo; y,
- b) El de aire comprimido.

La aplicación de uno u otro depende de las características de las formaciones atravesadas y de la construcción de la perforación, no debiendo olvidarse que una mala operación puede conducir a la pérdida total del pozo.

Métodos de aplicación circunstancial son el simple bombeo y extracción de la arena producida mediante cuchareo; el método de provocar presiones explosivas mediante hielo seco ( $\text{CO}_2$ ) y la estimulación con ácido clorhídrico.

El método (a) consiste en el accionamiento de un émbolo, con movimiento alternativo en la perforación. El émbolo estará accionado por el barretón y consiste generalmente de un tubo roscado provisto de dos platinas o bridas, que encierran 3 discos de madera con diámetro menor en 1 pulgada al del entubado de la perforación. Entre los discos se colocan arandelas de goma del mismo diámetro que dicho entubado. Se baja el émbolo de modo que se sumerja unos 3 m dentro del agua, si ello es posible, o más aún. Luego de dos minutos de accionamiento, se quita el émbolo y se procede a un cuchareo. El intervalo de dos minutos debe ser progresivamente aumentado, hasta que no haya existencia de arena en el pozo luego de una hora de emboladas.

Es conveniente dejar algo de arena, al principio, dentro del tubo filtro, para que así se desarrolle la parte superior del prefiltro; pues generalmente al efectuar el pozo se quita más arena fina en la parte inferior de la formación acuífera que de la parte superior.

Cuando en la operación del émbolo buzo se nota que se fuerza más agua dentro de la formación, que la que entra en el pozo, ello es indicativo de acuíferos de poco rendimiento o que el tubo filtro está lleno de arena.

En estos casos conviene efectuar aberturas o puertas en el émbolo buzo, para mejorar el flujo hacia la perforación.

El método (b) es menos violento que el anterior y está indicado en casos donde el acuífero está debajo de estructuras desagregables o reposa en arcillas sueltas, que pueden ser



inducidas dentro del pozo por la acción del émbolo buzo. El desarrollo por aire comprimido puede ser efectuado mediante lavado inverso o bien mediante oleaje. Ambas variantes son usadas, aunque se considera el procedimiento de oleaje más violento.

### Pozos Someros o Norias

Los pozos someros o norias, son generalmente de menos de 20 metros de profundidad, dependiendo de la profundidad a que se encuentre el nivel freático del acuífero y su diámetro, fluctúa generalmente entre 1 y 3 metros. Pueden suministrar agua suficiente para el consumo familiar y si penetran un acuífero aluvial permeable, permiten obtener agua abundante para regadío. Su gran diámetro facilita además lograr un almacenamiento considerable de agua (Figura 24).

Desde tiempos Bíblicos, estos pozos someros se han excavado a chuzo y pala, extrayendo el material suelto hacia la superficie mediante un balde accionado por una polea. Se pueden emplear también implementos más sofisticados del tipo capacho-almeja (clam-shell). Es recomendable utilizar revestimiento, como medida de seguridad ante desprendimientos de las paredes y para evitar cavernas. Este revestimiento puede ser construido "in situ", con materiales tales como bolones, ladrillos u hormigón, o colocando tubos pre-fabricados de hormigón o metálicos. El revestimiento debe tener aberturas que permitan la entrada de agua y debe quedar firmemente fundado al fondo de la perforación. Estos pozos someros o norias deben ser lo suficientemente profundos como para absorber las depresiones por bombeo y las fluctuaciones estacionales e interanuales del nivel freático. Se debe rellenar el espacio anular entre el revestimiento y el acuífero, y el fondo del pozo, con gravilla que controle la entrada de arena y la formación de cavernas.

### Pozo Barrenado

Otro método constructivo utilizado en acuíferos superficiales no-consolidados son los Pozos Barrenados. Estos son perforados mediante un barreno operado, ya sea manualmente o motorizado. Los barrenos manuales son generalmente de menos de 8 pulgadas de diámetro y no superan los 15 metros de profundidad. Los barrenos motorizados pueden perforar hoyos de hasta 36 pulgadas de diámetro, alcanzando profundidades, en condiciones favorables, de hasta 30 metros. Este tipo de construcción es especialmente apropiado en formaciones arcillosas cohesivas, en que el cilindro metálico rotatorio con su hoja cortante penetra fácilmente, sin necesidad de revestimiento de protección (Figura 25).

---



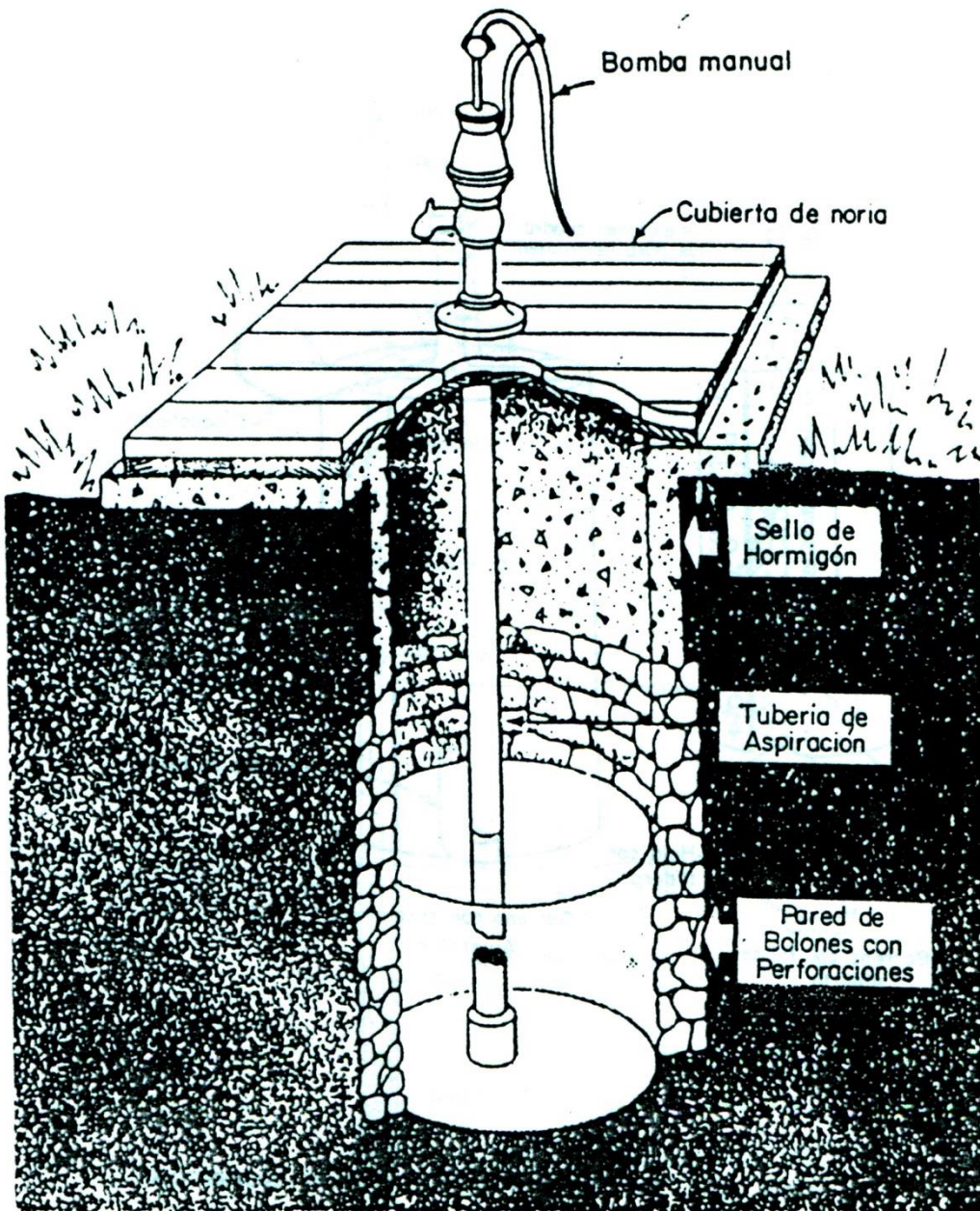


Figura 24. Noria.

### Pozo Hincado

Consiste en hincar tubos metálicos conectados entre sí mediante impactos hasta atravesar la superficie freática. El agua entra a través de una criba cilíndrica protegida en su extremo inferior por un cono metálico (Figura 26). Los diámetros alcanzados están comprendidos entre 1 1/4 y 4 pulgadas. La tubería utilizada es metálica con hilo, y las profundidades son generalmente menores de 15 metros.

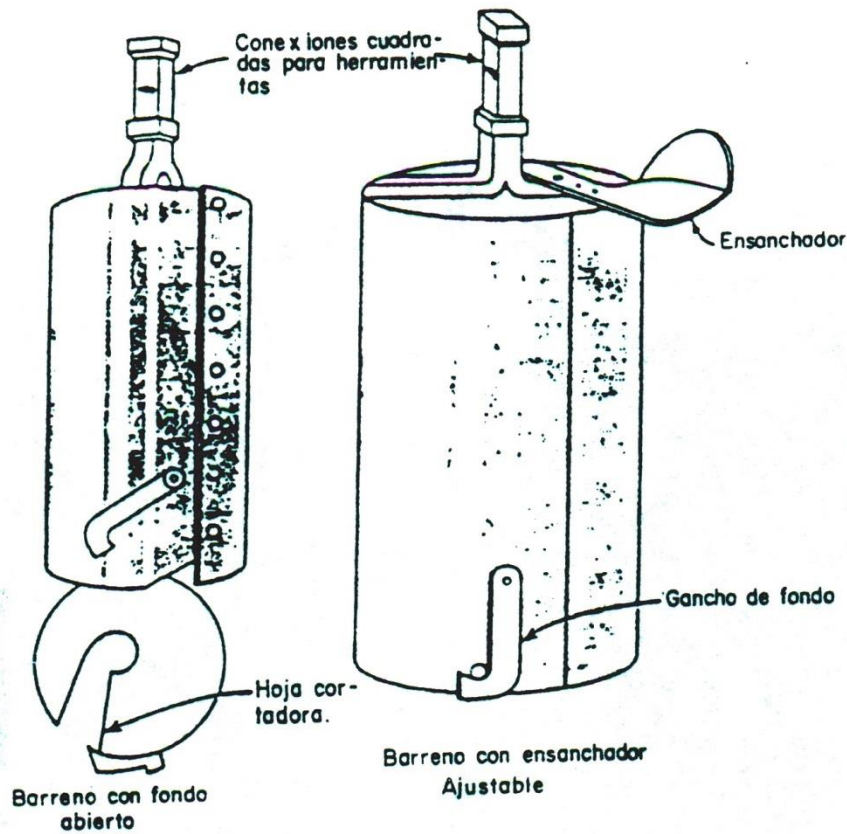


Figura 25. Barrenas para pozos someros.

Este tipo de pozo se utiliza usualmente para suministro de agua temporal y con fines de reconocimiento. Son también utilizados como una batería de pozos conectados a una matriz de succión accionada por una bomba centrífuga, la cual permite abatir eficazmente la superficie freática para disecar una excavación (Figura 27).



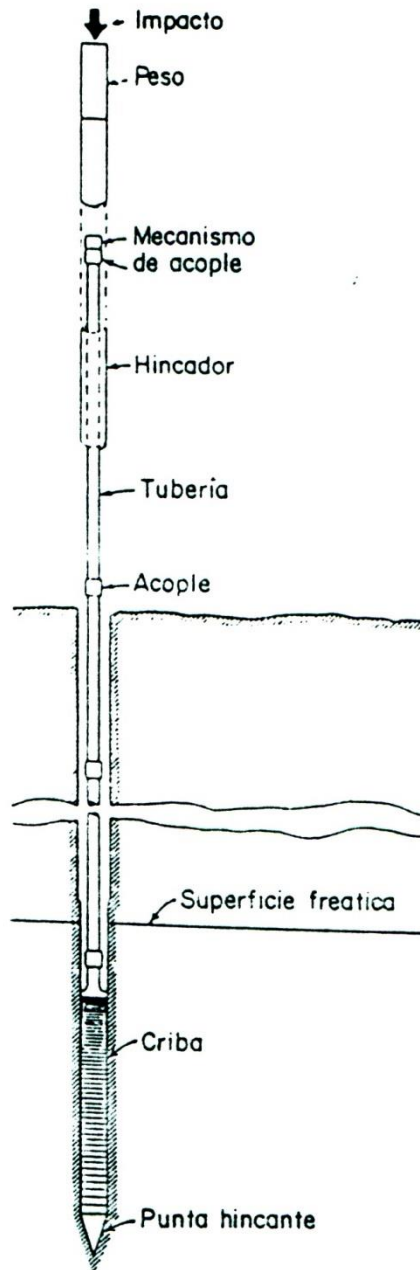


Figura 26. Pozo hincado con mecanismo perforador.

Los pozos hincados están limitados a formaciones de materiales finos, sin ripios ni bolones que puedan dañar la puntera. Los impactos se logran mediante martillos mecánicos o neumáticos. El tamaño de los orificios de entrada de las cribas se elegirá de acuerdo con el tamaño de las partículas que conforman el acuífero atravesado. La gran ventaja de este tipo de pozo es su rápida construcción y su bajo costo.

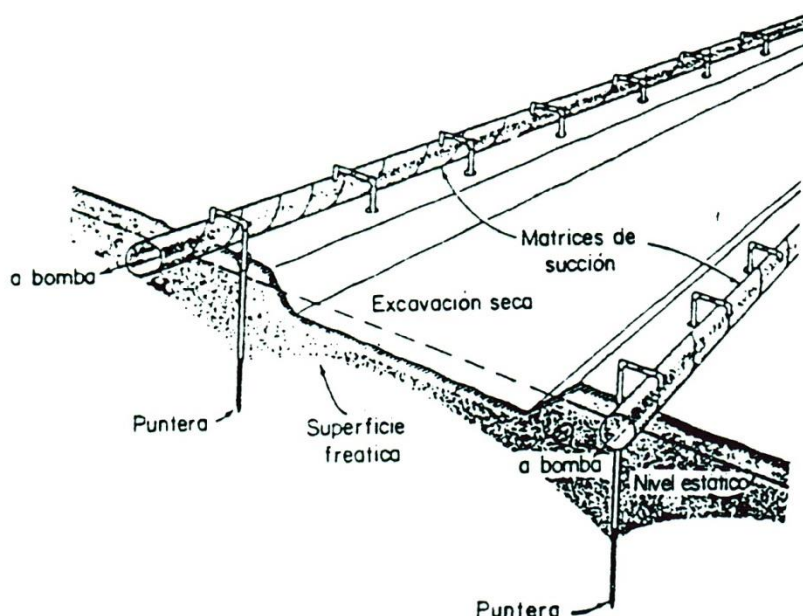


Figura 27. Sistema de punteras para disecar un sitio de excavación.

### Pozo a Chorro de Agua o Puntera

Se construyen mediante la acción cortante de un chorro de agua concentrado a gran presión. Este chorro remueve el material, el cual es llevado a la superficie junto con el agua a medida que se baja la cañería. Se logran perforaciones de 1 1/2 a 3 pulgadas de diámetro a profundidades de hasta 15 metros, preferentemente en formaciones no-consolidadas. Un método simplificado es la utilización de una puntera a chorro de agua auto-penetrante (Figura 28). Consiste en una tubería que tiene conectada en su extremo una criba de acero de alta resistencia con una boquilla lanza-chorro. Tan pronto como la puntera ha alcanzado la profundidad deseada, el pozo está terminado y listo para el bombeo. En instalaciones permanentes, se recomienda colocar una pared de gravilla que actúe como filtro.



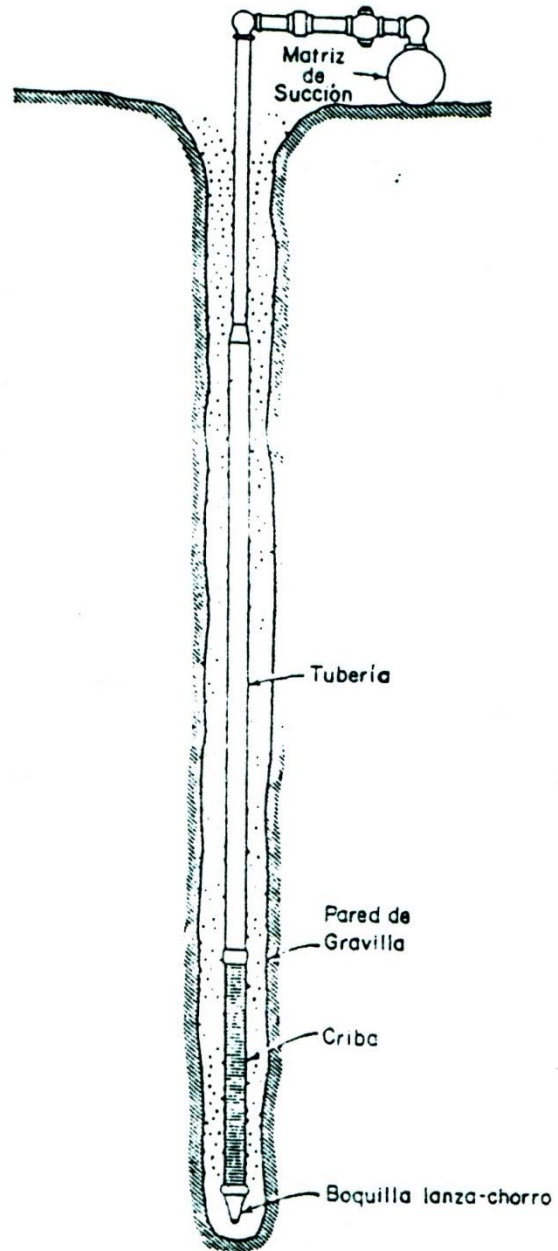


Figura 28. Puntera.

### Galerías de Infiltración

Una galería de infiltración es un conducto permeable horizontal, que intercepta y capta aguas subterráneas por gravedad. Este método de captación de aguas subterráneas ha sido ampliamente utilizado desde el siglo pasado en Europa y E.U.A. En islas oceánicas tiene la gran ventaja de captar el agua dulce ubicada por encima del agua salada, sin producir alteraciones indeseables en la inter-fase existente entre el agua dulce y el agua salada.

Este tipo de captación se adecúa a un acuífero permeable con un nivel freático superficial, que esté alimentado por una fuente de agua superficial cercana, de buena calidad. Es frecuente encontrar galerías de infiltración ubicadas en forma paralela al lecho de un río, en que a través de una infiltración inducida se asegura un abastecimiento de agua permanente. Las profundidades habituales están comprendidas entre los 3 y los 6 metros bajo la superficie de terreno.

Las galerías funcionan en forma similar a un dren cerrado. Los materiales constructivos más adecuados incluyen ladrillos, hormigón y fierro fundido. Los ductos son perforados o colocados de tope, de modo que las juntas permitan la entrada lenta del agua hacia el interior. Los diámetros generalmente fluctúan entre los 0,6 y 1,5 metros y se debe contemplar cámaras de inspección y mantenimiento a intervalos no superiores a 50 metros. Las velocidades de diseño no debieran exceder los 0,6 m/seg. Las aguas captadas por una galería escurren hacia un pique colector, desde donde son bombeadas hacia el lugar de utilización (Figura 29).



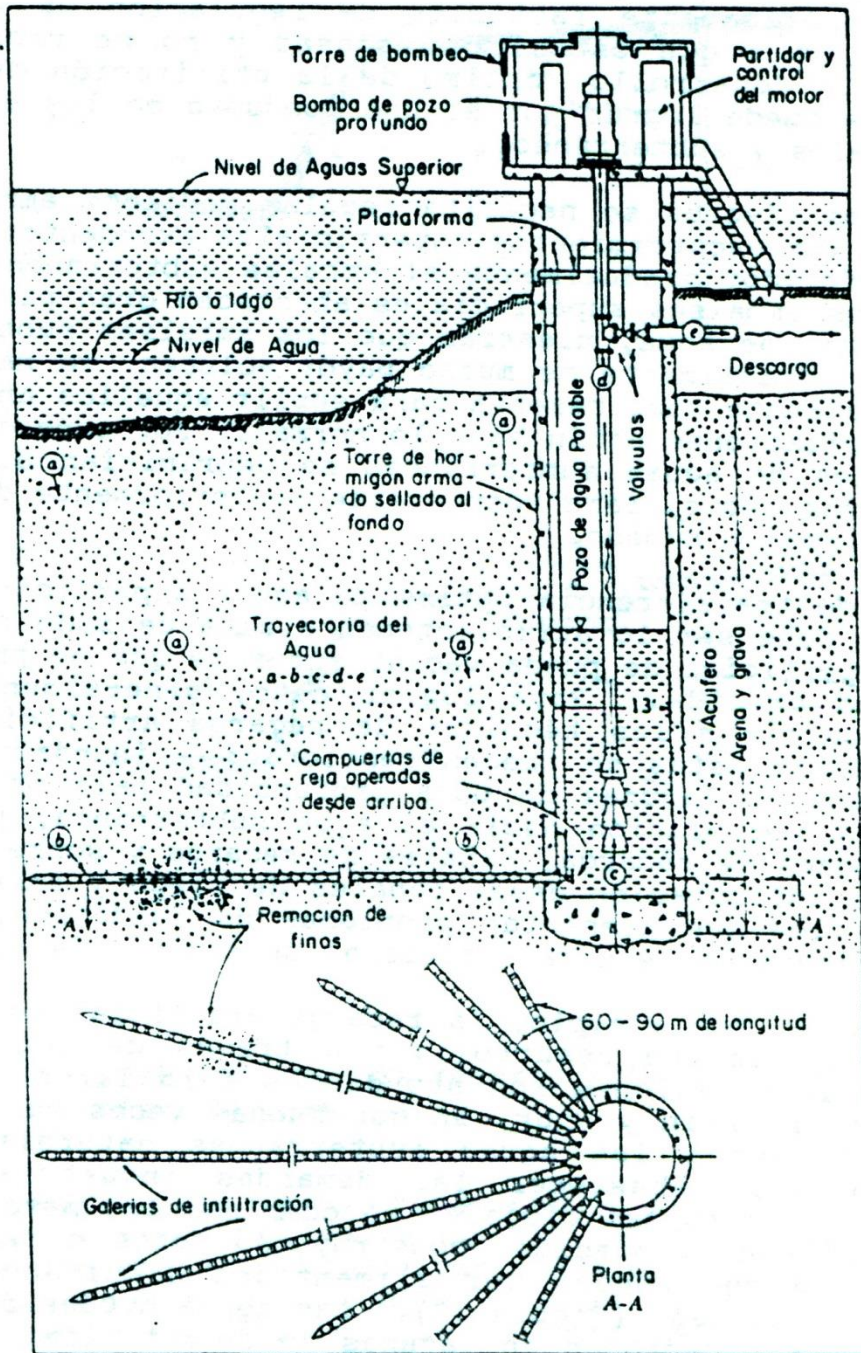


Figura 29. Galerías radiales a un pozo colector.



### USO - CONJUNTO DE AGUAS SUPERFICIALES Y SUBTERRANEAS

En muchos lugares de la tierra las demandas crecientes por agua no pueden ser satisfechas a través de la construcción de grandes embalses, debido principalmente a que no se dispone de sitios económicamente factibles de regulación de aguas superficiales, o a que éstas son escasas y no se producen excedentes. Un desarrollo óptimo de la utilización de las aguas, sólo se puede lograr por el uso conjunto de los embalses superficiales y subterráneos.

Para estos efectos se necesita regular mediante embalses superficiales los escurrimientos superficiales excedentes, los que son transferidos gradualmente al embalse subterráneo. De esta manera los embalses superficiales abastecen gran parte de la demanda anual de agua, mientras que los embalses subterráneos, que son generalmente de mucho mayor volumen, se mantienen fundamentalmente como reserva para suplir aquellos años en que las precipitaciones están bajo lo normal. Por consiguiente, los niveles de aguas subterráneas se deprimirían durante un ciclo de años secos, para recuperarse posteriormente durante el ciclo normal o húmedo.

La tasa de transferencia óptima de aguas superficiales a subterráneas, debe ser lo suficientemente alta de modo de que el embalse superficial se pueda vaciar antes de que se produzca la próxima crecida. Para lograr esto, generalmente es necesario recurrir a las técnicas de recarga artificial de acuíferos. Entre éstas se pueden mencionar: inundación de lechos de cauces o lagunas de poca profundidad para producir infiltración y percolación hacia el agua subterránea, piques de recarga, pozos de recarga, canales de recarga y sobre-tasas de riego. La infiltración desde canales de riego y embalses, especialmente los que presentan problemas de fundación, contribuyen también a la recarga artificial de los acuíferos.

En Alemania, por ejemplo, la recarga artificial de acuíferos está ampliamente desarrollada a través de lagunas y pozos. Estas instalaciones son abundantes a lo largo de los ríos Lippe, Main, Rhin y Rhur, en que muchas veces sus aguas están contaminadas y las aguas subterráneas naturales son insuficientes para abastecer las demandas industriales y poblacionales. En muchas ciudades se combinan los métodos de recarga inducida e inundación, construyendo pozos o galerías de infiltración que puedan ser alimentados simultáneamente desde el río y lagunas (Figura 30). Las aguas crudas del río son generalmente decantadas en lagunas de decantación, eliminando además el material flotante, antes de ser introducidas a las lagunas de infiltración. El agua bombeada se clora antes de ser ingresada a las matrices de distribución. Las tasas de recarga típicas que se han medido, tanto en Europa como en E.U.A., son del orden de 1 metro por día.



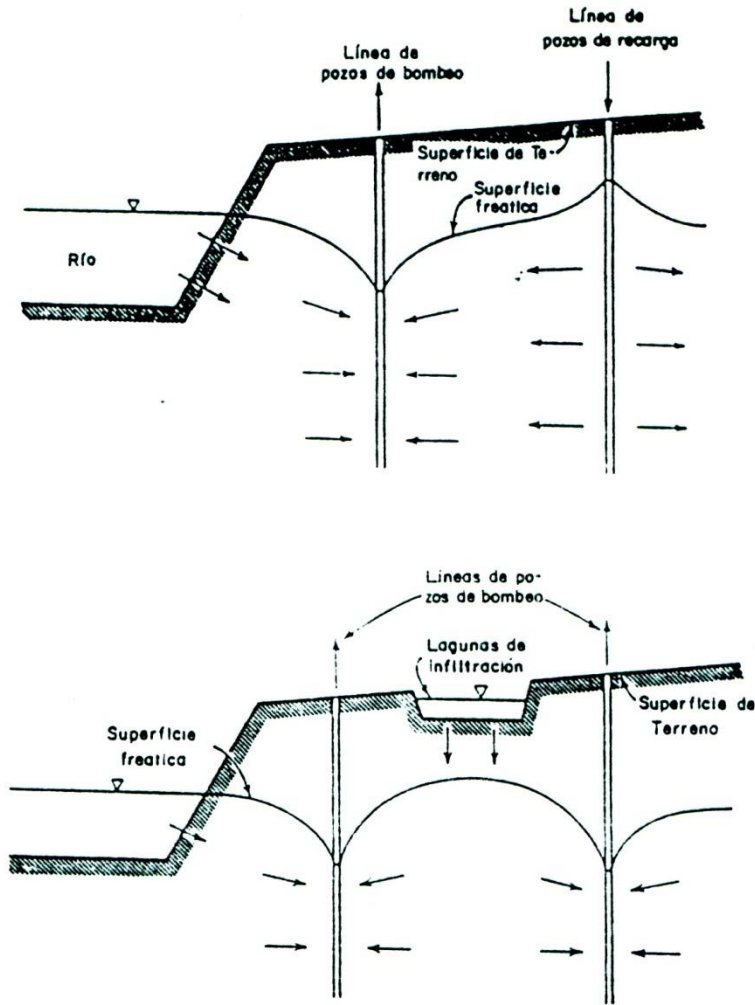


Figura 30. Instalaciones de recarga artificial al borde de ríos en Alemania.

En nuestro país, y concretamente en la Cuenca de Santiago en la que se concentra cerca de 2/3 de la población y de la actividad industrial del territorio nacional, se dispone de un gran embalse subterráneo con un volumen de aguas subterráneas económicamente explotable, que supera los 3.000 millones de  $m^3$ . Simultáneamente, el Río Maipo tiene excedentes de aguas superficiales que en promedio alcanzan anualmente a una cifra semejante y que se están permanentemente botando al mar. Es pues perfectamente factible regular una parte de estos excedentes superficiales mediante un programa de recarga artifi-

cial de los acuíferos ubicados en las cabeceras de los ríos Colina-Lampa, Mapocho y especialmente Maipo, lo cual permitiría incrementar sustancialmente la explotación de aguas subterráneas en el Gran Santiago, en que las demandas de agua potable seguirán aumentado violentamente con la expansión urbana y el mejor standard de vida de las personas. Este programa de recarga artificial de acuíferos se hace ahora aún más necesario, si se considera que muchas nuevas urbanizaciones están ocupando terrenos, originalmente aptos para una recarga natural de las precipitaciones, con construcciones de casas y avenidas pavimentadas, que las interceptan y evacúan a cauces inferiores. Intentos preliminares, a través de un Proyecto Piloto de Recarga Artificial en Las Condes, fueron iniciados a principios de la década de los 70 por el Departamento de Recursos Hidráulicos de CORFO, hoy desaparecido, pero dichos estudios no se pudieron completar.

### Comparación de Factores Económicos en Uso Conjunto de las Aguas

#### Factores Positivos

- 1.- Mayor conservación del agua: La operación conjunta de embalses superficiales y subterráneos provee de un mayor volumen de almacenamiento de las aguas.
- 2.- Embalses superficiales más pequeños: El almacenamiento de aguas subterráneas permite suplir los déficit producidos en un ciclo de años secos.
- 3.- Sistema de distribución superficial menor: Una mayor utilización del agua subterránea desde pozos distribuidos convenientemente.
- 4.- Sistema de drenaje menor: El bombeo desde pozos ayuda a controlar la superficie freática.
- 5.- Reducción de revestimiento en canales: La infiltración desde canales alimenta la recarga de los acuíferos.
- 6.- Aumento del control de inundaciones: El aprovechamiento de las aguas superficiales embalsadas, para utilizarlas en recarga artificial, aumenta la disponibilidad de embalse para destinarla a un control de avenidas.
- 7.- Integración fluida con el desarrollo existente: Generalmente la operación conjunta tiene lugar después de desarrollos masivos en la cuenca, pero la integración puede hacerse para aumentar la oferta de agua, sin perder la inversión en plantas de bombeo existentes.



- 8.- Facilidad de desarrollo en etapas: El desarrollo completo de un gran proyecto de riego puede significar un plazo total superior a los 20 años, por lo cual un desarrollo por etapas es muchas veces recomendable.
- 9.- Pérdidas menores por evapotranspiración: El almacenamiento de grandes volúmenes subterráneos reduce las pérdidas de agua por este parámetro.
- 10.- Mayor control sobre descargas: Los excedentes superficiales y las descargas subterráneas, se reducen con el uso conjunto, aumentando de este modo la conservación de las aguas.
- 11.- Mejoramiento en la utilización óptima de los equipos de bombeo: El agua superficial puede ser entregada para riego durante las horas "peak" de consumo eléctrico, restringiendo el bombeo para aquellas horas de energía barata.
- 12.- Disminución del peligro de rotura de un embalse: En la eventualidad de una rotura de un muro de presa, mientras menor sea el muro y la capacidad de embalse, menor será el daño producido.
- 13.- Disminución en la distribución de semillas de malezas: Al tener sistemas de distribución de aguas más reducidos, decrece la posibilidad de diseminación de semillas perjudiciales.
- 14.- Mejor accesibilidad a la distribución del agua: Un regante prefiere tener el agua disponible cuando la necesita, desde un pozo bombeado, que depender de un esquema rígido de entregas por conductos superficiales.

#### Factores negativos

- 1.- Menor aprovechamiento hidroeléctrico: Los embalses superficiales de menor capacidad y altura generan menos hidroelectricidad y el uso conjunto provee de una menor potencia firme.
- 2.- Mayor consumo de energía eléctrica: Mayor bombeo y a grandes profundidades.
- 3.- Disminución en la eficiencia de bombeo: Las grandes fluctuaciones en los niveles de las aguas subterráneas reducen la eficiencia de los equipos de bombeo.
- 4.- Mayor mineralización del agua: Las aguas subterráneas recargadas natural y artificialmente, contienen una mayor cantidad de sólidos disueltos, que las aguas superficiales.

- 5.- Operación de proyecto de mayor complejidad: Se requiere una mayor supervisión en la operación y los proyectos de recarga artificial requieren de un manejo cuidadoso.
- 6.- Mayor dificultad en distribución de costos: Las ofertas variables desde dos fuentes distintas requieren un sistema tarifario pormenorizado y de mayor complejidad.
- 7.- Inversión en terrenos aptos para recarga artificial: Se requiere disponer de terrenos agrícolas o cauces de ríos con permeabilidad superficial adecuada, que tienen un costo alternativo.
- 8.- Peligro de hundimientos del suelo: Al producir depresiones importantes en los niveles de aguas subterráneas, se pueden producir asentamientos que pueden dañar canales u otras obras civiles.



**BIBLIOGRAFIA**

Baeza S., Hernán. 1988. Escurrimientos en Medios Permeables - Apuntes de Clases, Escuela de Ingeniería, U. de Chile, Santiago.

Bruin, Jack y Hudson Jr., H.E. 1961. Selected methods for pumping test analysis. Illinois, U.S.A.

Castagnino, Walter A. 1965. Manual de aguas subterráneas. Buenos Aires, Argentina.

Custodio, Emilio y Llamas, Manuel Ramón. 1976. Hidrología subterránea. Barcelona, España.

Davis, Stanley N. y De Wiest, Roger. 1966. Hidrogeology. New York, U.S.A.

González S. Marcial. 1971. Recursos de aguas subterráneas en valle del Río Puangue. Escuela de Ingeniería, U. de Chile, Santiago.

Johnson, Edward E. 1966. Ground water and wells. Saint Paul, Minnesota, U.S.A.

Kruseman G.P. y De Ridder N.A. 1970. Analysis and evaluation of pumping test data. Wageningen, The Netherlands.

Todd, David K. 1959. Ground water hydrology. New York, U.S.A.

U.S. Department of the Interior. 1981. Ground water manual. Denver, U.S.A.

## ***TEMA VII***

### ***Hidráulica Aplicada***

---

***DISEÑO DE PROYECTOS DE RIEGO Y DRENAJE***



# HIDRAULICA APLICADA

Alejandro López  
Ingeniero Civil  
Universidad de Chile

## 1. INTRODUCCION

### 1.1 DESARROLLO DE LA HIDRAULICA A TRAVES DE LA HISTORIA

Siendo el agua un elemento vital para la vida humana, puede afirmarse que el hombre desde siempre debió preocuparse para disponer del agua que le garantizara su subsistencia. Grandes obstáculos debió resolver, sin duda, el hombre primitivo para abordar los procesos de captación, conducción y utilización del agua. Las civilizaciones más avanzadas de la Antigüedad florecieron a orillas de los ríos, donde encontraron este vital elemento en abundancia. Las actividades principales de estos pueblos fueron la agricultura y el comercio, lo cual significó que desarrollaron técnicas para construir canales, regular ríos y proveerse de sistemas de abastecimiento de agua.

De épocas remotas se encuentran vestigios de antiguas construcciones hidráulicas a orillas de los ríos Tigris, Eufrates y Nilo. Babilonios, egipcios, fenicios y, posteriormente, griegos y romanos han dejado muestras de brillantes obras de ingeniería hidráulica, entre las cuales pueden citarse pozos de captación en Persia, redes de canales en Egipto, acueductos romanos, etc. Varias de estas obras aún hoy están en servicio, al igual que obras de regadío construidas por los incas en el altiplano andino.

Pero la Antigüedad no ha entregado el secreto de las técnicas y métodos utilizados por sus ingenieros y técnicos. Nada se sabe de los fundamentos sobre los cuales descansan tales obras. Sólo un principio ha sido transmitido hasta nosotros, cual es el Principio de Arquímedes relativo al empuje y a los cuerpos flotantes. (250 A.C.).

Después de Arquímedes hay un período de casi 1000 años en el cual no se registran avances significativos en la Hidráulica. Leonardo da Vinci, uno de los más brillantes genios de la humanidad, inicia el estudio sistemático de la Hidráulica, con lo cual puede decirse que nace así la ciencia de la Hidráulica. Leonardo investiga el comportamiento del agua en reposo y en movimiento, publicando sus resultados en una monumental obra de nueve tomos que se llamó "Del moto e misura dell' acqua". (1500).



Con Leonardo se inicia una línea de estudio e investigación en Hidráulica, la que se conoce como Escuela Italiana.

En el Siglo XVII recibe la Hidráulica notable impulso. Galileo Galilei aporta interesantes resultados experimentales, Benedetto Castelli redescubre el principio de continuidad, enunciado preliminarmente por Leonardo, Evangelista Torricelli estudia la trayectoria de los chorros y propone la clásica relación  $V = \sqrt{2gh}$  para calcular la velocidad de salida de un chorro a través de un orificio practicado en un estanque con carga "h" sobre dicho orificio.

En Francia, Blaise Pascal enuncia los principios básicos de la Hidrostática ("La presión actúa sobre un punto con una intensidad que no depende de la orientación de la superficie que contiene el punto") y establece la relación que hay entre la presión atmosférica y la cota geométrica donde se mide dicha presión.

A fines del siglo, Isaac Newton establece el principio del momentum:  $F = ma$ , fundamento de toda la estructura de la mecánica del movimiento de cuerpos y partículas, principio que posibilita el análisis teórico del agua en movimiento.

Con Euler, toma gran impulso la Hidrodinámica, de hecho se le considera su fundador, ciencia analítica y teórica que estudia el movimiento de los fluidos considerando a éstos desprovistos de viscosidad, constituyendo lo que se denomina "fluido ideal".

Muchos contemporáneos de Euler contribuyeron notablemente al desarrollo de esta ciencia, pudiendo citarse, entre otros, a científicos y matemáticos como D'Alembert, Lagrange y Laplace.

Como aportes secundarios a la Hidráulica, en este mismo siglo pueden mencionarse la invención del Tubo de Pitot, aparato destinado a medir velocidades de flujo inventado por Henri Pitot; la predicción de leyes de resistencia en canales debidas a Antoine Chézy ( $\bar{V} = C \sqrt{RJ}$ ) y los experimentos de Pierre Du Buat referentes a resistencia en conductos y alrededor de cuerpos sumergidos.

El desarrollo tecnológico del Siglo XIX, puso en evidencia numerosos problemas prácticos que no podían ser resueltos satisfactoriamente por la Hidrodinámica, ya que los resultados obtenidos no concordaban con la realidad. Esta inconsistencia entre los resultados empíricos y analíticos constituyen las "paradojas hidrodinámicas", siendo una de las más notables la llamada paradoja de D'Alembert relativa al movimiento de un cuerpo sólido inmerso en un fluido, situación



frente a la cual la Hidrodinámica concluía que el fluido no opone resistencia al movimiento del cuerpo, lo que es evidente contradictorio con la experiencia.

Contradicciones como la anterior produjeron el nacimiento de la Hidráulica, la cual buscaba soluciones inmediatas a los problemas de la práctica, basándose fundamentalmente en la experimentación. A partir de los resultados experimentales, la Hidráulica formula leyes empíricas y de validez limitada.

La Hidráulica ha sido llamada también "ciencia de los coeficientes", ya que muy a menudo recurría a ellos para ajustarse a los resultados experimentales. Lighthill decía que "los hidráulicos observaban hechos que no podían explicar y los matemáticos explicaban hechos que no observaban".

Pero a partir de la primera mitad del Siglo XIX comienza a gestarse un acercamiento entre la Hidrodinámica y la Hidráulica gracias a los trabajos de Navier (1827), Cauchy (1828), Poisson (1829), Saint Venaut (1843), Stokes (1845), Reynolds (1883), etc.

En este período se formulan las ecuaciones del movimiento del fluido viscoso, conocidas como ecuación de Navier - Stokes las que incorporan a la ecuación de Euler la resistencia debida a los efectos viscosos. También son conocidas la relación de Hagen - Poiseuille relativas a la resistencia de flujos laminares en tuberías.

Osborne Reynolds, cuyo nombre junto a Bernouilli y Froude, son los más frecuentemente utilizados para describir el movimiento de los fluidos, establece experimentalmente la diferencia entre fluidos laminares y turbulentos. Boussinesq propone un primer modelo para describir el flujo turbulento.

En la Hidráulica, destacan las contribuciones referentes a escurrimientos en canales y en singularidades. Ganguillet y Kutter expresan leyes de resistencia en canales, y a fines de siglo (1980) Robert Manning enuncia la hoy clásica ecuación para calcular velocidades en canales conocida como ecuación de Manning. Destaca también en la última mitad del siglo el acucioso trabajo experimental y de recopilación de Henri Bazin en diversos temas asociados al escurrimiento en canales.

A comienzos del Siglo XX, en 1904, el científico alemán Ludwig Prandtl al demostrar que en torno a la superficie de un cuerpo inmerso en un fluido existe una delgada capa en la cual los esfuerzos viscosos son importantes, aún cuando la viscosidad en ese fluido tenga un rol secundario. se elabora así la teoría de la capa límite, contribución que marca el nacimiento de la Mecánica de Fluidos como ciencia, lo que significó un avance impresionante en el desarrollo de las disciplinas técnicas y científicas ligadas al movimiento de fluidos.



Han contribuido en este siglo, tanto en Mecánica de Fluidos como en Hidráulica, eminentes científicos e ingenieros: Von Karmen, Blasius, Nikuradse, Tietjens, Moody, Ippen, Rouse, Bakhmeteff, Salas, Domínguez, etc.

Los dos últimos mencionados, Ramón Salas y Francisco J. Domínguez, fueron eminentes ingenieros e investigadores chilenos, cuyas contribuciones a la Hidráulica han señalado hitos importantes en su desarrollo.

En 1915 el profesor Salas descubre que en un canal con flujo permanente y líneas de corriente paralela, el Bernouilli mínimo contado desde el fondo se producía con una velocidad igual a las ondas de traslación y con una altura llamada profundidad crítica, con lo cual dio una clara interpretación física al concepto de crisis hidráulica. El profesor Domínguez, a lo largo de más de 60 años de investigación, estudió y resolvió innumerables problemas del flujo en canales y su obra acerca de resaltos, vertederos y singularidades es tal vez una de las más completas del mundo. Sus resultados los publicó en las sucesivas ediciones de su libro Hidráulica, texto hoy clásico en la literatura y que llevó a decir en 1950 al profesor norteamericano Hunter Rouse que la publicación del libro de Domínguez ha enfatizado lo inadecuado de la literatura norteamericana en ese campo.

Años antes, en 1924, otro eminente profesor, esta vez alemán, el profesor Forcheimer, aludiendo al descubrimiento del profesor Salas, decía: "Nunca imaginé que de ese remoto lugar del mundo salieran obras tan brillantes".

## 2. CONCEPTOS FUNDAMENTALES

### 2.1 SISTEMAS Y UNIDADES DE MEDIDA

La cuantificación del comportamiento de un líquido, al igual que todo el problema de Mecánica, se efectúa a través de variables. Las variables llevan asociadas magnitudes y dimensiones que dependen del sistema de unidades que se utilice.

Los sistemas de unidades se definen considerando 3 dimensiones fundamentales. Cuando se utiliza las dimensiones de longitud-masa-tiempo (L, M, T) se habla de Sistemas Físicos de Unidades. Cuando en vez de la masa se utiliza la fuerza (L, F, T) se habla de Sistemas Técnicos de Unidades.

En los Sistemas Físicos (L, M, T) y en los Sistemas Técnicos (L, F, T) las dimensiones de fuerza (F) y de masa (M) son respectivamente dimensiones derivadas que se obtienen del segundo principio de Newton:



$$F = m \cdot a \quad (2.1)$$

en que, F es la fuerza, m la masa y a la aceleración.

Otras dimensiones derivadas son la velocidad (longitud/tiempo), el trabajo (Fuerza x Longitud) y la potencia (Trabajo/tiempo).

**Sistemas Físicos o Absolutos**

Se utilizan de preferencia en estudios de índole científica y en especial en Física. Incluye los sistemas CGS, MKS e Inglés.

**Sistemas Técnicos**

Se usan en estudios de índole práctica, en especial en Ingeniería. Incluye los sistemas MKS Técnico y Americano.

En la Tabla 2.1. se resumen las unidades principales de los sistemas CGS, MKS y MKS Técnico, que corresponden a sistemas métricos.

Tabla 2.1. Dimensiones y unidades de los sistemas métricos

Sistema de Unidades	CGS (Físico)		MKS (Físico)		MKS (Técnico)	
	Dimensión	Unidad	Dimensión	Unidad	Dimensión	Unidad
Fundamentales o Básicas	Longitud	cm	Longitud	m	Longitud	m
	Masa	gr masa	Masa	kg masa	Fuerza	kg peso
	Tiempo	seg	Tiempo	seg	Tiempo	seg
Secundarias o Derivadas	Fuerza	dina	Fuerza	Newton	Masa	U.T.M.
	Trabajo o Energía	erg	Trabajo o Energía	Joule	Trabajo o Energía	kg x m
	Potencia	erg/seg	Potencia	Watt	Potencia	kg x m / seg

En la Tabla 2.2. se incluyen las unidades correspondientes a los sistemas Inglés y Americano. Cabe señalar que actualmente estos sistemas están siendo reemplazados por sistemas métricos, ya que la tendencia mundial es adoptar un sistema universal de medidas. Sin embargo considerando que todavía muchas de las especificaciones técnicas e instrumental utilizados en nuestro país se basan en estos sistemas se ha estimado de interés incluir la tabla mencionada.

Tabla 2.2. Dimensiones y unidades de los sistemas Inglés y Americano

Sistema de Unidades	INGLES		AMERICANO	
	Dimensión	Unidad	Dimensión	Unidad
Fundamentales o Básicas	Longitud	Pie	Longitud	Pie
	Masa	Libra masa	Peso	Libra peso
	Tiempo	seg	Tiempo	seg
Secundarias o Derivadas	Fuerza	Poundal	Masa	Slug
	Trabajo o Energía	Poundal x pie	Trabajo o Energía	lb x pie
	Potencia	$\frac{\text{Poundal x pie}}{\text{seg}}$	Potencia	$\frac{\text{lb x pie}}{\text{seg}}$

## 2.2 PRESION Y ESFUERZOS TANGENCIALES O DE CORTE

Para el análisis y estudio de líquidos es usual considerar volúmenes que se aíslan conceptualmente y a conveniencia dentro de la masa de líquido y que reciben el nombre de volúmenes de control. Sobre la superficie que delimita este volumen actúan fuerzas (F) que se descomponen en dos componentes: fuerzas normales ( $F_n$ ) y fuerzas tangenciales ( $F_T$ ). Se denomina presión o esfuerzo normal a la fuerza normal o perpendicular dividida por el área sobre la que actúa. Si esta área es pequeña ( $\Delta S$ ), la presión se calcula de la relación:

$$p = \frac{\Delta F_n}{\Delta S}$$

que en el límite, cuando S es infinitamente pequeña (ds), corresponde a la presión actuando sobre un punto de la superficie de control

$$p = \frac{dF_n}{dS} \quad (2.2)$$

se denomina tensión (esfuerzo) tangencial o de corte a la fuerza tangencial dividida por el área sobre la que actúa. En el límite, la tensión de corte actuando sobre un punto es:

$$\tau = \frac{dF_T}{dS} \quad (2.3)$$



Tanto la presión como la tensión tangencial se miden usualmente en  $\text{kg/m}^2$ ,  $\text{kg/cm}^2$ ,  $\text{lb/plg}^2$  (Psi), etc.

En la Figura 2.1 se esquematiza un volumen de control y las fuerzas que actúan sobre su superficie.

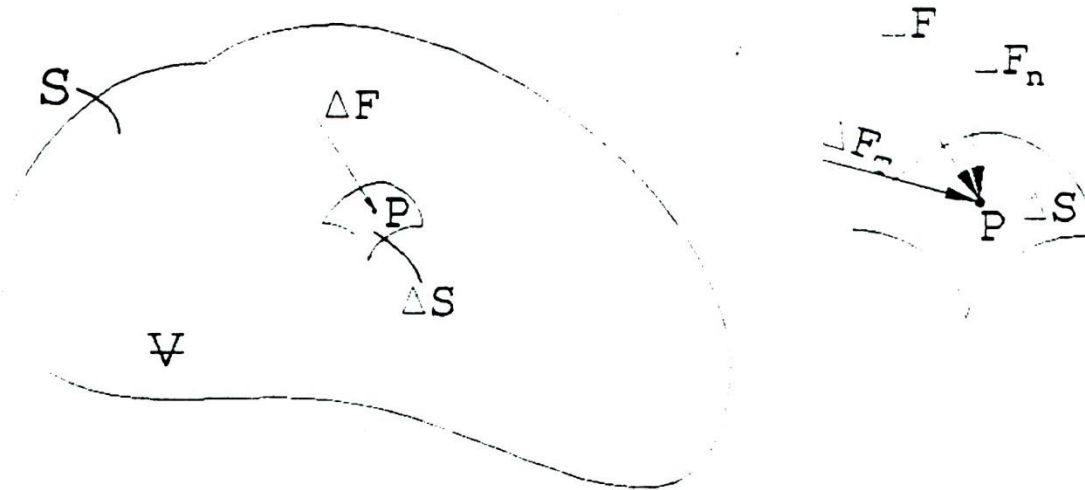


Figura 2.1. Esquema de un volumen de control y diagrama de fuerzas.

### 2.3 PRINCIPALES PROPIEDADES FISICAS DE LOS LIQUIDOS

Los líquidos son sustancias que fluyen o escurren fácilmente bajo la acción de los esfuerzos de corte. Junto con los gases constituyen las sustancias llamadas fluidos. Esta definición es básica puesto que establece una diferencia inmediata entre líquidos y sólidos. Estos últimos se deforman (elástica o plásticamente) bajo la acción de esfuerzos de corte es decir, tienen la capacidad de resistir dichos esfuerzos. Los líquidos en cambio, por su incapacidad de resistir esfuerzos de corte, fluyen.

Las principales propiedades físicas de los líquidos que tienen relevancia en el tratamiento de la Hidráulica son: densidad o peso específico, viscosidad y compresibilidad.

#### Densidad y Peso Específico

La densidad ( $\rho$ ) es la masa de líquido por unidad de volumen:

$$p = \frac{m}{V} \quad (2.4)$$

En los líquidos la densidad es prácticamente constante puesto que varía levemente con la temperatura y la presión. Por lo general en las aplicaciones prácticas de la Hidráulica se considera a los líquidos como incomprensibles, vale decir, con variaciones de densidad despreciables frente a la acción de esfuerzos normales (presión). El peso específico ( $\gamma$ ) es el peso de líquido por unidad de volumen, es decir:

$$\gamma = \frac{m \cdot g}{V} = p \cdot g \quad (2.5)$$

El peso específico se mide usualmente en  $\text{kg/m}^3$  o  $\text{ton/m}^3$ . En cambio la densidad en el sistema técnico se mide en  $\text{U.T.M./m}^3$ .

### Viscosidad

La viscosidad es una propiedad que está relacionada con la fluidez o capacidad de fluir de los líquidos. Así los líquidos de mayor viscosidad o más viscosos oponen mayor resistencia al escurrimiento. Se definen usualmente dos tipos de viscosidad: viscosidad dinámica ( $\mu$ ) y viscosidad cinemática ( $\nu$ ). La relación entre ambas está dada por

$$\nu = \mu/p \quad (2.6)$$

La viscosidad en los líquidos depende inversamente de la temperatura: a mayor temperatura menor viscosidad y viceversa.

Las unidades de la viscosidad cinemática más usuales son  $\text{cm}^2/\text{s}$  (Stokes) o bien  $\text{m}^2/\text{s}$ . Las unidades de la viscosidad dinámica se derivan de las unidades anteriores utilizando la relación (2.6). La viscosidad cinemática del agua a  $20^\circ\text{C}$  es del orden de  $0.01 \text{ cm}^2/\text{s}$  o  $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ .

Atendiendo a la viscosidad es usual clasificar los líquidos en dos categorías: líquidos perfectos o ideales cuando se puede prescindir de la viscosidad ( $\mu = 0$ ) y líquidos reales con  $\mu \neq 0$ . En los primeros, que constituyen una abstracción física útil para el análisis de ciertos fenómenos, el escurrimiento se realiza sin resistencia. En los líquidos reales en cambio es preciso incluir fuerzas de fricción o rozamiento.



**Compresibilidad**

La compresibilidad es la medida de cambios de volumen que sufren los líquidos con cambios de presión. La compresibilidad se expresa en términos del módulo de compresibilidad (E), que relaciona cambios unitarios de volumen con cambios de presión:

$$\frac{\Delta V}{V} = - \frac{1}{E} \Delta P \quad (2.7)$$

E tiene dimensiones de presión. Por ejemplo; el agua tiene un módulo 22.000 kg/cm<sup>2</sup>, es decir, para reducir un volumen de agua en 100% se requiere incrementar la presión en 22 x 10<sup>4</sup> gk/cm<sup>2</sup> (22.000 m de columna de agua).

La compresibilidad del agua es importante sólo cuando producen cambios muy grandes de presión, por ejemplo, en los fenómenos de golpe de ariete o a grandes profundidades submarinas.

En la Tabla 2.3. a continuación se incluye un resumen con las principales propiedades del agua.

Tabla 2.3. Principales Propiedades físicas del agua.

PROPIEDAD	UNIDAD	TEMPERATURA (°C)			
		0	10	20	40
Densidad	(UTM/m <sup>3</sup> )	101,9	101,9	101,7	101,1
Peso Específico	(Kg/m <sup>3</sup> )	1000	1000	998	992
Viscosidad Dinámica	(UTM/m/s)	1,83	1,33	1,03	0,67x10 <sup>-4</sup>
Viscosidad Cinemática	(m <sup>2</sup> /s)	1,8	1,3	1,0	0,66x10 <sup>-6</sup>

**2.4 COMPORTAMIENTO DE LIQUIDOS EN REPOSO**

**2.4.1 Variación de la Presión en una Masa Líquida: (Campo gravitacional).**



## Ley Hidrostática

En un líquido en reposo la resultante de las fuerzas que actúan es nula. Las fuerzas que intervienen en el equilibrio de líquidos son las fuerzas de presión (en un líquido en reposo no existen fuerzas tangenciales) y la fuerza de gravedad.

La condición de equilibrio lleva a establecer lo siguiente:

- a) La presión en el interior de un fluido en reposo es independiente de la orientación de la superficie sobre la que actúa. En otras palabras la presión es una magnitud que no depende de la dirección. (Principio de Pascal).
- b) La presión es constante en planos horizontales, vale decir, los planos isobáricos (Lugar Geométrico de puntos de igual presión) son horizontales.

Esto es fácil de demostrar. Considérese dentro de un líquido en reposo un volumen elemental como el que se esquematiza en la Figura 2.2.

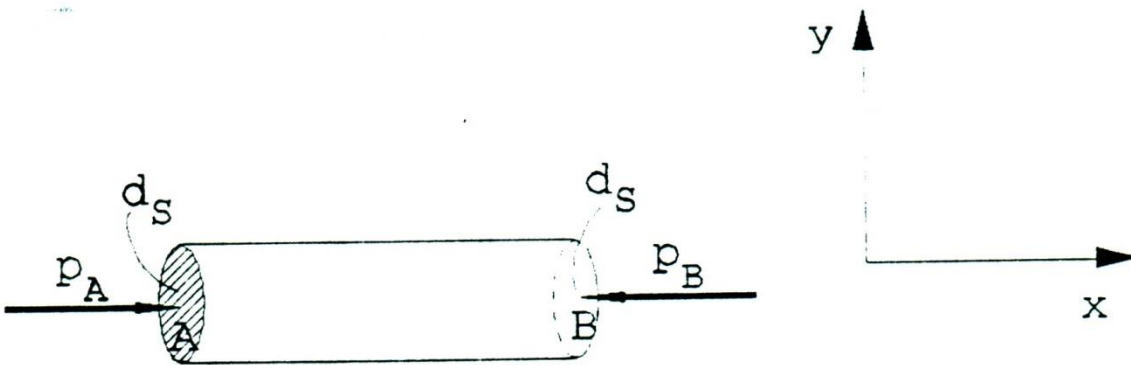


Figura 2.2. Equilibrio de fuerzas en planos horizontales.

Los puntos A y B se encuentran sobre la misma horizontal. La condición de equilibrio en la dirección x será:

$$p_A dS - p_B dS = 0$$

$$\therefore p_A = p_B \quad (2.8)$$



- c) La presión en planos verticales varía linealmente con la altura (Ley Hidrostática). Esto se puede demostrar fácilmente si el cilindro de la Figura 2.2. se coloca en posición vertical. En este caso en el equilibrio de fuerzas debe tomarse en cuenta el peso del líquido:

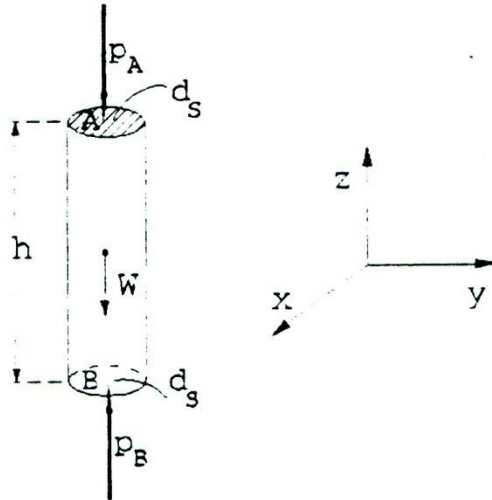


Figura 2.3. Equilibrio de fuerzas en planos verticales.

$$p_B dS - p_A dS - W = 0$$

El peso del cilindro  $W$  es:

$$W = \gamma h dS$$

siendo el peso específico del líquido.

$$\therefore p_B = p_A + \gamma h \quad (2.9)$$

De aquí se deduce que de A a B la presión aumenta en  $\gamma h$ , es decir, linealmente con la altura. Si al punto A se le asigna la cota o elevación geométrica  $z_A$  y al punto B,  $z_B$  se tiene:

$$h = z_A - z_B$$

luego se cumple:

$$p_B + \gamma Z_B = p_A + \gamma Z_A = \text{constante}$$

Como los puntos A y B se han elegido arbitrariamente, se cumple en general:

$$p + \gamma z = \text{constante} \quad (2.10)$$

o bien dividiendo la ecuación (2.10) por  $\gamma$ :

$$z = p/\gamma = \text{constante} \quad (2.11)$$

$z$  corresponde a la cota o elevación geométrica y el término  $p/\gamma$  a la altura de presión (altura de la columna líquida que es capaz de producir la presión  $p$ ). Ambos términos tienen dimensiones de longitud.

Luego, la Ley Hidrostática también puede enunciarse diciendo que la suma de la cota geométrica y la altura de presión es constante. Esta suma recibe el nombre de cota piezométrica. La Ley Hidrostática representa la condición de equilibrio de un sistema hidráulico en reposo sometido sólo a la acción de la gravedad como fuerza externa.

#### 2.4.2 Aplicaciones de la Ley Hidrostática: Manómetros y Fuerzas sobre Superficies.

Los manómetros son instrumentos destinados a medir la presión en el interior de un líquido. En estos instrumentos la presión se obtiene haciendo uso de la Ley Hidrostática enunciada en el punto precedente. La presión se mide usualmente de dos maneras: como presión absoluta y como presión relativa a la atmosférica. Los manómetros miden presiones relativas. Existen distintos tipos de manómetros:

##### a) Tubo Piezométrico o Piezómetros

Si por ejemplo se desea medir la presión dentro de un conducto o cañería (en el punto A), se puede conectar un tubo de pequeño diámetro como se muestra en la Figura 2.4. El agua dentro del tubo se elevará una altura  $h$  por sobre el orificio de conexión.



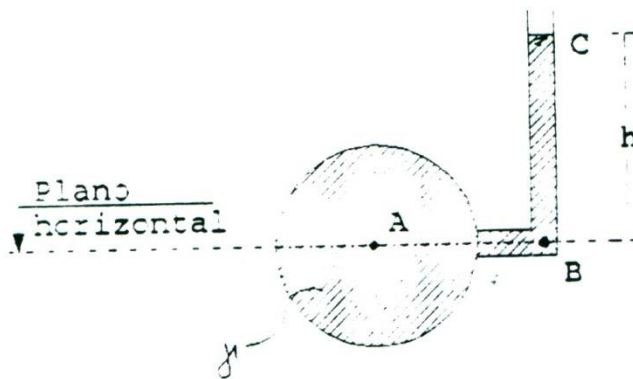


Figura 2.4. Piezómetro simple.

De acuerdo al acápite b) del punto 2.4.1. se cumple que la presión es la misma en A y B ya que estos puntos se ubican sobre un plano horizontal, luego:

$$P_A = P_B \quad (2.12)$$

De acuerdo con el acápite c), la diferencia de presión entre los puntos B y C es:

$$P_B - P_C = \gamma h \quad (2.13)$$

Luego de (2.12) y (2.13) se tiene:

$$P_A = P_C + \gamma h$$

Si en C existe presión atmosférica y todas las presiones se miden relativas a esta presión, esto equivale a escribir:

$$P_C = 0$$

luego la presión en el punto A vale:

$$P_A = \gamma h \quad (2.14)$$

**Ejemplo:** Si la altura h en el piezómetro alcanza a 1,5 m. ¿cuál es la presión dentro de la tubería en kg/cm<sup>2</sup>?

Si se trata de agua,  $\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$ , luego

$$P_A = 1000 \times 1,5 = 1500 \text{ kg/m}^2$$

$$= 0.15 \text{ kg/cm}^2$$

Cuando las presiones a medir son muy grandes, resulta poco práctico utilizar como líquido manométrico el mismo líquido cuya presión se desea medir. En esos casos se usa un líquido más pesado, como por ejemplo mercurio.

En la Figura 2.5. se esquematiza esta situación:

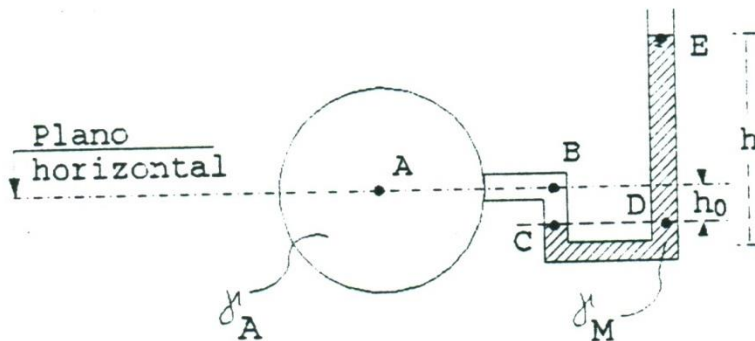


Figura 2.5. Piezómetro con mercurio como líquido manométrico.

En este caso se tiene lo siguiente. De acuerdo al acápite b) del punto 2.4.1:

$$P_A = P_B$$

$$P_C = P_D$$

De acuerdo con el acápite c):

$$P_C = P_B + \gamma_A h_0$$

$$P_D = P_E + \gamma_M h$$



Luego

$$P_A + \gamma_A h_0 = P_E + \gamma_M h$$

$$\therefore P_A = \gamma_M h - \gamma_A h_0 \quad (2.15)$$

ya que  $P_E = \text{Presión atmosférica} = 0$

b) Manómetros Diferenciales

Se usan para medir diferencias de presión entre dos puntos, como se indica en la Figura 2.6.

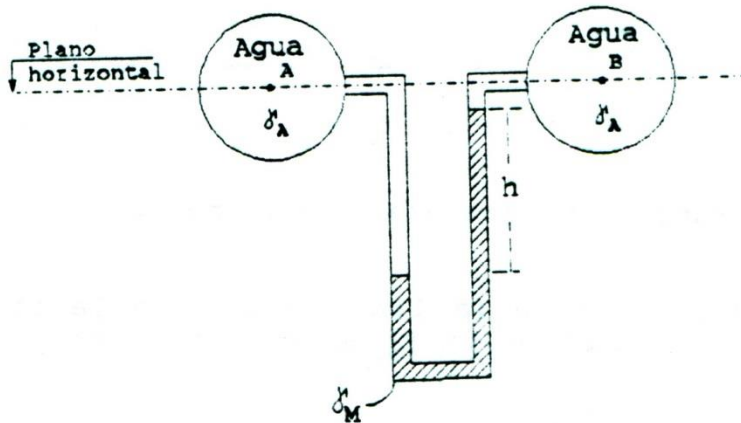


Figura 2.6. Manómetro diferencial.

Aplicando los principios anteriores, se demuestra que la diferencia de presión entre A y B es:

$$P_A - P_B = (\gamma_M - \gamma_A) h \quad (2.16)$$

Otra de las aplicaciones importantes de la Ley Hidrostática es en el cálculo de fuerzas de presión. El caso más sencillo es el de las fuerzas actuando sobre una superficie plana. Por ejemplo, en la Figura 2.7 se esquematiza el muro de contención de un embalse. Se desea calcular la fuerza total de presión y el punto de aplicación.

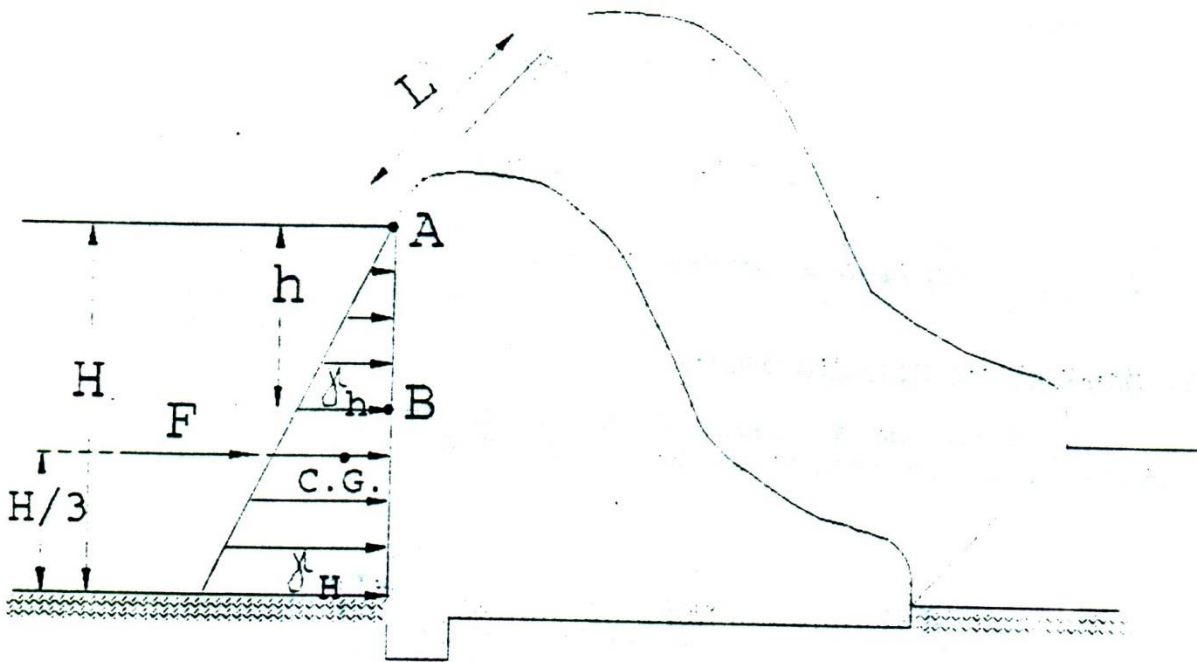


Figura 2.7. Fuerzas de presión sobre una superficie vertical.

Como la presión varía linealmente con la profundidad, el diagrama de presiones es un triángulo, ya que:

$$p_B = p_A + \gamma h$$

como  $p_A = p_{atm} = 0$

$$p_B = \gamma h$$

cualquiera que sea el punto B. Si el punto B se ubica en el fondo, la presión en este punto es:

$$p = \gamma h$$

$$\gamma h ds$$

$$F = \int \gamma h ds = \iint h ds$$

$$\int h ds = \eta S$$



Se puede demostrar fácilmente que la fuerza resultante de presión es igual al volumen del prisma de presiones, y que el punto de aplicación coincide con el C.G. de dicho volumen. De la figura se constata fácilmente que:

Volumen Prisma de Presiones:

$$\frac{1}{2} (\gamma H) HL$$

luego la fuerza resultante es:

$$F = \frac{1}{2} \gamma H^2 L \quad (2.17)$$

Punto de Aplicación = C.G. del Volumen, cuya ordenada medida desde el fondo es  $H/3$ , tal como se indica en la Figura 1.7. La ubicación del punto de aplicación de la fuerza es importante pues permite calcular el Momento que tiende a volcar la estructura:

$$M = F \cdot \frac{H}{3} \quad (2.18)$$

En el caso de una superficie inclinada, el diagrama de presiones se obtiene en forma análoga al caso anterior. Sólo es preciso recordar que estye diagrama siempre debe dibujarse normal a la superficie.

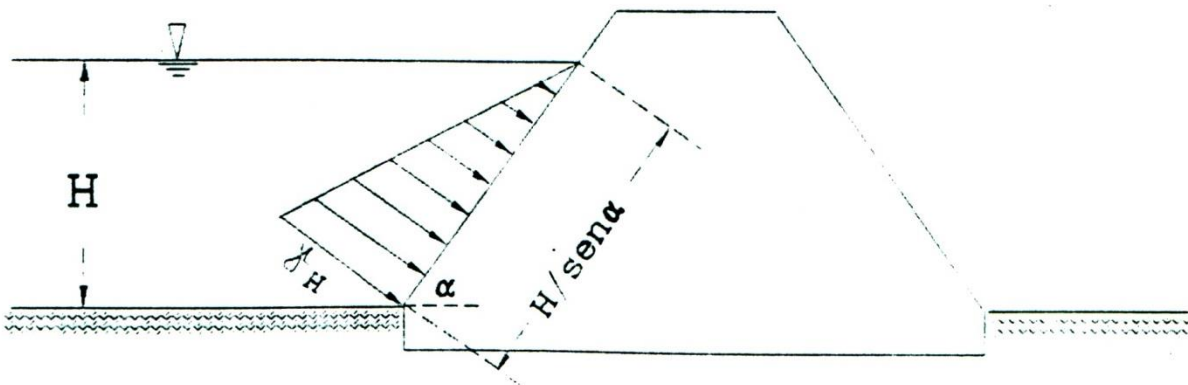


Figura 2.8. Diagramas de presiones sobre superficie inclinada.

La fuerza resultante es:

$$F = \frac{1}{2} \gamma \frac{H^2}{\text{sen } \alpha} \cdot L$$

## 2.5 COMPORTAMIENTO DE LIQUIDOS EN MOVIMIENTO

### 2.5.1 Clasificación de los Escurrecimientos

En Hidráulica es usual clasificar los escurrimientos atendiendo a diversos aspectos. Las clasificaciones más utilizadas son las siguientes:

#### a) Atendiendo al ordenamiento con que escurre el líquido:

- Escurrecimiento Laminares o Estratificados, en los que las partículas se desplazan en forma ordenada, presentándose verdaderas capas de escurrimiento. Son escurrimientos laminares los de líquidos viscosos cuando fluyen lentamente en conductos de pequeñas dimensiones.
- Escurrecimientos turbuletos, caracterizados por que las partículas se mueven en forma desordenada, produciendo en cada punto verdaderas pulsaciones de velocidad y de presión. Son los escurrimientos más usuales de la práctica; son los que se dan en un río, canal de riego o en una tubería de agua potable.

#### b) Atendiendo a la variación en el espacio:

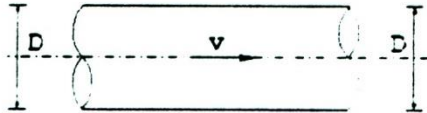
- Escurrecimientos uniformes, en los que la velocidad, presión o altura se mantienen constante a todo lo largo del conducto o canalización.
- Escurrecimientos variados, en los que existen variaciones de la velocidad, presión o altura a lo largo del conducto o canalización.

En la Figura 2.9 se esquematizan ejemplos de escurrimientos uniformes y variados.

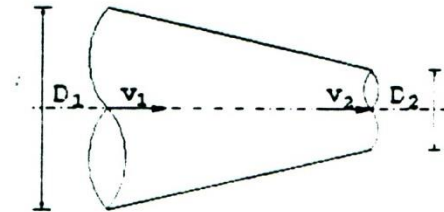


Conductos cerrados

Uniforme

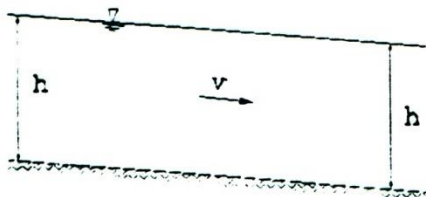


Variado



Canales

Uniforme



Variado

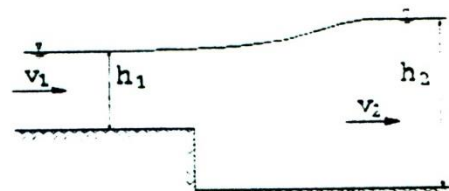


Figura 2.9. Ejemplo de Escurrimientos Uniformes y Variados

c) Atendiendo a la variación en el tiempo:

- Escurrimientos permanentes o estacionarios, donde las velocidades, caudales o presiones se mantienen invariables en el tiempo.
- Escurrimientos impermanentes, que muestran una variación en función del tiempo.

Ejemplo de los primeros lo constituyen los escurrimientos que ocurren en un canal o cañería con caudal constante. Los casos de ondas de crecidas en un río o del oleaje en el mar corresponden a flujos o escurrimientos impermanentes.

**2.5.2 Principio de Continuidad. Gasto o Caudal**

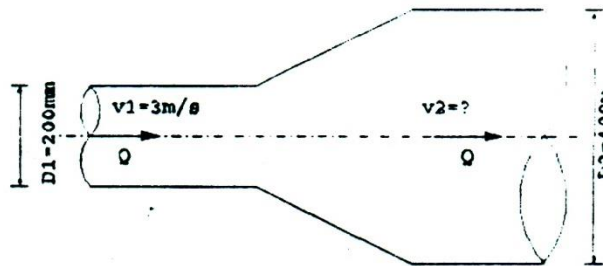
El principio de continuidad o de conservación de masa es uno de los 3 principios fundamentales en los que se basa la Hidráulica.

Este principio aplicado a un escurrimiento permanente expresa que para cualquier sección que corta normalmente (perpendicular) al flujo, el producto de la velocidad por la sección de escurrimiento es constante.

$$V \cdot S = Q = \text{cte} \quad (2.19)$$

Q recibe el nombre de caudal o gasto. Representa el volumen por unidad de tiempo que pasa normal a una superficie E. Se mide comúnmente en lts/s o m<sup>3</sup>/s.

La determinación del caudal en la práctica se puede realizar a través de muy diversos métodos, será midiendo directamente la velocidad del escurrimiento o en una sección o bien a través de dispositivos como tubo ventrario o diafragmas en tuberías o afirmadores de barrera o estrechamiento en canales, o bien mediante vertederos. El principio de continuidad y la ec. (1.19) son útiles también cuando se desea calcular las velocidades en un ducto o canalización con cambios de sección. Por ejemplo, supóngase que en una cañería de D = 200 mm de velocidad es 3 m/s y se desea saber el caudal y la velocidad en un ensanche de D = 400 mm.



**Figura 2.10. Ensanche de cañería.**

**Solución:**

Sección de entrada:

$$S_1 = \frac{\pi D_1^2}{4} = 0.0314 \text{ m}^2$$



Caudal:

$$Q = v_1 S_1$$

$$Q = 3 \times 0.0314 = 94,3 \text{ lt/s}$$

Sección de salida:

$$S_2 = \frac{\pi D_2^2}{4} = 0.126 \text{ m}^2$$

Como se cumple  $Q = v_2 \cdot S_2$  , se tiene:

Velocidad salida:

$$v_2 = \frac{Q}{S_2} = \frac{0.0943}{0.126} = 0.75 \text{ m/s}$$

### 2.5.3 Principio de Conservación de la Energía:

#### Teorema de Bernoulli

Al igual que el principio de continuidad, este principio es fundamental en la descripción del movimiento de líquidos. Cuando se trata de líquidos ideales o perfectos y de escurrimientos permanentes el principio de la energía expresa que la suma de las energías mecánicas potencial, de presión y cinética, es decir, la energía mecánica total del escurrimiento, se mantiene constante. Esto usualmente se formula así:

$$Z + p/\gamma + v^2/2g = B = \text{cte} \quad (2.20)$$

en que

Z : cota o elevación geométrica (energía potencial/peso)

$p/\gamma$  : altura de presión (energía de presión/peso)

$v^2/2g$  : altura de velocidad (energía cinética/peso)

La constante B se denomina carga total, suma de Bernoulli o sencillamente Bernoulli. Como lo muestra la ec. (2.20), representa la energía mecánica por unidad de peso del escurrimiento.

B tiene dimensiones de longitud, al igual que cada uno de los términos Z,  $p/\gamma$  y  $v^2/2g$ .

La ec. (2.20) tiene una interpretación gráfica sencilla. Establece que la cota del plano de carga se obtiene en cada punto mediante la suma de la cota piezométrica  $Z + p/\gamma$  y de la altura de velocidad  $v^2/2g$ . En La Figura 2.11 se esquematiza esta situación para una tubería.

En el escurrimiento en canales la formulación del Teorema de Bernoulli, es algo diferente. En efecto, de la Figura 2.12 se aprecia que aquí el plano piezométrico coincide con la superficie libre del escurrimiento.

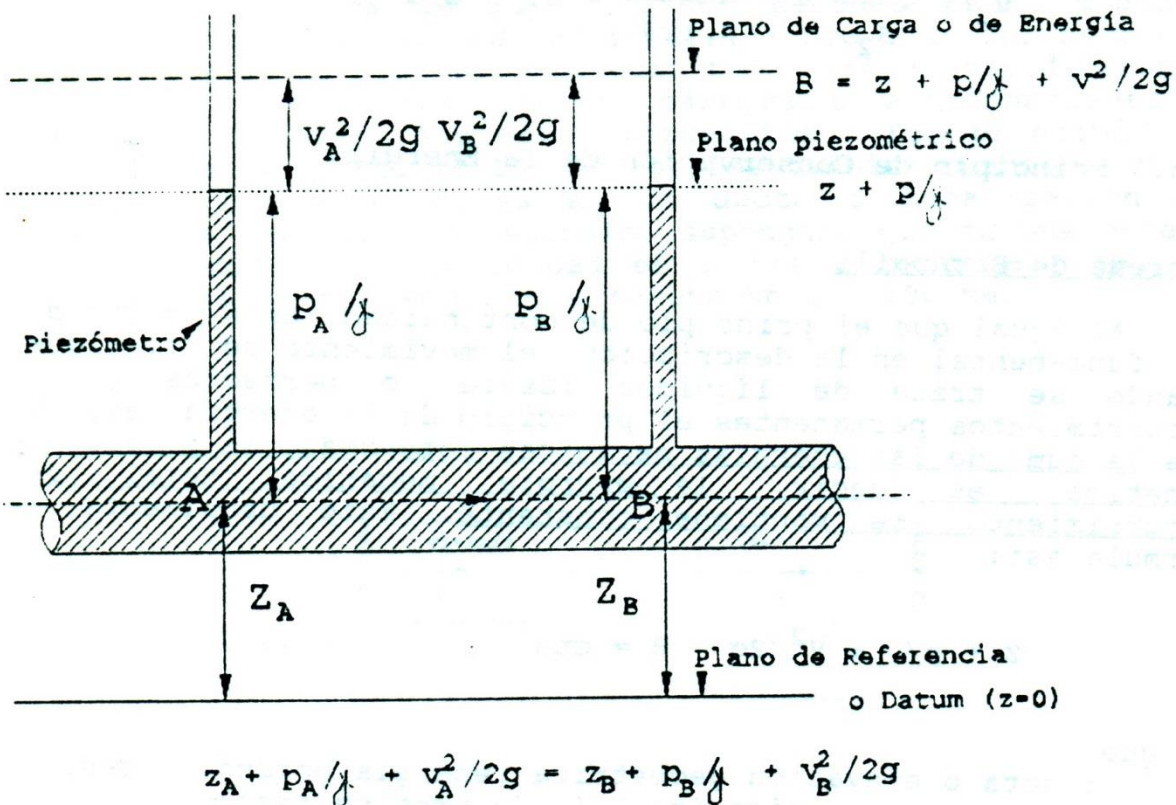
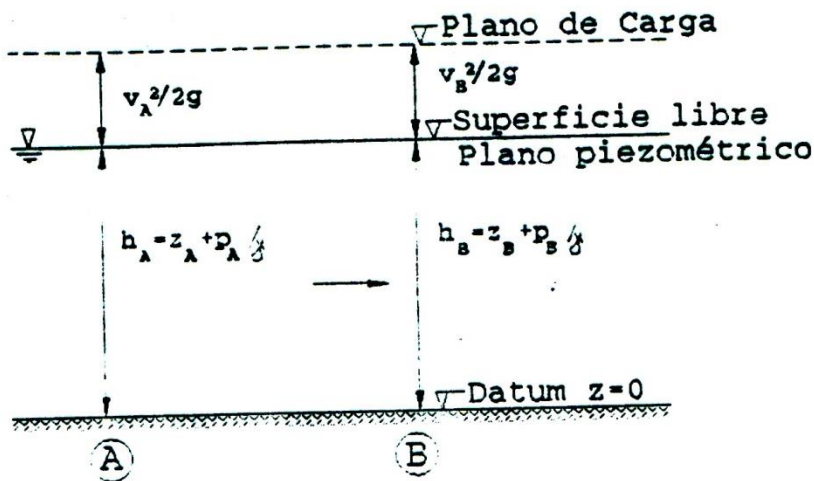


Figura 2.11. Escurrimiento en tuberías.





2.12. Escurrimiento en canales.

Como se cumple que:

$$z + p/\gamma = h$$

luego,

$$h_A + \frac{v_A^2}{2g} = h_B + \frac{v_B^2}{2g} \quad (2.21)$$

Esta formulación del Teorema de Bernoulli permite además diferenciar dos regímenes de escurrimiento que ocurren usualmente en canales. En efecto, si la ec. (2.21) se escribe bajo la forma:

$$B = h + \frac{v^2}{2g} \quad (2.22)$$

y reemplazando la velocidad  $v$ , por  $v = q/h$ ,

en que  $q$  es el caudal por unidad de ancho ( $m^3/s/m$  o  $lt/s/m$ ) resulta:

$$B = h + \frac{q^2}{2g h^2} \quad (2.23)$$

Esta ecuación graficada como se indica en la Figura 2.13 muestra un valor mínimo para B, cuando  $q = \text{cte.}$  Este punto representa lo que se conoce como crisis o escurrimiento crítico. La altura h correspondiente a este punto se denomina altura crítica. ( $h_c$ )

La rama superior de la curva representa escurrimiento con alturas mayores que la crítica y se denominan escurrimientos subcríticos o simplemente ríos. Se caracterizan por alturas mayores y velocidades mayores.

La rama inferior representa a escurrimientos supercríticos o torrentes. Estos son escurrimientos rápidos de baja altura.

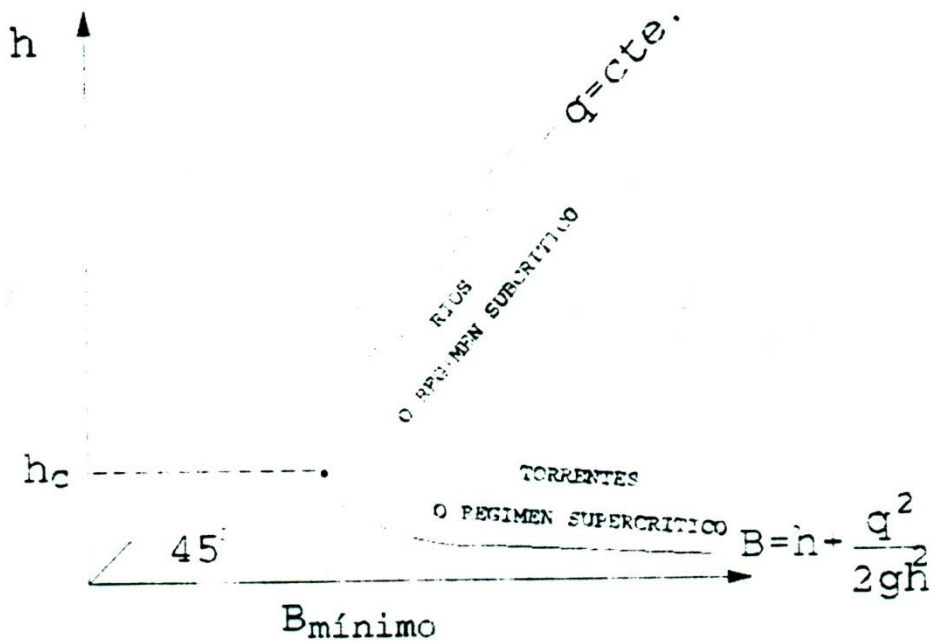


Figura 2.13. Ocurrencia de ríos y torrentes.

La altura crítica en un canal rectangular se calcula de la relación:

$$h_c = (q^2/g)^{1/3} = 0.468 q^{2/3} \quad (2.24)$$

En un canal de forma cualquiera la condición de curva es:  $Q^2 l = g S^3$  siendo l el ancho superficial, S la sección de escurrimiento y g la aceleración de Graude.



**Ejemplo de Aplicación**

Una aplicación sencilla del principio de Bernoulli la constituye el cálculo del caudal que permite evacuar un pequeño orificio perforado en la pared de un estanque.

En la Figura 2.14 se esquematiza este problema:

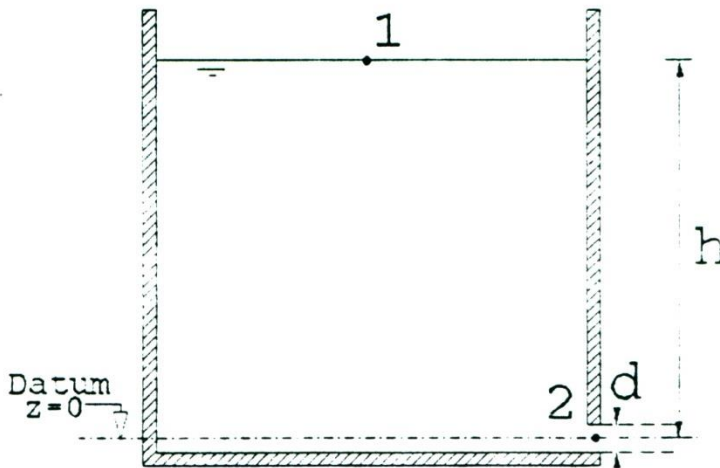


Figura 2.14. Esgurrimiento a través de un orificio.

Para calcular el caudal a través del orificio es preciso calcular la velocidad en el punto 2. Para ello se hace uso del Teorema de Bernoulli, aplicado a los puntos 1 y 2 de la Figura 2.14:

$$B^1 = B_2$$

$$z_1 + p_1/\gamma + v_1^2 / 2g = z_2 + p_2/\gamma + v_2^2 / 2g \quad (2.25)$$

en que las elevaciones geométricas de los puntos se miden desde un plano de referencia arbitrario, como el indicado en la figura. Por lo tanto se cumple:

$$z_1 = h$$

$$z_2 = 0$$

Además como ambos puntos se encuentran a presión atmosférica:

$$P_1 = P_2 = P_{atm} \quad 0$$

Luego, la ec. (2.25) se reduce a:

$$v_2^2/2g = h + v_1^2/2g$$

Si el nivel del estanque es constante, es decir, la dimensión del estanque es mucho mayor que la del orificio, la velocidad de descenso de la superficie libre es despreciable:

$$v_1 = 0$$

luego:

$$v_2 = \sqrt{2gh} \quad (2.26)$$

de donde se deduce que el caudal vale:

$$Q = v_2 \cdot \text{Area Orificio} = \sqrt{2gh} \cdot \frac{\pi d^2}{4}$$

**Ejemplo:** ¿Qué caudal evacúa un orificio de  $d = 20$  mm perforado en un estanque cuya carga es  $h = 2$  m?

De acuerdo a la ec. (2.22):

$$v_2 = \sqrt{2gh} = \sqrt{2} \cdot 9,8 \times 2 = 6,26 \text{ m/s}$$

$$Q = 6,26 \frac{\pi 0,02^2}{4} = 1,97 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 2,0 \text{ lt/s}$$

El Teorema de Bernoulli tiene gran aplicación en Hidráulica en la determinación de caudales y es básico en el diseño y operación de dispositivos aforadores como se verá en el capítulo siguiente.



### 2.5.5 Pérdidas de Carga o de Energía

El Teorema de Bernoulli recién analizado es aplicable a líquidos ideales donde se hace abstracción de pérdidas de energía. En ciertos problemas (líquidos reales) sin embargo, estas pérdidas son tan importantes que la aplicación del Teorema conduce a resultados totalmente irreales. Son los casos más usuales de la práctica.

Las pérdidas de energía son de dos tipos: pérdidas por frotamiento o rozamiento y pérdidas singulares.

#### a) Pérdidas de Carga por Frotamiento

Son pérdidas generales, uniformemente repartidas a todo lo largo y contorno del escurrimiento. Se deben al rozamiento que se genera entre el líquido y la pared sólida del conducto o canalización.

Estas pérdidas como ocurren repartidas en forma uniforme hacen que el Bernoulli o carga total disminuya continuamente hacia aguas abajo.

Se expresa en términos de una pérdida de carga por unidad de longitud, que usualmente se denota por la letra J:

$$J = \frac{\Delta B}{L} \quad (2.27)$$

en que  $\Delta B$  es la diferencia o caída del Bernoulli entre dos secciones separadas por distancia L. Como ambas cantidades se expresan en unidades de longitud, J es una cantidad sin dimensiones.

De la Figura 2.15 se aprecia que J representa la pendiente del plano de carga.

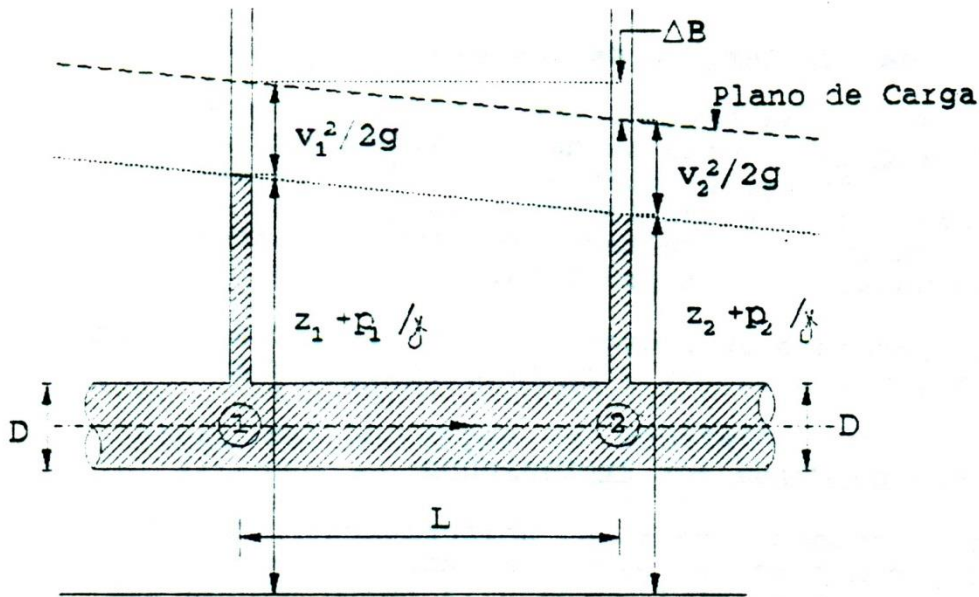


Figura 2.15. Plano de carga del escurrimiento de un líquido real en una tubería.

**Tuberías o Conductos Cerrados**

Las pérdidas de carga en tuberías o conductos cerrados se calculan con la fórmula de Darcy-Weisbach:

$$J = f \frac{1}{D} \frac{v^2}{2g} \quad (2.28)$$

en que

f: factor de frotamiento o fricción (sin dimensiones)

L: longitud definida de acuerdo a la Figura 2.15.

D: diámetro de la tubería

V: velocidad media del escurrimiento

La forma más usual de calcular el factor de frotamiento \$f\$, es a través de Diagrama de Moody como el que se incluye en la Figura 2.16. De este diagrama se aprecia que el coeficiente \$f\$, es función de dos parámetros sin dimensiones: \$Re\$ y \$K\_s/D\$

$$Re = \frac{VD}{\nu} \quad (2.29)$$

que se denomina Número de Reynolds, siendo \$V\$, \$D\$ y \$\nu\$ la velocidad del escurrimiento, \$D\$ el diámetro de la tubería y la \$\nu\$ la viscosidad cinemática que se obtiene de la Tabla 2.3. (Punto 2.3), y

$$K_s/D \quad (2.30)$$



que se denomina rugosidad relativa, siendo  $K_s$  la aspereza de la pared de la tubería y  $D$  el diámetro. La aspereza de la pared se puede obtener de la Tabla 2.4 para los distintos materiales y grados de uso de la tubería.

**Ejemplo:** Calcular la pérdida de carga por frotamiento en una tubería de hormigón de 2000 m de longitud, de 600 mm de diámetro que lleva un caudal de 425 lt/s. Supone la temperatura del agua igual a 10°C.

Velocidad media del escurrimiento:

$$V = \frac{Q}{\frac{\pi D^2}{4}} = \frac{0.425 \text{ (m}^3/\text{s)}}{\frac{\pi \times 0.6^2 \text{ (m}^2)}{4}}$$

$$V = 1.50 \text{ m/s.}$$

De acuerdo a la Tabla 2.3 se tiene:  $\nu = 1,13 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

Por lo tanto el Número de Reynolds vale:

$$R = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{1,50 \times 0,600}{1,3 \times 10^{-6}} = 692,308$$

$$\therefore R = 6,9 \times 10^5$$

De acuerdo con la Tabla 2.4,  $K_s$  está comprometido entre 0.50 y 0.60 mm. Adoptando el valor más desfavorable se tiene:

$$K_s/D = \frac{0.60}{600} = 0.001$$

De la Figura 2.15 se tiene en consecuencia:

$$f = 0.020$$

Luego, de acuerdo con la ec. (2.28) la pérdida de carga unitaria será:

$$J = f \frac{1}{D} \frac{v^2}{2g} = 0,020 \frac{1}{0,600} \times \frac{1.50^2}{2 \times 9,8}$$

$$J = 0,00383$$

Por lo tanto la pérdida de energía o Bernoulli en 2000 m de tubería, es decir, el descenso total del plano de carga es:

$$\Delta B = 0,00383 \times 2000 = 7,65 \text{ m}$$

El cálculo de las pérdidas de energía o caída del Bernoulli es esencial para el diseño de tuberías. En efecto, de acuerdo a la Figura 2.15, el Teorema de Bernoulli debe escribirse en este caso de la forma:

$$B_1 = B_2 + \Delta B$$

o sea:

$$z_1 + p_1/\gamma + v_1^2/2g = z_2 + p_2/\gamma + v_2^2/2g + J \cdot L \quad (2.31)$$

De esta ecuación se visualiza que para un adecuado diseño de la tubería, el término  $J \cdot L$  debe ser suficientemente pequeño como para asegurar que el escurrimiento no se interrumpa por falta de energía. Para ello es preciso agrandar el diámetro o alisar la pared.

Existen también relaciones empíricas para determinar  $J$ , relaciones del tipo  $J = KQ^m/D^n$ .  $A$  es el caudal,  $D$  el diámetro de la tubería,  $K$ ,  $m$  y  $n$  constantes experimentales que dependen del tipo de escurrimiento.

### Canales

En canales el Teorema de Bernoulli toma una forma distinta a a ec. (2.31) ya que como se dijo anteriormente, el plano piezométrico coincide con la superficie libre, es decir, se cumple:

$$z + p/\gamma = h$$

$$h_1 + \frac{v_1^2}{2g} = h_2 + \frac{v_2^2}{2g} + J \cdot L \quad (2.32)$$



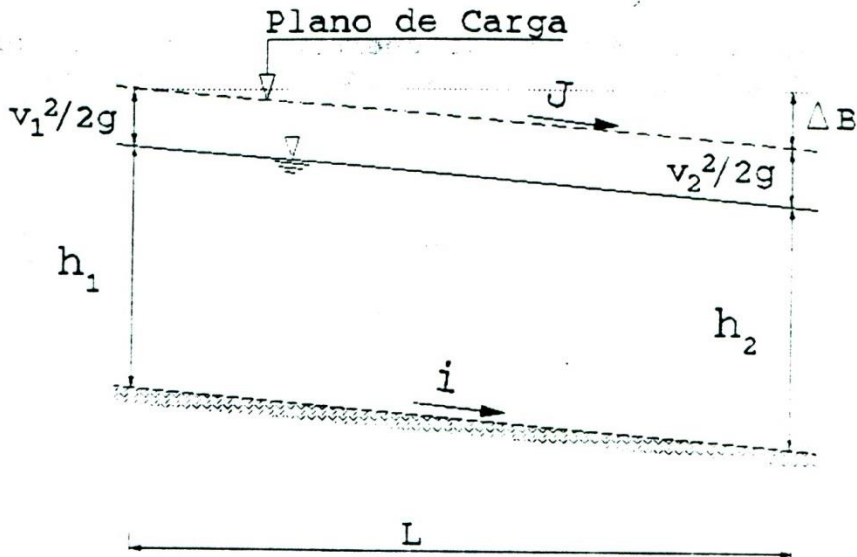


Figura 2.17. Esguerrimiento en canales.

Si el esguerrimiento es uniforme (ver punto 2.6), la pendiente del plano de carga  $J$  coincide con la pendiente del plano piezométrico y con la pendiente del fondo. Si esta última pendiente se denota por  $i$ , se cumple:

$$i = J$$

Para este caso es aplicable la ec. de Manning que expresa:

$$\frac{Q \cdot n}{\sqrt{I}} = AR^{2/3} \quad (2.33)$$

en que

- Q : caudal ( $m^3/s$ )
- n : coeficiente de Manning (adimensional)
- A : área de esguerrimiento ( $m^2$ )
- R : radio hidráulico (m)

Esta ecuación es válida solamente para el sistema métrico indicado.

El radio hidráulico es el área de esguerrimiento dividido por el perímetro o contorno mojado. Por ejemplo si el canal es de sección rectangular como el de la Figura 2.18a.

$$R = \frac{A}{P} = \frac{B \cdot h}{B + 2h}$$

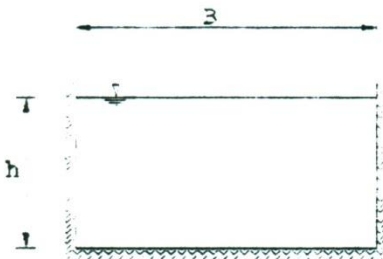
siendo  $p = B + 2h$  el perímetro mojado.

Si la sección es un semicírculo como la de la Figura 2.8b, el perímetro mojado es:

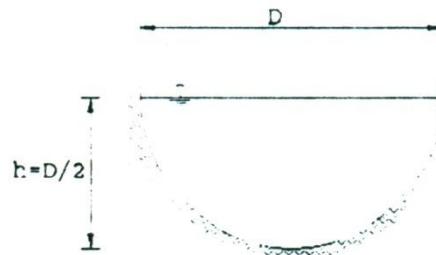
$$P = \frac{\pi D}{2}$$

luego:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{\pi D^2}{8 \left( \frac{\pi D}{2} \right)} = \frac{D}{4}$$



a) Sección Rectangular



b) Sección Semicircular

Figura 2.18. Ejemplos de Secciones de Canales.

Para la aplicación de la ec. (2.33) es necesario conocer o estimar el coeficiente de Manning. Este coeficiente es función del tipo de material y de la aspereza de las paredes. Se puede obtener de la Tabla 2.5.



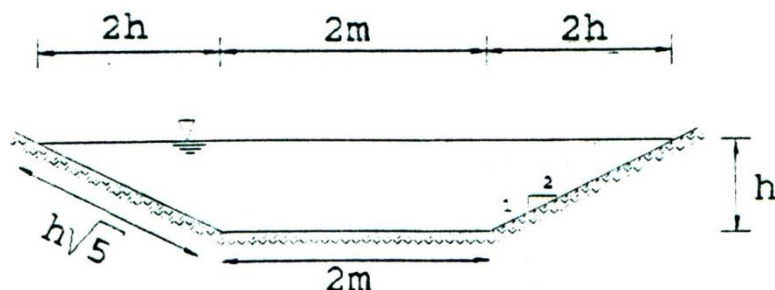
**TABLA 2.5.**

**Coefficientes de Rugosidad de Manning (Ven Te Chow)**

MATERIAL	n (normal)
<b><u>Canales Artificiales Revestidos</u></b>	
Acero Soldado	0.012
Acero Remachado	0.016
Metal corrugado (canaletas aguas lluvias)	0.024
Cemento Pulido	0.011
Mortero	0.012
Madera	0.013
Albañilería	0.025-0.032
<b><u>Canales Artificiales no-revestidos</u></b>	
Excavados en tierra, rectos y limpios	0.022
Excavados en tierra, sinuosos	0.025-0.040
Excavados en roca	0.035-0.040
Con vegetación	0.080-0.100
<b><u>Corrientes Naturales</u></b>	
Tramos rectos, secc. uniformes y limpias	0.030
Tramos sinuosos, secc. limpias, secc. poco uniformes	0.040
Torrentes con lechos ripiosos, gruesos	0.040-0.050
Tramos altamente vegetales y de secciones irregulares	0.050-0.100
Planifíes de inundación	0.100-0.175

En el diseño de canales, generalmente la pendiente se fija de antemano, de modo que interesa determinar el caudal que puede conducir una sección dada o bien lo que es más frecuente, elegida la forma de la sección, predecir el radio hidráulico o altura del escurrimiento cuando el canal ha de conducir un caudal conocido.

Por ejemplo, se desea saber que altura debedarse a una sección trapecial de taludes 2:1 (H : V), de ancho basal 2m, para conducir un caudal  $Q = 11,4 \text{ m}^3/\text{s}$ . La pendiente del canal es 0.0005 y será revestido con albañilería de piedra.



**Figura 2.19. Ejemplo de escurrimiento en canales de sección trapecial**

Sea h la altura en (m) a calcular. El área de escurrimiento será:

$$A = \frac{1}{2} (2 + 2 + 4 h) h = 2 (1 + h) h \quad (\text{m}^2)$$

Perímetro mojado:

$$P = 2 \sqrt{5h} + 2 \quad (\text{m})$$

Radio Hidráulico:

$$R = \frac{2 (1 + h) h}{2(\sqrt{5} h+1)} = \frac{(1 + h) h}{(\sqrt{5} h+1)}$$

Reemplazando el área y el radio hidráulico en la ec. (2.33), se tiene:

$$AR^{2/3} = 2 (1 + h) h \left( \frac{(1 + h)h}{\sqrt{5h} + 1} \right)^{2/3} = \frac{Q \cdot n}{\sqrt{i}}$$

De la Tabla 2.5, se adopta  $n = 0.025$ , con lo cual resulta:

$$2(1 + h)h \left( \frac{(1 + h) h}{\sqrt{5h} + 1} \right)^{2/3} = \frac{11,4 \cdot 0,025}{0,0005^{1/2}} = 12,75$$

La ecuación anterior se soluciona por tanteos como se indica a continuación:

h	(1*h)h	((1+h)h) <sup>5/3</sup>	(5 h+1) <sup>2/3</sup>	AR <sup>2/3</sup>
1,0	2,0	3,17	2,19	2,90
1,5	3,75	9,05	2,67	5,33
3,0	12,0	62,90	3,90	32,24
2,0	6,0	19,81	3,17	12,76

De aquí se concluye que la solución buscada es  $h = 2,0$  m.

### Pérdidas de Carga Singulares

Estas pérdidas ocurren cuando existen cambios de sección o de dirección del conducto, que originan variaciones bruscas de la magnitud y/o dirección de la velocidad del escurrimiento. Estas pérdidas se calculan usualmente a través de la relación:



$$\Delta = K \frac{v^2}{2g} \quad (2.34)$$

siendo  $\Delta$  la pérdida de carga, K un coeficiente adimensional que depende en general de las características de la singularidad y del escurrimiento en sus vecindades y V, la velocidad media. La pérdida de carga, al igual que la altura de velocidad de la ec. (2.34), se expresa en unidades de longitud. Valores típicos del coeficiente K para singularidades en tuberías se incluyen en la Tabla 2.6.

El cálculo de pérdidas singulares en canales es en general más complicado que en tuberías. En efecto la gran variedad de singularidades que se presenta y la amplia gama de parámetros que intervienen en el fenómeno, impide un tratamiento sencillo como el sintetizado en la Tabla 2.6.

Cuando las pérdidas de carga singulares son importantes, el Teorema de Bernoulli se escribe de la siguiente forma:

$$B_1 = B_2 + J \cdot L + \sum_{i=1}^N K_i \frac{v_i^2}{2g} \quad (2.35)$$

en que  $B_1$  y  $B_2$  son los Bernoulli en dos secciones (1 y 2), separados por una distancia L. JL representa la pérdida por frotamiento y la sumatoria, la suma de las pérdidas singulares del tramo.

**Ejemplo:**

Se desea calcular el caudal que escurre del estanque A al estanque B de la Figura 2.20 cuando la válvula de la compuerta se encuentra abierta. La tubería que une ambos estanques es de acero (con incrustaciones), de una longitud  $L = 200$  m y de un diámetro  $D = 100$  mm. La diferencia de niveles en los estanques es  $Z_A - Z_B = 20$  m.

De acuerdo a la ec. (2.35) se tiene:

$$B_1 = B_2 + J \cdot L + \Delta_e + \Delta_v + \Delta_s$$

en que:

- $\Delta_e$  = pérdida singular de entrada
- $\Delta_v$  = pérdida singular en la válvula
- $\Delta_s$  = pérdida singular de salida

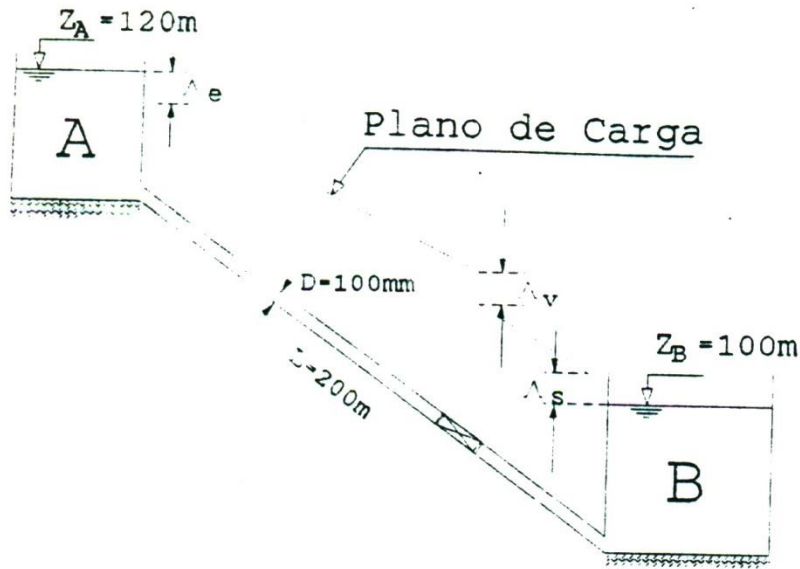


Figura 2.20. Ejemplo de escurrimiento en una tubería que une dos estanques.

Si los estanques mantienen sus niveles constantes se cumple:

$$B_1 = Z_A = 120 \text{ m}$$

$$B_2 = Z_B = 100 \text{ m}$$

luego:

$$J \cdot L + h_e + h_v + h_s = 20$$

De acuerdo a la ecuación de Darcy-Weisbach se tiene:

$$J \cdot L = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g}$$

y de acuerdo a la ec. (2.34) y la Tabla 2.6 se cumple:

$$h_e = 0.5 \frac{v^2}{2g}$$

$$h_s = 0.16 \frac{v^2}{2g}$$



$$\Delta_s = 1.0 \frac{v^2}{2g}$$

Por lo tanto:

$$\left( f \cdot \frac{L}{D} + 0.5 + 0.16 + 1.0 \right) \frac{v^2}{2g} = 20$$

De la Tabla 2.4 se tiene para la tubería de acero:

$$K_2 = 2,00 \text{ mm}$$

$$K_S/D = 2/100 = 0.020$$

Para el cálculo del factor de frotamiento  $f$ , se requiere además conocer el número de  $R = V \cdot D / \nu$ , o sea, se necesita la velocidad. Como en esta etapa del cálculo  $V$  no se ha determinado aún, es preciso operar por tanteos. Se supone para comenzar que  $f$  depende sólo de  $K_S/D$ , suposición que es válida solamente cuando las curvas del Diagrama de Moody, para  $K_S/D = \text{cte}$ , son horizontales. Para este caso resulta:

$$f = 0,049$$

luego,

$$f \frac{L}{D} = 0.049 \times \frac{200}{0,10} = 98,$$

por lo tanto:

$$\left( f \frac{L}{D} + 1,66 \right) \frac{v^2}{2g} = 99,66 \quad \frac{v^2}{2g} = 20$$

$$v = 1,98 \text{ m/s} = 2,0 \text{ m/s}$$

Antes de calcular el caudal es preciso verificar si la suposición hecha para el cálculo de  $f$  es aceptable. Para ello se requiere calcular el Número de Reynolds.

$$R = \frac{v \cdot D}{\nu} = \frac{1.98 \cdot 0.10}{1.0 \cdot 10^{-6}} = 1.98 \cdot 10^5$$

Entrando con este valor y con  $K_S/D$  al diagrama de Moody resulta:

$$f = 0.049$$

Por lo tanto la suposición inicial es correcta.

En consecuencia el caudal que escurre por la tubería es:

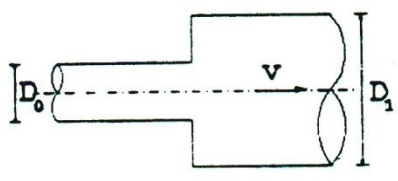
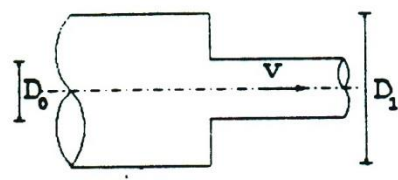
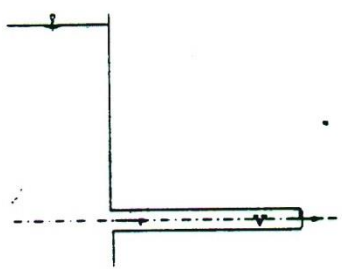
$$Q = V \cdot \frac{\pi D^2}{4} = 1.98 \times \frac{\pi \times 0.1^2}{4} = 0.0156 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 16 \text{ lt/s}$$

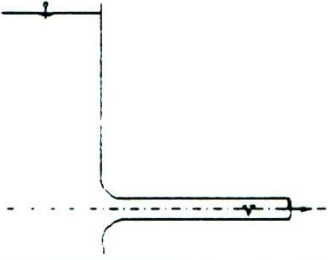
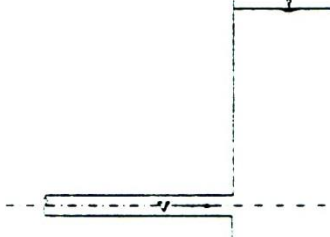
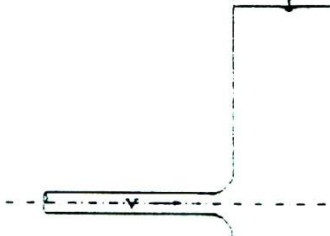
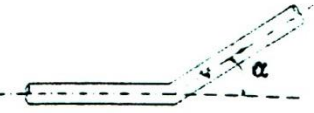
**TABLA 2.6.**

Coefficiente de Pérdidas de Carga Singulares en Tuberías (K)

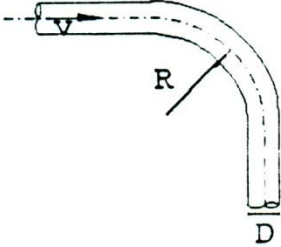
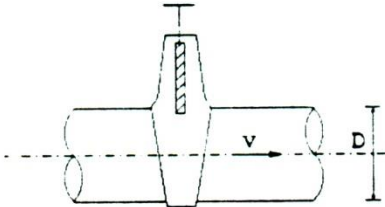
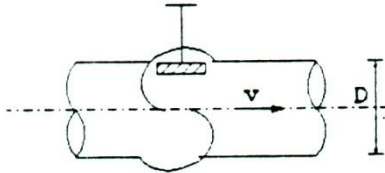
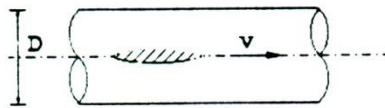
$$\Delta = K \frac{v^2}{2g}$$

Descripción de la singularidad	Esquema	Parámetro	K
Ensanche Brusco			$\left(\frac{D_1^2}{D_0^2} - 1\right)$ (Fórmula de Borda)
Contracción Brusca		$D_1/D_0$ 0,2 0,4 0,6 0,8	0,44 0,38 0,28 0,14
Entrada desde Estanque:			
Brusca, de bordes vivos			0,5

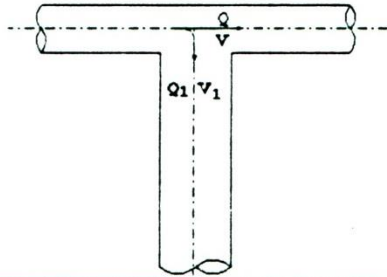
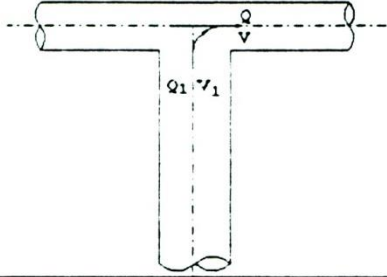


Descripción de la singularidad	Esquema	Parámetro	K
Gradual, de bordes achaflanados			0,05
Salidas desde Tuberías:			
Brusca			1,00
Gradual			0,12
Codo		$\alpha$ 90° 60° 45° 30°	1,30-1,00 0,45 0,25 0,07

DISEÑO DE PROYECTOS DE RIEGO Y DRENAJE

Descripción de la singularidad	Esquema	Parámetro	K
Curva Circular		<p>R/D</p> <p>0,5</p> <p>1,0</p> <p>2,5</p> <p>5,0</p> <p>0,0</p>	<p>1,0</p> <p>0,5</p> <p>0,3</p> <p>0,2</p> <p>0,2</p>
<b>Válvulas</b>			
Compuerta (Abierta)		<p>D (pulg)</p> <p>1/2</p> <p>1</p> <p>2</p> <p>6</p> <p>12</p>	<p>1,00</p> <p>0,23</p> <p>0,16</p> <p>0,12</p> <p>0,02</p>
Globo (Abierta)			<p>10,0</p>
Mariposa (Abierta)			<p>0,15-0,50</p>
Tees (F.J.Dominquez)			



Descripción de la singularidad	Esquema	Parámetro	K	
Bifurcación de corrientes		$Q_1/Q$ 0 1 2 4 8 ∞	K 0,00 0,00 0,12 0,21 0,27 0,35	$K_1$ 0,95 0,92 0,99 1,10 1,17 1,29
Confluencia de corrientes		$Q_1/Q$ 0 0,4 0,6 0,8 2,0	K 0,0 0,014 0,17 0,46 0,91	$K_1$ 0,00 0,09 0,47 0,72 0,91
NOTA: $K_1$ se refiere al coeficiente de pérdida de carga de la rama secundaria, es decir, el correspondiente a la altura de velocidad $\frac{v_1^2}{2g}$ .				

Este artículo es un extracto de la publicación "Hidráulica Aplicada" del Profesor Rubén León E.

MECANICA DEL AGUA

Reseña Histórica

Desde los principios de la historia, el hombre vivía a las orillas de los ríos o alrededor de las vertientes. En las zonas áridas, que es principalmente donde florecieron las antiguas culturas, pronto vió la necesidad de elevar el agua para sus necesidades domésticas y para el regadío de los campos. Con este objeto se usaron procedimientos primitivos, posteriormente se aplicaron los principios de las palancas, poleas, tornillo y plano inclinado. A la fuerza humana, se agregó la fuerza animal y posteriormente los motores accionados por el agua misma.

Las bombas usadas actualmente son de invención muy reciente. En el siglo XVI se empezaron a usar las bombas de émbolo hechas de madera y en el siglo XVIII se construyeron bombas de este tipo, metálicas. Es solamente en el siglo XIX cuando se empiezan a usar las bombas centrífugas de diseño muy simple y de bajo rendimiento. Corresponde al presente siglo el perfeccionamiento de las bombas con su diseño racional unido al desarrollo de los motores de explosión, Diesel y eléctricos.

### Principio General de las Bombas

Las bombas están basadas en el siguiente principio general: Si se extrae el aire desde un comportamiento llamado cámara de trabajo, creando la superficie del líquido que se desea elevar, forzará a este líquido hacia la cámara. En la cámara existen elementos móviles que lo impulsan hacia afuera a través de un conducto llamado descarga.

En una bomba de movimiento alternativo (de émbolo), el pistón que se mueve dentro del cilindro crea el vacío al moverse en un sentido, llenando el cilindro con líquido. Al moverse en el otro sentido lo impulsa hacia afuera, todo esto permitido por un sistema de válvulas que se abren o cierran oportunamente.

### Terminología

En el estudio de la elevación de líquidos se usa la terminología que pasamos a describir.

#### Altura Estática de Aspiración

Es la diferencia de niveles entre la superficie del líquido por elevar y el eje de la bomba.

#### Altura Estática de Impulsión

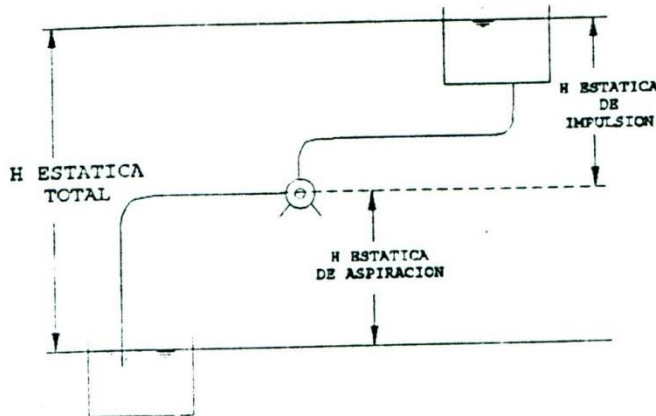
Es la diferencia de niveles entre el eje de la bomba y la cota piezométrica superior. En el caso de cañería que entrega a un estanque superior esa cota piezométrica coincide con la superficie del líquido, si la entrada es ahogada.

#### Altura Estática de Elevación Total

Es la diferencia entre las cotas piezométricas inferior y superior.



Como vemos todas estas alturas estáticas son alturas geométricas.



Además se consideran las correspondientes alturas dinámicas que son iguales a las estáticas más las pérdidas de carga.

$$\text{Altura dinámica} = H. \text{ estática} + \Sigma JL + \Sigma K \frac{u^2}{2g}$$

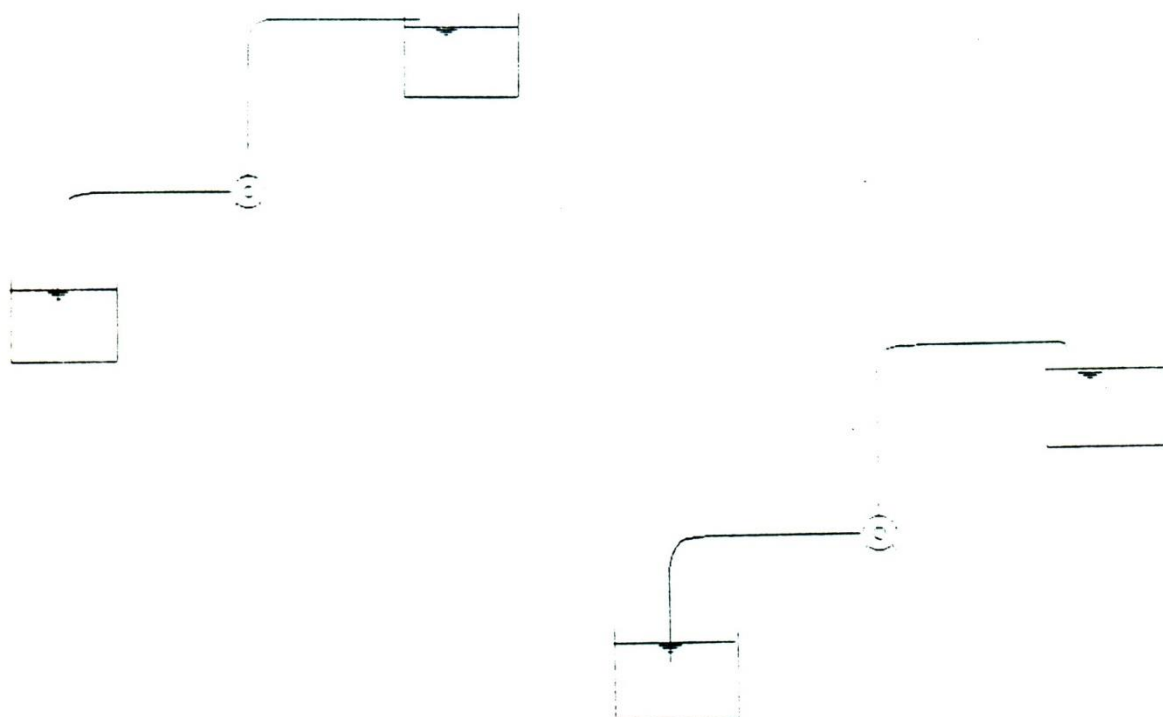
Se habla de altura dinámica de aspiración, altura dinámica de impulsión y altura dinámica total de elevación.

Normalmente la llegada al nivel superior no se verifica como se indica en la figura sino que la cañería desagua libremente a la atmósfera. En este caso la altura de impulsión o altura total está determinada por la cota del eje de la cañería, pero a la altura dinámica hay que agregarle el término ya que se entrega el agua con velocidad.

En la mayoría de los casos este término es despreciable. Cuando el extremo final de la cañería está doblado hacia abajo como en la figura, se produce una acción de sifón y la altura de elevación se debe tomar hasta el extremo inferior de la cañería, es decir hay que descontar el tramo descendente.

### Aspiración

Las bombas pueden estar bajo o sobre el nivel del líquido que será elevado. En el último caso, cuando la bomba está instalada sobre el nivel, existe aspiración. Es decir se produce en la cañería de entrada a la bomba, un cierto grado de vacío que hace subir el líquido. La altura máxima teórica de elevación para agua sería de 10,33 m al nivel del mar. Sin embargo en la práctica esta altura jamás se alcanza debido: a) a las pérdidas de carga por frotamientos y pérdidas especiales en la cañería de aspiración; b) a la presión de vapor. Cuando la presión absoluta es inferior a la tensión de vapor corres-



pendiente al líquido que se eleva, se produce vaporización y se interrumpe el escurrimiento. La tensión de vapor es variable con la temperatura (aumenta con ella) y por esta razón no es conveniente tener aspiración cuando se trata de agua caliente. A continuación se indican las presiones de vapor para el agua a distintas temperaturas:

t°C	P kg/cm <sup>2</sup>
0	0,0062
5	0,0089
10	0,0125
15	0,0174
20	0,0238
25	0,0322
30	0,0431

t°C	P kg/cm <sup>2</sup>
35	0,0572
40	0,0750
45	0,0974
50	0,1255
55	0,1602
60	0,2028
65	0,2547

t°C	P kg/cm <sup>2</sup>
70	0,3175
75	0,3929
80	0,4828
85	0,5894
90	0,7149
95	0,8620
100	1,0330

Cuando se trata de elevar líquidos de alta presión de vapor, como por ejemplo alcohol, se deben tomar precauciones especiales y en esos casos se debe tratar de no tener aspiración.

c) Cavitación

Debido al descenso de la presión en la aspiración, se separan burbujas de vapor de agua, las que al ser sometidas a



presiones altas dentro de la bomba se rompen y chocan contra las paredes produciendo gran ruido y la rápida destrucción de la bomba.

**Alturas de Aspiración Usuales**

Generalmente las bombas centrífugas pueden trabajar con una altura total de aspiración de 6 m, tratándose de agua. Sin embargo el Instituto de Hidráulica de EE.UU. ha fijado como altura de aspiración máxima normal, al nivel del mar, 4,50 metros para las bombas centrífugas y 6,50 m para las bombas de movimiento alternativo. Para alturas de aspiración mayores, la fábrica debe estipularlo y garantizarlo en cada caso.

**Influencia de la Altura sobre el Nivel del Mar**

Naturalmente mientras mayor es la altura sobre el nivel del mar a la cual funciona la bomba, menor debe ser la altura de aspiración. Se debe en cada caso consultar la presión barométrica media del lugar o calcularla con ayuda de la fórmula que relaciona la presión con la altura. Como dato práctico de gruesa aproximación se puede decir que la altura de aspiración disminuye en 1,20 m por cada 1.000 m de altura en condiciones medias.

Las presiones atmosféricas para distintas alturas sobre el mar son las siguientes:

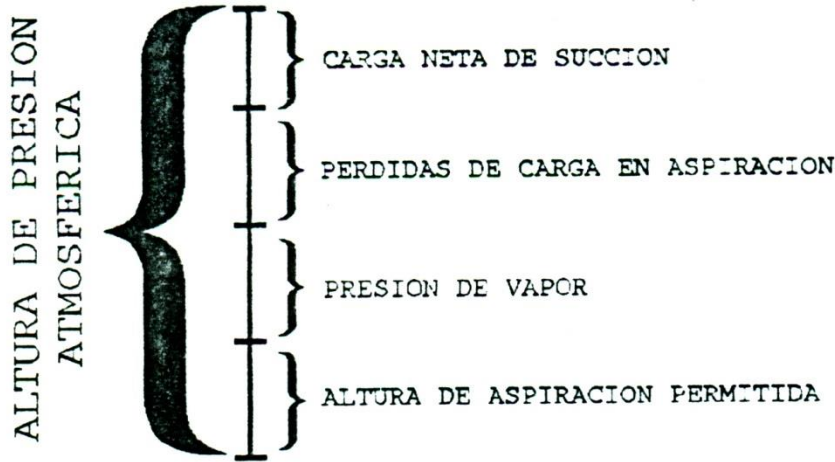
Altura (m)	Presión (m)
0	10,33
500	9,75
1.000	9,15
1.500	8,62
2.000	8,12
3.000	7,20
4.000	6,40
5.000	5,66

**Carga Neta de Succión**

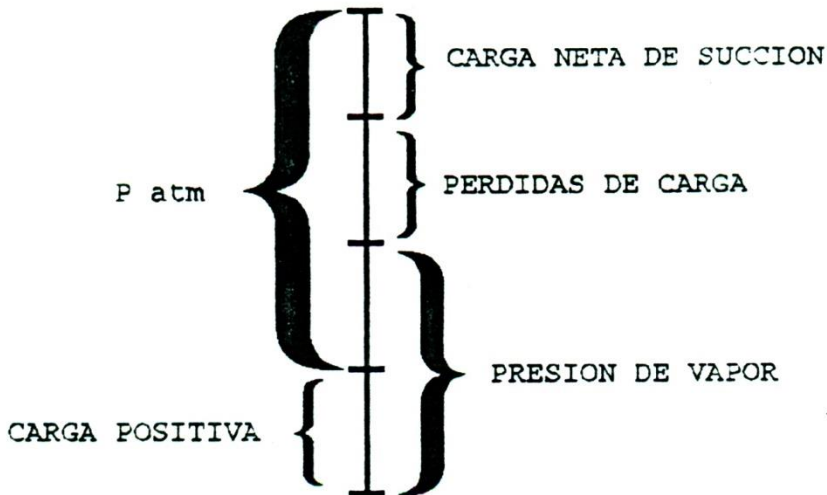
En las instalaciones de cierta importancia o cuando se trata de condiciones especiales de aspiración es necesario tener en cuenta la llamada carga positiva de succión que se abrevia N.P.S.H. (net positive suction head).

Se llama carga neta de succión requerida a la altura de columna que se requiere para hacer escurrir el líquido hacia la bomba sin producir inconvenientes de cavitación. Es un valor experimental y lo dan los fabricantes para cada tipo de bomba.

La altura de presión atmosférica debe ser igual a la altura de aspiración más las pérdidas de carga, más la presión de vapor y más la carga neta de succión.

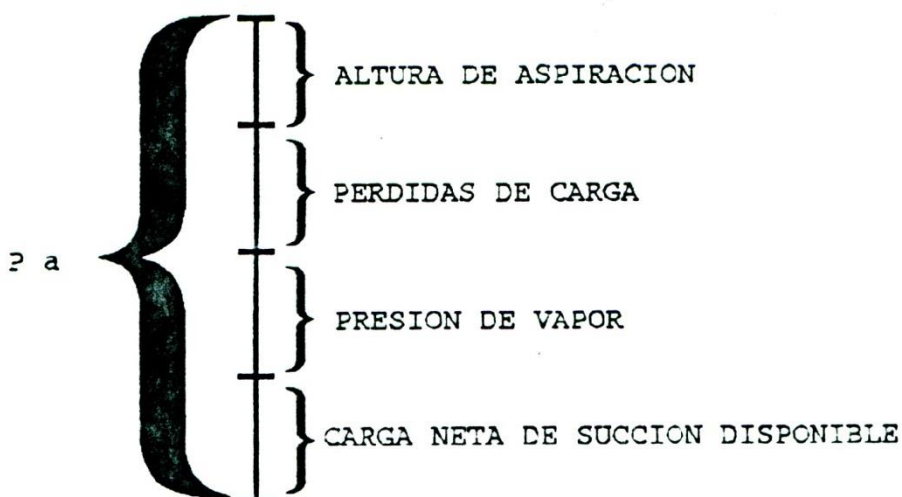


Puede suceder que la suma de la carga neta de succión, pérdidas de carga y presión de vapor sea mayor que la altura de presión atmosférica, como en el caso de la figura.



En estas condiciones no puede existir altura de aspiración, sino que la bomba se deberá colocar bajo el nivel del agua de modo que exista una carga positiva en la aspiración.





Se habla también a veces de carga neta de succión disponible que no depende de la bomba sino del sistema hidráulico. Es la diferencia entre la altura de presión atmosférica y la altura de aspiración más las pérdidas de carga más la presión de vapor. El ingeniero puede calcular este valor de acuerdo con las condiciones en que funcionará la bomba y pedir a la fábrica una bomba cuya carga neta de succión requerida sea como máximo la disponible.

Debe quedar bien en claro que la carga neta de succión requerida es una característica de la bomba, en cambio la carga neta de succión disponible depende del sistema hidráulico dentro del cual funcionará la bomba.

### Cebado

Se llama cebado a la operación que consiste en extraer el aire de la cañería de aspiración y de la bomba para que quede llena con líquido. Se puede realizar esta operación por dos sistemas: a) llenando la cañería con líquido ya sea desde una fuente exterior o bien desde la cañería de impulsión por medio de un by-pass y b) extrayendo el aire por medio de una bomba de vacío.

Las bombas pequeñas tienen en su cuerpo un pequeño embudo por donde se puede agregar agua para cebado.

La cañería de aspiración debe tener en su extremo inferior una válvula de pie que es una válvula de retención que permite mantenerla llena de líquido.

Existen ciertos tipos de bombas autoaspirantes que pueden aspirar aire o mezcla de aire y agua para lo cual tiene un juego muy pequeño entre el rodete y la caja. Otras veces se

usa un sistema de eyector que se puede accionar con vapor, aire o con agua de la impulsión misma si la presión y cantidad son suficientes.

Es de gran importancia que la cañería de aspiración sea perfectamente hermética, ya que si entra un 1% de aire, la capacidad de la bomba disminuye en un 10% y si entra el 10% de aire se pierde totalmente el cebado. Se puede decir que el 90% de las fallas de las bombas se debe a filtraciones de aire en la aspiración.

### Clasificación de las Bombas

Existen diversas clasificaciones de las bombas, atendiendo a sus aplicaciones, forma de funcionar, etc. En cuanto a la forma de funcionamiento se clasifican como sigue:

- a) centrífugas
- b) rotatorias
- c) de movimiento alternativo
- d) varias.

#### a) Bombas centrífugas

Están constituidas por una caja dentro de la cual rota un rodete con paletas que le imprimen gran velocidad al líquido. La altura de velocidad se transforma en presión.

En este grupo se incluyen también las bombas de hélice en las que no solo existe la acción debida a la fuerza centrífuga, sino un efecto de empuje de las paletas como en las hélices de barcos.

#### b) Rotatorias

Consisten en una caja fija que contiene engranajes, tornillos, álabes, aspas, pistones u otros elementos que son actuados por rotación del eje motriz. Se caracteriza por tener un pequeño juego y por no tener válvulas de succión o descarga. Tienen un gasto formado por pequeños golpes de agua como en las bombas de émbolo, pero que prácticamente es continuo.

#### c) De Movimiento Alternativo

Están formadas por un cilindro dentro del cual se mueve un pistón que aspira e impele el líquido mediante la acción de válvulas. Son llamadas corrientemente bombas de émbolo. Producen un gasto intermitente.



d) Varias

En este grupo se incluyen los eyectores, los arietes, bombas de aire comprimido (bomba Mamut), etc.

Bombas Centrífugas

Este tipo de bombas es el más usado y lo trataremos con más detención. Como ya lo dijimos una bomba centrífuga está formada por una caja dentro de la cual gira un impulsor (rodete) con paletas. El agua llega por el centro y es lanzado por el impulsor hacia la caja con gran velocidad debido a la fuerza centrífuga. Dentro de la caja el agua disminuye su velocidad y la altura de velocidad se transforma en presión.

Existen dos tipo principales de bombas centrífugas.

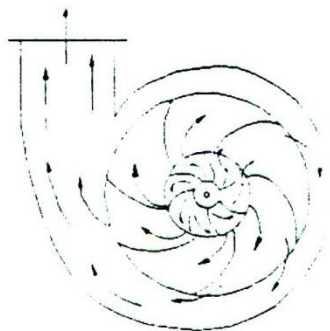
a) Tipo voluta

El impulsor rota dentro de una caja en forma de espiral, cuya sección se va ensanchando progresivamente.



b) Tipo difusor o de paletas directrices

Existen paletas directrices fijas que rodean al impulsor, de modo que el líquido cambia de dirección al mismo tiempo que ensancha su sección.



**Succión Simple y Doble**

Las bombas pueden ser de succión simple o doble según que el agua entre por uno o por los dos lados del rodete.

**Etapas**

Las bombas con un solo rodete se llaman de una etapa. Para cargas grandes se puede montar dos o más impulsores en una misma caja, de modo que la descarga de uno llegue directamente a la aspiración del siguiente. En bombas corrientes de ejes horizontal generalmente se usa más de una etapa para alturas superiores a 50 m. En las bombas de pozo profundo se usa normalmente la disposición de varias etapas y cada etapa corresponde a alturas mucho menores que la indicada, siendo corriente que exista una etapa para cada 10 m aproximadamente.

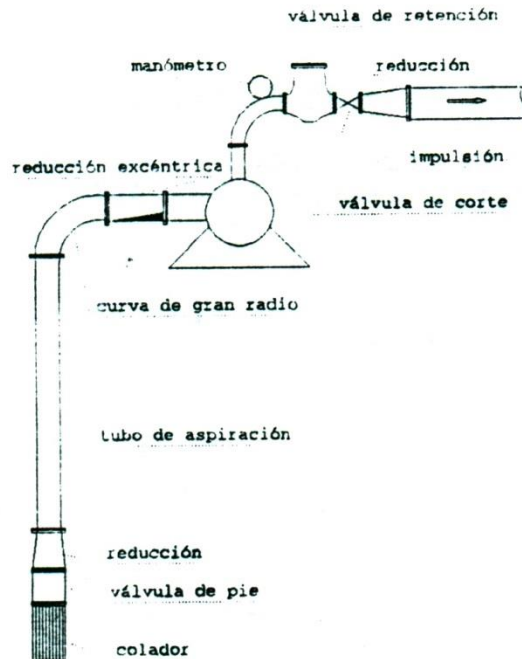
**Tipos de Rodetes**

Existen tres tipos de rodetes:

- a) abiertos, que tienen las paletas sin paredes laterales;
- b) semi abiertos con pared a un solo lado, y
- c) cerrados, con paredes a los dos lados.

Los rodetes cerrados se usan para agua pura y los abiertos para aguas con sólidos, trapos, melazas, etc.

**Instalación de una Bomba Centrífuga**





En el esquema se presenta una instalación típica de bomba centrífuga. Se han supuesto reducciones en la aspiración e impulsión, las que pueden no existir si los diámetros de las cañerías son los mismos que las conexiones a la bomba.

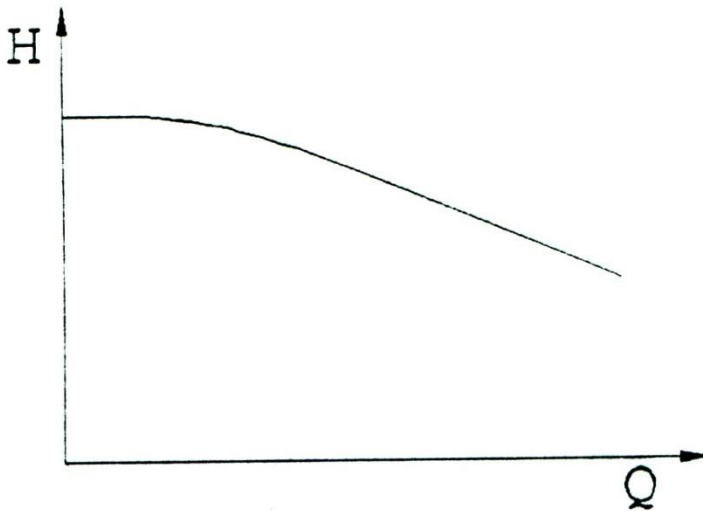
La reducción en la impulsión a veces conviene ponerla antes de la válvula de retención, si la velocidad es grande.

### Curvas Características

Las curvas características de las bombas son relaciones gráficas entre la carga, el gasto, potencia y rendimiento. Excepto cuando se trata de bombas de muy pequeño tamaño, es indispensable conocer las curvas características antes de admitir una bomba, ya que sólo así podremos saber el comportamiento de ella instalada en un determinado sistema hidráulico.

### Curva OH

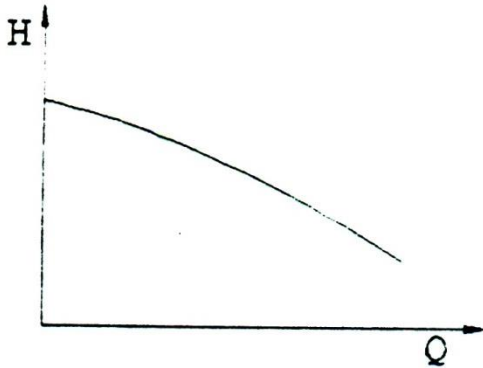
En esta curva se lleva en abscisas el gasto y en ordenadas la carga total, a velocidad constante.



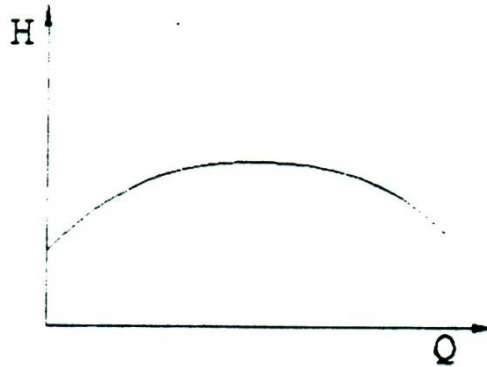
El valor H que resulta para  $Q = 0$  es la presión que desarrolla la bomba cuando la válvula de salida está totalmente cerrada y es generalmente un 15% a un 30% superior a la presión de operación normal. Las bombas centrífugas al contrario que las de émbolo, permiten que se cierre la válvula de salida pues su presión de estrangulamiento es limitada y su caja resiste perfectamente esa presión.

Las curvas pueden ser crecientes o decrecientes denominadas inestables o estables.

curva estable

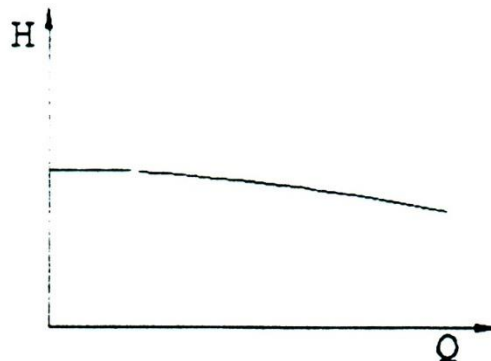
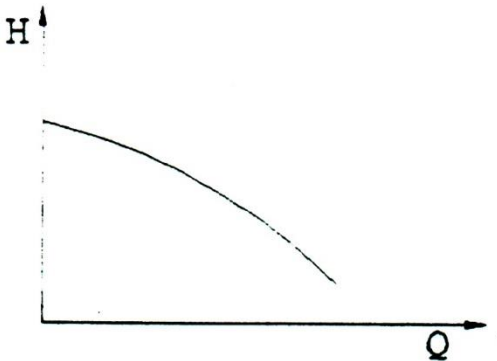


inestable



Las bombas de curva QH inestable tienen grandes problemas para ponerlas en paralelo debido a que cuando una está funcionando en la parte alta de la curva, la otra no puede entrar en servicio ya que su presión es menor.

También se habla de curvas planas o inclinadas según sea la pendiente. Las bombas de curva QH inclinadas son más convenientes cuando las condiciones de altura de elevación son variables, ya que para una variación dada de H la variación de Q es mucho menor que en el caso de curva plana.



Se puede observar que el mínimo de potencia se produce para gasto cero o sea con válvula de salida cerrada. La potencia se gasta sólo en sostener el agua contra la válvula y no hay consumo de energía para hacerla circular por el sistema. Esa potencia es aproximadamente un 50% - 60% de la potencia normal de funcionamiento. Se comprende que no sólo es posible cerrar la válvula de salida sino que es conveniente debido a que se tiene el mínimo de energía. Efectivamente en las grandes instalaciones se hacen partir las bombas con la válvula totalmente estrangulada y se va abriendo poco a poco.



Se debe tratar en lo posible que la curva de potencia sea plana en la zona de funcionamiento, cuando la carga es variable, es decir, que la potencia sea ligeramente diferente a la de funcionamiento normal.

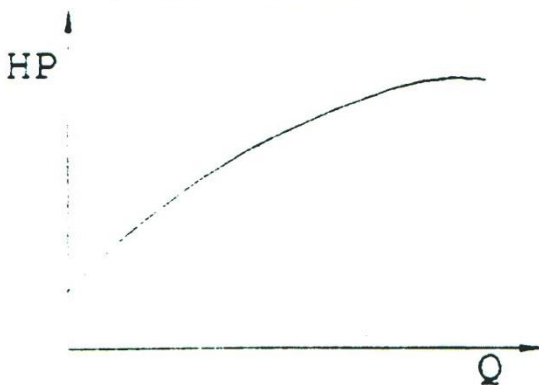
En abscisas se lleva el gasto y en ordenadas el rendimiento en porcentaje, siempre con velocidad constante. Para  $Q = 0$ ,  $n = 0$  y llega a su máximo para la condición de funcionamiento normal. Luego empieza a descender. Las pérdidas de rendimiento de una bomba pueden ser:

Hidráulicas, debido a pérdidas de carga al escurrir el líquido.

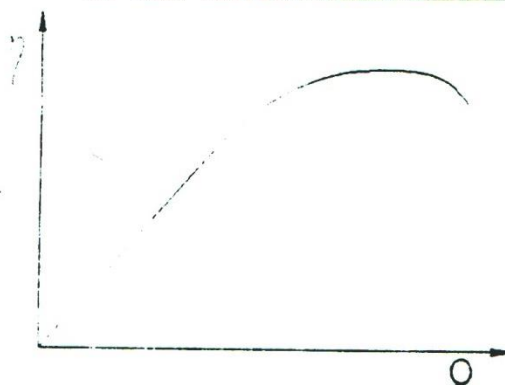
Mecánicas, debido a rozamientos mecánicos.

De filtración, debido a que una pequeña cantidad de agua se filtra desde el lado de alta presión hacia el lado de baja presión.

Curva Potencia-Gasto



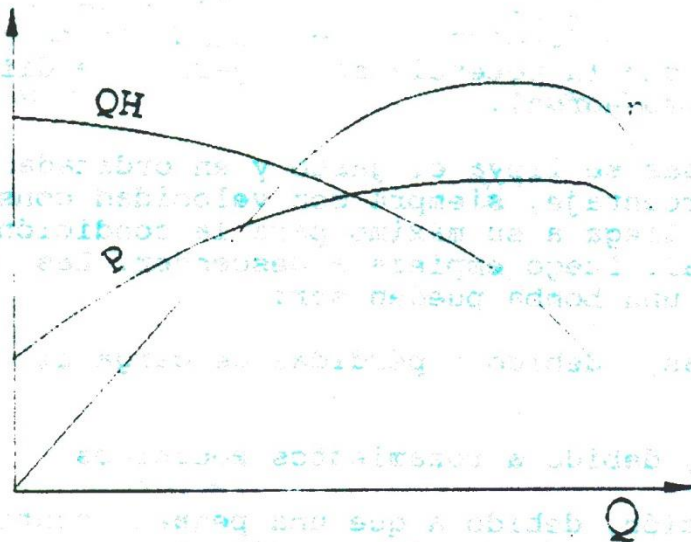
Curva Rendimiento-Gasto



El ideal es que la curva sea plana en el tramo que nos interesa. El rendimiento puede ser tan alta como de 92% para bombas grandes y tan pequeño como el 10% y aún el 5% para las bombas chicas.

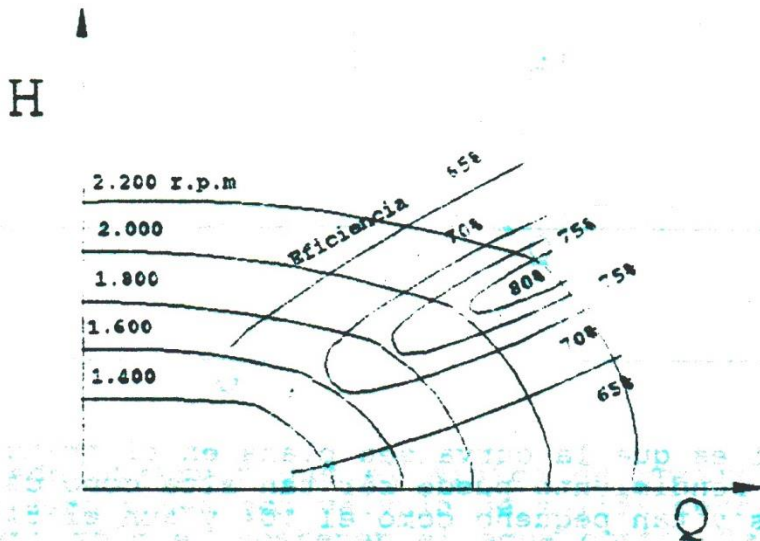
### Curvas en conjunto

Generalmente se presentan las tres curvas en un sólo gráfico.



**Curvas de isoeficiencia**

Cuando una bomba puede operar a más de una velocidad se dibujan las curvas QH para diferentes velocidades. Luego se dibujan las curvas de igual rendimiento, resultando un gráfico como el de la figura.



**Variación de las Características con la Velocidad**

El gasto de una bomba es igual a la sección de escurrimiento por la velocidad. La velocidad efectiva es proporcional a la velocidad tangencial, de acuerdo con el triángulo de velocidades. Por consiguiente el gasto es proporcional a la

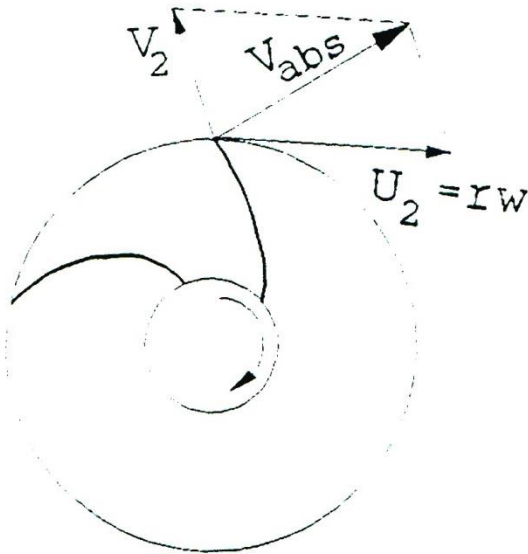


velocidad tangencial y por lo tanto al número de revoluciones por minuto.

$$Q = KN$$

La altura o presión de una bomba depende de  $\frac{u^2}{2g}$  o sea que es proporcional al cuadrado de la velocidad.

$$H = K_1 N^2$$



La potencia, que es igual al producto del gasto por la altura, será proporcional al cubo de la velocidad. Esto es suponiendo que se mantenga constante el rendimiento. En realidad el rendimiento mejora ligeramente al aumentar la velocidad debido a que la potencia hidráulica aumenta con el cubo mientras las pérdidas hidráulicas aumentan con el cuadrado o con una potencia un poco inferior a 2. Las pérdidas mecánicas aumentan con el cubo o con una potencia inferior de la velocidad. Por lo tanto  $P = K_2 N^3$ .

Estas leyes son válidas dentro de un cierto límite, aproximadamente hasta una razón máxima de 1:3 en velocidades, pero mucho antes se hace insuficiente el eje de la bomba debido a que la potencia aumenta con el cubo de la velocidad.

Por otro lado la bomba misma no resiste un gran aumento de presión. Por estas causas es necesario tomar precauciones al aumentar la velocidad y asegurarse de la resistencia mecánica.

### Variación de las características con el diámetro del rodete

Las fábricas de bombas acostumbran tener bombas de serie con la posibilidad de variar el diámetro del rodete y ajustarse así a las características exigidas por los clientes. Veamos como varían estas con el diámetro del rodete.

Al variar el diámetro, varía proporcionalmente la velocidad tangencial y también la velocidad absoluta de salida. Por consiguiente el gasto varía proporcionalmente al diámetro.

$$Q = KD$$

La altura, que es proporcional al cuadrado de la velocidad, varía con el cuadrado del diámetro.

$$H = K \times D^2$$

La potencia por consiguiente, con el cubo.

$$P = KD^3$$

### Velocidad Específica

La velocidad específica es un valor empleado para clasificar los rodetes de acuerdo con sus características. Se define como la velocidad en r.p.m. a la cual funcionaría el rodete si se redujera proporcionalmente su tamaño para dar un gasto igual a 1 con una carga total unitaria.

Sea "n" la velocidad y Q el gasto para las condiciones normales de funcionamiento de la bomba, o sea para las condiciones de máximo rendimiento.

Si "n" se reduce a un valor "n<sup>1</sup>" de modo que H sea igual a 1, tenemos:

$$\frac{n^1}{n} = \frac{1}{\sqrt{H}} ; n^1 = \frac{n}{\sqrt{H}}$$

El gasto correspondiente a esa velocidad sería:

$$Q^1 = Q \frac{n^1}{n} = \frac{Q}{\sqrt{H}}$$



Por otro lado la bomba misma no resiste un gran aumento de presión. Por estas causas es necesario tomar precauciones al aumentar la velocidad y asegurarse de la resistencia mecánica.

### Variación de las características con el diámetro del rodete

Las fábricas de bombas acostumbran tener bombas de serie con la posibilidad de variar el diámetro del rodete y ajustarse así a las características exigidas por los clientes. Veamos como varían estas con el diámetro del rodete.

Al variar el diámetro, varía proporcionalmente la velocidad tangencial y también la velocidad absoluta de salida. Por consiguiente el gasto varía proporcionalmente al diámetro.

$$Q = KD$$

La altura, que es proporcional al cuadrado de la velocidad, varía con el cuadrado del diámetro.

$$H = K \times D^2$$

La potencia por consiguiente, con el cubo.

$$P = KD^3$$

### Velocidad Específica

La velocidad específica es un valor empleado para clasificar los rodetes de acuerdo con sus características. Se define como la velocidad en r.p.m. a la cual funcionaría el rodete si se redujera proporcionalmente su tamaño para dar un gasto igual a 1 con una carga total unitaria.

Sea "n" la velocidad y Q el gasto para las condiciones normales de funcionamiento de la bomba, o sea para las condiciones de máximo rendimiento.

Si "n" se reduce a un valor "n<sup>1</sup>" de modo que H sea igual a 1, tenemos:

$$\frac{n^1}{n} = \frac{1}{\sqrt{H}} ; n^1 = \frac{n}{\sqrt{H}}$$

El gasto correspondiente a esa velocidad sería:

$$Q^1 = Q \frac{n^1}{n} = \frac{Q}{\sqrt{H}}$$

Para reducir ahora el gasto a 1, las dimensiones del rodete deben reducirse, pero al mismo tiempo la velocidad debe aumentarse para conservar la carga total igual a 1. Esto significa mantener la velocidad de entrada y salida del fluido y como la similitud del diagrama de velocidades debe mantenerse, debe conservarse la velocidad tangencial de salida  $u_2$  y la de entrada  $u_1$ .

Si se mantiene la velocidad, debe reducirse la sección para disminuir el gasto. El área de la sección de entrada del rodete debe ser reducida en la proporción de  $1/Q$  y por lo tanto sus dimensiones deben reducirse en la proporción  $1/Q_1$ . Para mantener las velocidades periféricas  $u_1^1$  y  $u_2^2$ , el número de revoluciones debe aumentarse en la proporción de  $Q_1^1$ .

El número de revoluciones para carga 1: gasto 1 será finalmente:

$$n_s = n^1 \sqrt{Q^1} = \frac{n}{\sqrt{H}} \sqrt{\frac{Q}{\sqrt{H}}}$$

$$n_s = \frac{n\sqrt{Q}}{H^{3/4}}$$

En esta fórmula  $Q$  y  $H$  son el gasto y la carga normales, como ya dijimos.

Desgraciadamente en los países de habla inglesa se toma como gasto unitario 1 g.p.m. y como altura unitaria 1 pie. En los países que usan el sistema métrico no hay uniformidad: algunos toman como unidad de gasto  $1 \text{ m}^3/\text{s}$ , otros  $1 \text{ l/s}$  y también  $75 \text{ l/s}$ . La unidad de altura es siempre el metro. Si expresamos el gasto en  $\text{m}^3/\text{s}$  y la altura en metros debemos usar la siguiente fórmula para tener los mismos valores que se usan en EE.UU.

$$n^S = 52 \frac{n\sqrt{q}}{H^{3/4}}$$

Es decir si ponemos  $Q$  en  $\text{m}^3/\text{s}$  y  $H$  en  $\text{m}$  debemos multiplicar por 52 para tener la velocidad específica en unidades norteamericanas (con unidades g.p.m. y pie).

Se debe dejar bien en claro que la velocidad específica indica las proporciones y características del rodete y no es una velocidad de la bomba para condiciones especiales. Un



rodete puede funcionar a alta velocidad y estar clasificado como de baja velocidad específica y vice-versa.

Cuando se trata de rodetes con succión doble, se debe usar como gasto en la fórmula, la mitad del gasto total.

En general mientras más baja es la altura de elevación, más alta es la velocidad específica llegando a más de 8.000 r.p.m. en las de tipo hélice (en unidades norteamericanas).

En las bombas de alta presión la velocidad específica está entre 500 y 3000 r.p.m. en unidades norteamericanas.

### Variación de las Características con Líquidos de Distinto Peso Específico.

En las bombas corrientes, las características se refieren a la elevación de agua. Veamos qué sucede cuando se eleva un líquido que no sea agua:

#### Altura de Elevación

Si la velocidad no varía, la altura de elevación es la misma cualquiera que sea el peso específico del líquido. La altura depende de  $\frac{u^2}{2g}$  y no de  $\gamma$ . Explicado de otro modo, la energía cinética  $\frac{1}{2} m v^2 = \frac{1}{2} Q \gamma$  y  $u^2$  que se supone transformada íntegramente en energía potencial:

$$\frac{1/2 Q \gamma}{g} u^2 = H \gamma Q$$

$$H = \frac{1}{2} \frac{u^2}{g}$$

Esto es siempre que la viscosidad no cambie pues ella tiene gran influencia y altera el rendimiento.

#### Gasto

El gasto que depende de la sección del rodete y de la velocidad, tampoco se altera con el cambio de peso específico.

**Potencia**

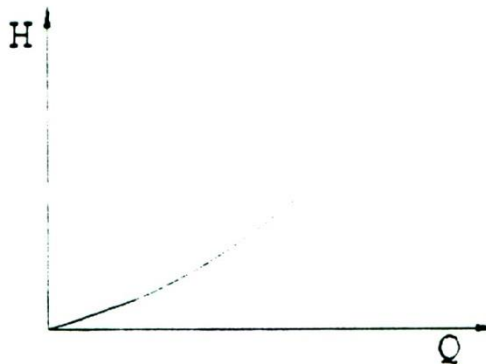
La potencia varía linealmente con el gasto específico del líquido, lo mismo que la presión a la salida de la bomba que depende de  $\gamma H$ .

**Curva de Carga del Sistema**

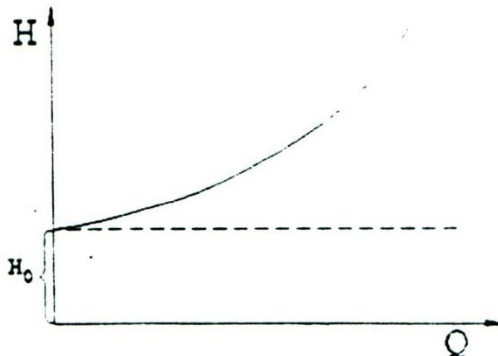
Si consideramos el sistema hidráulico dentro del cual opera la bomba, podemos dibujar una curva que nos de en abscisas el gasto y en ordenadas la pérdida de carga total, es decir la suma de las pérdidas de carga por frotamiento en las cañerías ( $\Sigma J_L$ ) y de las pérdidas de carga especiales en las singularidades

$$\left( \Sigma \lambda \frac{u^2}{2g} \right)$$

Evidentemente esta curva debe pasar por el origen.



Si hacemos que esta curva, en vez de partir de cero, corte al eje de ordenadas en el punto  $H_0$  igual a la altura estática de elevación total, tendremos lo que se denomina curva de carga del sistema. En otras palabras la curva anterior se ha trasladado paralelamente en la cantidad  $H_0$ .



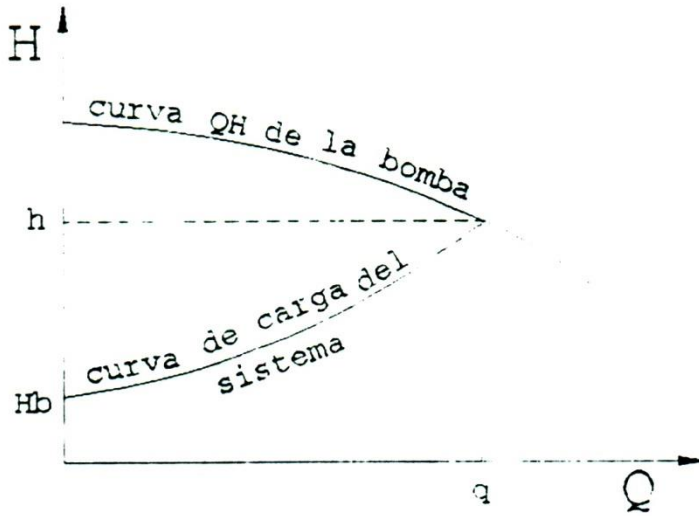
Esta curva para cada valor del gasto nos da la altura manométrica total de elevación. Es muy sencilla de construir y bastan tres o cuatro puntos ya que su forma es aproximadamente



parabólica. Depende exclusivamente de las características hidráulicas del sistema.

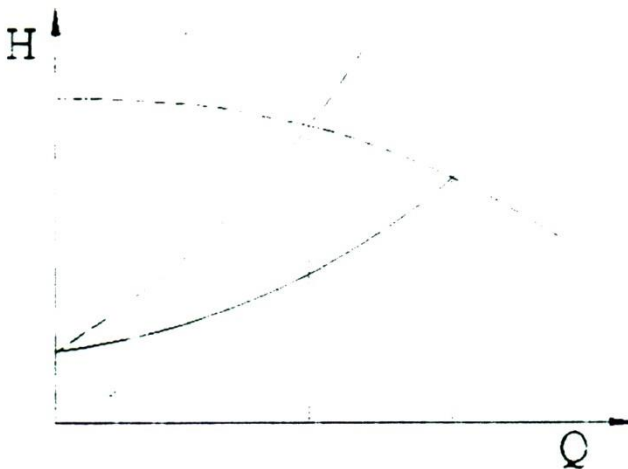
Punto de Funcionamiento de una Bomba.

Si combinamos la curva de carga del sistema con la curva  $Q - H$  de la bomba, obtenemos en el punto de intersección de ambas, las características de funcionamiento, es decir el gasto y la altura con las cuales funcionará la bomba.



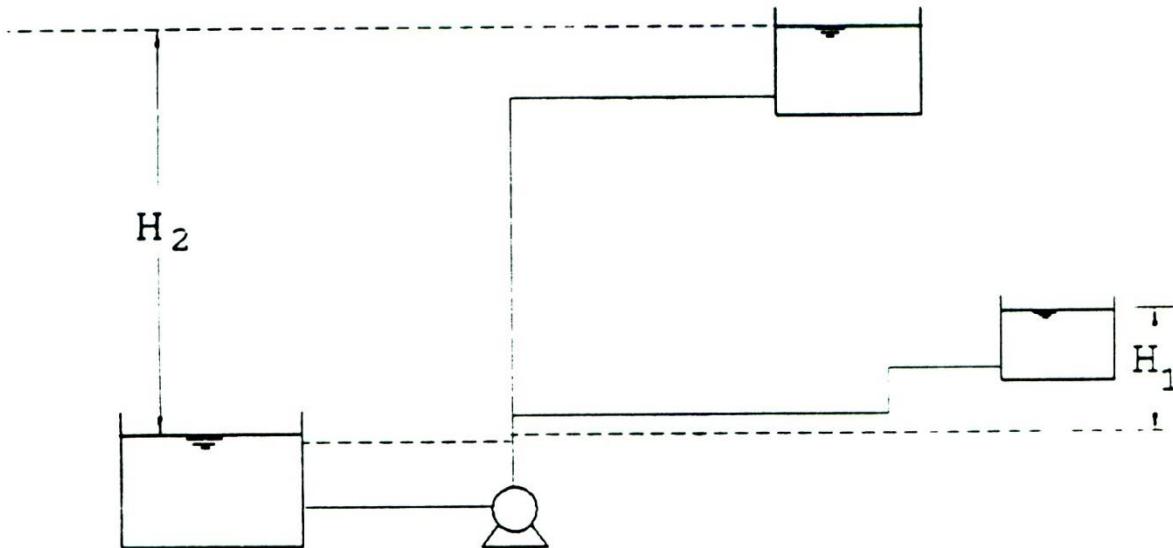
En la figura obtenemos el gasto  $q$  y la altura  $h$ .

Supongamos ahora que se estrangula parcialmente la válvula de salida o una válvula cualquiera del sistema. En ese caso la curva de carga del sistema variará como se indica con la línea de segmentos. Se obtiene así mayor altura de elevación de la bomba, pero menor gasto.



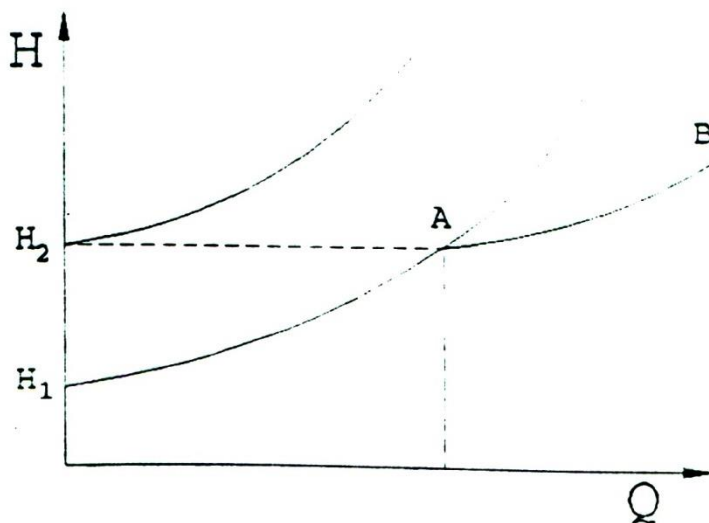
Combinando la curva de carga con la curva característica de la bomba se pueden resolver todos los problemas de bombas funcionando de un sistema hidráulico. Veremos algunos ejemplos sencillos:

1) Elevación a dos Estanques Ubicados a Distintas Cotas



Para hacer el problema más sencillo suponemos que las dos impulsiones se bifurcan inmediatamente al lado de la bomba, y que la aspiración es de longitud despreciable, o que no tiene pérdida de carga.

Tracemos ahora las líneas de carga para las dos cañerías de impulsión.



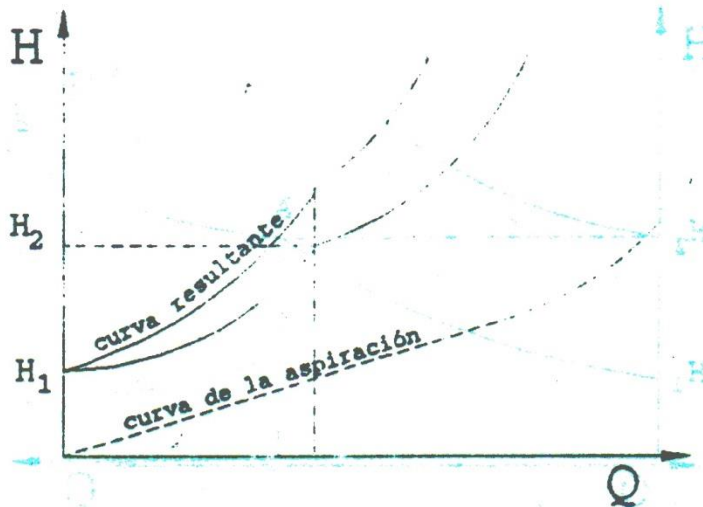


Si la carga de la bomba es inferior a  $H_2$  y superior a  $H_1$ , el agua llegará sólo al estanque bajo. Cuando la carga sea igual a  $H_2$  (Punto A) empezará a llegar agua al estanque superior.

Si a partir del punto A sumamos para cada  $H$  el gasto de ambas curvas obtenemos la curva de combinación que es la verdadera curva de carga del sistema. Esta curva  $H_1$  AB nos dará la suma de los gastos que entran a cada estanque para cada valor de  $H$ . La intersección de esta curva con la curva  $QH$  de la bomba nos da el gasto total y por consiguiente los gastos parciales que llegan a cada estanque.

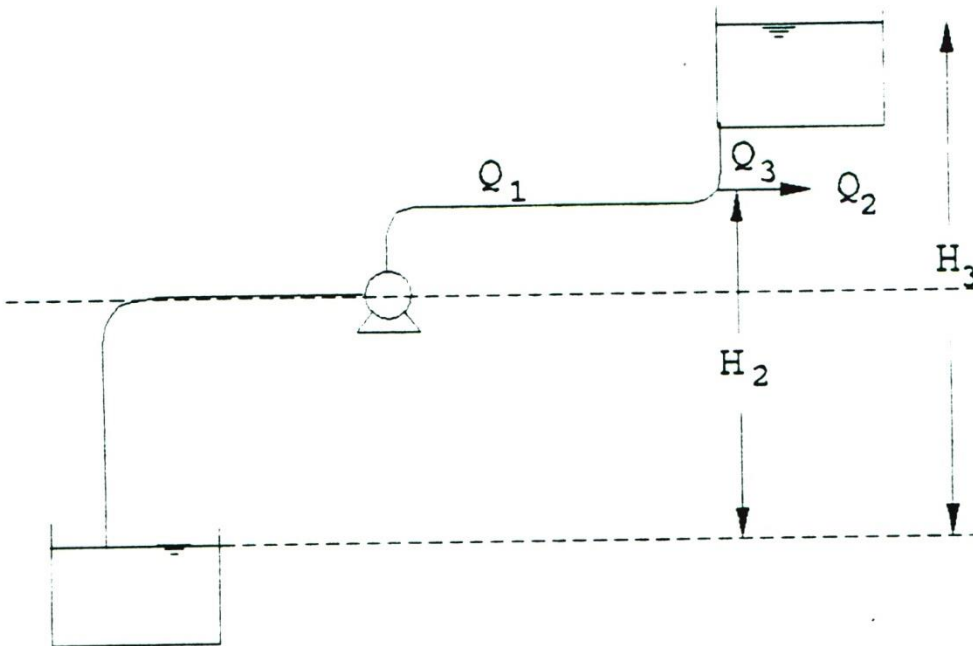


Si no es posible despreciar las pérdidas de carga en la aspiración, como es el caso corriente de la práctica, se procede de la siguiente manera: Se dibuja la curva de pérdidas de carga en la aspiración llevando en abscisas el gasto y en ordenadas la pérdida de carga en metros: Esta curva la sumamos a la curva de combinación anterior, es decir, para cada  $Q$  sumamos las  $H$  respectivas.



En la misma forma se procede cuando existe un trozo de impulsión común. También se podría hacer una sola curva para la aspiración y el trozo de impulsión común.

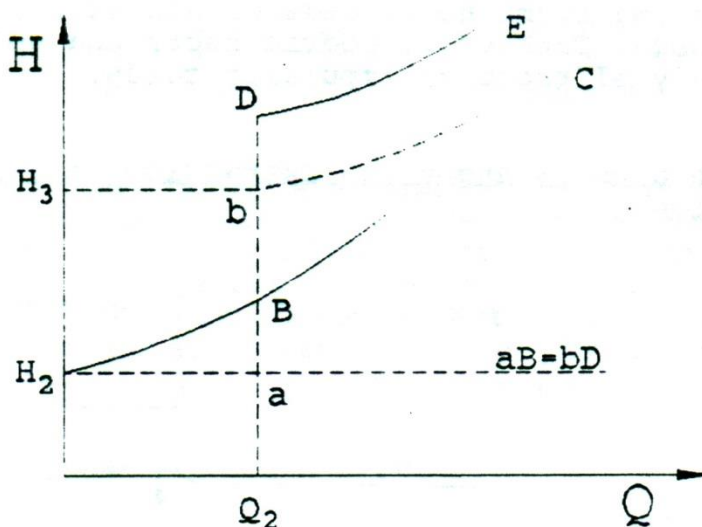
2) Elevación a un Estanque con Extracción de Gasto Constante en la Impulsión



Se trata de una bomba que eleva a un estanque situado a la altura  $H_3$  desde el estanque de aspiración, existiendo a la altura  $H_2$  una extracción de agua  $Q_2$ .

La curva  $H_2B$  corresponde al tramo de cañería entre el estanque de aspiración y el punto donde se extrae el gasto  $Q_2$ . Una vez que el gasto se hace superior a  $Q_2$  empieza a subir la diferencia al estanque, razón por la cual la curva de carga correspondiente al segundo tramo (b - c) no empieza en el punto  $Q = 0$  sino en  $Q = Q_2$ . A partir del punto b se deben sumar los  $H$  de la curva b c con los de la curva del primer tramo pero descontando la altura  $H_2$  pues la altura estática  $H_3$  incluye a la  $H_2$ .





### Operación en Serie y en Paralelo

En muchas instalaciones las bombas deben trabajar en serie y en paralelo. A continuación veremos como se combinan las curvas características de cada unidad cuando funcionan en conjunto.

#### a) Bombas en Serie

Supongamos dos bombas gemelas en serie, es decir que la impulsión de una bomba llega a aspiración de la otra. En este caso el gasto que circula por ambas bombas es el mismo y para cada gasto se obtiene el doble de la carga correspondiente a una bomba. La curva Q - H resultante se obtiene duplicando para cada gasto la carga correspondiente  $Q_1A = AB$ .

Si la curva de carga del sistema es la indicada con líneas de segmentos, podemos observar que el gasto que se obtiene con las dos bombas es inferior al doble de que se obtiene con una sola  $0 - 2 < 2(0 - 1)$ .

Del mismo modo la altura correspondiente a las dos bombas es inferior del doble de la correspondiente a una sola  $2-4 < 2(1 - 3)$ .

El rendimiento se obtiene para cada Q de la curva correspondiente a una bomba. En efecto la potencia es  $\frac{QH}{\eta}$  para una bomba. Para dos será  $2 \frac{QH}{\eta}$  o sea  $Q \frac{2H}{\eta}$  siendo H la altura que corresponde a cada bomba en serie.

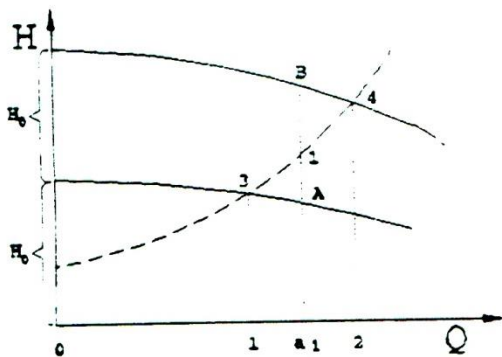
La curva de potencia se obtiene para cada gasto, sumando las potencias de ambas bombas.

La puesta en serie de dos bombas de distintas características es posible, pero ofrece dificultades. Se debe instalar la de mayor capacidad como primera etapa, ya que si no fuera así podría faltar alimentación a la bomba más potente.

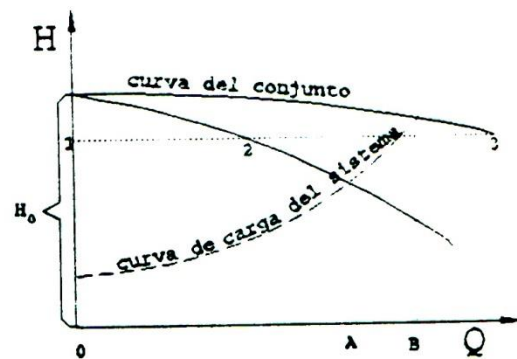
**b) Bombas en paralelo**

El caso de bombas en paralelo se presenta frecuentemente en la práctica. Las plantas elevadoras se proyectan generalmente con dos o más unidades que pueden funcionar en paralelo. Las curvas resultantes se transforman como sigue:

**Bombas gemelas en serie**



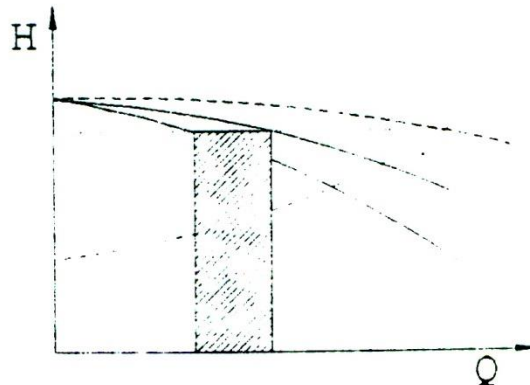
**Bombas gemelas en paralelo**



**Q - H.** Para construir la curva resultante para 2 bombas gemelas en paralelo, se suman los gastos para cada carga. O sea la curva parte del mismo punto en el eje de las H y se verifica que  $1-2 = 2-3$ .

Al combinarla con la curva de carga del sistema, como la de segmentos, se puede ver que el gasto que dan las bombas gemelas en paralelo es inferior al doble del que da una sola.

$$OB < 2OA$$





A pesar de que las bombas sean gemelas, siempre existen pequeñas diferencias, de modo que las curvas QH difieren ligeramente.

Se produce así una distribución de gastos desequilibrada, lo que se acentúa si las curvas QH son planas. Por esta razón, cuando se trata de bombas que van a trabajar en paralelo es preferible que la curva QH sea inclinada.

#### Potencia

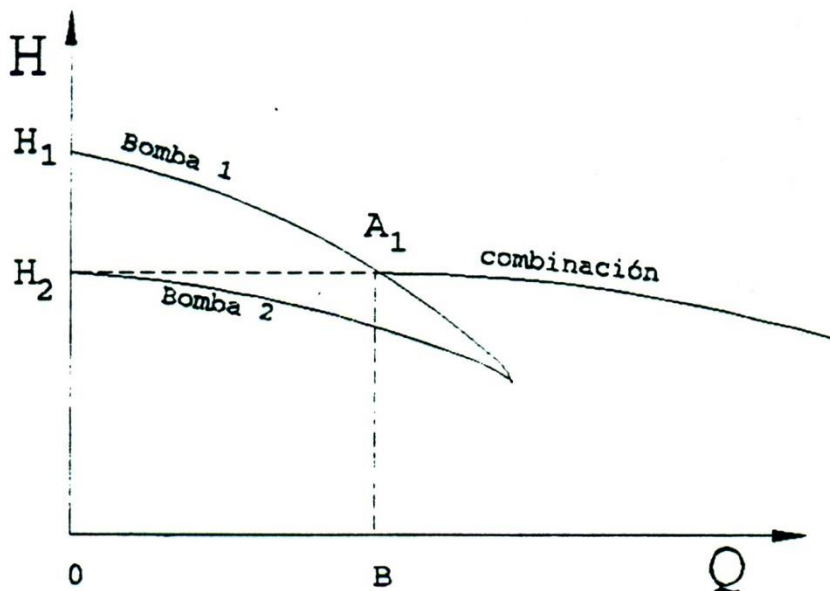
La potencia del conjunto es igual a la suma de las potencias de cada bomba, de modo que para cada gasto llevamos la suma de las potencias en ordenadas.

#### Rendimiento

El rendimiento es el mismo que corresponde a una sola bomba.

#### Bombas de distintas características en paralelo

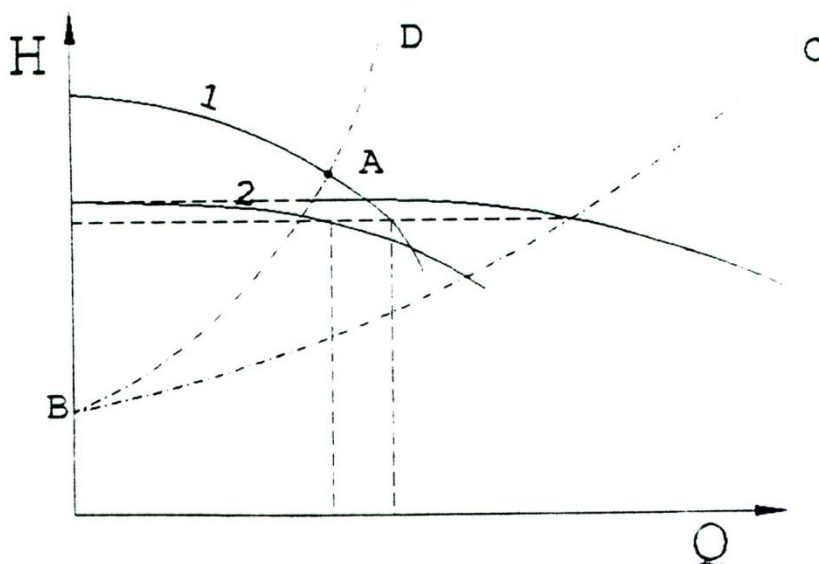
Dos o más bombas de distintas características pueden ponerse en paralelo siempre que la curva de carga del sistema sea favorable.



En la zona comprendida entre  $H^1$  y  $A_1$  es decir para gastos entre cero y OB funciona sólo la bomba 1. Por el punto  $H_2$  que corresponde a la carga máxima de la bomba 2 trazamos una horizontal que intersecta en A a la curva de la bomba 1. A partir de este punto entra a funcionar la segunda bomba y para cada H sumamos los gastos correspondientes a cada curva.

Al decir que la curva de carga del sistema fuera favorable, queríamos decir que ella debía contar a la curva de combinación a la derecha del punto A.

Supongamos que la curva de carga sea BC. En este caso los gastos de cada bomba quedan bien determinados.



Pero si estrangulamos una válvula de modo que la curva se traslade a B D, la bomba (2) queda fuera de servicio, es decir funcionará pero como si su válvula de salida estuviera totalmente cerrada ya que la presión de la otra bomba será superior. Esta situación es peligrosa porque la bomba (2) se calentaría.

### Rendimiento

El rendimiento en conjunto de 2 bombas que funcionan en paralelo y que no son gemelas se puede determinar para cada gasto Q formado por la suma de  $Q_1$  y  $Q_2$  por la fórmula siguiente:



Potencia:

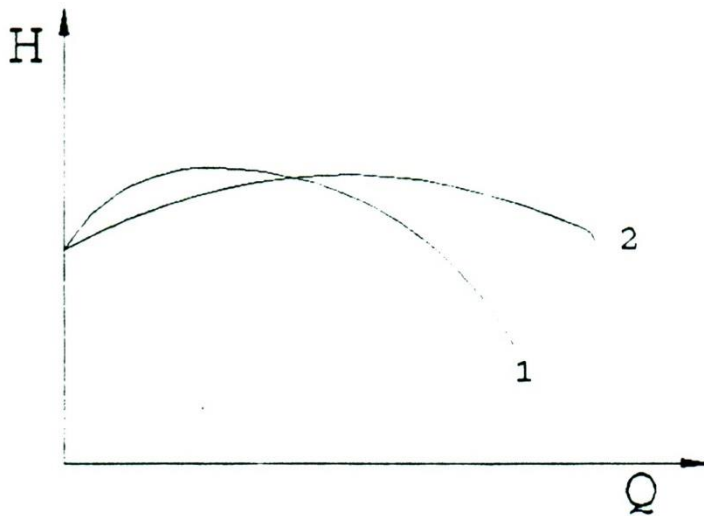
$$\frac{Q_1 H_1}{\eta_1} + \frac{Q_2 H_1}{\eta_2} = \frac{(Q_1 + Q_2) H_1}{\eta}$$

La altura  $H_1$  es la misma de modo que

$$\frac{Q_1}{\eta_1} + \frac{Q_2}{\eta_2} = \frac{(Q_1 + Q_2)}{\eta} = \frac{Q}{\eta}$$

Se dibuja la curva Q H resultante y se obtienen los valores de  $Q_1$  y  $Q_2$ . Los valores de  $\eta_1$  y  $\eta_2$  los sacamos de las curvas correspondientes a cada bomba.

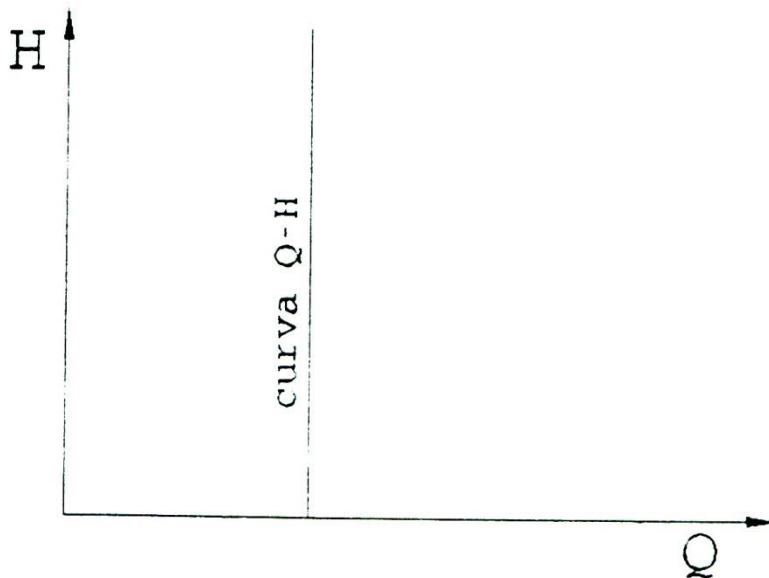
Bombas con curvas Q-H inestables



Si dos bombas en paralelo tienen curvas inestables, se producen problemas aún cuando sean gemelas.

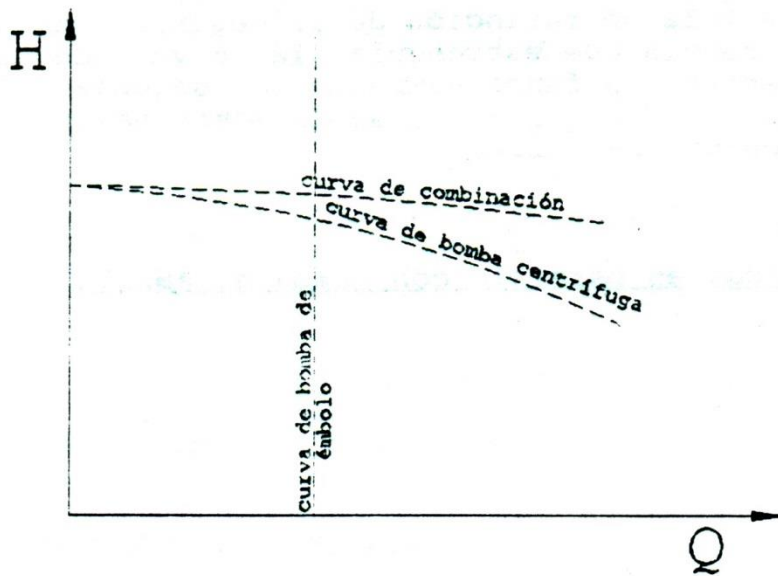
En efecto si está una bomba funcionando, la otra no puede partir debido a que la carga inicial es inferior a la que desarrolla la que está funcionando. La presión no permite que se abra la válvula de retención de la segunda. Para establecer el régimen habría que estrangular la válvula de la primera hasta que entre en funcionamiento la segunda. También se podría abrir un desagüe cerca de la bomba hasta obtener un punto de la curva favorable.

Bomba centrífuga en paralelo con bomba de émbolo



La curva Q H de una bomba de movimiento alternativo puede considerarse un paralela al eje de ordenadas. Aún cuando el gasto no es continuo se toma en cuenta el gasto medio.





La curva de combinación será la misma de la bomba centrífuga, pero trasladada hacia la derecha en una cantidad equivalente al gasto de la bomba de émbolo.

35705

