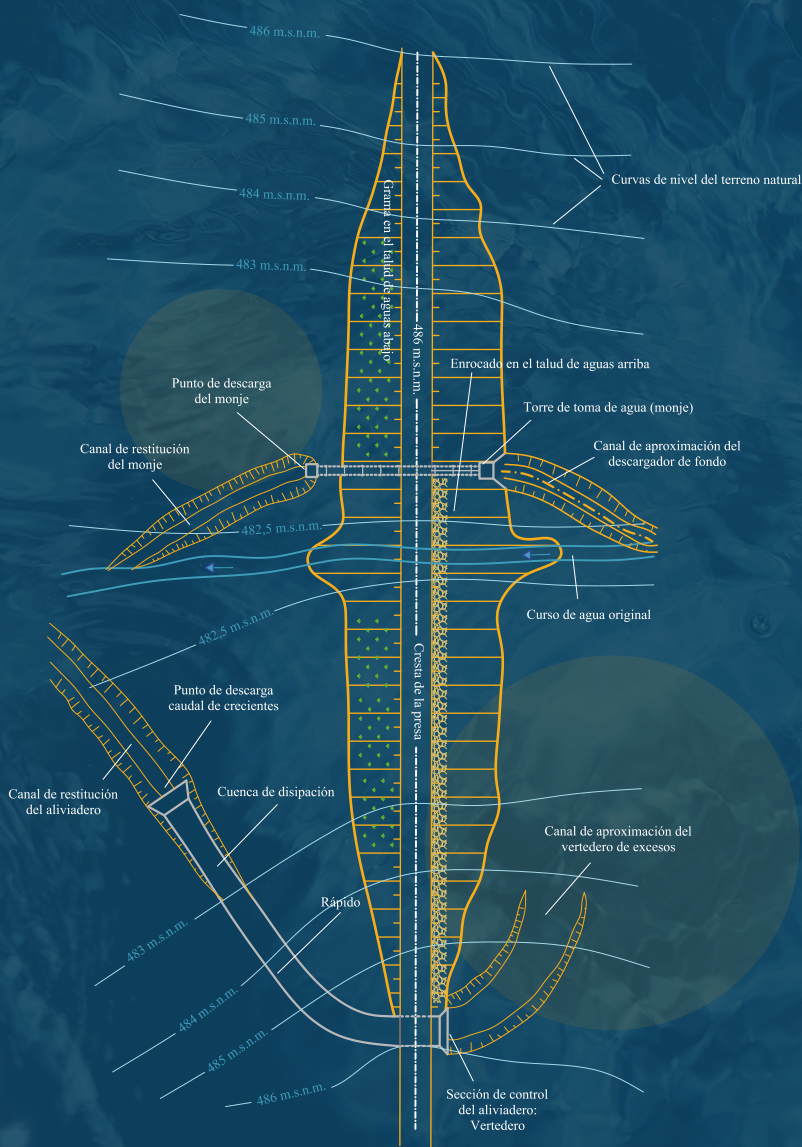


• Pequeñas • presas de tierra



Autores:

Antonio Teixeira de Matos
Demetrius David da Silva
Fernando Falco Pruski

Traductor:

Iván Andrés Sánchez Ortiz



Editorial
Universidad de Nariño

êditorial
Universidad de **Nariño**

• Pequeñas • presas de tierra

• Pequeñas • presas de tierra

Autores:

Antonio Teixeira de Matos
Universidade Federal de Viçosa

Demetrius David da Silva
Universidade Federal de Viçosa

Fernando Falco Pruski
Universidade Federal de Viçosa

Traductor:

Iván Andrés Sánchez Ortiz
Universidad de Nariño

êditorial
Universidad de **Nariño**

Teixeira de Matos, Antonio

Pequeñas presas de tierra / Antonio Teixeira de Matos, Demetrius David da Silva, Fernando Falco Pruski ; traductor Iván Andrés Sánchez Ortiz—1ª. ed.-- San Juan de Pasto : Editorial Universidad de Nariño, 2026.

136 páginas : ilustraciones, gráficas, tablas

Incluye Referencias bibliográficas p. 137 - 139

ISBN: 978-628-7864-30-6 Impreso

ISBN: 978-628-7864-31-3 Digital

1. Presas de tierra—Diseño, localización 2. Presas de tierra—Construcción 3. Cuenca Hidrográfica—Levantamiento topográfico, localización 4. Estudios hidrológicos 5. Estudios geológicos y geotécnicos I. Silva, Demetrius David da II. Falco Pruski, Fernando III. Sánchez Ortiz, Iván Andrés, traductor

627.8 T266 – SCDD-Ed. 22



Universidad de Nariño
FUNDADA EN 1974



Asociación de Investigadores
INSTITUCIÓN DE INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO

SECCIÓN DE BIBLIOTECA

Primera edición en portugués: Barragens de terra de pequeno porte

© Editora UFV

Autores:

© Antonio Teixeira de Matos

© Demetrius David da Silva

© Fernando Falco Pruski

Primera edición traducida al español: Pequeñas presas de tierra

© Editorial Universidad de Nariño

Traductor:

© Iván Andrés Sánchez Ortiz

ISBN impreso: 978-628-7864-30-6

ISBN digital: 978-628-7864-31-3

DOI: <https://doi.org/10.22267/lib.udn.048>

Diseño de cubiertas y diagramación: Nathaly Johana Rivadeneira

Contacto: nathaly.grafico@gmail.com

Fecha de publicación: Marzo 2026

San Juan de Pasto - Nariño - Colombia

Prohibida la reproducción total o parcial, por cualquier medio o con cualquier propósito, sin la autorización escrita de su Autor o de la Editorial Universidad de Nariño

Contenido

Presentación.....	10
1. Introducción	11
2. Caracterización de la cuenca hidrográfica.....	14
2.1 Levantamiento topográfico y localización de la cuenca	15
2.2 Forma	16
2.3 Relieve.....	16
2.4 Red de Drenaje.....	17
2.5 Geología y suelos	17
2.6 Cobertura vegetal, manejo y uso del suelo.....	20
2.7 Estudios Hidrológicos.....	20
2.7.1 Medición del caudal.....	22
<i>Método de la medición directa</i>	<i>23</i>
<i>Método del vertedero.....</i>	<i>24</i>
<i>Método del flotador</i>	<i>27</i>
<i>Método del molinete</i>	<i>29</i>
2.7.2 Interpretación de datos hidrológicos	29
3. Diseño de pequeñas presas de tierra	31
3.1 Objetivos	31
3.2 Estudios de localización de la presa	31
3.2.1 Estudios geológicos	32
3.2.2 Estudios geotécnicos.....	33
3.2.3 Caracterización de materiales disponibles para constituir la cimentación o para construcción del cuerpo de la presa.....	35
<i>Textura.....</i>	<i>36</i>
<i>Consistencia</i>	<i>41</i>
<i>Resistencia a la compresión.....</i>	<i>44</i>
<i>Permeabilidad</i>	<i>47</i>
<i>Color.....</i>	<i>47</i>

3.2.4 Aspectos topográficos y otros	49
3.2.5 Cuantificación del material del área de préstamo	51
3.3 Levantamiento topográfico del área escogida	52
3.3.1 Levantamientos topográficos rápidos	53
3.3.2 Levantamientos topográficos con instrumentos	54
3.4 Diseño Estructural	54
3.4.1 Tipos de presas de tierra	54
3.4.2 Dimensionamiento del cuerpo de la presa	57
<i>Volumen del agua a acumular</i>	57
3.4.3 Cálculo del caudal máximo previsto	62
<i>Método racional</i>	62
<i>Área drenada (A)</i>	65
<i>Intensidad máxima promedio de la precipitación (i_m)</i>	65
<i>Coeficiente de escurrimiento (C)</i>	77
<i>Método Basado en el Racional – Método Racional Modificado</i>	80
3.4.4 Altura de la presa	82
<i>Altura total</i>	82
<i>Altura normal</i>	83
<i>Profundidad máxima del agua en el rebosadero</i>	83
<i>Borde libre</i>	83
3.4.5 Perfil de la presa	85
<i>Ancho de la cresta</i>	85
<i>Inclinación de los taludes</i>	86
<i>Ancho de la base de la sección transversal de la presa (b)</i>	87
3.4.6 Obras accesorias	89
<i>Rebosadero</i>	89
<i>Tipos de rebosaderos</i>	89
<i>Compuertas de fondo</i>	101
<i>Captación del agua</i>	104

3.4.7 Aspectos a considerar en la construcción de la presa	107
<i>Desviación del curso de agua</i>	<i>107</i>
<i>Limpieza del local</i>	<i>107</i>
<i>Preparación de la cimentación y de las hombreras.....</i>	<i>108</i>
<i>Abertura de trincheras.....</i>	<i>111</i>
<i>Núcleo central</i>	<i>113</i>
<i>Relleno.....</i>	<i>113</i>
<i>Volumen del relleno</i>	<i>115</i>
<i>Época de construcción.....</i>	<i>116</i>
3.4.8 Cuidados en la construcción	116
<i>Material aconsejable.....</i>	<i>116</i>
3.4.9 Protección de los taludes	118
<i>Drenajes.....</i>	<i>119</i>
<i>Cobertura vegetal.....</i>	<i>121</i>
<i>Sedimentación.....</i>	<i>122</i>
<i>Mantenimiento</i>	<i>122</i>
<i>Presupuesto</i>	<i>123</i>
4. Acciones mitigadoras de los impactos ambientales por la formación del reservorio	129
Referencias	135
Acerca del traductor.....	134

Presentación

Esta obra pretende esencialmente atender estudiantes de asignaturas relacionadas con el diseño de pequeñas presas en tierra y estructuras para construcciones rurales y de hidráulica, irrigación y drenaje, ofrecidas en diversos programas académicos como Ingeniería Agrícola y Ambiental, Ingeniería Ambiental, Agronomía, Ingeniería Forestal, Ingeniería en Producción Acuícola de diversas instituciones como la Universidad Federal de Viçosa (Minas Gerais, Brasil) y la Universidad de Nariño (Nariño, Colombia).

En el texto, se abordan solamente los aspectos relativos a presas de tierra con menos de 10 m de altura. En situaciones diferentes, el asunto se vuelve más complejo, por ello se requiere profundizar en los conceptos aquí presentados. En ese caso se deberá consultar obras más completas.

Los autores agradecen a todas las personas que, directa o indirectamente, contribuyeron para la realización de este trabajo, en especial a los profesores Blamor Torres Loureiro y Wilson Denículi.

1. Introducción

Una presa es el elemento estructural construido transversalmente a la dirección del flujo de un curso de agua, que forma un reservorio artificial, con la finalidad de acumular agua o elevar su nivel. Dicho reservorio se denomina azud cuando se utilizan aguas pluviales para su llenado. Represa es la denominación que reciben los reservorios de aguas de régimen normal, como los ríos, los riachuelos o los arroyos.

Entre las finalidades de las represas se encuentra la producción de energía eléctrica, el control de inundaciones, la regularización de caudales, la navegación, el abastecimiento doméstico, la irrigación, el suministro de agua para animales, la piscicultura, el paisajismo y la recreación.

La construcción de pequeñas presas de tierra en propiedades agrícolas ha sido estimulada para posibilitar el aumento en la productividad agrícola (por medio de la utilización de la irrigación) y en la producción de proteína animal (por medio de la piscicultura).

Siempre que sea posible, se debe evaluar la posibilidad del uso múltiple del reservorio; sin embargo, es necesario que el agua tenga una calidad compatible con los diversos usos para los cuales se propone. Cuando el reservorio sea usado para fines de abastecimiento de agua para la población y para diversión, se debe verificar si el agua presenta características adecuadas para dichos fines (mediante colecta y análisis de muestras en laboratorios especializados). Es esencial el control del vertimiento de aguas residuales domésticas, de criaderos de animales o agroindustriales en los cursos de agua de la cuenca hidrográfica.

Las presas pueden ser de material térreo (tierra), piedra o con enrocamiento, mampostería, concreto o mixtas. La selección del tipo de material a ser empleado en la presa depende de las condiciones geológicas y geotécnicas del lugar donde será construida, del tipo de material disponible para su uso en la construcción, de la disponibilidad de recursos para la obra, entre otros.

Las presas de tierra utilizan material natural y pueden ser construidas con equipos simples; por eso, en vista de la mayor facilidad constructiva, no

es de extrañarse que las presas más antiguas conocidas hayan sido hechas en material térreo.

A manera de información, algunas de las mayores presas de tierra de los EUA son las de Oroville (California), con 234,7 m; Navajo (Nuevo México), con 124,4 m; y Fort Peck (Montana), con 82,3 m de altura. La más alta del mundo es la de Rongunsky (Rusia), con 352 m, y la de Brasil es la de Itumbiara (estado de Goiás), con 110 m.

2. Caracterización de la cuenca hidrográfica

Las cuencas (también conocidas como hoyas) de contribución, de drenaje, hidrológicas, hidrográficas o de recepción se refieren al área del terreno en que todo el escurrimiento superficial resultado de la precipitación pluviométrica se dirige hacia la sección de un único curso de agua de referencia (Figura 1).

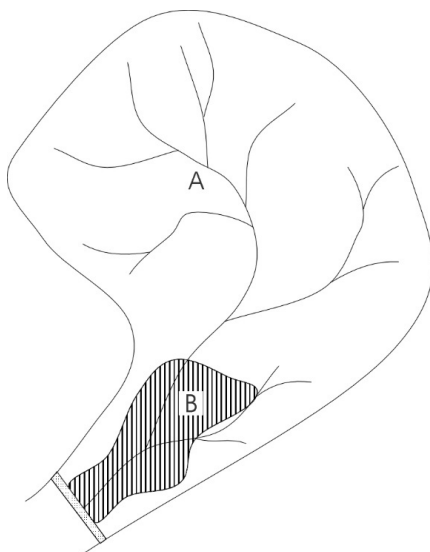


Figura 1 - Esquema de cuencas: A) de contribución y B) de acumulación.

Para la selección de lugares propicios para la construcción de reservorios de agua es necesario el levantamiento de datos básicos, como: mapas de diversa índole (como cartográficos, división territorial, de vías, ferroviarios entre otros); perfiles de los ríos; datos hidrométricos observados y estudios hidrológicos previamente realizados, además de datos históricos y fichas descriptivas de estaciones fluviométricas y climatológicas; datos topográficos y datos geológicos-geotécnicos. Se recomienda consultar a órganos o empresas como las asociadas a la generación y distribución de energía eléctrica, ministerio de minas y energía, institutos asociados a la información meteorológica como el IDEAM, INGEOMINAS, ministerios de infraestructura y transporte, ministerio de Agricultura, órganos de los gobiernos departamentales y municipales, entre otros, con el fin de verificar

la disponibilidad de datos sobre la cuenca en estudio. Ya que dichas informaciones difícilmente se encuentran disponibles para pequeñas cuencas hidrográficas, se hace imprescindible la colecta de datos en campo.

En la caracterización física de la cuenca hidrográfica se incluyen las siguientes determinaciones: localización, área, forma, perímetro, relieve (altitud y pendiente), red de drenaje, suelo, cobertura vegetal, formación geológica etc. Dicha caracterización puede ser realizada por medio de imágenes satelitales, fotogrametría/fotointerpretación, levantamiento topográfico tanto planimétrico como altimétrico y trabajo de campo.

2.1 Levantamiento topográfico y localización de la cuenca

La cuenca hidrográfica se encuentra limitada por la denominada divisoria de aguas (o parteaguas, o divisoria topográfica), que corresponde a la línea imaginaria que acompaña a las mayores altitudes locales, parte más alta de las montañas, y que separa una cuenca de otra.

La caracterización fisiográfica de la cuenca es fundamental para la definición del régimen hidrológico de una cuenca hidrográfica. Entre las características físicas de mayor importancia en el levantamiento de una cuenca están la determinación del área de drenaje y, en el caso de interés de aprovechamiento hidroeléctrico, la pendiente del curso de agua.

El área de drenaje de la cuenca hidrográfica se la puede determinar por medio de mapas topográficos con informaciones planimétricas y altimétricas, restituciones aerofotogramétricas, fotografías aéreas de la región o levantamientos topográficos. La delimitación del área será posible después de trazar las líneas divisorias de aguas de las cuencas hidrográficas, y el área de drenaje en el lugar de aprovechamiento en estudio podrá determinarse por planimetría o por medio del uso de Sistemas de Información Geográfica (SIG), donde la unidad usual son los km^2 o las hectáreas (ha).

La pendiente media del río puede determinarse también con ayuda de mapas impresos. Utilizando un curvímetro se determina la longitud del curso de agua y, con base en la diferencia de cotas entre el punto más alto del río y el punto en estudio, se calcula su pendiente promedio. Es claro

que mediante planos digitales y utilizando el software adecuado se puede obtener las informaciones asociadas a áreas y pendientes de manera muy rápida y con elevado nivel de precisión.

Por ser relativamente poco común el disponer de levantamientos fotogramétricos o mapas en escala compatible con las necesidades, el levantamiento topográfico fruto de trabajo en campo es el tipo de fuente de información más comúnmente utilizado para pequeñas cuencas hidrográficas. Durante el trabajo de campo, además del levantamiento topográfico se puede identificar las condiciones geomorfológicas de la cuenca; confirmar las condiciones de los lugares represables; estimar los perfiles de los ríos, las alturas máximas de represamiento y de caída de los lugares; relacionar nuevas limitaciones; aforar caudales in situ; evaluar las condiciones geológicas y de los suelos; y analizar la cobertura y el uso del suelo en las posibles áreas de inundación.

2.2 Forma

Las cuencas hidrográficas, al ser representadas en un plano, son generalmente en forma de pera o de abanico; Sin embargo, dependiendo de la interacción del clima y de la geología, pueden existir otras formas.

La forma de la cuenca puede influenciar algunos procesos y su comportamiento hidrológico. Manteniendo las otras variables constantes, el caudal pico resultante de una determinada precipitación no se concentra tan rápidamente en una cuenca larga y estrecha, tal como ocurre en cuencas hidrográficas de forma más circular. Además de eso, difícilmente precipitaciones de gran intensidad pueden alcanzar, de manera integral, toda una cuenca larga y estrecha, mientras que, en cuencas más redondeadas, eso puede ocurrir con mayor frecuencia. Con base en esas consideraciones, se puede afirmar que cuencas con forma más circular tienen mayor oportunidad de sufrir inundaciones que cuencas largas y estrechas.

2.3 Relieve

La pendiente de una cuenca hidrográfica tiene relación importante con varios procesos hidrológicos, como infiltración, escurrimiento superficial, flujo del agua en el suelo y flujo de agua subterránea, por ello es uno de los factores de mayor importancia en la regulación del tiempo de duración

del escurrimiento superficial y de concentración de la precipitación en los lechos del curso de agua. Además de ello, las cuencas hidrográficas localizadas en mayores altitudes están sujetas a la ocurrencia de mayores precipitaciones promedio, temperaturas menores, menor evapotranspiración y, en consecuencia, mayores caudales.

2.4 Red de Drenaje

La descripción de los sistemas de drenaje superficial de una cuenca refleja, de forma muchas veces clara, la estructura geológica local.

Entre los patrones de sistemas de drenaje superficial más comúnmente encontrados, se pueden citar el dendrítico, el reticulado (o enrejado) y el paralelo.

El patrón de drenaje dendrítico, que recuerda la configuración de un árbol, es típico de regiones rocosas de resistencia uniforme. Ocurre, con frecuencia, por ejemplo, en áreas dominadas por rocas graníticas. El patrón reticulado, en el cual los ríos principales corren paralelamente y sus afluentes fluyen transversalmente en su dirección, evidencia desigual resistencia de las rocas locales. Dicha situación es común en lugares donde hay presencia de rocas sedimentarias estratificadas. El patrón paralelo se presenta en regiones de vertientes muy inclinadas o donde existan controles estructurales que favorezcan las corrientes fluviales paralelas.

Además del material geológico y de las condiciones predominantes del suelo, un análisis de la red de drenaje puede dar indicativos importantes respecto a las características físicas o texturales del suelo de la cuenca. La ocurrencia de cursos de agua trenzados (o anastomosados), por ejemplo, indican que el área drenada está generalmente constituida por material grueso (limo, arena y grava), mientras que los cursos sinuosos (o con meandros), en valles extensos, están asociados con suelos de textura fina (limo y arcilla).

2.5 Geología y suelos

En la caracterización de la cuenca hidrográfica se hace esencial un análisis de las condiciones geológicas, topográficas y de clases del suelo pre-

dominantes para que se puedan evaluar tanto la viabilidad técnica de la construcción del reservorio como los impactos ambientales, como resultado de la inundación del área a ser cubierta por sus aguas.

Determinados materiales o suelos son permeables, lo que puede ser suficiente para hacer que el lugar sea inadecuado para la construcción de una presa, principalmente cuando el caudal que alimenta al reservorio sea insuficiente para cubrir las pérdidas por infiltración y evaporación en el área. Es importante recordar que, con la construcción de la presa, dichas pérdidas tienden a aumentar y, si el caudal de alimentación no las logra superar, el reservorio de agua nunca logrará estar completamente lleno.

La geología y los suelos ejercen influencia sobre el almacenamiento de agua subterránea y, como consecuencia, sobre el régimen de los manantiales o nacimientos de los cursos de agua, la redistribución del agua precipitada y la erodabilidad del material superficial.

La roca subyacente al área en estudio puede ser evaluada por su condición estructural (presencia o no de agentes cementantes entre las partículas primarias), porosidad y permeabilidad.

Los materiales en los cuales hay la presencia de agentes cementantes entre partículas primarias, denominados consolidados, presentan gran variación en su permeabilidad y, con ello, en su capacidad de proporcionar suministro continuo y sustentado de agua para los cursos de agua superficiales. Las rocas sedimentarias (areniscas, calizas) presentan, por regla general, las condiciones más favorables para el almacenamiento y suministro de agua subterránea para cursos de agua superficiales durante los períodos más secos del año. Las rocas ígneas e incluso el granito, al ser fracturadas e intemperizadas, pueden, también, producir flujos permanentes durante tales períodos.

Las zonas de relieve kárstico (calizas), en virtud de la posible presencia de cavernas, pueden ser inadecuadas para la construcción de reservorios, en vista de los riesgos de no lograr acumular agua debido a las considerables pérdidas por escurrimiento subterráneo.

Se ha observado una relación estrecha entre las condiciones topográficas y las características de los suelos superficiales, lo que puede ayudar a la localización de “áreas de préstamo” y dar una idea de las condiciones de las fundaciones (o cimentación) para sustentar al macizo de la presa. Las clases de suelos más frecuentemente encontradas en planicies cercanas a cursos de agua son: Aluviales e Hidromórficos en el lecho menor y en el mayor; y Cambisuelos y Argisuelos, en zonas más elevadas.

Los suelos aluviales presentan propiedades físicas que son afectadas, principalmente, por la acción del agua. Su génesis refleja las condiciones climáticas en que fueron formados. En regiones áridas, donde el intemperismo físico es mayor que el químico, el suelo es constituido, de modo general, por fragmentos de roca, grava, arena y limo. En regiones húmedas, donde los suelos formados son menos empinados, el material tiene mucha más arena, limo y arcilla. Dependiendo de la velocidad del agua, durante la deposición del material, el suelo puede tener su génesis a partir de un régimen torrencial, intermedio y lacustre.

En la formación de tipo torrencial, la forma típica de los suelos está constituida por los conos aluviales y valles secos. El material más grueso es depositado en primera instancia, y se encuentra en las inclinaciones más empinadas del valle, mientras que el material más fino es transportado hacia los bordes externos. La arena y las gravas de esos depósitos son, generalmente de formas sub redondeadas a subangulares, lo que refleja movimiento en distancias cortas. Dichos depósitos son permeables o semi-permeables, por ello no son adecuados para la formación del macizo de la presa, pese a que puedan ser utilizados para el suministro de arena y grava para la composición del macizo de presas de tierra.

El régimen de formación intermedio, también conocido como de “valles llenos” o “valles taponados”, son depósitos de materiales finos, más estratificados y mucho más separados que los encontrados en la formación torrencial. La superficie de dichos depósitos es casi plana. Los depósitos de valles llenos son, generalmente, adecuados para constituir la cimentación para pequeñas presas de tierra.

Las formaciones lacustres son el resultado de la sedimentación de partículas en aguas tranquilas. Excepto en las proximidades a los bordes de los depósitos, donde son importantes las influencias aluviales, los materiales que los constituyen son impermeables, compresibles y de baja resistencia al esfuerzo cortante y, por ello, poco indicados para cimentaciones para estructuras. La principal utilidad de ese material es la formación de los núcleos impermeables de las presas de tierra.

2.6 Cobertura vegetal, manejo y uso del suelo

La caracterización del tipo de cobertura vegetal y del uso del suelo tiene dos aspectos importantes: previsión de riesgos de excesiva acumulación de sedimentos en el reservorio y la evaluación de los impactos de la inundación sobre el medio biótico y sobre la actividad económica local.

Las áreas utilizadas para agricultura en suelos altamente erosivos, bajo la modalidad de cultivo intensivo de especies con ciclos anuales y sin utilización de prácticas de control de la erosión, son potencialmente problemáticas para la construcción de reservorios de agua. Los sedimentos transportados con el escurrimiento superficial del agua de lluvia contribuyen a la rápida disminución del volumen almacenable de agua en el reservorio, lo que puede hacer que el impacto ambiental sea aún mayor debido al represamiento del agua.

Una evaluación de la vegetación, su diversidad y los daños ambientales que podrán ser causados por la inundación del área en que se encuentran también son importantes en la ejecución de un proyecto. Los lugares de construcción de presas cuyo represamiento de las aguas pueda causar grandes impactos ambientales o en los cuales la mitigación del daño ambiental sea muy difícil y cara deben ser descartados. La inundación de áreas de protección a la biota o de refugio de la flora y fauna puede hacer que al poder causar un impacto negativo tan grande se contrapone a cualquier uso benéfico que el represamiento pueda traer para la comunidad.

2.7 Estudios Hidrológicos

Los estudios hidrológicos a realizar en la cuenca donde se desea construir la represa comprenden, básicamente, la caracterización y la definición

del régimen fluviométrico del río, con determinación del caudal normal y, cuando sea posible, del caudal de creciente.

Los cursos de agua se clasifican como perennes, intermitentes y efímeros.

Los cursos perennes son abastecidos, durante todo el año, por los lechos de agua subterráneos, por medio de las fuentes o nacimientos. En los ríos o en los riachuelos perennes, la tendencia del nivel freático es la de mantenerse siempre por encima del nivel del escurrimiento fluvial (Figura 2A).

En los cursos intermitentes, las fuentes o nacimientos de agua son insuficientes para mantener el curso de agua durante todo el año. En este caso, se presentan, en general, grandes caudales durante las estaciones lluviosas y la suspensión del escurrimiento fluvial en las estaciones secas. La posición del nivel freático permanece por encima del nivel del escurrimiento fluvial en la estación lluviosa y, por debajo del mismo, en las estaciones secas (Figura 2B).

Los cursos de agua efímeros presentan escurrimiento superficial solamente durante o inmediatamente después de las precipitaciones. Al cesar el escurrimiento superficial, proporcionado por la precipitación, cesará también el escurrimiento en el curso de agua. El nivel freático, cuando existe en la zona del curso de agua efímero, se mantiene siempre por debajo del lecho del río (Figura 2C). El caudal de creciente, que ocurre durante o inmediatamente después de las fuertes lluvias, es de gran interés para el caso de la construcción de presas, principalmente se dichas obras se ejecutan en las secciones de drenaje de pequeñas cuencas hidrográficas. Como existe la tendencia de la caída de lluvias intensas en áreas pequeñas, es mayor la ocurrencia de elevados picos de caudal de creciente en las secciones de drenaje de pequeñas cuencas hidrográficas.

Como la construcción de presas de tierra se realiza en cursos de agua pequeños, la posibilidad de disponer de series de datos fluviométricos del curso de agua es muy pequeña, por ello se hace necesario el uso de otros

medios para el levantamiento de esos datos. Las mediciones del caudal del curso de agua in loco son indispensables para determinar el caudal normal. Las informaciones locales, como marcas de niveles de crecientes, valores extremos de descargas, frecuencia y época de inundaciones, entre otras, son útiles para estimar el caudal de creciente.

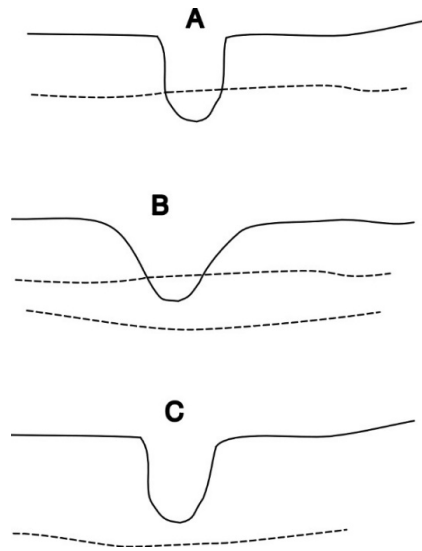


Figura 2 – Esquema de secciones de cursos de agua:
A) perenne, B) intermitente y C) efímero.

2.7.1 Medición del caudal

Cuando no se dispone de datos fluviométricos de la cuenca hidrográfica, se hace necesaria la determinación de los caudales normal y de creciente para el dimensionamiento de la altura de la presa y del diseño de la estructura de rebose, respectivamente. Para que ello sea posible, se recomiendan los siguientes procedimientos:

- Para determinación del caudal normal: realizar una o más mediciones del caudal durante el período de sequía, de tal manera que se pueda determinar el caudal mínimo del curso de agua. Cuando haya disponibilidad de tiempo, equipos y recursos, realizar mediciones del caudal fuera del periodo de sequía con el propósito de obtener una curva cota-caudal (Figura 3). En un análisis de curvas cota-volumen

se puede verificar que el caudal normal alcanza un valor máximo, generalmente al final del período lluvioso, y un valor mínimo, al final del período seco, suministrando en esos períodos, respectivamente, los caudales normales máximo y mínimo.

- Para estimar el caudal de creciente: por medio de informaciones y observaciones locales, se puede levantar marcas de niveles de las mayores crecientes que han ocurrido en la sección de medición.

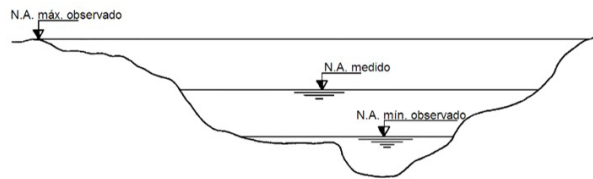


Diagrama (a)

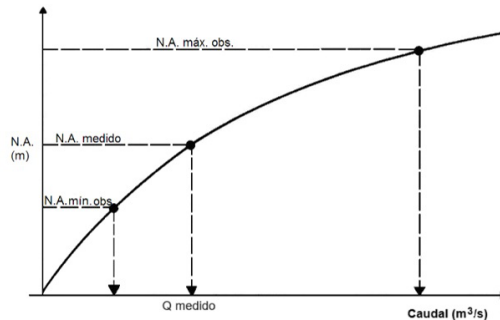


Diagrama (b)

Figura 3 – Curva cota-caudal.

Existen varios métodos para determinar el caudal de cursos de agua. La selección de uno de dichos procesos de medición dependerá de qué tan caudaloso es el río. Así, en el caso de caudales pequeños, usualmente se emplean los métodos directo y el del vertedero, mientras que, para caudales mayores, es necesario el uso del método del flotador o del molinete.

Método de la medición directa

El método de medición directa (aforo del caudal) es el proceso más simple; sin embargo, solo es aplicable para la medición de caudales de pequeños cursos de agua, entre 0,5 y 15 L/s.

Para efectuar la medición, generalmente, se hace necesaria la construcción de un dique, con el objetivo de proporcionar la afluencia de toda el agua del arroyo hacia un recipiente de volumen conocido. La afluencia del agua al recipiente es facilitada mediante el uso de canaletas (tejas, tubos, bambús, canaletas prefabricadas, etc.). Después de la estabilización del caudal, se determina, con el máximo de precisión, el tiempo necesario para el llenado del recipiente. El caudal puede determinarse dividiendo el volumen del recipiente entre el tiempo promedio requerido para su llenado. Se debe hacer por lo menos tres repeticiones de la medición, tomando el promedio de las determinaciones como valor del caudal.

Método del vertedero

Los vertederos son dispositivos que presentan aberturas, o cortes realizados sobre en láminas metálicas o de madera, que permiten el paso libre del fluido, de tal manera que se puedan medir caudales inferiores a los 300 L/s.

Las aberturas de los vertederos pueden ser rectangulares, triangulares, trapezoidales, circulares etc. El vertedero recibe el nombre a partir de la forma geométrica del corte sobre la lámina.

En cuanto al espesor de las paredes, los vertederos pueden ser clasificados como:

De pared delgada: aquellos cuyo espesor de la cresta (e) sea menor que $2/3$ de la altura de la lámina de agua vertiente H , medida sobre la cresta del vertedero. Este tipo de vertedero es el más utilizado en la práctica. Los vertederos en láminas metálicas y los de madera cortados en bisel son de este tipo.

De pared gruesa: se refiere a aquellos vertederos en que el espesor de la cresta es mayor o igual a $2/3$ de la altura de la lámina vertiente H . Este vertedero es típico de presas de mampostería.

En cuanto al ancho relativo de la cresta los vertederos se pueden clasificar como:

Sin contracción lateral: aquellos vertederos en que la longitud de la cresta es igual al del curso de agua. La ausencia de contracción lateral se ha

considerado indeseable, ello al tener en cuenta la frecuente adherencia de la lámina vertiente a las paredes aguas abajo del vertedero, lo que perjudica las determinaciones.

Con contracción lateral: la longitud de la cresta (L) es menor que el ancho del curso de agua. El vertedero puede poseer una o dos contracciones laterales.

En el método de medición con vertedero (Figura 4), se bloquea el curso de agua con un panel de tablas o lámina de acero con las aberturas biseladas (o achaflanadas) normales a la dirección del flujo de agua, teniendo el cuidado de instalarlo de tal forma que la cresta del vertedero quede perfectamente nivelada y que no haya fugas en las zonas laterales. La distancia de la cresta hasta el fondo debe ser mayor o igual a 3 H, y la altura H, mayor o igual a 5 cm, se debe garantizar la libre circulación de aire debajo de la lámina vertiente.

Después de instalar el vertedero, se instala, aguas arriba del mismo, a una distancia mínima de 1,50 m, una estaca cuya parte superior coincida con el nivel de la cresta del vertedero. Se espera a que el flujo del agua se normalice y posteriormente se apoya en la estaca una pieza metálica, como por ejemplo un perfil de aluminio, se la nivela y tomándola como referencia se realiza la medición de la altura H, por medio de una regla graduada apoyada en la cresta del vertedero.

Las fórmulas prácticas para cuantificar el caudal que fluye en vertederos rectangulares son:

Vertederos de pared delgada

$$Q = 1,838 L H^{3/2} \text{ (Ecuación de Francis)} \quad (1)$$

$$Q = 1,77 L H^{3/2} \text{ (Ecuación de Poncelet)} \quad (2)$$

Vertederos de pared gruesa

$$Q = 1,71 L H^{3/2} \text{ (Ecuación de Bélanger)} \quad (3)$$

$$Q = 1,55 L H^{3/2} \text{ (Ecuación de Lesbrós)} \quad (4)$$

en que Q es el caudal (m^3/s); L, es la longitud de la cresta (m); y H, es la altura de la lámina vertiente (m).

Las ecuaciones de Francis y Bélanger fueron deducidas para vertederos sin contracciones laterales. Para usarlas en los vertederos con contracciones, se debe corregir la longitud (largo) de la cresta de la siguiente manera:

- para vertederos con una contracción lateral:
 $L' = L - 0,1 H$
- para vertederos con dos contracciones laterales:
 $L' = L - 0,2 H$

donde L' = longitud de la cresta (m) para efecto de cálculo.

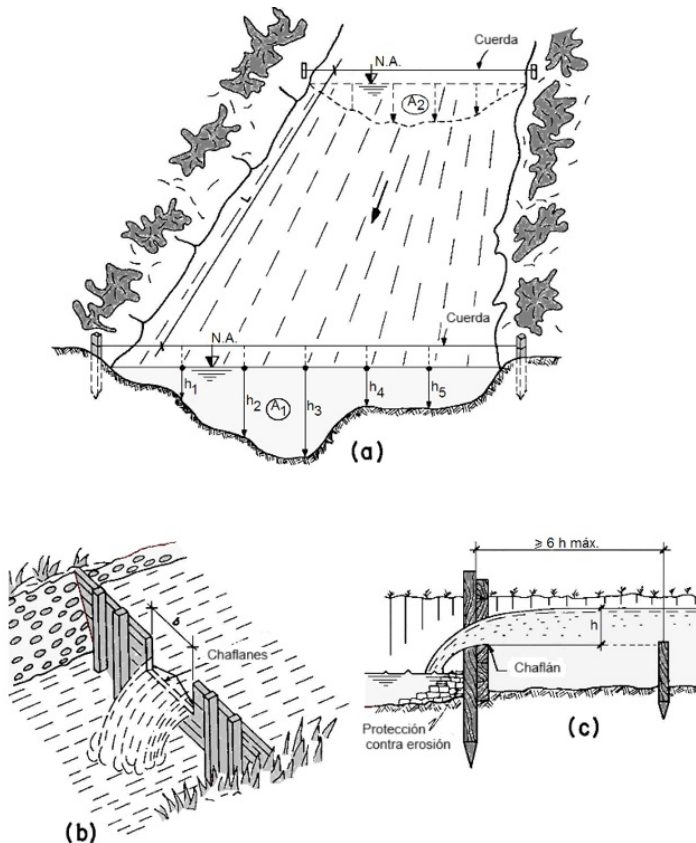


Figura 4 - Hidrometría directa: medición con flotador (a) y medición con vertedero rectangular (b y c), donde H es la altura de la lámina vertiente y b es la longitud de la cresta del vertedero.

La fórmula práctica para cuantificar el caudal en vertederos triangulares es:

$$Q = 1,40 \operatorname{tg} \alpha / 2 H^{5/2} \quad (5)$$

donde α es el ángulo del vértice del triángulo tallado en la lámina.

Para el caso en que $\alpha = 90^\circ$, la ecuación será:

$$Q = 1,40 H^{5/2} \text{ (Fórmula de Thompson)} \quad (6)$$

Método del flotador

Este método de medición del caudal es menos preciso que el método directo y el del vertedero, normalmente es utilizado en cursos de agua mayores, donde no sea factible la medición directa y difícil la instalación de vertederos.

Los flotadores son dispositivos con características tales que les permitan adquirir la misma velocidad del agua en la que flotan. Los flotadores pueden ser superficiales, subsuperficiales y sumergidos, donde los primeros son los de uso más simple, pues permiten determinar la velocidad del agua corriente en la superficie. El flotador superficial puede ser una pequeña esfera, una botella vacía u otro objeto de densidad menor que la del agua. El mayor inconveniente que presenta este tipo de flotador es que su desplazamiento puede ser muy influenciado por el viento, por las corrientes secundarias y por las olas. Los flotadores subsuperficiales y los sumergidos no sufren interferencia significativa por tales fenómenos; sin embargo, son de difícil visualización y pueden proporcionar errores de medición en virtud de la difracción de la luz.

Para la determinación del caudal del curso de agua por este método se hace necesario determinar la velocidad y la sección transversal del curso de agua.

La velocidad debe determinarse en un tramo del curso de agua lo más recto y uniforme posible, en trayecto de al menos 10 m. El tramo del curso de agua debe estar limpio tanto en las orillas como en el fondo, es necesario colocar marcas al inicio y al final del trayecto de evaluación (vara, bambú o cualquier otro objeto, transversal al curso de agua), para permitir una observación

del paso del flotador con la mayor claridad posible. El flotador debe soltarse a más o menos 5 m aguas arriba del inicio del tramo de evaluación, de tal manera que permita equilibrar la velocidad del flotador con la del agua antes del inicio del tramo de evaluación. El tiempo promedio invertido para el desplazamiento del flotador en el tramo, obtenido en por lo menos cinco repeticiones, debe ser utilizado para el cálculo de la velocidad del agua.

Como la velocidad superficial del agua, donde el flotador se desplaza, es diferente de la velocidad media del curso de agua, es necesario efectuar una corrección a sus valores, en virtud de la naturaleza de las paredes del canal (Tabla 1).

Para determinar la sección media del canal, se debe dividir la sección transversal del curso de agua en subsecciones de anchos, preferiblemente iguales, establecer las profundidades en los extremos de cada subsección y, con ello, calcular el área de las subsecciones con base en la figura geométrica más cercana (triángulo, rectángulo, trapecio etc.). El área de la sección transversal del curso de agua será la suma de las áreas de las subsecciones consideradas. Para mayor exactitud en las determinaciones, dicha operación deberá realizarse en dos o tres secciones seleccionadas a lo largo del tramo estudiado, se debe adoptar el promedio de los valores obtenidos como área de la sección transversal.

Tabla 1.
Valores del factor de corrección (f) de la velocidad superficial del agua

Condiciones de las paredes	f
Canales con paredes lisas (mampostería o concreto etc.)	0,85-0,95
Canales con paredes poco lisas (canales de tierra para irrigación)	0,75-0,85
Canales con paredes irregulares y/o con vegetación en las paredes	0,65-0,75

Con base en lo anterior, el caudal del curso de agua se lo puede determinar por medio de la ecuación:

$$Q = A e f/t \quad (7)$$

donde **Q** es el caudal (m^3/s); **A**, el área de la sección transversal media de escurrimiento (m^2); **e**, la distancia recorrida por el flotador (m); **t**, es el

tiempo que necesitó el flotador para recorrer el trayecto marcado (s); y f , es el factor de corrección de la velocidad superficial (adimensional).

Método del molinete

El molinete es un aparato usado para determinar la velocidad del agua; la medición puede realizarse en diferentes puntos de varias verticales tomadas en la sección transversal del curso de agua. Durante la medición de las velocidades, se determinan simultáneamente las subáreas correspondientes, tal como fue especificado para el método del flotador, permitiendo, de esa manera, mediante el uso de la ecuación de continuidad, calcular el caudal en la sección estudiada.

2.7.2 Interpretación de datos hidrológicos

Usualmente, las mediciones de caudales de un curso de agua sirven para, junto con las correspondientes alturas alcanzadas por el agua, definir la curva cota-caudal de la estación fluviométrica. Al representar en un gráfico los caudales mensuales a lo largo del año y al unir los puntos, se obtienen los denominados hidrogramas (o hidrógrafas) de un río.

Ya que el objetivo es definir el caudal normal para dimensionamiento de la altura de la presa y el caudal de creciente para dimensionamiento del rebosadero, se recomienda el siguiente procedimiento para obtención de la curva cota-caudal:

- realizar una o más mediciones de caudal durante el período de sequía, de tal forma que se pueda estimar el caudal mínimo del curso de agua;
- realizar una o más mediciones de caudal fuera del período de sequía, con miras a la obtención del mayor número de puntos posibles para la curva cota-caudal; y
- por medio de informaciones y observaciones locales, levantar marcas de niveles de mayores épocas de sequía y de las mayores crecientes que han ocurrido en la sección de estudio.

3. Diseño de pequeñas presas de tierra

Pese a que la construcción de presas de tierra sea una obra relativamente sencilla, en la que se utilizan materiales de bajo costo, se hace imprescindible la adopción de las normas fundamentales de seguridad que dicha construcción exige, evitando, así, riesgos innecesarios para la población y el medio ambiente.

3.1 Objetivos

Las presas pueden construirse: para retener toda el agua que atraviesa determinada sección (en el caso de retención de la esorrentía proveniente de precipitaciones), con formación de reservorios; sin retención de caudal (permitiendo que corra el flujo de agua que recibe); o para retener parte del caudal del curso de agua (según la actual legislación brasileira, para la concesión y uso de agua solamente se puede desviar 1/3 del caudal de un curso de agua para uso particular).

3.2 Estudios de localización de la presa

Al seleccionar el lugar para construcción de una presa de tierra, se deben ponderar las ventajas y desventajas de cada situación, de tal forma que el lugar seleccionado satisfaga, de la mejor manera posible, a la presa y al aliviadero. Entre las evaluaciones que se hacen necesarias están los estudios geológicos y geotécnicos, además de algunos aspectos topográficos del área de construcción del macizo.

Los estudios geológicos y geotécnicos abordan básicamente dos aspectos:

- a. el lugar de la presa y obras anexas, de tal modo que garantice una selección adecuada y segura, sobre todo en cuanto a las cimentaciones, hombreras y márgenes naturales de las obras;
- b. los materiales naturales de construcción, necesarios para la realización de las obras de la presa.

El lugar a ser escogido para la construcción del cuerpo de la presa, además de poseer suelo estable, debe estar en un área que no esté sujeta a

deslizamientos y grandes asentamientos provocados por el relleno. En caso que existan deslizamientos de tierra aguas arriba del local de construcción de la presa deberán ser previamente estabilizados. Los lugares que hayan sufrido de deforestación intensa o donde la vegetación sea muy escasa o inexistente, asociados a pendientes pronunciadas, pueden sufrir un fuerte proceso erosivo en la época de lluvias intensas y/o prolongadas. El reservorio formado por la represa puede quedar, por lo tanto, sujeto a gran deposición de material en un tiempo corto, lo que no es conveniente.

Aquellos lugares que presenten desmoronamientos recientes o rocas muy fracturadas no ofrecen buenas condiciones de soporte para las obras. Se trata de un material poco consolidado, generalmente de baja resistencia, con alta permeabilidad y alta deformabilidad.

Al seleccionar el local para implementación de las obras, se debe siempre buscar un apoyo firme para las cimentaciones de la presa. Siempre que sea posible se debe analizar muy bien las zonas donde existan bancos de arena o grava, pues ellos son muy permeables y pueden ocasionar fugas excesivas de agua a través de la cimentación. En el lugar de construcción de la presa, las rocas que evidencien fracturas abiertas en el sentido del río también pueden generar problemas de fuga de agua.

3.2.1 Estudios geológicos

En la construcción de pequeñas presas de tierra, las investigaciones geológicas pueden realizarse de modo rápido, con uso de pocos instrumentos, basándose esencialmente en observaciones de campo, informaciones eventualmente existentes en el área y en el buen criterio ingenieril. Dichos estudios son fundamentales para que se garantice estabilidad y confiabilidad en las fundaciones bajo la presa.

Las prospecciones geológicas expeditas se realizan por medio del levantamiento de características superficiales y subsuperficiales del material.

Entre las evaluaciones superficiales se pueden citar la verificación del afloramiento de rocas y la presencia de locales sujetos a potenciales deslizamientos de tierra, o que hayan experimentado caídas recientes de

barreras, o que presenten rocas muy fracturadas.

Una presa de tierra, preferiblemente, no deberá ser construida sobre depósitos de losas de piedra, aflorantes o presentes a pequeñas profundidades. La infiltración del agua del reservorio proporciona el escurrimiento de flujo de agua entre el relleno y las losas de piedras, lo que compromete seriamente la estabilidad de la presa. La tendencia normal es que se presente un deslizamiento del relleno, en virtud de su frágil adhesión a las piedras lisas de los depósitos de piedras lajas.

En caso que no se encuentre un mejor lugar para la construcción del macizo de tierra de la presa, se debe evaluar, con ayuda de herramientas como una pica, la calidad de la roca; la resistencia al impacto de la herramienta proporciona una idea aproximada de su dureza. Las fracturas en la rocha permiten el paso del agua, lo que, para el caso particular de las presas de tierra, puede ser problemático si se presentaran aberturas en la cimentación. Cuando se presenten fracturas en pequeña cantidad y con aberturas de pequeñas dimensiones, se puede intentar el sellamiento del material rocoso con mortero o con lechada de cemento portland. Si hubiese fracturas en gran cantidad, el problema merece una mayor atención, para ello se deberá adoptar soluciones de taponamiento de las fracturas en el lugar de la obra y aguas arriba de ella. La presencia de rocas fracturadas bajo el macizo de tierra de la presa justifica la construcción de una cortina de concreto reforzado, generalmente en el centro de la presa, que permita unir a la cimentación con su parte superior.

3.2.2 Estudios geotécnicos

En cuanto a los estudios geotécnicos, se deben evaluar aspectos relativos a la calidad del material en lo que se refiere a su capacidad de soporte de la carga del macizo. En principio, toda obra debe ser construida con los materiales naturales disponibles en las proximidades. Eso quiere decir que el diseño deberá ser adaptado a los materiales disponibles, optando por un u otro tipo de presa, justamente en virtud de dicha disponibilidad. Por ello, deberán evaluarse tanto el material superficial como el subsuperficial con miras a su caracterización físico-hídrica y de resistencia mecánica.

La presa deberá ser cimentada sobre un lecho de tierra estable, lo que puede ser detectado por medio de sondeos definidos con criterio ingenieril, ejecutados en el sentido transversal del lugar escogido para la instalación del respectivo relleno, a lo largo del eje.

El estudio del suelo para una presa debe ayudar en la caracterización de los materiales en términos de su calidad y cantidad. Con relación a la calidad, los suelos deberán ser identificados y clasificados de acuerdo con sus propiedades, por medio de análisis de campo y de laboratorio de rápida ejecución, según las características que serán discutidas en el próximo sub-ítem. La colecta de material para evaluación de la calidad y la estimación de la cantidad en el lugar pueden realizarse por medio de barrenos, trincheras o mediante sondeo.

Las investigaciones por medio de las perforaciones realizadas con barrenos constituyen el proceso más sencillo, rápido y económico para estudios preliminares de las condiciones geológicas subsuperficiales, la obtención de muestras alteradas en estudios de áreas de préstamo, la determinación del nivel freático y la indicación de cambios en los tipos de materiales analizados.

La perforación mediante barrenos la hace el operario girando la barra horizontal acoplada a la estructura vertical, usualmente tubular, en cuya extremidad inferior se encuentra la broca. A cada cinco o seis rotaciones, que fuerzan a la penetración de la barrena, es necesario retirarla para remover el material acumulado en la broca, el cual es depositado sobre una lona (o plástico) extendida en el suelo, al lado del orificio. Las perforaciones deberán ser identificadas individualmente en el campo, y sus datos deberán anotarse en un formato específico relativos junto con las características de la muestra, por medio de la identificación táctil-visual del material en cada fase de la colecta. El material obtenido en la perforación debe ser dispuesto en pequeños montones, correspondientes a la excavación de cada metro perforado. Cuando se presenten cambios en el tipo de material a lo largo de 1 m de perforación, los materiales distintos deberán ser separados por montones y se deberá anotar el espesor anterior al cambio de capa. Se deben acondicionar las muestras en bolsas apropiadas para soportar masas

de 5 kg, convenientemente identificadas por medio de una o más etiquetas donde conste: el nombre de la obra, nombre del lugar, número de la perforación, profundidad de la muestra, cota de la boca de la perforación, profundidad del nivel del agua en relación a la boca del orificio (cuando ello ocurra) y profundidad de la capa impenetrable. Las perforaciones se deben interrumpir cuando se alcance el nivel freático, cuando haya desmoronamiento del orificio o cuando se alcance una capa impenetrable.

Los estudios del suelo por medio de trincheras tienen por objetivo permitir una exposición, vertical y longitudinal, continua del subsuelo, de laderas o taludes naturales, áreas de préstamo, zonas para posibles canteras de piedra y otros lugares de interés. Las trincheras pueden ser excavadas con palas, picos y otras herramientas manuales o, en caso de su disponibilidad, por medio de equipos mecánicos (como las retroexcavadoras). La identificación y las evaluaciones de las muestras deben seguir las mismas recomendaciones realizadas para el caso de perforaciones por medio de barrenos.

Los sondeos en el lugar de construcción de la presa deben realizarse a cada cuadrícula de 2 m x 2 m, con dichos sondeos se pretende determinar la resistencia ofrecida por el suelo a la penetración de una varilla metálica (de hierro o aleación de acero de 1 ½" o ¾", con extensiones de 1 a 3 m) hasta que se encuentre la capa impermeable (material arcilloso o roca compacta). Las bajas resistencias a la penetración indican suelos de alta plasticidad, con elevada capacidad de deformación, los cuales deberán, por lo tanto, ser evitados. Una elevada resistencia a la penetración indica suelos consistentes y, probablemente, de baja plasticidad (poco deformables), por ello es necesario prestar atención a la eventual facilidad para permitir el paso del agua.

3.2.3 Caracterización de materiales disponibles para constituir la cimentación o para construcción del cuerpo de la presa

El diseño estructural de una presa de tierra puede ser problemático para muchos suelos, dada la dificultad para conseguir estabilidad del relleno y del terreno en el lugar donde será implementado el macizo.

Además de ello, la percolación de agua a través o abajo del macizo puede inviabilizar la construcción de presas de acumulación. Para el caso de presas cuyo objetivo sea el control de crecientes, la percolación a través del macizo o debajo de él puede no ser un inconveniente serio si no se perjudica la estabilidad del macizo.

La evaluación de la textura, consistencia (plasticidad y adhesividad) y resistencia del material son fundamentales para caracterizar el material a ser utilizado como base para las cimentaciones y constituir el macizo de tierra de la presa. La caracterización de los suelos en laboratorio puede realizarse por medio del análisis de la distribución de las fracciones granulométricas, de la porosidad, de la permeabilidad, de los límites de Atterberg, de la tensión de corte, de la compresibilidad y de los ensayos de Proctor. Sin embargo, para el caso de la construcción de pequeñas presas de tierra, que es de menor complejidad, solamente se consideran como ensayos esenciales la determinación de las fracciones granulométricas, la permeabilidad del material y el ensayo de Proctor (necesario en la fase de construcción del macizo de tierra).

El color puede, con ciertas limitaciones, dar algunos indicativos de la mineralogía y de las condiciones hídricas reinantes en el suelo. La caracterización del material incluye el estudio de suelos para la construcción de las obras de tierra; arena para constitución de filtros, además de agregados y roca para la conformación de enrocados, transiciones y agregados para mezclas de concreto, cuando sea necesario.

Textura

La parte sólida del suelo está constituida por partículas de diferentes tamaños: arcilla, limo, arena, grava, guijarros y cantos rodados. La textura se refiere a la proporción de las fracciones de arcilla, limo y arena. Las fracciones de tamaños mayores a la arena se conocen como pedregosidad del suelo.

Como la textura del suelo es la proporción relativa entre las fracciones de arena, limo y arcilla, se utilizan ciertos límites para su clasificación, separando las partículas en clases de tamaño. Por ejemplo, en el fraccionamiento adoptado por la Sociedad Brasileira de Ciencia del Suelo (SBCS)

y por la mayoría de los laboratorios de análisis de suelos de Brasil, se han establecido los siguientes diámetros de partículas para cada fracción:

2,0 a 0,05 mm → arena (minerales primarios individuales)

0,05 a 0,002 mm → limo (minerales primarios individuales)

< 0,002 mm → arcilla (minerales secundarios, principalmente)

Dicha separación, a pesar de ser arbitraria, procura basarse en criterios racionales, principalmente en el comportamiento de cada grupo de partículas.

La textura del suelo puede ser evaluada por medio de ensayos de laboratorio o por métodos expeditos, basados principalmente en la percepción táctil y el trabajo de muestras en la mano.

Para determinar la textura del suelo en laboratorio, la muestra es sometida al pretratamiento, para eliminación de agentes agregadores (por ejemplo, materia orgánica y carbonatos); a la dispersión, para individualización de las partículas; y, por último, a la separación. En esta etapa es posible, por tamizado, la separación de las partículas de $\phi \geq 0,05$ mm (fracción arena) de las fracciones más finas. Por sedimentación se pueden separar las fracciones correspondientes a limos y arcilla.

El método de campo es práctico y se basa en la sensibilidad táctil para distinguir las fracciones de predominio en las muestras de suelo. Las muestras deben estar totalmente disgregadas (separación de terrones), humedecidas y amasadas intensivamente, para la realización del ensayo. Las sensaciones y características de comportamiento típicas de cada fracción textural se presentan a continuación en la Tabla 2.

En el campo, la textura del suelo también puede ser evaluada, cualitativamente, por criterios visuales. Las fracciones arena gruesa y grava son reconocidas fácilmente por inspección visual, tomando en cuenta que tales partículas pueden ser identificadas a simple vista. Las fracciones menores que la arena fina no pueden distinguirse visualmente a simple vista. Por ello, una forma para verificar la presencia de material fino es someter la muestra (pequeña porción de material disgregado) a la agitación en un

recipiente transparente lleno de agua. Después de la agitación de la mezcla por algunos segundos, y manteniendo la suspensión en reposo, la arena fina rápidamente irá a sedimentarse, la fracción correspondiente al limo deberá permanecer en suspensión durante por lo menos un minuto, y la fracción correspondiente a la arcilla, permanecerá en suspensión por más de una hora.

Tabla 2

Principales sensaciones que las diferentes fracciones texturales provocan al tacto

Fracción	Características
Arena	Áspera, no plástica ni pegajosa (no adherente)
Limo	Sedosa, ligeramente plástica y no pegajosa
Arcilla	Lisa, plástica y pegajosa (adherente)

En el campo, la textura del suelo también puede ser evaluada, cualitativamente, por criterios visuales. Las fracciones arena gruesa y grava son reconocidas fácilmente por inspección visual, tomando en cuenta que tales partículas pueden ser identificadas a simple vista. Las fracciones menores que la arena fina no pueden distinguirse visualmente a simple vista. Por ello, una forma para verificar la presencia de material fino es someter la muestra (pequeña porción de material disgregado) a la agitación en un recipiente transparente lleno de agua. Después de la agitación de la mezcla por algunos segundos, y manteniendo la suspensión en reposo, la arena fina rápidamente irá a sedimentarse, la fracción correspondiente al limo deberá permanecer en suspensión durante por lo menos un minuto, y la fracción correspondiente a la arcilla, permanecerá en suspensión por más de una hora.

En la naturaleza, las fracciones texturales raramente ocurren de forma aislada, pero generalmente se encuentran en la forma de mezclas. La identificación y clasificación se basan en el reconocimiento de los tipos básicos y en las características propias de las mezclas. El triángulo textural (Figura 5) ha sido usado para la clasificación textural del suelo.

Fracciones de diámetro pequeño – La propiedad física típica de un material arcilloso es su plasticidad, que es la capacidad de dejarse moldear

al ser sometido a esfuerzos mecánicos. Por esa razón, los materiales que presenten alta plasticidad son ricos en arcilla, pues se moldean con facilidad; sin embargo, dicho comportamiento los hace de difícil trabajabilidad, y poseen baja capacidad de carga cuando se encuentran humedecido. De ese modo, los materiales más indicados con fines constructivos son aquellos que poseen entre baja y media plasticidad. Los suelos arcillosos, al ser compactados, presentan baja permeabilidad. Los materiales limosos se presentan sedosos al contacto con los dedos, y los materiales de granulometría fina, como la arcilla, las arcillas limosas, las arcillas limo-arenosas y los limos-arcillosos, pueden ser utilizados en la construcción de diques, del cuerpo de las presas de tierra y del núcleo de las presas de tierra o de enrocado, así como para el sellado de ataguías.

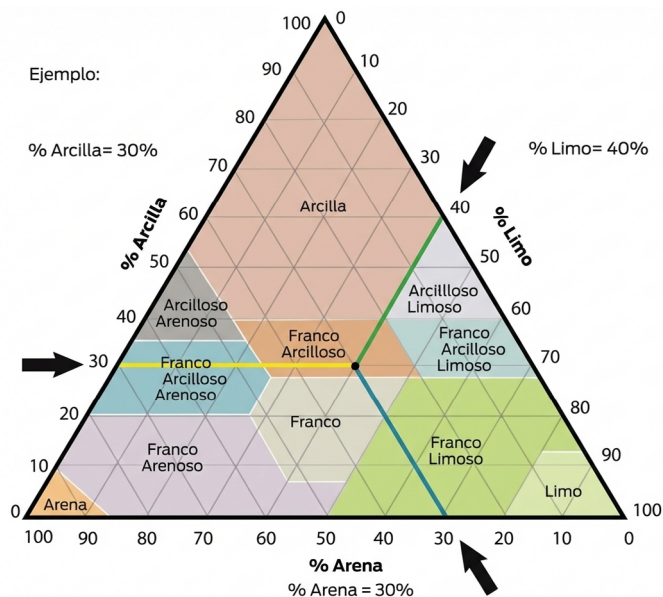


Figura 5 - Triángulo textural.

Fracciones de diámetros mayores – Las partículas más gruesas, como las arenas, se utilizan para la composición del concreto, además de ser utilizadas como filtros de agua percolante en el macizo de la presa. En el caso de ser utilizada en la composición de la mezcla de concreto o como parte constituyente de filtros, la arena deberá estar libre de materiales orgánicos (raíces, restos de hojas, tallos etc.) y fracciones más finas o agregados

de arcilla. Cuando sea constatada la presencia de dichas impurezas, la arena debe ser previamente lavada y tamizada antes del uso.

Los suelos con mayor proporción de partículas gruesas son poco plásticos, de baja capacidad de retención de agua y baja actividad química. En contrapartida, son suelos de más fácil drenaje del agua y circulación de aire.

Las gravas o la piedra triturada se destinan a la composición de las capas de transición entre los filtros y los enrocados y para la elaboración de mezclas de concreto. Dichas fracciones deben tener suficiente capacidad estructural y cohesión interna para no desagregarse por la acción del agua, al estar expuestas a las condiciones variantes del tiempo, y poseer dureza suficiente para resistir a las acciones del impacto mecánico.

Los enrocados se deben utilizar en los macizos de presas para funcionar como rompeolas y en las ataguías, en la protección de taludes de presas de tierra y en la conformación de concreto ciclópeo. Deberán tener las mismas propiedades de las gravas y piedras provenientes de trituración y, al ser compactados en macizos, deben presentar franca permeabilidad. Generalmente, se evalúa la resistencia del material al impacto mecánico (gravas, triturado o piedra rajón), por medio de la aplicación de golpes con martillo.

Para el caso específico de Brasil, la Asociación Brasileira de Normas Técnica (ABNT) resumió las características generales de los materiales para uso en construcción, tal como se presenta en la Tabla 3.

La curva de distribución del diámetro de las partículas es usada para obtener la clasificación granulométrica del suelo. El suelo puede ser de textura fina, media o gruesa y, cuando se encuentre compuesto por partículas de granulometría mayor, se denomina “grava”, utilizando siempre el criterio de la fracción granulométrica que predomina.

El suelo puede ser considerado como “grueso” cuando más del 50% de la masa del material no pasa por el tamiza nº 200. Si más de 50% de la masa del material queda retenida en el tamiz nº 4, se denomina “grava”; en caso contrario se denomina “arena gruesa”. En el suelo de textura fina, menos de 50% del material debe quedar retenido en el tamiz nº 200.

Tabla 3

Identificación, clasificación y usos predominantes de materiales inorgánicos en construcciones civiles

Clasificación	Identificación y descripción general	Franja granulométrica (ABNT)	Usos en la construcción de presas
Arcilla	Partículas de pequeñas dimensiones no distinguibles a simple vista	Menor que 0,005 mm	· Construcción de diques, macizos de presas de tierra, núcleos de presas de tierra y enrocados; y sellado de macizos
Limo	Partículas	0,005 a 0,05 mm	
Arena		0,05 a 4,8 mm	
Grava o triturado		4,8 a 19 mm	· Composición de filtros para separación de material fino
		19 a 38 mm	
		38 a 76 mm	
Enrocado		Mayor que 100 mm	· Composición de transiciones entre filtros de arena y enrocados para retención de partículas más gruesas · Aletas de protección del macizo de tierra y concreto

Fuente: Adaptado del Ministerio de Minas y Energía de Brasil (s.d.).

Consistencia

Otra evaluación de importancia en la caracterización de los materiales es el estudio de su consistencia, que corresponde a la característica física que expresa la intensidad y naturaleza de las fuerzas de cohesión y adhesión y que se utiliza para describir el comportamiento mecánico de la masa de suelo, en condiciones variables de humedad. Dicho término ha sido más utilizado para describir las condiciones físicas de un suelo con diferentes contenidos de agua, cuando es sometido a un esfuerzo mecánico.

La cohesión puede definirse como la fuerza de atracción entre partículas del mismo estado físico (por ejemplo, sólido-sólido). Los suelos arenosos presentan baja cohesión y lo contrario ocurre con los suelos arcillosos. La cohesión del suelo disminuye con el aumento en su contenido de agua.

La adhesión es la fuerza de atracción entre partículas de estados físicos diferentes (por ejemplo, líquido-sólido). Dicha característica proporciona comportamiento mecánico diferenciado del suelo, en virtud de la existencia de películas de agua que envuelven a las partículas. Los suelos arcillosos son más adherentes que los arenosos. En suelos de igual contenido de arcilla, la adherencia depende del tipo de arcilla presente.

La descripción de la consistencia del suelo incluye tres estados de humedad estandarizados:

- Muestra de suelo seca al aire: sirve para evaluar la fuerza de cohesión en la muestra seca (Tabla 4).
- Muestra de suelo húmeda: debe poseer una humedad mayor a la del suelo seco al aire, pero por debajo de la capacidad de campo (que es la cantidad de agua que el suelo es capaz de retener luego de ser saturado y dejado drenar libremente evitando evapotranspiración). Sirve para evaluar la fuerza de cohesión en la muestra húmeda (Tabla 5).
- Muestra de suelo mojada: debe ser adecuadamente amasada y presentar humedad por encima de la capacidad de campo. Sirve para evaluar las fuerzas de adhesión de la muestra; dicho análisis se subdivide en ensayo de plasticidad y ensayo de adhesividad.

Tabla 4

Comportamiento del terrón de suelo seco al aire al ser comprimido y clasificación de su consistencia

Clasificación	Forma de compresión/Resistencia al desmoronamiento
Suelta	Se desmorona sin compresión
Suave	Entre el pulgar y el índice/baja resistencia
Ligeramente dura	Entre el pulgar y el índice/resistencia media
Dura	Entre el pulgar y el índice/no se desmorona; entre las manos/baja resistencia
Muy dura	Entre las manos/resistencia media
Extremadamente dura	Entre las manos/no se desmorona

La evaluación de la cohesión entre las partículas de la muestra de suelo indica la resistencia ofrecida por el material a esfuerzos que tiendan a desmoronar (fragmentar) el terrón. La resistencia del terrón debe ser evaluada con material seco (Tabla 4) y humedecido (Tabla 5).

La evaluación de la plasticidad/adhesividad del material se hace importante en la medida en que es el principal indicador de la idoneidad del material para soportar la carga del macizo que conformará la presa. Los materiales muy plásticos, bajo la acción del peso de la presa, pueden sufrir deformaciones considerables, haciéndolos inadecuados para su uso como cimentación. En el caso de materiales puramente granulares, las deformaciones bajo la acción del peso son significativamente menores; sin embargo, el material puede permitir el paso de agua con mucha facilidad, lo que requiere de soluciones especiales en la construcción.

La evaluación de la plasticidad/adhesividad del material puede realizarse de forma rápida, por medio de ensayos manuales, o en laboratorio, definidos para el caso de Brasil a través de normas específicas de la ABNT para ensayos de mecánica de los suelos.

Tabla 5
*Comportamiento del terrón de suelo húmedo al ser comprimido
y clasificación de su consistencia*

Clasificación	Forma de compresión/Resistencia al desmoronamiento/Friabilidad*
Suelta	Se desmorona sin compresión/no consistente
Muy friable	Entre el pulgar y el índice/baja resistencia/se agrega posteriormente
Friable	Entre el pulgar y el índice/baja resistencia/se agrega moderadamente
Firme	Entre el pulgar y el índice/resistencia media
Muy firme	Entre el pulgar y el índice/alta resistencia
Extremadamente firme	Entre el pulgar y el índice/no se desmorona

* Capacidad del suelo desmoronado (fragmentado) en tamaños pequeños de agregarse de nuevo, bajo leve compresión.

En el ensayo de plasticidad, la muestra, después de ser humedecida, es amasada intensivamente. Con la masa se intenta hacer un cilindro de

diámetro cercano al de un lápiz. Se debe torcer el cilindro sobre el propio eje longitudinal, para evaluar su resistencia al esfuerzo de torsión (Tabla 6).

En el ensayo de adhesividad, la muestra usada en el ensayo de plasticidad es humedecida aún más, hasta expresar el máximo nivel de su capacidad de “adhesión”. La muestra en forma esférica se comprime entre el pulgar y el índice. Después de la compresión, los dedos son forzados a la separación, evaluando la resistencia ofrecida por la masa de suelo a ese esfuerzo de tracción (Tabla 7).

Tabla 6

Comportamiento de la masa de suelo al ser sometida a la torsión y clasificación de su consistencia/plasticidad

Plasticidad	
Clasificación	Comportamiento/Resistencia a la torsión
No plástica	No forma cilindro
Ligeramente plástica	Forma cilindro/no resiste a la torsión
Plástica	Forma cilindro/resiste a una torsión menor a media vuelta
Muy plástica	Forma cilindro/resiste a la torsión mayor que media vuelta

Tabla 7

Comportamiento de la masa de suelo al ser sometida a la tracción y clasificación de su consistencia/adhesividad

Adhesividad	
Clasificación	Comportamiento/Resistencia a la tracción
No adherente	No se adhiere a ninguno de los dedos/nula
Ligeramente adherente	Se adhiere solamente a un dedo/nula
Adherente	Se adhiere a los dos dedos/resistencia media a la tracción

Resistencia a la compresión

La resistencia del material a la compresión puede ser evaluada in situ, con análisis de la resistencia a la penetración de una varilla, que ya fue descrita en el ítem relativo a los estudios geotécnicos, por medio de ensayos de evaluación manual del material o utilizando equipos especiales de ensayos

en laboratorio. La compresibilidad es el porcentaje de reducción en el volumen inicial bajo una tensión aplicada en sentido vertical. El fenómeno de la compresibilidad está asociado a variaciones en el volumen de vacíos y solamente en una pequeña magnitud a cambios en el volumen de las partículas sólidas. Si los espacios vacíos de la muestra estuviesen solamente ocupados por aire, la carga sobre la muestra deberá proporcionar su compresión inmediata. Por otro lado, si los poros del material estuvieran llenos con agua, se obtendrá una pequeña o nula reducción de volumen de la muestra, de manera inmediata, después de la aplicación de la carga. Cuando se logre el drenado del agua intersticial de la masa de suelo se presentarán reducciones sensibles en el volumen de la muestra. Por ese motivo, si el suelo fuese muy impermeable y su masa muy grande, para lograr la completa consolidación del macizo se podrá requerir de varios años.

Cuando se aumenta la humedad del suelo, las películas de agua que envuelven a las partículas debilitan las conexiones entre las mismas (cohesión) y, como consecuencia, se reducirá la fricción interna por “lubricación” de las partículas, haciendo que el suelo sea más compactable.

Una aproximación empírica para dicha determinación se puede obtener por medio del ensayo Proctor. En dicho ensayo, se determina el contenido óptimo de agua en una muestra, con el cual se obtiene la más efectiva compactación de la muestra, para un cierto esfuerzo de compresión. Para todo material existe una masa específica máxima de Proctor, y el contenido de agua asociado a dicha condición se denomina “humedad óptima”.

El ensayo de Proctor consiste en compactar una muestra de suelo en un cilindro de 1.000 cm^3 utilizando un martillo de 4,5 kg, al cual se le permite su caída libre desde una altura de 45 cm. La energía de compactación se aplica sobre cada capa de suelo colocada en el cilindro mediante 25 golpes del martillo. Se determina la masa del cuerpo de prueba conformado por el suelo y se toman muestras del suelo compactado para determinar el contenido de agua por el método estándar de horno (105 a 110 °C, durante 24 h). Se obtienen diferentes valores de masa específica en la muestra dependiendo del contenido de agua que ella posee.

El efecto de la compactación se refleja en el mejoramiento de las cualidades mecánicas e hidráulicas del suelo, entre ellas el aumento en la resistencia al corte y la reducción en la compresibilidad y permeabilidad.

En la Tabla 8 se presentan valores básicos de resistencia a la compresión de los materiales más comunes.

Tabla 8
Presiones admisibles de diferentes tipos de materiales

Clase	Tipo de material	Valores básicos (kgf/cm ²)
1	Roca sana, maciza, sin laminaciones o signos de descomposición	50
2	Rocas laminadas, con pequeñas fisuras, estratificadas	35
3	Suelos concrecionados	15
4	Cantos rodados y suelos pedregosos, mal gradados, compactos	8
5	Cantos rodados y suelos pedregosos, mal gradados, sueltos	5
6	Arenas gruesas y arenas pedregosas, bien gradadas, compactas	8
7	Arenas gruesas y arenas pedregosas, bien gradadas, sueltas	4
8	Arenas finas y medias: • Muy compactas • Compactas • Compactación media	6 4 2
9	Arcillas y suelos arcillosos: • Consistencia muy dura • Consistencia dura • Consistencia media	4 2 1
10	Limos y suelos limosos: • Muy compactos • Compactos • Compactación media	4 2 1

Notas:

- Para el caso de materiales intermedios, entre las clases 4 y 5, interpolar entre 8 y 5 kgf/cm².
- En materiales intermedios, entre las clases 6 y 7, interpolar entre 8 y 4 kgf/cm².
- Para el caso de material calcáreo o cualquier otra roca kárstica (terrenos con depósitos naturales), se deberá hacer estudios especiales.
- Los valores constantes de esta tabla se basan en la norma brasileira NB-51 de 1978, de la Asociación Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

Fuente: Ministerio Brasileiro de las Minas y Energía (s.d.).

El comportamiento mecánico de la muestra bajo compresión puede proporcionar los siguientes indicativos de su calidad:

- **Baja resistencia:** resultado de la presencia de arena, limo o arena mezclada con limo; o sea, materiales de muy baja o ninguna plasticidad. La presencia de arena es evidenciada cuando la muestra es pulverizada, al notarse por el tacto la sensación de “aspereza” al ser presionada y desplazada entre los dedos.
- **Resistencia media:** es fruto de la presencia de arcilla, sin presencia de material vegetal, el suelo presenta plasticidad entre media y baja. Para lograr pulverizar la muestra, se hace necesaria una considerable presión de los dedos.
- **Alta resistencia:** fruto de la presencia de arcilla altamente plástica en el material. Como resultado de su dureza, no se logra la pulverización de la muestra seca por medio de la simple presión de los dedos.

En lugares donde haya la presencia de suelos ricos en materia orgánica, como las turbas, por ser poco resistentes y muy compresibles, deben ser evitados. Dichos suelos no sirven para soporte del macizo ni como material de construcción.

Permeabilidad

La permeabilidad o conductividad hidráulica en medio saturado puede ser determinada utilizando muestras inalteradas del material, que son acondicionadas en permeámetros, generalmente de carga constante. Los suelos con permeabilidad menor que 1×10^{-6} cm/s son considerados como impermeables; entre 1×10^{-6} y 1×10^{-4} cm/s, semi impermeables; y, mayor que 1×10^{-4} cm/s, permeables.

Color

El color puede ser una herramienta importante para apoyar la caracterización del suelo. La coloración oscura de los suelos está, en la mayoría de las veces, asociada a la presencia de materia orgánica, aunque se sabe que la presencia de hematita pueda enmascarar el efecto visual de la presencia de

materia orgánica en el suelo (solamente 1% de hematita en el suelo es suficiente para otorgarle una tonalidad rojiza).

En general, la influencia de la materia orgánica en el oscurecimiento se limita a los horizontes superficiales del suelo, donde se localiza la mayor parte de las raíces, hojas y otros residuos vegetales y animales y se presenta la deposición y descomposición de dicho material.

Además de la materia orgánica, otros componentes, aunque menos comunes, pueden favorecer la presencia de tonalidades oscuras: óxidos de manganeso, compuestos de hierro, entre otros.

Las tonalidades más claras e inclusive blanquecinas se encuentran relacionadas con la presencia de arcillas silicatadas (por ejemplo, caolinita), de cuarzo, de carbonatos, entre otros. La coloración blancuzca es fácilmente enmascarada, en caso de la presencia de otros componentes de mayor poder pigmentante.

Las coloraciones roja, amarilla o grisácea están asociadas a la presencia de un tipo de componente muy importante en la coloración de suelos tropicales: los óxidos de hierro, no solamente por sus cantidades, sino también por la forma en que el hierro aparece combinado.

En la ausencia de oxígeno deberá ocurrir la siguiente reacción:



El color rojo del suelo está asociado a la presencia de hierro oxidado (Fe^{3+}), en la forma de hematita (Fe_2O_3); el color amarillo, al hierro oxidado hidratado ($\text{Fe}^{3+} \cdot \text{H}_2\text{O}$), en la forma de goethita (FeOOH , o, en la forma de óxido férrico hidratado, $\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$); y el color grisáceo, al hierro reducido (Fe^{2+}).

Los suelos grisáceos o azulados indicarán la presencia de hierro reducido (Fe^{2+}), que es favorecida por condiciones reductoras (lugares con mal drenaje o con aireación deficiente, como depresiones húmedas o pantanos). El proceso de coloración gris del suelo, debido a la reducción del hierro, se denomina “gleización”, y los horizontes de suelo que presentan marcadamente esta característica se conocen como “gleizados”. Sin embar-

go, el color gris puede ser dado al suelo tanto por la presencia como por la ausencia de Fe reducido.

Por otro lado, si las condiciones de drenaje fuesen buenas, las reacciones de oxidación serán favorecidas y el hierro podrá ser oxidado. En ese caso los suelos tendrán coloraciones amarillentas o rojizas, dependiendo de la hidratación o no de los óxidos. Los colores rojizos se pueden asociar a la presencia de hematita (Fe_2O_3) y los colores amarillos a la presencia de goethita ($\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$), sin hacer una asociación entre la intensidad del color y la cantidad de dichos óxidos, pues existe una gran variación en el poder de pigmentación de tales compuestos.

En toposecuencias típicas de suelos oxídicos, es común observar una distribución de colores como la que se presenta en la Figura 6.

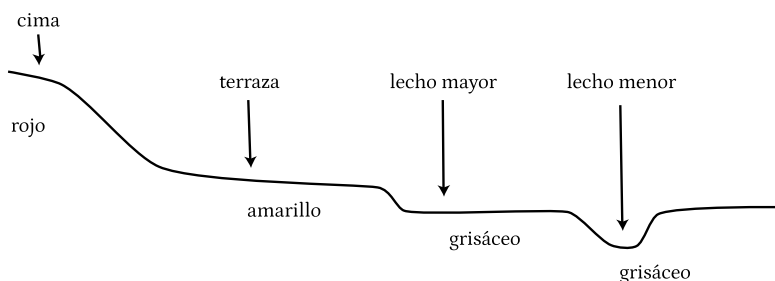


Figura 6 - Distribución típica de colores en oxisoles de acuerdo a la posición en el paisaje.

En ambiente de reducción no completa pueden observarse manchas rojizas y/o amarillentas en el perfil de suelo, indicativos de la presencia de hierro oxidado en medio del material de color gris (ausencia de hierro oxidado, pudiendo existir o no hierro reducido). La oscilación del nivel freático (más elevado en la época húmeda y más profundo en época seca) es la principal causa de ese fenómeno, permaneciendo, en el primer caso, algunos agregados con oxígeno en cantidad suficiente para mantener el Fe oxidado, aunque el resto del ambiente se encuentre en condiciones de reducción. Los diversos ciclos de humedecimiento y secado proporcionan el endurecimiento de los moteados de color rojo y/o amarillo formando la “plintita”.

3.2.4 Aspectos topográficos y otros

Al seleccionar el local para la futura construcción de la presa necesariamente se debe considerar algunos aspectos topográficos:

- a. Los locales donde el río sea más estrecho (garganta del río), con eje longitudinal perpendicular a los estribos laterales, ayudan a disminuir el volumen de material a ser invertido en la construcción de la presa y, en consecuencia, el costo de la obra. La reducción en la longitud del eje de la presa también contribuye a que se minimicen los problemas de infiltración de agua en el macizo.
- b. El área del reservorio no deberá tener pendiente aguas arriba ni muy pequeña ni muy grande. En el primer caso, a pesar de haber un incremento en la capacidad de almacenamiento de agua, para determinada altura de la presa, mayor deberá ser el área a inundar por el reservorio. Además de ello, existirán locales con profundidades del agua muy bajas en la represa, lo que facilita el desarrollo de plantas acuáticas helófitas, lo que propicia la proliferación de mosquitos y otros organismos en caso que no haya un control riguroso de su desarrollo. En el segundo caso, pendientes muy pronunciadas y constituidas de material poco resistente, al ser mojadas y estar sujetas al impacto de las olas, pueden presentar deslizamientos y caída de material hacia el reservorio.
- c. En el lugar no debe haber nacimientos de agua, toda vez que, después del llenado de la presa, ellas tienden a aumentar sus caudales, lo que puede afectar la estabilidad del relleno. En caso que el lugar seleccionado presente ese problema, el nacimiento del agua deberá tratarse de la siguiente manera:
 - colocar tubos de concreto o cerámica verticalmente sobre la abertura, con diámetro superior al de dicha abertura;
 - verificar la altura que el agua alcanza en el interior del tubo;
 - llenar el tubo con grava hasta un metro por encima del nivel del agua una vez estabilizado; y

- colocar una pasta de cemento (mezcla de suelo + cemento, en la proporción de 10 a 15% en masa) sobre la grava, hasta cubrirla totalmente.
- d. En el área de inundación del reservorio no debe haber estratificaciones salinas, ya que la presencia de sales podrá proporcionar la salinización del agua.
- e. En el área de inundación del reservorio no debe haber hormigueros, ya que el agua podrá percolar a través de los canales formados por las hormigas. Este problema también podrá ser resuelto con la construcción de trincheras en las cimentaciones.
- f. Cuando sea posible, escoger locales de posicionamiento de la presa que posibiliten el uso del agua por gravedad. El bombeo o la elevación mecánica del agua solamente deben emplearse cuando no sea posible el uso de la gravedad.
- g. El lugar debe estar cercano al punto de extracción de material a utilizar en el relleno. Cuanto mayor sea la distancia entre las áreas de préstamo y el lugar del relleno, mayor será el costo de la obra.
- h. Las condiciones topográficas del lugar deberán ser tales que posibiliten el posicionamiento del rebose fuera del cuerpo de la presa, pudiendo, de esa forma, direccionar las aguas, lateralmente, para pasar por fuera del macizo de la presa.
- i. El lugar no deberá generar, como resultado del llenado del reservorio, inundación o prejuicios a áreas cultivadas, zonas de mejoramiento urbanas y rurales; carreteras y puentes; líneas de transmisión o sub-transmisión eléctrica, líneas telefónicas; o áreas de reserva o de protección ambiental.

3.2.5 Cuantificación del material del área de préstamo

La evaluación de la cantidad de material disponible en el área de préstamo puede hacerse por medio del proceso de cubicación (cálculo de volumen), que consiste en la demarcación del área y en la estimación me-

dia de las profundidades explorables de suelo. Para ello se realiza en el interior del área delimitada, una “malla” de perforaciones mediante barreno, con espaciamiento generalmente arbitrado en función de las dimensiones y de la topografía del área, variando entre 20 y 50 m. Durante la perforación con barrenos, el material recuperado en cada horizonte o profundidad del suelo deberá ser separado y esparcido sobre la superficie del suelo, anotando la profundidad en que fue muestreado, para posterior evaluación de las características de los materiales encontrados.

Determinada el área de exploración y el espesor promedio de las capas, se calculan los volúmenes disponibles para utilización, previendo siempre que los volúmenes de explotación sean superiores a los volúmenes calculados para ser aplicados en las obras, en un porcentaje no menor al 25%.

Teniendo certeza de la disponibilidad de suelo en términos de su calidad y cantidad adecuadas para utilización en el proyecto, se procede a definir la forma más conveniente de exploración, por métodos manuales o con el uso de equipos mecánicos, como tractores con lámina, cargadores, retroexcavadoras, entre otros.

Las investigaciones por medio de barrenos para evaluación de los volúmenes de material disponibles son, en general, dificultadas por la presencia del agua, ya que las perforaciones pueden quedar inundadas por el nivel freático. En ese caso, se recomienda evaluar el espesor del depósito con hincado, sin impacto, de una barra metálica lisa, por ejemplo, usando varillas de construcción de 1/2 a 1”, utilizando solamente el esfuerzo de una persona y anotando la profundidad alcanzada en cada punto. El promedio de las profundidades alcanzadas en cada sondeo, multiplicada por el área previamente determinada, suministra el volumen disponible de material.

El estudio de áreas de préstamo de arena deberá realizarse en los depósitos situados en las márgenes y en el lecho de los cursos de agua existentes.

Es importante resaltar que, siempre que sea posible, las áreas de préstamo deben estar situadas dentro del área a ser inundada, de tal manera que minimice los impactos ambientales resultado de su remoción.

3.3 Levantamiento topográfico del área escogida

Para realizar el diseño de una presa, serán necesarios los levantamientos de perfiles de secciones transversales y longitudinales en las áreas de construcción de la presa y de inundación del reservorio. Ello se realizará por medio de “levantamientos topográficos rápidos” o “levantamientos topográficos con instrumentos”, tal como se describe a continuación.

3.3.1 Levantamientos topográficos rápidos

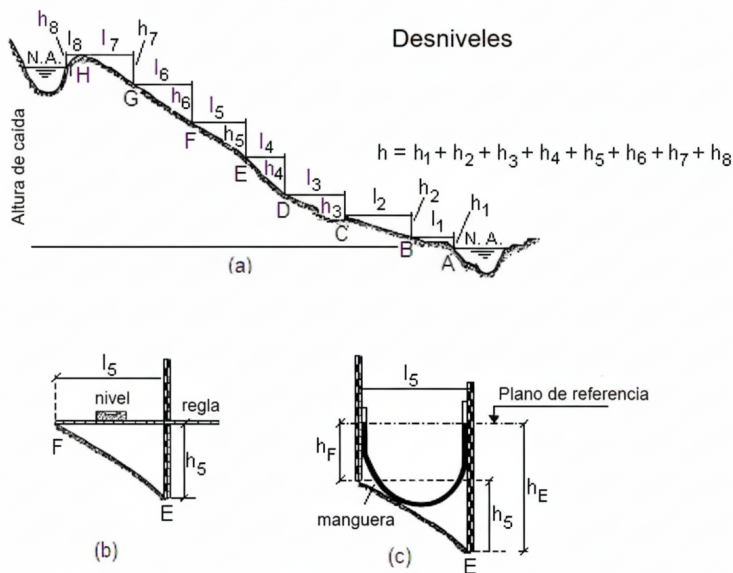


Figura 7 - Topografía rápida (desniveles y perfiles): a) levantamiento de un perfil, b) uso del nivel de construcción y c) uso del nivel de manguera.

Para realizar levantamientos topográficos rápidos, se puede usar un nivel de construcción y dos reglas de madera, una de ellas con 3 a 4 m de longitud y la otra con cerca de 2 m de longitud (Figura 7b). Para facilitar la medición, la regla más pequeña deberá disponer de una escala métrica. Se coloca la punta inferior de la regla más pequeña en el nivel del agua (punto A de la Figura 7a), de tal modo que quede en posición vertical. Se coloca después la regla más grande en el terreno y se controla, mediante el nivel de construcción sobre ella, su posición horizontal. Se mide a continuación la

altura h_1 y se marca el punto donde descansa la punta de la regla más larga sobre el terreno (punto B). Se repite dicha operación entre los puntos B y C y así sucesivamente, determinando las diferencias de nivel h_1 , h_2 , h_3 etc., como se presenta en la Figura 7a.

El segundo método de determinación utiliza dos reglas con cerca de 2 m de longitud y una manguera flexible y transparente, llena de agua con colorante (Figura 7c). Se determina, en cada regla, puntos de igual nivel, creando un plano horizontal de referencia. La diferencia entre los puntos E y F es la diferencia de nivel h_5 entre tales puntos.

3.3.2 Levantamientos topográficos con instrumentos

En los casos en que haya recursos financieros y profesionales, se puede recurrir a los servicios topográficos ejecutados por un profesional habilitado, con instrumentos como teodolito, nivel de precisión, estación total, GPS o por medio de Sistemas de Información Geográfica.

Se recomienda que para el levantamiento topográfico en la garganta donde será construida la presa se tomen los datos con cuadrículas realizadas de metro en metro. En el área de inundación del reservorio, el levantamiento puede realizarse de 5 x 5 m para áreas pequeñas o de 10 x 10 m en áreas grandes.

3.4 Diseño Estructural

Pese a que la construcción de pequeñas presas de tierra sea considerada por muchas personas como una obra sencilla y, por ello, el uso de métodos empíricos sea suficiente para el desarrollo de diseños, muchos fracasos registrados indican que tales obras exigen tanta competencia de parte de los ingenieros, en su concepción y construcción, como cualquier otro tipo de presa.

El diseño de una presa de tierra consiste en dimensionar un macizo con baja permeabilidad que satisfaga la finalidad con la que se ha concebido y que pueda ser construido con los materiales disponibles, considerando un costo mínimo para la obra.

3.4.1 Tipos de presas de tierra

Las presas de tierra son apropiadas para su construcción en valles abiertos, en lugares donde haya gran disponibilidad de suelo arcilloso o areno-arcilloso y espacio suficiente para localizar el rebosadero (vertedero de excesos) en una de las orillas. El material excavado para la construcción del canal de aducción y del rebosadero puede ser utilizado para su construcción.

Con base en las características del material utilizado, en los métodos de construcción y en la naturaleza de la cimentación, las pequeñas presas de tierra (Figura 8) pueden clasificarse como:

- a. Sencillas
 - de cuerpo homogéneo; y
 - de cuerpo heterogéneo.
- b. Con núcleo o diafragma
 - central;
 - externo; y
 - mixto.

El tipo de presa de tierra es generalmente seleccionado de acuerdo con el volumen y la calidad de los materiales existentes en el lugar, con los procesos constructivos a utilizar y con los suelos que conforman las cimentaciones en el local de la presa. Si en el lugar de construcción existieran cantidades suficientes de suelo arcilloso o suelo areno-limoso/arcilloso y hubiera escasez de bloques de roca, la presa homogénea (Figura 8a) será la más recomendable, por ser la más sencilla y práctica.

Las presas homogéneas deben construirse con material que proporcione una adecuada barrera para el agua, y los taludes de aguas arriba y aguas abajo deberán tener inclinación relativamente baja para proporcionar su estabilidad. En presas completamente homogéneas es inevitable la percolación de agua emergiendo en el talud de aguas abajo, a pesar de la impermeabilidad del material del relleno, si el nivel del agua en el reservorio se mantiene elevado por un largo período de tiempo. Por ello, en el talud de aguas abajo, se debe sustituir el material homogéneo por material permeable para

así aumentar la pendiente de la línea de saturación al interior de la presa. Otro método de proveer el drenaje es la instalación de tubos para drenaje; sin embargo, no es suficiente la colocación de dichos tubos debido al riesgo de su taponamiento. Siempre se debe prever el drenaje cuando el reservorio se mantenga lleno por mucho tiempo.

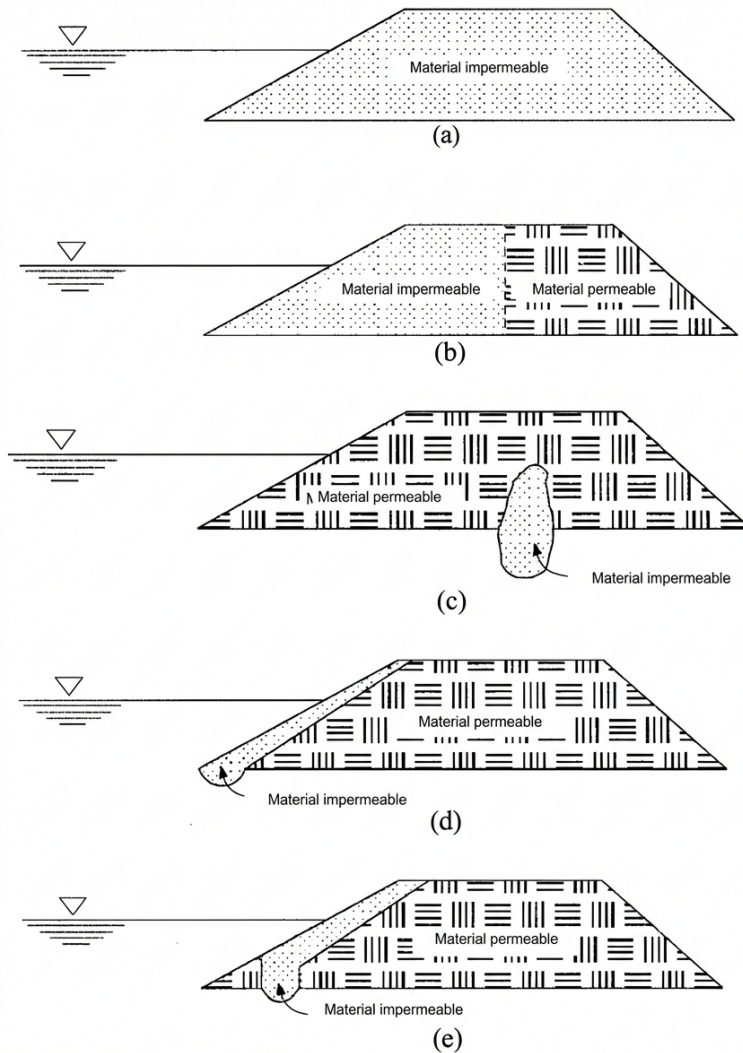


Figura 8 – Presas de tierra en material homogéneo (a), material heterogéneo (b), con núcleo central (c), con núcleo externo (d) y con núcleo mixto (e).

La presa homogénea u homogénea modificada (con drenajes) es aplicable en localidades donde los suelos presenten pequeña variación en su permeabilidad.

Las represas de diafragma se construyen cuando en el macizo permeable (rellenos de arena, grava o roca) se instala una barrera de material impermeable para minimizar la percolación del agua. La posición del diafragma va a variar desde el talud de aguas arriba hasta la posición del núcleo central. El diafragma puede ser de material térreo, de concreto, de concreto bituminoso o de otro material.

En presas de tierra, un tipo de construcción ampliamente empleado ha sido el de constituir una zona central (diafragma o núcleo) hecha con material arcilloso seleccionado, seguida de zonas de transición a lo largo de las dos caras del núcleo, necesarias para impedir la erosión tubular en el caso del surgimiento de fisuras en el núcleo, y, a continuación, zonas externas construidas con material que puede ser más permeable, capaces de garantizar estabilidad al conjunto.

3.4.2 Dimensionamiento del cuerpo de la presa

Volumen del agua a acumular

En el diseño de una presa, la definición de la altura necesaria del relleno dependerá de las condiciones topográficas del área a ser inundada por el reservorio y, en última instancia, del volumen de agua a almacenar. La confiabilidad en la definición del volumen de agua a ser acumulado es un dato fundamental para el dimensionamiento de la presa, es importante recordar que cualquier modificación posterior en la presa con miras a aumentar el volumen acumulado es muy difícil o inclusive imposible de ejecutar.

El volumen de agua a almacenar depende de las necesidades a atender y del caudal disponible del curso de agua (considerar el período más crítico del año). Para efectuar ese cálculo para un reservorio de usos múltiples, se deberá considerar algunos:

- a. Necesidades para abastecimiento doméstico y de criaderos de animales: el volumen de agua a almacenar para fines de consumo humano y/o de

animales domésticos, establecidos en regiones áridas y semiáridas se puede calcular usando los datos presentados en la Tabla 9. El cálculo del consumo total se realiza por medio de la suma de todos los caudales consumidos en los diferentes usos. Como medida de seguridad, el valor encontrado deberá aumentarse en al menos un 25% para que, con el volumen acumulado, puedan suplirse las deficiencias de agua que eventualmente se puedan presentar en los meses más secos.

- b. Necesidades promedio de agua para irrigación:
 - aspersión: 2 a 3 mm/día;
 - superficie: 3 a 4 mm/día; e
 - inundación: 2 a 3 L/ha.s.
- c. Necesidades para piscicultura:
 - para el mantenimiento de las condiciones mínimas de sobrevivencia de los peces, se debe reservar por lo menos 1/3 de la altura de la lámina de agua en el reservorio.
- d. Consideración de las pérdidas inevitables:
 - percolación; y
 - evaporación.

Tabla 9
Consumo medio de agua en diferentes usos

FORMA DE USO	Consumo medio (m ³ /año.unidad)
Residencial (por habitante)	75
Equinos o mulares	20
Bovinos	25
Porcinos	4
Ovinos	3
Caprinos	2
Conejos (por 100 animales)	54
Ponedoras o pollos (por 1.000 aves)	135
Pavos (por 1.000 aves)	83

Valores extraídos de varias fuentes.

En regiones áridas y semiáridas, la evaporación diaria del agua en reservorios puede llegar a los 10 mm o más.

En el caso de cursos de agua intermitentes y efímeros, se debe considerar que el volumen de agua a ser consumido deba estar almacenado en su totalidad en el reservorio. Sin embargo, en el caso de cursos de agua permanentes, como hay contribución continua de agua para la represa, se deberá almacenar menor volumen de agua para satisfacer las necesidades de uso. De esa manera, del caudal a ser consumido debe restar el caudal del curso de agua en el período más seco del año. La diferencia de caudal, multiplicada por el período de tiempo de uso del agua, da como resultado el volumen de agua a ser almacenado.

Tanto en el caso de reservorios pequeños como en el de represas, es común el interés en conservar una lámina mínima de agua en el reservorio con el fin de mantener la vida acuática, principalmente de peces, y evitar la aparición de fisuras en el macizo de tierra y en el fondo del reservorio, lo que haría aumentar las pérdidas de agua por percolación vertical y horizontal. Para el mantenimiento de la vida acuática, se recomienda una lámina mínima de 1,5 m.

El volumen de la cuenca de acumulación, capaz de almacenar el agua se debe determinar después de realizar el levantamiento topográfico del área a ser inundada por el reservorio. En el levantamiento topográfico de cuencas de acumulación de área pequeña, la diferencia de altura entre las curvas de nivel puede ser de 1 m, mientras que en el caso de grandes cuencas dicha diferencia puede ser de 5 o más metros.

Entre los diversos métodos de trazado de curvas de nivel, se recomienda el de los perfiles de las secciones transversales niveladas en el terreno, por ser el método más riguroso para levantamientos de pequeñas áreas. En la Figura 9 se ilustra un esquema resultante del levantamiento topográfico de una cuenca de acumulación.

Las áreas comprendidas entre curvas de nivel de igual cota pueden determinarse usando planímetro o cualquier otro proceso similar.

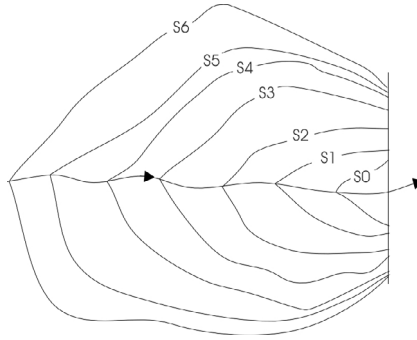


Figura 9 – Esquema de la cuenca de acumulación.

Los volúmenes parciales entre curvas de nivel consecutivas, presentadas en la Figura 9, se calculan aplicando la Ecuación 8, que se transforma en las Ecuaciones 9, 10 y las siguientes de manera consecutiva, con las cuales se puede estimar el volumen de agua contenido entre curvas de nivel consecutivas (Figura 10). De este modo,

$$V_n = (S_{n-1} + S_n) h/2 \quad (8)$$

$$V_1 = (S_0 + S_1) h/2 \quad (9)$$

$$V_2 = (S_1 + S_2) h/2 \quad (10)$$

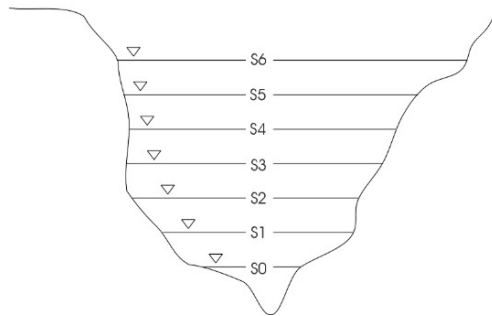


Figura 10 - Esquema de la garganta escogida para construcción de una presa y de las respectivas láminas de agua.

El volumen de agua represado por debajo de la curva S_0 no debe entrar en el cálculo del volumen total de la represa.

Sumando los volúmenes parciales obtenidos entre las curvas de nivel consecutivas, se puede obtener el volumen de agua que se desea almace-

nar, y el valor acumulado, resultante de la suma de los volúmenes parciales (ecuaciones 8, 9 etc.), puede representarse de manera gráfica como se ilustra en l Figura 11. Con el uso del gráfico, se puede, a partir de diferentes alturas de lámina de agua en el reservorio, determinar el volumen almacenado.

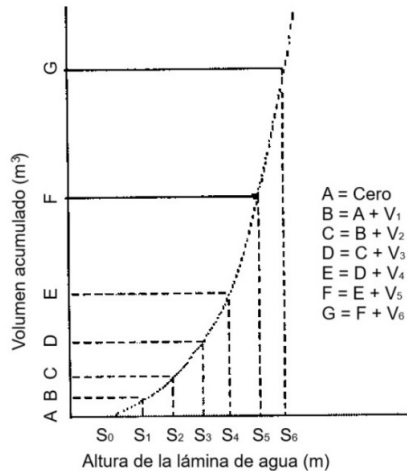


Figura 11 - Volumen acumulado, a partir de la curva de nivel S_0 , versus altura de la lámina de agua.

Ejemplo 1

Determinar el volumen de agua necesario para el abastecimiento de una residencia con cinco habitantes, un establo con 20 vacas y dos caballos, un aviario con 7.000 pollos, una pocilga con 300 porcinos y 4 ha irrigadas por aspersión.

Obs.: El volumen de agua necesario para el consumo (V_c) será calculado, tomando los valores de la Tabla 9.

Solución

$$V_c = 5 \times 75 + 20 \times 25 + 2 \times 20 + 300 \times 4 + (7.000/1.000) \times 135 + 40.000 \times 3,0 \times 10^{-3} \times 3.654 = 46.860 \text{ m}^3/\text{año}$$

Con un incremento del 25%, se tiene:

$$V_c = 1,25 \times 46.860 = 58.575 \text{ m}^3/\text{año}$$

Ejemplo 2

Calcular el volumen de agua útil (acumulado sobre la captación del agua) de un azud cuyo levantamiento topográfico, representado en la Figura 9, permitió determinar las siguientes áreas (en hectáreas) delimitadas por las curvas de igual nivel: $S_0 = 0,052$; $S_1 = 0,115$; $S_2 = 0,643$; $S_3 = 1,085$; $S_4 = 2,034$; $S_5 = 5,840$; y $S_6 = 7,831$. Además de ello, se tienen los siguientes datos:

- la captación del agua está localizada en la cota de la curva de nivel S_1 ;
- la diferencia de nivel entre dos curvas consecutivas es de 1,0 m; y
- el nivel normal de la presa alcanza a la curva S_6 .

Solución

$$\text{Volumen útil (Vu)} = (S_1 + S_2) h/2 + (S_2 + S_3) h/2 + (S_3 + S_4) h/2 + (S_4 + S_5) h/2 + (S_5 + S_6) h/2$$

$$Vu = ((S_1 + S_6)/2 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5) h$$

$$Vu = ((1.150 + 78.310)/2 + 6.430 + 10.850 + 20.340 + 58.400) \cdot 1,0$$

$$Vu = 135.750 \text{ m}^3$$

El área a ser inundada por el azud será la determinada por la última curva de nivel; o sea, 7,831 ha.

3.4.3 Cálculo del caudal máximo previsto

Método racional

Permite determinar el caudal de escurrimiento superficial de pequeñas cuencas que, según la literatura, presenten áreas entre 50 y 500 ha, donde el caudal máximo se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$Q_{max} = \frac{C i_m A}{360} \quad (11)$$

en la que Q_{max} es el caudal máximo por escorrentía superficial (m^3/s); C , coeficiente de escorrentía superficial, adimensional; i_m , la intensidad máxima promedio de precipitación para una duración igual al tiempo de concentración (mm/h); y A , el área de la cuenca de drenaje (ha).

El método racional fue originalmente desarrollado para estimar caudales máximos de escurrimiento en pequeñas cuencas urbanas, cuya proporción de área impermeable es grande (para las cuales C se aproxima a 1). La ampliación del uso del método racional en áreas agrícolas es más apropiada para cuencas que no exceden 100-200 ha. Para el caso de grandes cuencas, con tiempos de concentración largos, las condiciones permanentes y la uniformidad de la intensidad de precipitación asumida son irreales, motivo por el cual se presentarán errores considerables en la estimación del caudal.

El método racional parte del principio básico de que el caudal máximo, provocado por una lluvia de intensidad uniforme y constante, se presenta cuando todas las partes de la cuenca contribuyen simultáneamente con escurrimiento en la sección de desagüe. El tiempo necesario para que ello ocurra, medido a partir del inicio de la lluvia, recibe el nombre de tiempo de concentración (t_c). Sin embargo, dicha consideración ignora la complejidad real del proceso de escurrimiento superficial, despreciando tanto el almacenamiento de agua en la cuenca como las variaciones de la intensidad de precipitación y del coeficiente de escurrimiento superficial durante la lluvia. El método racional está, por lo tanto, fundamentado en los siguientes principios:

- a. Las precipitaciones deberán tener alta intensidad y corta duración, donde el caudal máximo de escurrimiento superficial es aquel que ocurre cuando la duración de la lluvia sea igual a t_c , situación en que toda el área de la cuenca deberá contribuir con escurrimiento superficial en la sección de desagüe. Al considerar esa igualdad, se admite que la cuenca es suficientemente pequeña para que ocurra dicha situación. En cuencas pequeñas, la condición crítica ocurre debido a precipitaciones convectivas, que poseen corta duración y gran intensidad. Por lo tanto, la lluvia deberá tener duración suficiente para que toda la cuenca contribuya con escurrimiento superficial en la sección de desagüe. Al considerar precipitaciones con duración superior a t_c causaría, también, la reducción del caudal máximo, pues la tendencia natural de la intensidad de la lluvia es la de decrecer con el aumento de la duración de la precipitación considerada. El método no considera

que, en un tiempo inferior a t_c , pese a que toda el área esté contribuyendo con escurrimiento superficial, la mayor intensidad de precipitación pueda superar ese hecho y causar un caudal de escorrentía superficial mayor que aquel con duración igual a t_c .

- b. La precipitación con duración igual a t_c ocurre, uniformemente, a lo largo de toda la cuenca.
- c. Dentro de un corto período de tiempo, la variación en la velocidad de infiltración no deberá ser grande. Generalmente se asume que, durante el evento extremo, el suelo se encuentra saturado y, por lo tanto, con tasa de infiltración de agua igual a la de la tasa de infiltración estable (TIE), también denominada, en algunas fuentes de literatura, como velocidad de infiltración básica (VIB), lo que corresponde a la condición más desfavorable.
- d. Se adopta un coeficiente único de pérdidas, denominado coeficiente de escurrimiento superficial, estimado con base en las características de la cuenca.
- e. Su uso no posibilita la caracterización del volumen de escurrimiento superficial producido y la distribución temporal de los caudales.

Pese a que la denominación “racional” dé la impresión de seguridad, el método debe aplicarse con cuidado, pues involucra simplificaciones y uso de coeficientes de gran subjetividad. La imprecisión del uso del método será tanto mayor como mayor sea el área de la cuenca, toda vez que las hipótesis anteriores se hacen cada vez más improbables. De esa forma, el método no debería ser aplicado en áreas superiores a 500 ha; sin embargo, la simplicidad de su aplicación y la facilidad del conocimiento y control de los factores a considerar hacen que su uso sea bastante difundido en estudios sobre caudales pico y crecientes en pequeñas cuencas hidrográficas, inclusive en algunas con área superior a 500 ha. Smedema y Rycroft (1983) enfatizaron que el término racional fue atribuido a la ecuación en la época de su desarrollo, para distinguirla de las otras ecuaciones empíricas ampliamente usadas.

A continuación, se analizarán de forma individualizada los factores considerados en el método racional, discutiendo su importancia y los cuidados a tener en la adecuada selección de los valores con el fin de garantizar la confiabilidad del método.

Área drenada (A)

El área drenada es el parámetro que se determina de la forma más precisa. Al nivel de cuenca hidrográfica, el área de drenaje está representada por el área plana (proyección horizontal) incluida entre las divisorias topográficas de la cuenca. Normalmente, se utilizan mapas o fotografías aéreas para dicha finalidad.

Intensidad máxima promedio de la precipitación (i_m)

La intensidad a considerar para la aplicación del método es la máxima promedio (i_m), observada para una duración correspondiente al tiempo de concentración (t_c) y para el período de retorno establecido por el diseñador. Dicha intensidad se la obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$i_m = \frac{K T^a}{(t+b)^c} \quad (12)$$

en la que:

T es el período de retorno (años); t, la duración de la precipitación (min); y K, a, b, c, los parámetros de ajuste, relativos a la estación pluviográfica estudiada.

A manera de ilustración de la variabilidad de los parámetros dentro de un espacio territorial, para el contexto de Brasil, en las Tablas 10, 11 y 12 se presentan los parámetros de la ecuación de intensidad-duración-frecuencia de algunas localidades de los estados de Rio de Janeiro, Espírito Santo y Minas Gerais, respectivamente.

Tabla 10

Relación de los parámetros de la ecuación de intensidad-duración-frecuencia de algunas localidades del Estado de Rio de Janeiro (Brasil)

Localidades	Parámetros de la ecuación de intensidad-duración-frecuencia			
	K	a	b	c
Alto da Boa Vista	4378,133	0,227	49,157	0,999
Angra dos Reis	721,802	0,211	10,566	0,720
Álcalis	3281,158	0,222	44,204	1,000
Campos	1133,836	0,183	20,667	0,807
Cordeiro	612,197	0,185	5,000	0,695
Ecologia Agrícola	3812,020	0,218	34,565	0,999
Ilha Guaíba	1045,123	0,244	49,945	0,679
Itaperuna	4999,882	0,196	34,462	0,986
Macaé	444,258	0,263	6,266	0,655
Nova Friburgo	2629,477	0,236	24,664	0,975
Resende	1652,972	0,182	21,410	0,767
Santa Cruz	2474,810	0,2113	37,4228	0,9491
Vassouras	3086,290	0,200	22,081	1,000

Tabla 11

Relación de los parámetros de la ecuación de intensidad-duración-frecuencia de algunas localidades del Estado Espírito Santo (Brasil)

Localidades	Parámetros de la ecuación de intensidad-duración-frecuencia			
	K	a	b	c
Alegre	1497,781	0,258	19,294	0,855
Aracruz	1298,382	0,120	20,981	0,786
Boa Esperança	596,380	0,230	8,534	0,670
Linhares	3647,235	0,223	20,665	1,000
São Gabriel da Palha	1309,205	0,230	15,375	0,821
São Mateus	4999,205	0,191	49,999	0,983
Santa Teresa	632,265	0,247	13,543	0,714
Venda Nova	4147,062	0,205	33,842	1,000
Vitória	4003,611	0,203	49,997	0,931

Tabla 12

Relación de los parámetros de la ecuación de intensidad-duración-frecuencia de algunas localidades del Estado de Minas Gerais (Brasil)

Localidades	Parámetros da ecuación de intensidad-duración-frecuencia			
	K	a	b	c
Aimorés	1248,576	0,227	12,268	0,814
Araxá	2998,661	0,163	32,009	0,931
Arinos	1909,102	0,188	20,499	0,895
BambuÍ	1343,837	0,251	25,499	0,788
Barbacena	2023,567	0,281	20,981	0,957
Belo Horizonte	1175,295	0,255	13,381	0,806
Capinópolis	1049,375	0,274	13,968	0,784
Caratinga	3600,751	0,235	28,083	1,036
Caxambu	2346,221	0,298	25,567	0,987
Diamantina	613,113	0,234	14,307	0,665
Espinosa	1480,084	0,273	23,845	0,892
Formoso	4499,996	0,259	33,443	1,028
Gov. Valadares	3195,594	0,292	43,520	0,913
Januária	653,774	0,209	10,513	0,676
João Pinheiro	1508,326	0,284	21,129	0,820
Lavras	3500,000	0,235	40,083	0,958
Machado	3498,787	0,238	31,951	1,024
Montes Claros	3500,014	0,248	34,992	0,993
Patos de Minas	4316,449	0,250	41,890	1,014
Paracatu	2116,670	0,215	25,346	0,874
Pedra Azul	4998,972	0,251	34,654	1,094
Pirapora	3346,946	0,208	38,457	0,949
Salinas	6998,425	0,273	42,653	1,116
Sete Lagoas	2520,616	0,204	30,392	0,937
Teófilo Otôni	1683,425	0,261	22,166	0,858
Uberaba	3000,000	0,206	37,459	0,904
Uberlândia	1167,284	0,233	17,245	0,747
Unaí	6000,000	0,313	41,248	1,053
Viçosa	1082,798	0,265	23,781	0,775

La duración de la lluvia, dada en la Ecuación 12, debe ser igual al tiempo de concentración, considerando la intensidad de precipitación constante a lo largo de esa duración.

La lluvia crítica, para el diseño de obras hidráulicas, se selecciona con base en criterios económicos, donde normalmente se utiliza el periodo de retorno de 5 a 10 años para su selección, con miras a la eliminación del escurrimiento superficial, para el diseño de sistemas de drenaje agrícola de superficie. Schwab et al. (1966) recomiendan un período de retorno de 10 años para proyectos de conservación de suelos. Euclides (1987) recomienda el periodo de retorno de 10 años solamente para el dimensionamiento de proyectos de saneamiento agrícola, en los que las crecientes no traen perjuicios muy significativos, como la recuperación de llanuras aluviales para pastoreo. Para el caso de proyectos en áreas urbanas o de mayor importancia económica, se recomienda el periodo de retorno de 50 o 100 años.

Porto et al. (1993) enfatizan que las dificultades para establecer el periodo de retorno adecuado, para cada situación, hacen que su selección caiga, muchas veces, en valores recomendados por la literatura. Los autores presentan, en la Tabla 13, periodos de retorno recomendados por DAEE-CETESB, en 1980, de acuerdo con el tipo de ocupación del área.

Tabla 13

Períodos de retorno (T) propuestos por DAEE-CETESB (1980 citado por PORTO et al., 1993), de acuerdo con el tipo de ocupación del área

Tipo de obra	Tipo de ocupación del área	T (años)
Microdrenaje	Residencial	2
	Comercial	5
	Área con edificios de servicios al público	5
	Aeropuertos	2-5
	Áreas comerciales y arterias de tráfico	5-10
Macro drenaje	Áreas comerciales y residenciales	50-100
	Áreas de importancia específica	500

Para el diseño de pequeñas presas, Iryda (1985) considera que el uso de periodos de retorno de 50 o 100 años puede ser suficiente. Sin embargo,

en los casos en que debido a la ruptura de la presa se coloque en riesgo vidas humanas o grandes perjuicios económicos, el autor aconseja mayores períodos de retorno, o sea, del orden de 500 años. MME-ELETROBRÁS-DNAEE (1985) recomiendan que, en el dimensionamiento de vertederos asociados a micro centrales hidroeléctricas, el período de retorno sea de 100 años, cuando no haya riesgos potenciales aguas abajo, y de 200 años, en caso de riesgos de daños significativos aguas abajo.

En la aplicación del Método Racional se selecciona el periodo de retorno admitiendo que el periodo asociado al caudal máximo sea igual al de la precipitación que lo provoca. Eso no es exactamente verdadero, pues la ocurrencia de una creciente de grandes proporciones no depende solamente de que se presente una gran precipitación, sino también de la situación de la cuenca en lo que se refiere a las condiciones que interfieren en el escurrimiento superficial. Como, por regla general, el método racional se aplica sin tener en cuenta la influencia del almacenamiento superficial sobre el caudal máximo, el periodo de retorno relativo al caudal máximo se hace igual al de la precipitación.

Siendo q el caudal específico (caudal por unidad de área de la cuenca), se puede afirmar que $q = C i_m$, considerando el caudal total (Q) igual a ($q.A$). El caudal específico será tanto mayor como mayor sea i_m , esto es, cuanto menor sea la duración de la precipitación; no obstante, el caudal máximo será mayor con el aumento del área de la cuenca de contribución. Sin embargo, con el aumento del área, también se elevará el valor de la duración de la precipitación a considerar en el diseño. Para atender a esas dos condiciones, que se oponen, se fija la duración de la lluvia para un valor igual al tiempo de concentración.

Por el análisis físico del proceso de escurrimiento superficial, los factores que ejercen influencia sobre el valor de la duración de la precipitación, en que toda el área de la cuenca considerada entra a contribuir con escurrimiento en la sección de desagüe, son: área de la cuenca, longitud y pendiente del río más largo (principal), forma de la cuenca, pendiente media del terreno, pendiente y extensión de los afluentes, rugosidad del canal, tipo de cobertura vegetal y características de la precipitación. Por lo tanto,

el tiempo de concentración no es constante en determinada área y varía con otros factores, como el tipo y la condición de cobertura del área y con la altura y distribución de la lluvia sobre la cuenca. Sin embargo, con el aumento en el periodo de retorno considerado, la influencia de dichos factores disminuye.

Smedema y Rycroft (1983) resaltaron que el tiempo de concentración puede obtenerse, dividiendo la distancia recorrida por el escurrimiento superficial entre la velocidad de flujo. Cuando la velocidad de escurrimiento varía a lo largo de la distancia recorrida, el tiempo de concentración se puede calcular con la ecuación:

$$t_c = \sum_{i=1}^n \frac{L_i}{V_i} \quad (13)$$

Donde L_i y V_i se refieren a la distancia recorrida y a la velocidad de flujo en cada tramo individual, respectivamente.

Existe una gran cantidad de ecuaciones empíricas y ábacos que permiten obtener el valor del tiempo de concentración de acuerdo con algunas características físicas de la cuenca. Freitas (1984) presenta un amplio abordaje respecto a dichas ecuaciones, algunas de las cuales se presentan a continuación:

- Ecuación de Kirpich

$$t_c = 57 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \quad (14)$$

En la que t_c es el tiempo de concentración (min); L , la longitud del curso de agua principal de la cuenca, desde su salida hasta el punto más remoto (km); y H , la diferencia de nivel entre el punto más remoto de la cuenca y la sección considerada (m).

De acuerdo con Porto et al. (1993), la ecuación de Kirpich se desarrolló a partir de informaciones de siete pequeñas cuencas agrícolas de Tennessee-EUA, con pendientes que variaban entre 3 y 10% y áreas máximas de 0,5 km². Pese a las informaciones que requiere la fórmula (L y H) sean

una indicación de que ella refleja el escurrimiento en canales, el hecho de haber sido desarrollada para cuencas tan pequeñas es un indicador de que los parámetros deben representar, también, el escurrimiento sobre la superficie del suelo. Cuando el valor de L es mayor a 10 km, la fórmula parece subestimar el valor de t_c .

- Fórmula de California Culverts Practice, California Highways and Public Works

La fórmula sugerida es la misma propuesta por Kirpich, representada por medio de la ecuación 14.

- Fórmula de Ven Te Chow

$$t_c = 52,64 \left(\frac{L}{\sqrt{I}} \right)^{0,64} \quad (15)$$

Donde t_c es el tiempo de concentración (min); L , la longitud del cauce principal (km); e I , es la pendiente media de la vaguada (m/km).

Dicha fórmula fue obtenida en cuencas hidrográficas pequeñas, con áreas de hasta 24,28 km², en Illinois-EUA.

- Fórmula de Picking

$$t_c = 51,79 \left(\frac{L^2}{I} \right)^{1/3} \quad (16)$$

Donde t_c es el tiempo de concentración (min); L , la longitud del cauce principal hasta el punto más lejano de la cuenca (km); e I , la pendiente media del cauce principal (m/km).

- Ecuación de Izzard

Izzard (citado por FREITAS, 1984) investigó en laboratorio el escurrimiento sobre diversas superficies descubiertas y revestidas, con longitudes de rampa que variaron entre 3,7 y 220 m y pendientes entre 0,1 y 4% para superficies revestidas y entre 1 y 4% para superficies descubiertas. Los escurrimientos fueron provocados por lluvias simuladas con intensidades que alcanzaron 100 mm/h.

La ecuación de Izzard se recomienda para cuencas pequeñas, en las cuales el escurrimiento es laminar, sin canales definitivos. Por tal motivo, se utiliza para el diseño de obras de urbanización, loteos etc.

$$t_c = \frac{526,42 b L^{1/3}}{(C i_m)^{2/3}} \quad (17)$$

$$b = \frac{0,0000276 i_m + C_r}{I^{1/3}} \quad (18)$$

Donde t_c es el tiempo de concentración (min); L , la longitud del tramo en el que se presenta el escurrimiento superficial, que abarca desde la salida de la cuenca hasta el punto más remoto del área considerada (m); i_m , es la intensidad máxima promedio de precipitación (mm/h); C , el coeficiente de escurrimiento superficial (adimensional); I , la pendiente media de la superficie, desde el punto más lejano hasta su salida = H/L (m/m); y C_r , es el coeficiente de retardo.

Los valores del coeficiente de retardo, en función del tipo de superficie, se presentan en la Tabla 14.

Tabla 14
Coefficientes de retardo de diferentes superficies de escurrimiento

Tipo de superficie	C_r
Asfalto liso y bien terminado	0,007
Pavimento de concreto	0,012
Macadam asfáltico (bituminoso) o grava	0,017
Hierba cortada o tierra firme	0,046
Turba densa o hierba densa	0,060

La metodología propuesta por Izzard es aplicable solamente a situaciones en que el producto $i_m L < 3871$ mm/h.m.

- Ecuación derivada con base en el método de la onda cinemática

$$t_c = \frac{6,92 (L n)^{0,6}}{i_m^{0,3} I^{0,4}} \quad (19)$$

Donde t_c es el tiempo de concentración (min); L , la longitud de la cuenca (m); n , el coeficiente de rugosidad de Manning ($s/m^{1/3}$); I , la pendiente de la superficie (m/m); e i_m , la precipitación efectiva (mm/h).

La precipitación efectiva (i_m) se obtiene de la ecuación de intensidad-duración-frecuencia de la precipitación (Ecuación 12), lo que hace que el proceso de cálculo sea iterativo, pues, para determinar i_m , es necesario conocer su duración, que es igual al tiempo de concentración.

La ecuación de la onda cinemática es la solución teórica de las ecuaciones que rigen el escurrimiento turbulento en un plano; por lo tanto, es de esperar que su utilización sea más adecuada para pequeñas cuencas hidrográficas, ya que en ese caso prevalece dicho tipo de escurrimiento. Sin embargo, la tendencia es que el valor de t_c sea sobre estimado en la medida en que aumenta el tamaño de la cuenca.

- Ecuación de Giandotti

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5L}{0,8\sqrt{H}} \quad (20)$$

En la que t_c es el tiempo de concentración (h); A , el área de la cuenca (km^2); L , la longitud horizontal, desde la salida hasta el punto más distante de la cuenca (km); y H , la diferencia de cotas entre la salida de la cuenca y el punto más alejado (m).

Porto et al. (1993) presentaron, también, las siguientes ecuaciones para la determinación del tiempo de concentración:

- SCS Lag - fórmula

$$t_c = 3,42 L^{0,8} \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0,7} S^{-0,5} \quad (21)$$

Donde t_c es el tiempo de concentración (min); L , la longitud del cauce principal (km); S , la pendiente del cauce principal (m/m); y CN , el número de la curva (obtenido por el método del número de la curva).

La ecuación fue desarrollada para cuencas rurales con áreas de drenaje de hasta 8 km^2 y refleja, fundamentalmente, el escurrimiento sobre la superficie del terreno. Para la aplicación en cuencas urbanas, el Soil Conservation

Service (1972) sugiere procedimientos para ajuste, en virtud del área impermeabilizada y de la fracción de los canales que sufrieron modificaciones. Con el uso de dicha ecuación, se sobreestima el valor de t_c en comparación con las ecuaciones de Kirpich (Ecuación 14) y Dodge (Ecuación 23).

La utilización de la ecuación del SCS aparentemente proporciona sobreestimación del valor de t_c cuando los valores de CN sean bajos. De hecho, dicha fórmula solamente presenta resultados compatibles con los de las demás ecuaciones, en el caso de CN cercanos a 100 y de valores de L inferiores a 10 km, lo que generalmente corresponde a cuencas con área de drenaje inferior a 15 km². Como el tiempo de concentración depende mucho del valor de CN y como este parámetro es un indicador de las condiciones de la superficie del suelo, la ecuación del SCS se aplica a situaciones en que el escurrimiento sobre la superficie del terreno es predominante.

- SCS – método cinemático

$$t_c = \frac{1000}{60} \sum_{i=1}^n \frac{L_i}{V_i} \quad (22)$$

donde t_c es el tiempo de concentración (min); L_i , la distancia recorrida en el tramo considerado (km); y V_i , la velocidad promedio en el tramo considerado (m/s).

La ecuación se basa en el hecho de que el tiempo de concentración es la sumatoria de los tiempos de desplazamiento en los diversos tramos que componen la longitud del cauce principal. En la parte superior de las cuencas, en que predomina el escurrimiento superficial sobre el terreno, o en canales mal definidos, la velocidad puede ser determinada por medio de los valores presentados en la Tabla 15. En canales con sección transversal bien definida, se debe utilizar la ecuación de Manning.

Con base en los ábacos presentados por Smedema y Rycroft (1983), relacionando la velocidad de escurrimiento con la pendiente de la superficie del suelo de diferentes tipos de cobertura, se ajustaron ecuaciones de regresión, tomando como variable dependiente la velocidad y como variable independiente la pendiente de la superficie del suelo (Tabla 16).

Tabla 15
Velocidades medias para cálculo de t_c , m/s

Descripción del escurrimiento	Pendiente (%)			
	0 - 3	4 - 7	8 - 11	> 12
Sobre la superficie del terreno				
Bosques	0 - 0,5	0,5 - 0,8	0,8 - 1,0	> 1,0
Pastos	0 - 0,8	0,8 - 1,1	1,1 - 1,3	> 1,3
Áreas cultivadas	0 - 0,9	0,9 - 1,4	1,4 - 1,7	> 1,7
Pavimentos	0 - 2,6	2,6 - 4,0	4,0 - 5,2	> 5,2
En canales				
Mal definidos	0 - 0,6	0,6 - 1,2	1,2 - 2,1	
Bien definidos	Calcular por la ecuación de Manning			

Tabla 16
Determinación de la velocidad de escurrimiento (V), en m/s, de acuerdo con la pendiente (S), en %, de diversos tipos de cobertura

Tipos de cobertura	Ecuaciones
Bosque con gran cantidad de residuos sobre la superficie	$V = 0,0729 S^{0,5051}$
Suelo con mínimo cultivo o en barbecho	$V = 0,1461 S^{0,492}$
Pasto de gramíneas, césped	$V = 0,2193 S^{0,4942}$
Suelo semidescubierto (con poca cobertura)	$V = 0,3073 S^{0,4985}$
Canales con vegetación	$V = 0,4528 S^{0,5011}$
Áreas pavimentadas, escurrimiento en canaletas poco profundas	$V = 0,6078 S^{0,4976}$

- Ecuación de Dodge

$$t_c = 21,88 A^{0,41} S^{-0,17} \quad (23)$$

Donde t_c es el tiempo de concentración (min); A , el área de la cuenca (km^2); y S , la pendiente de la cuenca (m/km).

La ecuación se determinó utilizando datos provenientes de 10 cuencas rurales con áreas entre 140 y 930 km^2 . Sus parámetros reflejan el comportamiento de cuencas con escurrimiento predominante en canales. Como la ecuación de Dodge fue determinada a partir de datos obtenidos en

cuencas con tamaños mayores que las demás, se supone que como resultado de ello sus parámetros representen mejor las condiciones de escurrimiento en canales.

Kimbler (citado por PORTO et al., 1993) presentó ejemplo de la dispersión de los resultados obtenidos por medio de diversas ecuaciones, para el cálculo del tiempo de concentración, resaltando que el valor de dicho tiempo, determinado por las diversas ecuaciones, varió entre 9 y 36 min. Para un periodo de retorno de 25 años, los caudales de pico variaron entre 3,3 y 1,8 m³/s.

Según dicho autor, el análisis de las ecuaciones presentadas para el cálculo del tiempo de concentración propicia las siguientes conclusiones:

- En general, las ecuaciones tienen comportamientos similares hasta $L = 10$ km y, a partir de ese valor, comienzan a presentar divergencias. Dicho comportamiento es esperado, toda vez que los estudios que las originaron, generalmente, se refieren a cuencas hidrográficas de ese tamaño.
- El método cinemático es el más correcto desde el punto de vista conceptual, pues permite considerar las características específicas del escurrimiento en la cuenca en estudio. Es también el más dispendioso, porque exige la división de los canales en tramos uniformes y la determinación de sus características hidráulicas para aplicar la ecuación de Manning.

De acuerdo con las ecuaciones presentadas para el cálculo del tiempo de concentración, la longitud y la pendiente del cauce principal de la cuenca son las características más frecuentemente utilizadas.

Es difícil afirmar cual ecuación dará los mejores resultados en determinada cuenca hidrográfica, ya que todas fueron obtenidas en condiciones particulares. Sin embargo, entre ellas la de uso más frecuente es la propuesta por Kirpich.

Es válido considerar que el error en la estimación del tiempo de concentración será tanto mayor como menor sea la duración considerada, toda vez que es mayor la variación de la intensidad de precipitación con el tiem-

po en esa condición. Para el caso de grandes duraciones, las variaciones de la intensidad con incrementos de tiempo iguales son mucho menores.

Coefficiente de escurrimiento (C)

Del volumen precipitado sobre la cuenca hidrográfica, solamente una parte alcanza a llegar a la sección de desagüe bajo la forma de escurrimiento superficial, toda vez que parte del agua es interceptada, otra llena las depresiones y otra se infiltra en el suelo, humedeciéndolo y abasteciendo el nivel freático. El volumen que ha escurrido representa, por lo tanto, solamente una fracción del volumen precipitado, donde la relación entre los dos valores se denomina coeficiente de escurrimiento y se obtiene utilizando la Ecuación 24. Las cantidades interceptada, almacenada en la superficie, infiltrada y de escurrimiento pueden variar considerablemente de una precipitación para otra; en consecuencia, el coeficiente de escurrimiento superficial también varía. El porcentaje de la lluvia convertida en escurrimiento superficial aumenta con la intensidad y la duración de la precipitación.

$$C = \frac{\text{volumen de escorrentia superficial}}{\text{volumen precipitado}} \quad (24)$$

En el método racional, se utiliza un coeficiente de escurrimiento superficial que, multiplicado por la intensidad máxima media de precipitación, correspondiente al tiempo de concentración, permite obtener el caudal máximo de escurrimiento superficial. Sin embargo, el valor a utilizar en el método no debería ser el coeficiente de escurrimiento (relativo a la relación entre los volúmenes de escurrimiento y el precipitado) y sí el coeficiente de escorrentía. Este representaría la relación entre el caudal máximo de escurrimiento y la intensidad de precipitación que lo produce. El caudal máximo que escurre depende de diversos factores, como la distribución de la precipitación en la cuenca, la dirección del desplazamiento de la precipitación en relación al sistema de drenaje, la condición de humedad del suelo en el momento de la precipitación, el tipo y uso del suelo, la red de drenaje existente y la duración e intensidad de la lluvia, entre otros.

Son muchos los procedimientos disponibles para obtención del valor de C; sin embargo, la utilización de tablas que permiten obtenerlo a partir de las condiciones típicas del área analizada es la forma más común.

En la Tabla 17 se presentan los valores del coeficiente de escurrimiento superficial, recomendados por la American Society of Civil Engineers – ASCE (1969 citada por GOLDENFUM y TUCCI, 1996). En la Tabla 18 constan los valores de C según la adaptación del criterio de Fruhling utilizados por la alcaldía de São Paulo (WILKEN, 1978). En la Tabla 19 se presentan los valores de C recomendados por Colorado Highway Department, mientras que en la Tabla 20 se presentan los valores de C recomendados por el Soil Conservation Service (1972).

Cuando hay variación en el coeficiente de escurrimiento superficial a lo largo del área analizada, este podrá determinarse utilizando la siguiente ecuación:

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n C_i A_i}{A} \quad (25)$$

donde C es el coeficiente de escurrimiento superficial del área de interés, adimensional; C_i , el coeficiente de escurrimiento superficial de la subárea i , adimensional; A_i , es la subárea considerada (ha); A , el área total considerada (ha).

Tabla 17

Valores del coeficiente de escurrimiento superficial recomendados por la ASCE (1999, citada por GOLDENFUM y TUCCI, 1996)

Superficie	C	
	Intervalo	Valor esperado
Pavimento		
Asfalto	0,70 - 0,95	0,83
Concreto	0,80 - 0,95	0,88
Aceras	0,75 - 0,85	0,80
Tejado	0,75 - 0,95	0,85
Cobertura		
Gramina, suelo arenoso		
- plano (2%)	0,05 - 0,10	0,08
- medio (2 a 7%)	0,10 - 0,15	0,13
- pendiente alta (7%)	0,15 - 0,20	0,18

Superficie	C	
	Intervalo	Valor esperado
Gramma, suelo pesado		
- plano (2%)	0,13 - 0,17	0,15
- medio (2 a 7%)	0,18 - 0,22	0,20
- pendiente alta (7%)	0,25 - 0,35	0,30

Tabla 18

Valores de C adoptados por la alcaldía de São Paulo (WILKEN, 1978)

Zonas	C
Edificaciones muy densas	
Partes centrales, densamente construidas de una ciudad con calles y aceras pavimentadas	0,70 - 0,95
Edificaciones no muy densas	
Partes adyacentes al centro, con menos densidad de viviendas, pero con calles y aceras pavimentadas	0,60 - 0,70
Edificaciones con pocas superficies libres	
Partes residenciales con construcciones cerradas y calles pavimentadas	0,50 - 0,60
Edificaciones con muchas superficies libres	
Partes residenciales con calles con macadam o pavimentadas	0,25 - 0,50
Suburbios con alguna edificación	
Partes de periferia urbana y suburbios con pequeña densidad de construcción	0,10 - 0,25
Bosques, parques y campos deportivos	
Partes rurales, áreas verdes, superficies arborizadas, parques con jardines, campos deportivos sin pavimentación	0,05 - 0,20

Tabla 19

Valores del coeficiente de escurrimiento propuestos por Colorado Highway Department

Características de la cuenca	C (%)
Superficies impermeables	90 - 95
Terreno estéril montañoso	80 - 90
Terreno estéril ondulado	60 - 80

Características de la cuenca	C (%)
Terreno estéril plano	50 - 70
Prados, campiñas, terreno ondulado	40 - 65
Bosques caducifolios, follaje caducifolio	35 - 60
Bosques coníferos, follaje permanente	25 - 50
Huertos	15 - 40
Terrenos cultivados en zonas altas	15 - 40
Terrenos cultivados en valles	10 - 30

Tabla 20

Valores de C recomendados por el Soil Conservation Service (1972)

Pendiente (%)	Suelos arenosos	Suelos francos	Suelos arcillosos
	Bosques		
0 - 5	0,10	0,30	0,40
5 - 10	0,25	0,35	0,50
10 - 30	0,30	0,50	0,60
	Pastizales		
0 - 5	0,10	0,30	0,40
5 - 10	0,15	0,35	0,55
10 - 30	0,20	0,40	0,60
	Tierras cultivadas		
0 - 5	0,30	0,50	0,60
5 - 10	0,40	0,60	0,70
10 - 30	0,50	0,70	0,80

Método Basado en el Racional – Método Racional Modificado

Con el objetivo de mejorar la estimación del caudal máximo de escurrimiento superficial en cuencas hidrográficas estudiadas en el Sur del estado de Minas Gerais-Brasil, Euclides (1987) introdujo el coeficiente de retardo en la ecuación relacionada al Método Racional, de tal manera que el caudal máximo de escurrimiento superficial se obtiene por medio de la ecuación:

$$Q_{max} = \frac{C_{im}A}{360} \varphi \quad (26)$$

donde φ es el coeficiente de retardo, adimensional.

El coeficiente de retardo pretende corregir el hecho que el escurrimiento superficial sufra retardo con respecto al inicio de la precipitación. Si ese hecho fuera considerado en el Método Racional, se escogería una lluvia más larga y, en consecuencia, con intensidad más baja. Con la aplicación del coeficiente de retardo, que varía entre 0 y 1, se busca una compensación para este efecto, que no es considerado en el Método Racional.

En el trabajo realizado por Euclides y Piccolo (citados por EUCLYDES, 1987), en el Sur del estado de Minas Gerais-Brasil, más precisamente en la microrregión del denominado circuito de las aguas, se ajustó una ecuación (con coeficiente de correlación igual a 0,70) que posibilita estimar el valor de ϕ en función del área de la cuenca.

$$\phi = 0,278 - 0,00034S \quad (27)$$

donde S es el área de la cuenca (km^2).

Aplicando datos colectados para diversas cuencas hidrográficas en la Ecuación 27, Euclides (1987) obtuvo los valores que se presentan en la Tabla 21.

Sin embargo, la aplicación del método a otras regiones debe realizarse con cautela y, siempre que sea posible, seguida de la evaluación de su desempeño. Euclides (1987) también recomienda que el tiempo de concentración se determine por medio de la ecuación de Giandotti (Ecuación 11). Por ello, al no considerar el efecto de los diversos factores que influyen en el escurrimiento superficial, el Método Racional Modificado debe acompañarse de un ajuste a las condiciones de la cuenca antes de ser aplicado.

Tabla 21

Valores del coeficiente de retardo ϕ en relación al área de la cuenca

Área de la cuenca (km^2)	ϕ
10 - 30	0,27
30 - 60	0,26
60 - 90	0,25
90 - 120	0,24
120 - 150	0,23

3.4.4 Altura de la presa

La altura de una presa es la distancia vertical entre la superficie del terreno que recibe a la presa y la superficie del agua en el reservorio, como resultado del evento en el que se presente el caudal máximo de diseño en el rebosadero, incrementada por un borde libre u holgura. La altura de la presa debe ser suficiente para proporcionar la acumulación del volumen de agua necesario para los diversos usos para los cuales se concibe el reservorio.

Altura total

La altura total de una presa de tierra (H) depende de la altura de la lámina de agua represada junto a la presa, denominada altura normal (H_n); de la altura máxima de la lámina de agua que atraviesa el rebosadero (H_e), debido a las crecientes máximas; y del borde libre (f), que representa la diferencia de nivel entre la lámina máxima de creciente y la cresta de la presa (c) (Figura 12). La determinación de la altura total debe obtenerse por medio de la ecuación:

$$H = H_n + H_e + f \quad (28)$$

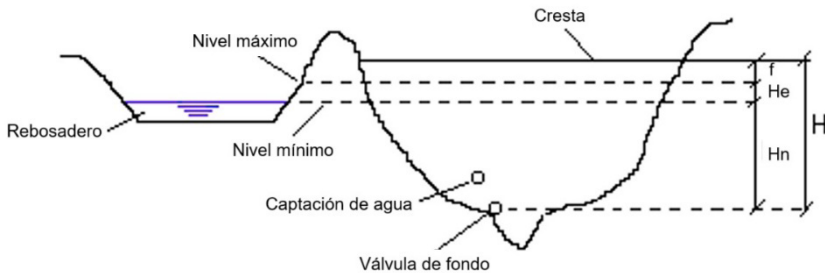


Figura 12 - Perfil longitudinal de una presa.

Los Materiales utilizados en los rellenos quedarán sujetos a la consolidación bajo la acción del peso del material que se le sobrepone. Dicha consolidación es el resultado de la reducción de la porosidad (índice de vacíos), que es acompañada de compresión o expulsión del aire y del agua de los poros. Al tratarse de gravas gruesas, los poros son lo suficientemente grandes para permitir el rápido escurrimiento del agua y del aire inclusive antes de terminar la construcción del relleno. Sin embargo, en suelos

de granulometría fina, la consolidación no se presenta tan rápidamente y puede ser necesario brindarle una mayor altura al relleno para que, después de la consolidación, quede con la altura deseada. La altura extra para compensar la consolidación puede determinarse por medio de ensayos de laboratorio (ensayo Proctor), por observación del asentamiento del relleno durante la construcción o por uso de valores prácticos, como los de 2 a 5% de la altura total de la presa.

La altura total de la presa generalmente alcanza la misma altura de las márgenes de la garganta donde se asienta el relleno. Esa práctica pretende, por regla general, facilitar el tránsito sobre la presa. La altura de la presa también puede, como fue discutido, ser limitada por obras situadas aguas arriba de ella, como carreteras, molinos, puentes, límites de propiedades, etc.

Altura normal

La altura normal de agua en un reservorio (H_n) se refiere a la altura hasta donde el agua alcanza a llegar en condiciones normales de caudal del curso de agua. La altura normal debe ser tal que proporcione el almacenamiento suficiente de agua para satisfacer las necesidades momentáneas de uso.

Profundidad máxima del agua en el rebosadero

La altura de la lámina de agua a ser evacuada en momentos de máxima creciente (H_e) debe oscilar, preferiblemente, entre 1,0 y 1,5 m. Alturas menores podrían incrementar los riesgos en caso que se presenten caudales con valores por encima de los esperados. Alturas mayores están asociadas a grandes láminas de descarga, lo que puede generar riesgos de erosión en el fondo del rebosadero, en caso que no se disponga de protección en el fondo y las paredes laterales.

Borde libre

Se sabe que buena parte de las fallas de presas de tierra, cerca del 40%, fue resultado del desbordamiento de caudales de creciente por encima de la cresta de la presa, debido a la insuficiencia de borde libre o a la falta de capacidad de los rebosaderos. Como debe evitarse el paso del agua por encima de una presa, la cota de la cresta deberá situarse por encima del nivel de agua

máximo previsto en el reservorio. Dicha holgura de altura (f), conocida como “borde libre”, debe ser de aproximadamente 30% de la altura máxima de la presa y su dimensión mínima, de 0,5 a 1,00 m en pequeñas presas de tierra. Algunos autores vinculan la holgura a la altura total de la presa, indicando bordes libres de 0,75 a 1,25 m en presas de hasta 6 m y de 0,85 m a 1,35 m para el caso de presas de 6 a 9 m, dependiendo de la longitud del espejo de agua en la época de las crecientes (longitud máxima para prevenir el efecto de las olas).

Particularmente, para las condiciones brasileras se ha adoptado, en la práctica, un borde libre de 1,0 a 1,5 m. Esa tolerancia se basa en el efecto de un viento de velocidad máxima soplando en el sentido de la mayor dimensión del reservorio en dirección a la presa. En presas de gran tamaño se adoptan de 2,0 a 3,0 m de borde libre.

Para el caso de grandes reservorios, se hace importante considerar la altura de las olas formadas como resultado de lluvias y vientos fuertes. La altura estimada de las olas debe ser sumada a la del borde libre adoptado. Para estimar la altura de las olas se ha utilizado comúnmente la siguiente ecuación:

$$h = 0,36 L^{1/2} + 0,76 - 0,27 L^{1/4} \quad (29)$$

donde h es la altura de la ola (m); y L , la mayor dimensión del espejo de agua a partir de la presa (km).

Ejemplo 3

Determinar la altura total de la presa, considerando los siguientes datos:

- el nivel normal de la represa alcanza la curva S_6 ;
- la diferencia de alturas entre dos curvas de nivel sucesivas es de 1,0 m;
- la altura de la lámina de agua dentro del rebosadero cubierto con césped es, como máximo, de 1,5 m; y
- el borde libre es de 1,0 m.

Nota

- La diferencia de nivel entre el lecho del riachuelo y la curva S_0 será despreciada en este cálculo.

- A partir de la curva S_0 , son seis los intervalos hasta la curva S_6 .

Solución

$$H = H_n + H_e + f$$

$$H = 6 \times 1,0 + 1,5 + 1,0$$

$$H = 8,50 \text{ m}$$

3.4.5 Perfil de la presa

Ancho de la cresta

El ancho de la cima de la presa, más conocido como ancho de la cresta, está condicionado a la estabilidad y altura de la presa, a la permeabilidad del relleno y al tipo de tránsito al que se destinará.

El ancho de la cresta de una presa de tierra debe ser suficiente para hacer que la línea freática; es decir, la línea divisoria entre el medio saturado y el no saturado se mantenga dentro del macizo de la presa cuando el reservorio se encuentre lleno. El ancho de la cresta también debe ser suficiente para resistir a los impactos resultado del choque de las olas.

Cuanto mayor sea el ancho de la cresta, mayor será el volumen del relleno, mayor será la estabilidad de la presa y menor la posibilidad de infiltración del agua. Para el caso de presas de tierra, el ancho de la cresta no debe ser menor a 3 m siempre y cuando no sea prevea su utilización como vía vehicular. En caso que esté previsto el tránsito de vehículos sobre la cresta, la dimensión deberá variar entre 4 y 6 m.

Ante la inexistencia de factores como tránsito pesado y ciertas condiciones locales, que condicionan el ancho de la cresta, se pueden adoptar los valores determinados por cálculo, utilizando la ecuación de Preece:

$$c = 1,1 H^{1/2} + 0,9 \quad (30)$$

donde **c** es el ancho de la cresta (m); y **H**, la altura de la presa (m);

o por medio de la ecuación propuesta por el U.S. Bureau of Reclamation:

$$c = H/5 + 3 \quad (31)$$

Inclinación de los taludes

Antes del inicio de la construcción de la presa, es necesario que se establezca el grado de inclinación que se proporcionará a los taludes de aguas arriba y aguas abajo del macizo de tierra. La mínima inclinación de los taludes estará condicionada por el ángulo de reposo del material. Taludes con pendientes muy pronunciadas podrán quedar inestables, lo que compromete la seguridad de la obra o inclusive podría propiciar su rompimiento. Además de ello, se debe considerar que el talud de aguas arriba deba ser menos inclinado que el de aguas abajo, para propiciar mayor estabilidad al relleno, debido a la disminución de la componente horizontal de la fuerza del agua, que tiende a empujar a la presa. Además de la mayor seguridad, un talud de aguas arriba menos inclinado contribuye a que haya menor infiltración del agua a través del relleno.

La inclinación del talud de la presa puede expresarse por medio del ángulo que la línea de dicho talud forma con la horizontal o por medio de la relación entre la proyección horizontal y la vertical ($z: 1$), lo que indica cuántas veces la proyección horizontal del talud es mayor que su proyección vertical (Figura 13).

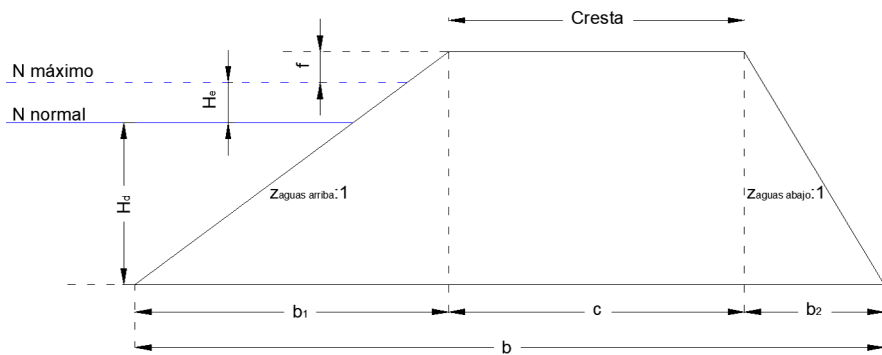


Figura 13 - Perfil transversal de la presa.

La inclinación del talud depende del tipo de material utilizado en el cuerpo de la presa y de la altura de la misma. Algunos autores recomiendan inclinaciones entre 2,5:1 y 3:1 para los taludes de aguas arriba y de 2:1 para los taludes de aguas debajo de la presa, sin importar la altura de la presa.

Otros consideran que la inclinación del talud deberá estar condicionada a la altura de la presa, tal como se presenta en la Tabla 22.

Tabla 22
Inclinación de los taludes (z:1), de acuerdo con la altura y el material utilizado en el cuerpo de la presa

Material del cuerpo de la presa	Talud	Altura de la presa	
		Hasta 5 m	De 5,1 a 10,0 m
Suelos arcillosos	Aguas arriba	2,00:1	2,75:1
	Aguas abajo	1,75:1	2,25:1
Solos areno-limosos/arcillosos	Aguas arriba	2,25:1	3,00:1
	Aguas abajo	2,00:1	2,25:1
General	Aguas arriba	2,5:1	
	Aguas abajo	2,0:1	

También se puede adoptar más de una inclinación para el mismo talud, teniendo en cuenta que las menores inclinaciones permanecerán en su parte inferior.

Los taludes de una presa de tierra requieren protección contra la acción de las olas, del escurrimiento superficial y de animales excavadores. El efecto de la acción de las olas puede ser eliminado o reducido, colocando piedra o enrocado, placas de bloques de concreto o colchones de fibra en el talud de aguas arriba; dicha protección se deberá extender desde la cresta de la presa hasta 1,5 m por debajo del más bajo nivel de agua esperado para el reservorio.

Ancho de la base de la sección transversal de la presa (b)

El ancho de la base de la sección transversal de la presa, en metros, se calcula por medio de la siguiente fórmula:

$$b = c + (z_m + z_j) H \quad (32)$$

donde **c** es el ancho de la cresta de la presa (m); **z_m**, la proyección horizontal en el talud de aguas arriba; **z_j**, la proyección horizontal en el talud de aguas abajo; y **H**, la altura de la presa (m).

Ejemplo 4

Dimensionar una presa de tierra, considerando los siguientes datos:

- altura total de la presa = 8,50 m;
- talud de aguas arriba = 2,5:1 y talud de aguas abajo = 2:1; y
- ancho de la cresta, de acuerdo con la ecuación de Preece.

Solución

$$b = c + (z_m + z_j) H$$

$$c = 1,1H^{1/2} + 0,9; \text{ por lo tanto, } c = 1,1 \times 8,5^{1/2} + 0,9 = 4,1 \text{ m}$$

$$\text{Entonces, } b = 4,1 + (2,5 + 2,0) \times 8,5 = 42,35 \text{ m}$$

Una forma práctica de verificar si el dimensionamiento de la base de la presa es razonable es trazar la línea de saturación dentro del macizo. El trazado simplificado de la línea de saturación al interior del macizo de la presa, partiendo desde la superficie del agua en el reservorio, debe realizarse considerando la pendiente de dicha línea, de acuerdo con el tipo de material utilizado en la construcción del macizo de tierra (Tabla 23).

Tabla 23

Pendiente de la línea de saturación de diferentes materiales utilizados en la construcción de macizos de presas

Tipo de material	Pendiente (z:1)
Arcilloso	4:1
Limoso	6:1
Arenoso	8 o 10:1

Cuanto más compactado se encuentre el suelo del relleno, menor será la proyección horizontal de la línea.

En el caso en que la línea de saturación, dentro del macizo, “se sumerja” en la cimentación cercana a la mitad del tercio posterior de la base, se tendrá una condición de seguridad considerada óptima; en caso que ese “sumergirse” se presente antes de la mitad de dicho tercio, se puede deducir que el ancho de la base de la presa es mayor que el necesario.

Si la línea de saturación sobrepasa el talud de aguas abajo, se debe aumentar el ancho de la base de la presa o considerar la colocación de capas de material filtrante en el cuarto final del macizo en el talud de aguas abajo. El mayor peligro en un talud es la percolación de agua por fuera de control técnico. La percolación solamente puede ser permitida cuando no provoca el arrastre de partículas. Cuando se presenta el arrastre de material, se deberá colocar, junto al talud de aguas abajo, un filtro o un dren.

3.4.6 Obras accesorias

Las obras accesorias en una presa tienen tres principales finalidades: eliminación del exceso de agua, utilizando el rebosadero; eliminación del material sedimentado y vaciado del reservorio, utilizando el desarenador; e instalación hidráulica para captación y transporte de agua.

Rebosadero

El agua de exceso que llega a los azudes y represas puede provenir de dos fuentes: caudal normal, que ocurre después del llenado del reservorio, para dar paso al agua de ríos o riachuelos perenes, y caudal de crecientes. El exceso de agua debido a los caudales normal y de creciente debe ser eliminado por medio del rebosadero, también denominado vertedero de superficie, vertedero de excesos, ladrón etc.

Las dimensiones y las formas del rebosadero son muy diversas, se puede adaptar desde tubos hasta pequeños canales. Sin embargo, en cualquier situación, dicho rebosadero debe ser dimensionado para permitir el paso del caudal máximo de creciente, sin desbordarse y sin permitir que el agua vierta sobre la presa, lo que comprometería fatalmente su seguridad.

La principal causa de rompimiento de presas ha sido el subdimensionamiento de rebosaderos.

Tipos de rebosaderos

Existen tres soluciones básicas para la evacuación del exceso de agua afluente de azudes o de represas:

- Rebose por medio de canal lateral
 - canal de excesos con pendiente; y
 - canal de excesos plano, que contiene el vertedero y escalera de disipación.
- Rebose sobre el cuerpo de la presa
- Rebose por medio de dispositivos especiales
 - a. Evacuación de excesos por medio de canal lateral

En este caso, el rebosadero debe ser construido por fuera del relleno, en terreno firme existente en las zonas laterales, con el fondo situado en una cota más elevada en relación al lecho natural del río (Figura 14).

Se debe considerar, desde el principio, la posibilidad de utilizar un canal lateral para evacuación de excesos sin revestimiento; sin embargo, en caso que eso no sea posible, es necesario estudiar la protección contra la erosión del fondo y los taludes laterales.

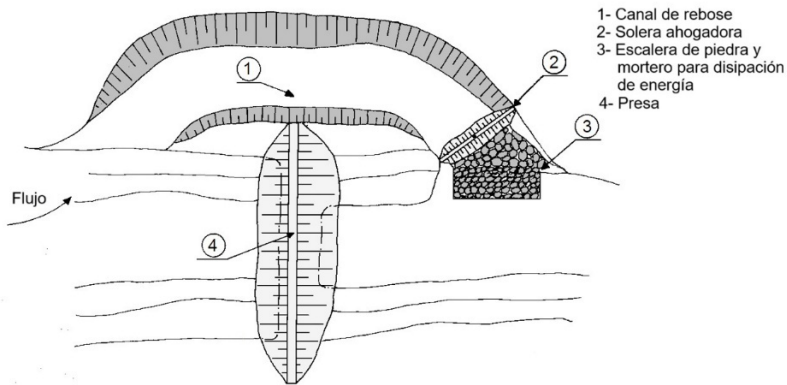


Figura 14 - Canal lateral de rebose con ancho adecuado: canal rebosadero (1), solera ahogadora (2), escalera de piedra con mortero para disipación de energía (3), presa (4).

El dimensionamiento del rebosadero en canal lateral deberá hacerse considerando dos parámetros básicos:

- Descarga máxima prevista de desbordamiento, o caudal máximo de creciente ($Q_{\max}$) – el rebosadero deberá dimensionarse para el paso de una creciente, con periodo de retorno estimado de acuerdo con los riesgos que representa para la población y el valor de la obra.
- Características del material natural en el lugar donde se pretende construir el canal para evacuación de excesos.

El dimensionamiento del rebosadero puede hacerse mediante canales de pendiente moderada o por medio de canales sin inclinación, seguidos de vertedero y escaleras de disipación.

- Evacuación de excesos en canal lateral con pendiente

El canal lateral con pendiente moderada debe instalarse en las regiones laterales de la “garganta”, de tal modo que pueda conducir el agua excedente hasta el encuentro con el curso de agua más abajo. En este caso, o rebosadero se dimensiona como un canal común, y para ello se puede usar ecuaciones como la de Manning:

$$v = \frac{R_h^{2/3} \cdot I^{1/2}}{n} \quad (33)$$

donde v es la velocidad del agua en el canal (m/s); R_h , el radio hidráulico (m); I , la pendiente del canal (m/m); y n , el coeficiente de rugosidad de Manning ($s/m^{1/3}$).

Además, $R_h = A/P$

donde A es el área mojada (m^2); y P , el perímetro mojado (m).

Como Q es igual al producto entre el área (A) y la velocidad (v), se tiene que $Q = A \cdot v$ y, para el caso de canales rectangulares,

$$A = L h_{\max} \text{ y } R_h = L h_{\max} / (2h_{\max} + L)$$

Por lo tanto,

$$Q_{\max} = \frac{(L^{5/3} \cdot h_{\max}^{5/3} \cdot I^{1/2})}{[n \cdot (2h_{\max} + L)^{2/3}]} \quad (34)$$

donde L es el ancho del canal (m).

El coeficiente de rugosidad de Manning depende de la naturaleza de las paredes del canal (Tabla 24).

Tabla 24
Valores de n para uso en la fórmula de Manning

Naturaleza de la pared	Condiciones de las paredes			
	Muy buenas	Buenas	Regulares	Malas
Canales de tierra, rectilíneos y uniformes	0,017	0,020	0,0225	0,025
Canales abiertos en roca, lisos y uniformes	0,025	0,030	0,033	0,035
Canales curvilíneos y con lama	0,0225	0,025	0,0275	0,030
Canales con lecho pedregoso y vegetación en los taludes	0,025	0,030	0,035	0,040
Canales con fondo de tierra y taludes empedrados	0,028	0,030	0,033	0,035

Disponiendo el valor de $Q_{\max}$, se fija el valor de $h_{\max}$, y con base en el coeficiente de rugosidad de Manning (Tabla 24) y a partir de los valores de pendiente más adecuados para el tipo de material que reviste el fondo y las paredes del canal (Tabla 25), se puede calcular L .

- Evacuación de excesos mediante canal lateral asociado a vertedero y escalera de disipación

El otro método de dimensionamiento del canal lateral sigue la recomendación del Manual de la empresa Centrais Elétricas Brasileiras S.A. “Eletrobras” (1984). En este caso, el canal de excesos debe ser construido sin inclinación, y estará constituido de un vertedero y una escalera de disipación de la energía del agua.

El vertedero y la escalera de disipación de energía son necesarios para la protección del lugar de restitución de las aguas vertidas hacia el río. Dicha protección debe realizarse por medio de una solera que genere descarga ahogada al final del canal, seguida de una escalera de disipación de energía construida en mampostería de piedra con mortero (Figura 15).

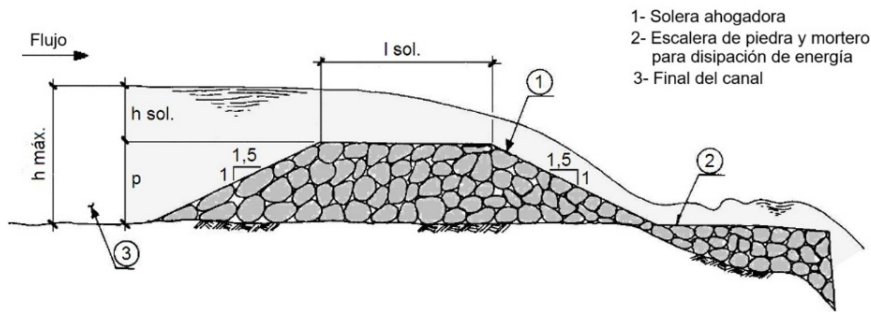


Figura 15 - Solera para flujo ahogado y escalera de disipación de energía a construir junto al canal de rebose lateral.

La máxima lámina de agua a verter sobre la solera puede calcularse por medio de la siguiente ecuación:

$$h_{\text{sol}} = (Q_{\text{max}}/1,71 b)^{2/3} \quad (35)$$

donde h_{sol} es la altura del agua sobre la solera (m); Q_{max} , el caudal máximo (m^3/s); y b , el ancho del vertedero (m).

La altura de la solera (p), en metros, puede calcularse así:

$$p = h_{\text{max}} - h_{\text{sol}} \quad (36)$$

Debe adoptarse para p un valor mínimo de 0,5 m.

La longitud de la solera (Figura 15) puede estimarse por medio de la expresión:

$$l_{\text{sol}} = 2,5 h_{\text{sol}}$$

donde l_{sol} es el espesor de la pared del vertedero (m).

La solera ahogadora debe construirse con piedras sueltas, para que sea permeable al agua. El material para la construcción de la solera debe ser determinado considerando la velocidad media del flujo sobre ella.

$$v_{\text{sol}} = Q_{\text{max}}/h_{\text{sol}} b \quad (37)$$

donde v_{sol} es la velocidad media de flujo del agua (m/s) sobre la pared de la solera, considerando los valores presentados en las Tabla 26, 27 y 28.

Como la cota de fondo del canal de rebose corresponde al nivel de agua normal del reservorio se hace necesario el dimensionamiento de una escalera de disipación de energía (Figura 16) para la protección del lugar donde se entregan las aguas vertidas hacia el río. Se recomienda que la longitud de cada peldaño sea, como mínimo, el doble de su altura. Dicha protección debe acompañar la topografía del terreno natural.

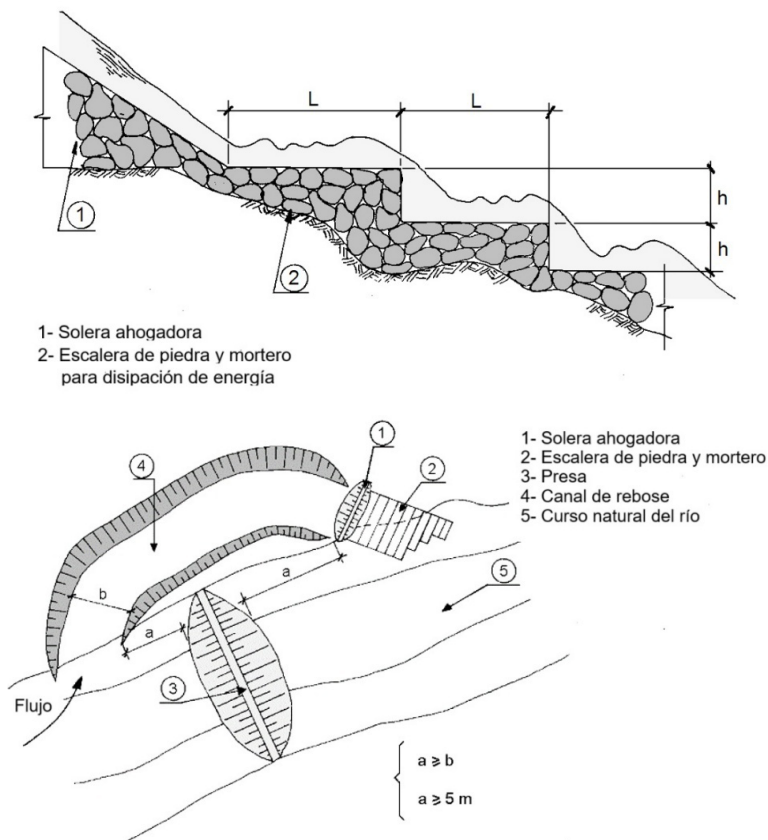


Figura 16 - Escalera de disipación de energía.

La escalera deberá tener, como mínimo, el mismo ancho del canal de excesos y debe servir como medio de protección del talud del margen del curso de agua contra la erosión. Los peldaños de la escalera deben ser construidos en mampostería de piedra con mortero, y se puede contemplar el uso de gaviones.

El canal rebosadero de sección trapezoidal deberá dimensionarse con base en el tipo y en las condiciones del material con el cual fue construido o recubierto, en el ancho determinado para el vertedero y para el caudal que deberá transportar. Dependiendo del material y de sus condiciones, se puede tener diferentes recomendaciones de taludes a utilizar (Tabla 24) y velocidades de flujo del agua (Tablas 26, 27 y 28), para que no se presenten problemas de derrumbes o erosión del lecho del canal.

La velocidad máxima de escurrimiento del agua en el canal de rebose trapezoidal puede obtenerse por medio de la ecuación:

$$v_{\max} = Q_{\max} / (h_{\max} b + z h_{\max}^2) \quad (38)$$

Las bocas de entrada y salida del canal deberán estar situadas a una distancia igual a su ancho o de, por lo menos, 5 m del macizo de la presa.

Tabla 25

Pendiente de los taludes de acuerdo con la estabilidad de canales

Naturaleza de los taludes	Pendiente (z:1)
Roca dura, mampostería común, concreto	0:1 a 0,5:1
Roca fisurada, mampostería de piedra seca	0,50:1
Arcilla dura	0,75:1
Aluviones compactos	1,00:1
Grava gruesa	1,50:1
Enrocado, tierra, arena gruesa	2,00:1
Tierra alterada, arena normal	3,00:1

Tabla 26

Velocidades máximas admisibles en canales con lámina de agua de 1 m

Material del lecho del canal	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)
Lodo	0,005 a 0,05	0,15 a 0,20
Arena fina	0,05 a 0,25	0,20 a 0,30
Arena media	0,25 a 1,00	0,30 a 0,55
Arena gruesa	1,00 a 2,50	0,55 a 0,65
Gravilla fina	2,50 a 5,00	0,65 a 0,80

Material del lecho del canal	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)
Gravilla media	5,00 a 10,00	0,80 a 1,00
Gravilla gruesa	10,00 a 15,00	1,00 a 1,20
Grava fina	15,00 a 25,00	1,20 a 1,40
Grava media	25,00 a 40,00	1,40 a 1,80
Grava gruesa	40,00 a 75,00	1,80 a 2,40
Piedra fina	75,00 a 100,00	2,40 a 2,70
Piedra media	100,00 a 150,00	2,70 a 3,50
Piedra gruesa	150,00 a 200,00	3,50 a 3,90
Piedra grande (bloque)	200,00 a 300,00	3,90 a 4,50

Nota: Al menor diámetro de la franja de valores que caracteriza el material corresponde el menor valor del rango de velocidades.

Tabla 27
Velocidades máximas admisibles (m/s) en materiales cohesivos

Material	Grado de compactación			
	Muy poco compactado	Poco compactado	Compactado	Muy compactado
Arcilla arenosa (arena < 50%)	0,45	0,90	1,30	1,60
Suelos arcillosos	0,40	0,85	1,25	1,70
Arcillas	0,35	0,80	1,20	1,65
Arcillas muy finas	0,32	0,70	1,05	1,35

Nota: En canales con lámina diferente de 1 m, se debe hacer corrección de las velocidades máximas admisibles (Tabla 25).

Tabla 28
Factor de corrección (Fc) en láminas de agua diferentes de 1,0 m

Lámina media (m)	0,3	0,5	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
Fc	0,8	0,9	0,95	1,0	1,1	1,1	1,2	1,2

Se puede utilizar la siguiente secuencia básica de cálculo para el dimensionamiento del canal de rebose de sección trapezoidal:

- Fijar como cota de fondo del canal de rebose la del N.A. normal del reservorio.

- A partir de las características del terreno natural en el local donde se pretende construir el canal para evacuación de excesos, fijar una inclinación de los taludes que garantice la estabilidad de las márgenes, atendiendo a los valores presentados en la Tabla 25.
- Fijar la lámina de agua máxima a ser vertida sobre la solera del vertedero (valores entre 1,0 y 1,5 m).
- Calcular la longitud de la cresta del vertedero que, a su vez, será idéntica a la del canal de rebose.
- Calcular la altura máxima del agua en el canal de rebose, considerando que la solera del vertedero debe estar como mínimo a 0,5 m del fondo del canal.
- Calcular la velocidad máxima admisible en el canal de rebose y verificar si el valor no supera los máximos admisibles a partir de las características del material natural formador del lecho (Tablas 26, 27 y 28).
- Escoger el material que irá a recubrir el vertedero (Tabla 26), con base en la velocidad de escurrimiento calculada, de tal manera que minimice la erosión de su lecho y de las paredes laterales.
- Verificar la viabilidad de la ejecución del canal de rebose con el ancho calculado. En caso que sea demasiado grande o las condiciones topográficas y geológicas no sean favorable para la ejecución del canal con dicho ancho, se debe intentar el incremento en la lámina máxima de agua a evacuar en el canal de rebose. Se recomienda alterar h_{max} hasta un valor de 2 m.

b. Rebose sobre el propio cuerpo de la presa

Pese a que no sea recomendable, en caso que sea necesario, se puede hacer que el caudal de creciente fluya por medio de vertederos de pared gruesa, localizados sobre el macizo de tierra (Figura 17). En ese caso, el lecho y las paredes laterales del vertedero deben ser de mampostería o concreto.

El reboseadero deberá dimensionarse como un vertedero de pared gruesa, cuya ecuación para cálculo de vertederos rectangulares, sin contracciones laterales, es

$$L = Q_{\max} / (1,71 h_{\max}^{3/2}) \quad (39)$$

donde **L** es el ancho de la solera o del vertedero (m); **Q_{max}**, el caudal máximo (m³/s); y **h_{max}**, la altura máxima de la lámina de agua deseada en el reboseadero (m).

En la determinación del ancho del reboseadero, el caudal Q utilizado en los cálculos será el de creciente. Como L y h_{max} son desconocidos, se deberá adoptar un valor de h_{max}, que, tal como fue comentado, deberá estar entre 1,0 y 1,5 m.

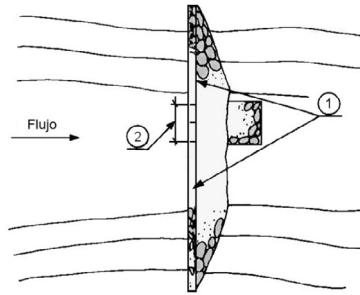


Figura 17 - Alternativa de rebose sobre el cuerpo de la presa: tramos no sumergibles (1) y tramo del vertedero (2).

c. Evacuación de excesos por dispositivos especiales

La evacuación del caudal de excesos se puede hacer por medio de dispositivos específicamente diseñados para tal fin. Entre ellos se encuentran los vertederos de pozo, también conocidos en algunos países como tulipanes, que se deben localizar en el medio del tanque, y que pueden proporcionar la captación y la conducción del exceso de agua a través del macizo de la presa, por medio de tubería propia o por conexión a la tubería del desarenador. Sin embargo, solamente en obras de mayor complejidad y responsabilidad técnica, se deben utilizar dichos dispositivos para propiciar el flujo de los caudales de creciente.

El rebosadero de pozo (Figura 18) puede dimensionarse usando la siguiente ecuación:

$$Q = 1,55 l h_1^{1,42} \quad (40)$$

donde l es el perímetro del círculo mayor (πd); y h_1 , la diferencia de nivel entre la lámina de agua y la superficie de entrada del tulipán (m).

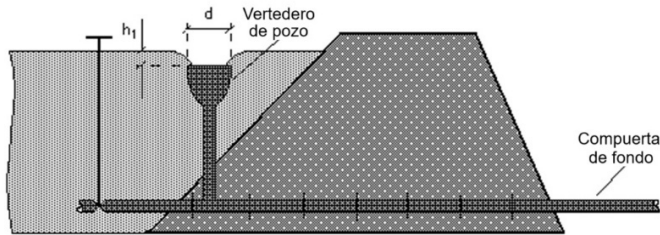


Figura 18 - Esquema de un vertedero de pozo o "tulipán".

Ejemplo 5

Calcular las dimensiones de un rebosadero lateral, constituido por vertedero y escalera de disipación, considerando los siguientes datos:

- $Q_{\max} = 20 \text{ m}^3/\text{s}$; y
- material del local: suelo muy compactado, con gran cantidad de arcilla.

Solución

Determinación de la geometría del canal: consultando la Tabla 25, se puede fijar $z = 0,75$.

Adoptando una altura de 1,0 m para la solera del vertedero (h_{sol} debe estar entre 1,0 y 1,5 m), se puede calcular el ancho del vertedero:

$$b = (Q_{\max} / (1,71 h_{\text{sol}}^{3/2})) = (20 / 1,71 \times 1,0^{3/2})$$

$$b = 11,70 \text{ m}$$

Como la solera del vertedero debe estar localizada a, al menos, 0,5 m del fondo del canal de evacuación de excesos, se obtiene el valor de la altura máxima del agua en el canal ($h_{\max}$):

$$h_{\max} = p + h_{\text{sol}} = 0,50 + 1,0 = 1,5 \text{ m}$$

La longitud de la solera se determina de la siguiente manera:

$$l_{\text{sol}} = 2,5 h_{\text{sol}} = 2,5 \times 1,0 = 2,5 \text{ m}$$

La velocidad máxima que alcanzará el agua en el canal de rebose será:

$$v_{\max} = Q_{\max} / [(b + z h_{\max}) h_{\max}]$$

$$v_{\max} = 20 / (11,70 \times 1,5 + 0,75 \times 1,5^2) = 1,04 \text{ m/s}$$

Al comparar el valor encontrado con el de la velocidad máxima admisible en el canal de rebose, de acuerdo con el tipo de material del que está constituido (Tabla 26), y corrigiendo el valor encontrado debido a la variación de la lámina máxima a evacuar (Tabla 28), se verifica que la velocidad obtenida está por debajo del máximo valor recomendable ($1,7 \times 1,1 = 1,87 \text{ m/s}$), lo que indica que el dimensionamiento del canal es técnicamente correcto.

Si la velocidad del agua en el canal estuviese por encima de la máxima admisible, se podría aumentar el valor de la altura de la solera del vertedero (p), lo que proporcionaría la reducción de la velocidad de flujo en el canal sin que pese a ello se altere el resto del dimensionamiento.

En una situación en la que el valor encontrado del ancho del canal de rebose y del vertedero tuviese que ser disminuido, se deberá aumentar la altura de la lámina del agua sobre la solera del vertedero (h_{sol}). En el ejemplo anterior, en caso que el valor de h_{sol} pasara a ser de 1,5 m, el ancho del canal de rebosa pasaría a ser:

$$b = 20 / (1,71 \times 1,5^{3/2}) = 6,4 \text{ m}$$

la altura máxima del agua en el canal sería:

$$h_{\max} = 0,5 + 1,5 = 2,0 \text{ m}$$

y la velocidad máxima de flujo sería:

$$v_{\max} = 20 / (6,4 \times 2 + 0,75 \times 2^2) = 1,27 \text{ m/s}$$

valor que también está por debajo del máximo valor recomendable.

Compuertas de fondo

Para eliminar los depósitos del fondo y/o para realizar el vaciado del reservorio, además de aliviar, cuando sea necesario, la presa debido a crecientes, se usa una compuerta de fondo, también conocida como desarenador o descargador de fondo etc., cuyas dimensiones van a depender del tiempo que se desea gastar en el vaciado o en la eliminación del material depositado en el fondo.

Para posibilitar el vaciado de los reservorios se deberá construir estructuras con válvulas que permitan el paso del agua almacenada hacia las tuberías que la conducirán, por gravedad, hacia el curso de agua aguas debajo de la presa. Las estructuras para control del caudal en el desarenador son las torres y los monjes.

Un monje es una construcción vertical, cuya sección horizontal tiene la forma de U abierta en la dirección aguas arriba y de una canalización que atraviesa la presa hasta aguas abajo. Dicho tipo de estructura de control de nivel del agua ha sido muy utilizado para el vaciado de estanques para piscicultura y, en pequeñas presas de tierra, puede ser usado en lugar del desarenador tradicional.

Para el dimensionamiento de los monjes previamente se debe dimensionar la tubería de conducción del agua por gravedad.

La galería para el desarenador también puede ser construida en el propio cuerpo de la presa cuando sea elaborada en mampostería; sin embargo, para el caso de presas de tierra, se deben usar tubos impermeables y que resistan a la presión del relleno.

El caudal en la tubería deberá calcularse de acuerdo con el tiempo en que se pretende evacuar el agua del reservorio. Se determina dividiendo el volumen acumulado por encima del desarenador entre el tiempo de vaciado, en segundos, y adicionando el caudal normal del río que abastece al reservorio.

$$Q = V_{ac}/t + Q_n \quad (41)$$

donde V_{ac} es el volumen acumulado por encima de la compuerta de fondo (m^3); t , el tiempo (s); y Q_n , el caudal normal (m^3/s).

El diámetro del conducto de descarga, que trabajará como conducto forzado, puede ser calculado por una de las fórmulas de pérdida de carga, de acuerdo con el tiempo en que se pretende vaciar la presa. La ecuación de Hazen-Williams ha sido bastante utilizada para este fin:

$$D_t = [10,641 Q^{1,85}/(C^{1,85} J)]^{1/4,87} \quad (42)$$

donde **D** es el diámetro de la compuerta de fondo (m); **Q**, el caudal que fluirá (m³/s); **C**, el coeficiente de Hazen-Williams (Tabla 29); y **J**, la pérdida de carga unitaria (m/m).

Tabla 29

Valores de C de algunos materiales utilizados en tuberías, para uso en la ecuación de Hazen-Williams

Material	Valor
Fibrocemento	140
Concreto (buen acabado)	130
Concreto (acabado común)	120
Hierro fundido nuevo	130
Hierro fundido usado	90
Concreto con juntas herméticas	110
Ladrillos con buen acabado	100
Plástico	140

Como el vaciado del reservorio se realiza bajo carga variable; es decir, que la altura (carga) de agua dentro del reservorio va disminuyendo con su vaciado, el flujo será del tipo no permanente. Con el fin de simplificar los cálculos se usa una carga media, que es igual a la altura de la lámina de agua por encima de la compuerta de fondo (H_n) dividida entre dos. Por lo tanto, para determinar la pérdida de carga unitaria en la tubería de la compuerta, se divide la carga media entre la longitud de dicha tubería. Generalmente se adopta como longitud de la compuerta la propia longitud de la base de la presa (b), de esa manera, la pérdida de carga unitaria (J) se la podrá obtener mediante la expresión:

$$J = H_n/(2 b)$$

La compuerta de fondo es la primera estructura a construir en el momento de la implementación del proyecto, ya que, después de su construcción, el curso de agua será desviado hacia su interior, por donde el agua fluirá, facilitando así los trabajos de elevación de la presa.

Cuando la tubería atraviese el cuerpo de la presa se deberá proporcionar anillos o collares salientes e impermeable que dificulten el flujo del agua entre la superficie externa de los tubos y el cuerpo del relleno. El espesor de los anillos se puede calcular por medio de la ecuación:

$$x \geq 0,125 L/n_a \quad (43)$$

donde x es el espesor de los anillos (m); L , la longitud de la tubería (m); y n_a , el número de anillos, o aros, en la tubería.

Una recomendación usual es hacer que el aumento de la longitud del recorrido del agua provocado por la colocación de los anillos sea como mínimo del orden de 25% de L .

La compuerta o válvula de control de la entrada de agua hacia la tubería deberá ser colocada aguas arriba de la presa, evitando el taponamiento de la tubería y el eventual golpe de ariete con su sistema de cierre, en caso que sea colocado aguas abajo. El golpe de ariete podría provocar el surgimiento de fisuras en el relleno.

Ejemplo 6

Dimensionar una compuerta de fondo para vaciar una presa, considerando los siguientes datos:

- la compuerta estará asentada sobre la cota de la curva de nivel S_o , y la lámina de agua normal alcanza a la curva S_g (diferencia de nivel entre curvas sucesivas = 1,0 m) (Figura 9);
- el tiempo de vaciado es de seis días;
- el caudal normal del riachuelo es de 280 L/s;
- la tubería de la compuerta será de concreto común con uniones impermeables; y

- e. la base de la presa es de 46,50 m.

Solución

- Cálculo del diámetro de la tubería del desarenador

$$Q = V_{ac}/t + Q_n$$

$$V_{ac} = ((S_0 + S_6)/2 + S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5) h$$

$$V_{ac} = ((520 + 78.310)/2 + 1.150 + 6.430 + 10.850 + 20.340 + 58.400) \times 1,0$$

$$V_{ac} = 136.585 \text{ m}^3$$

$$t = 6 \times 24 \times 60 \times 60 = 518.400 \text{ s}$$

$$Q = 136.585/518.400 + 0,280 = 0,543$$

$$Q = 0,543 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Cálculo de la pérdida de carga unitaria en la tubería

$$J = H_d/2 b$$

$$J = 6 \times 1,0/(2 \times 46,50) = 0,0645 \text{ m/m}$$

- Cálculo del diámetro de la tubería para la compuerta

$$D_d = [10,641 Q^{1,85}/C^{1,85} J]^{1/4,87}$$

$$D_d = [10,641 \times 0,543^{1,85}/(120^{1,85} \times 0,0645)]^{1/4,87} = 0,367 \text{ m}$$

$$D_d = 0,367 \text{ m} = 367 \text{ mm} \approx 15''$$

Captación del agua

Para captar agua del reservorio se deberá diseñar una instalación hidráulica de tal forma que propicie el aprovechamiento del agua almacenada. Como ya fue explicado en este texto, la construcción de la presa debe ser planeada de modo que posibilite el aprovechamiento de agua por gravedad; por dicha razón, solamente serán considerados diseños de sistemas hidráulicos de transporte por gravedad.

La captación del agua en los reservorios debe hacerse por medio de galerías (tuberías), o por medio de sifones, que corresponden a tuberías dispuestas sobre el macizo de la presa.

Sin embargo, para el uso de sifón se hace necesaria una evaluación previa de dos condiciones necesarias para que haya escurrimiento:

- la boca de aguas abajo (o boca de salida) del sifón debe estar en una cota más baja que la cota del espejo de agua;
- la diferencia de cotas entre la cresta y el espejo de agua no podrá ser superior, teóricamente, a 10,33 m (en la práctica 6 m).

El diámetro de la tubería de captación del agua puede calcularse por medio de la siguiente ecuación:

$$D_t = [10,641 Q^{1,85} / C^{1,85} (H_p / L)]^{1/4,87} \quad (44)$$

donde D_t es el diámetro de la tubería de captación de agua (m); Q , el caudal necesario para el abastecimiento (m^3/s); C , el coeficiente de Hazen-Williams; H_p , la diferencia de altura entre las cotas del nivel de agua en el reservorio y del lugar de salida del agua de la tubería (m); y L , la longitud de la tubería de conducción del agua (m).

- Para el caso de uso de agua para irrigación por aspersión, se debe resaltar que la parte de la energía de posición deberá ser preservada para que se obtenga, al final de la tubería de captación de agua, la presión de servicio de los aspersores.

Las tuberías de galería, o sifón, deberán ser instaladas por encima de la compuerta de fondo, en una cota predeterminada, y presentar un diámetro inferior al de dicha compuerta. En la captación de agua se debe instalar una protección con tamices o malla, para impedir la entrada de cuerpos extraños a la tubería.

La boca del tubo de captación localizada aguas arriba deberá estar ubicada, siempre que sea posible, junto al margen del reservorio formado por la presa, a lo largo de tramos rectos o del lado cóncavo de los tramos en curva, pues los sedimentos transportados por el flujo de agua son, en su mayoría, arrastrados hacia la parte convexa, donde se depositan.

El caudal de agua en la tubería deberá controlarse por medio de una válvula de compuerta, que debe instalarse aguas debajo de la presa. Para la

captación de agua se deberán tener los mismos cuidados mencionados para la instalación de la compuerta de fondo.

Ejemplo 7

Dimensionar la captación de agua, considerando los siguientes datos:

- longitud de la tubería = 100 m;
- tubería de PVC rígido (Tabla 29: $C = 140$);
- caudal deseado = 130 L/s; y
- diferencia de nivel entre la superficie del agua y el punto de consumo = 15 m.

Notas:

- la tubería de la captación de agua está asentada sobre la cota de la curva de nivel S_i ; y
- la lámina de agua normal llega hasta la curva S_e (Figura 9), y la diferencia de nivel entre las curvas es de 1,0 m.

Solución

- Cálculo del diámetro de la tubería de la captación de agua

$$J = H_1/L = 15/100 = 0,15 \text{ m/m}$$

$$D_t = [10,641 Q^{1,85}/C^{1,85} J]^{1/4,87}$$

$$D_t = [10,641 \times 0,130^{1,85}/(140^{1,85} \times 0,15)]^{1/4,87} = 0,169 \text{ m}$$

$$\text{Diámetros comerciales: } 150 (L_1, J_1) \text{ mm y } 175 (L_2, J_2) \text{ mm}$$

$$J_1 = 10,641 \times 0,130^{1,85}/(140^{1,85} \times 0,15^{4,87}) = 0,2691 \text{ m/m}$$

$$J_2 = 10,641 \times 0,130^{1,85}/(140^{1,85} \times 0,175^{4,87}) = 0,1270 \text{ m/m}$$

$$L_1 = (J - J_2) L/(J_1 - J_2) = L_1 = (0,1500 - 0,1270) \times 100/(0,2691 - 0,1270) = 16 \text{ m de tubo } 150 \text{ mm}$$

$$L_2 = 100 - 16 = 84 \text{ m de tubo } 175 \text{ mm}$$

3.4.7 Aspectos a considerar en la construcción de la presa

Para la construcción de la presa, se debe seguir algunas etapas:

- a. desviación del curso de agua;
- b. limpieza del local;
- c. preparación de la cimentación y de las hombreras;
- d. abertura de trincheras;
- e. núcleo central; y
- f. disposición, extendido y compactación del relleno (material aconsejable).

Desviación del curso de agua

La desviación del curso de agua para posibilitar la construcción de la presa es, a veces, una de las mayores dificultades de la obra, cuando no se haya realizado una planeación previa. Sin la desviación del curso de agua de su lecho natural, se hace imposible la ejecución del relleno de material térreo.

Cuando la topografía lo permite, la fuente de agua puede ser desviada de su curso natural y ser dirigida hacia un canal alternativo, liberando de esa manera el área para la obra. Cuando eso no sea posible, la estructura de la compuerta de fondo puede ser utilizada para encapsulamiento del curso de agua y, con ello, posibilitar la ejecución del relleno. Para que dicha estructura pueda ser aprovechada con ese propósito, la misma deberá ser instalada inmediatamente después del llenado de las trincheras con material del núcleo central. De esa forma, después de su construcción, el curso de agua podrá ser desviado hacia su interior, por donde el agua escurrirá, facilitando los trabajos de elevación del macizo de tierra de la presa.

Limpieza del local

La remoción de material y residuos orgánicos del lugar de construcción de la presa es una tarea fundamental para el éxito en la obra, ya que pueden ser responsables por infiltraciones y rupturas del relleno.

El área a limpiar debe tener un ancho igual al de la base de la sección transversal de la presa, más 5,0 m hacia aguas arriba y aguas abajo. El ma-

terial removido de la operación de limpieza debe ser transportado hacia lugares fuera del área de las obras o del futuro reservorio.

La limpieza del área donde se ejecutará el relleno deberá contemplar el corte de árboles y la remoción de la tierra vegetal (horizontes orgánicos) hasta la profundidad que sea necesaria en relación a la superficie del terreno natural. Dicha tarea, para el caso de pequeñas presas de tierra, es generalmente la operación más dispendiosa, porque la remoción, por regla general, se realiza con carretillas y en condiciones de trabajo incómodas.

También será necesaria una limpieza superficial del lugar a ser inundado por el reservorio, además del área de préstamo.

Preparación de la cimentación y de las hombreras

El requisito para la cimentación de una presa de tierra es que el material proporcione soporte estable para el macizo bajo todas las condiciones de saturación y carga y que presente suficiente resistencia a la percolación para que no se presente excesiva pérdida de agua.

La importancia de una adecuada cimentación para presas de tierra puede ser evidenciada por el hecho de que 40% de derrumbamiento de esas obras sea atribuido a las fallas en la cimentación.

La realización del sondeo, necesario en la fase de selección del local de construcción de la presa, permitirá determinar el perfil de la sección transversal del área, que indicará la profundidad del núcleo impermeable. Tal como fue discutido anteriormente, el sondeo del suelo puede ser realizado por medio de barrenos, mediante sondeo a percusión, abertura de trincheras o a través de ensayos de resistencia del suelo.

En el ensayo de resistencia del suelo, se debe intentar hincar en él una varilla de hierro de 2 a 3 m de longitud y diámetro de 1/2" (hierro de construcción). La mayor o menor dificultad de penetración ofrece una idea del grado de plasticidad del suelo (mayor o menor contenido de arcilla). De esa forma, se pueden identificar capas de suelo de baja resistencia, que deben ser eliminadas por estar constituidas de material que se puede deformar con el peso de la presa. Las trincheras de cimentación de la presa deben

alcanzar al material de mayor resistencia, por ser suelos más consistentes (poco deformables), y deberán también, ser encajadas en los encuentros con los barrancos laterales, con miras a la eliminación de los trayectos de hormigas, huecos de termitas y otros canales, así como a la mayor estabilidad de la presa.

Las cimentaciones de presas de tierra pueden ser clasificadas en:

- de roca;
- de material grueso (arena y grava);
- de material fino (limo y arcilla); y
- de depósitos de aluvión (suelos aluviales).

El asentamiento de presas de tierra sobre roca es siempre desaconsejable, a no ser que sean planeados y se tomen precauciones que puedan brindar mayor seguridad al relleno. Entre las medidas necesarias se encuentra el análisis cuidadoso de la roca, verificando si esta presenta fisuras o puntos de debilidad (las fisuras deben ser llenadas con lechada de cemento y los puntos de fragilidad, eliminados y sustituidos por concreto), así como la construcción de una cortina de concreto en el medio del relleno.

Las cimentaciones en material grueso, tal como arena y grava (Figura 19), no presentan problemas de asentamiento o estabilidad, pero sí suelen presentar problemas de excesiva permeabilidad al agua; en cimentaciones constituidas por materiales finos se presenta lo contrario. En cuanto a la impermeabilización, los suelos con conductividad hidráulica menor o igual a 5 mm/h son considerados buenos para cimentación, toda vez que están asociados a pequeñas pérdidas de agua del reservorio como resultado de flujo por debajo del macizo de tierra.

Las cimentaciones de arcilla, que es un material plástico, pueden sufrir deformaciones bajo las presas de tierra, y, en el caso de estar sobrepuestas en material rocoso, el peso del macizo tiende a expulsarlas de la base del relleno. En general, la estabilidad aumenta con el tiempo a la medida que el material de suelo blando se consolida bajo el peso del relleno.

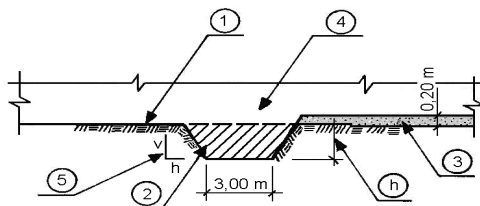


Figura 19 - Trinchera en cimentación muy permeable: superficie de la fundación hasta la limpieza (1), trinchera (2), colchón de arena hasta el pie del talud de aguas abajo (3), material del cuerpo de la presa (4), taludes de excavación de la trinchera $h:v$ (5) y altura de la trinchera (h).

Las cimentaciones de aluvión deben contener capas de materiales de diferentes granulometrías, como arcilla, limo, arena fina y grava. La presencia de capa más gruesa, seguida de una capa arcillosa en pequeña profundidad, contribuye como una situación favorable al proyecto.

Para el caso de cimentaciones en materiales terrosos, después de la limpieza, el terreno deberá ser homogenizado y compactado con tractor de orugas, tractor de neumáticos o camiones, que deberán dar al menos 10 pasadas por toda el área de cimentación y las hombreras. Después de la limpieza y preparación de la cimentación, en caso que se verifique la existencia de algún ojo de agua (manantial), debido al paso de agua a través de la fundación, este debe ser convenientemente tratado de la siguiente manera (Figura 20):

- instalar tubería de concreto o cerámica, colocado verticalmente sobre la abertura por donde fluye el agua, con un diámetro superior al de dicha abertura;
- anotar hasta qué altura llega el nivel del agua atinge en el interior del tubo;
- llenar el tubo con grava hasta por lo menos 1 m por encima del nivel del agua estabilizado;
- después de colocar la grava, se deberá verter lechada de cemento y agua hasta cubrir el nivel superior de la grava. Esto solamente será

ejecutado después de que el relleno compactado haya alcanzado el nivel mínimo de cobertura de la grava (1 m por encima del nivel de agua estabilizado); y

- e. en caso que el ojo de agua no sea intenso y se localice cerca al lugar del colchón de arena de la presa, se puede colocar arena y grava sobre él y conducir el agua hacia el colchón de arena, con la precaución de compactar cuidadosamente el macizo sobre la arena y la grava.

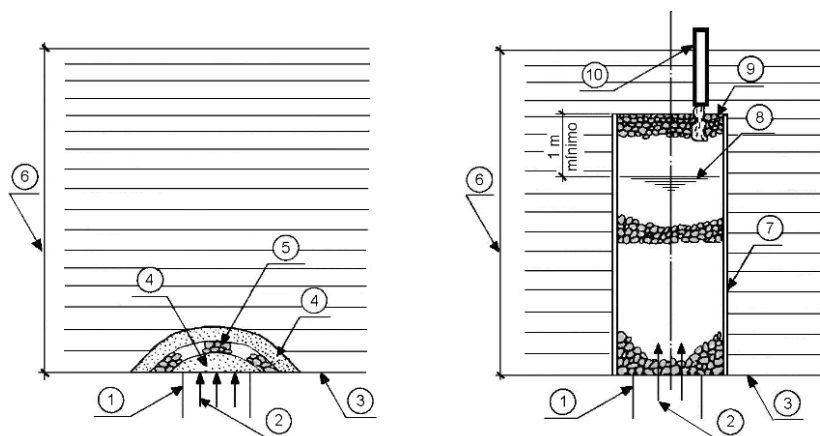


Figura 20 - Tratamiento de un ojo de agua en la cimentación: apertura del ojo de agua (1), infiltración (2), fundación (3), arena (4), gravas 1 y 2 (5), capas compactadas de la presa (6), tubo de concreto o cerámica (7), nivel de agua estabilizado (8), nivel de vertimiento de la grava (final) (9) y vertimiento de la pasta de cemento (10).

Para el caso de una presa homogénea, se debe verter en la fundación del lado de aguas abajo una capa de arena (colchón) con 0,20 m de espesor, hasta el pie del talud de aguas abajo. La compactación del colchón se debe hacer de manera manual, por medio de apisonamiento y, eventualmente, con auxilio de agua.

Abertura de trincheras

Para minimizar la pérdida de agua a través de cimentaciones conformadas en material grueso, es fundamental la construcción de trincheras bajo toda la base del macizo. Siempre que sea posible, la trinchera de fundación deberá ir hasta la roca o un estrato impermeable. El ancho del fondo

de la trinchera deberá aumentar en función de una mayor altura de agua en el reservorio.

Cuando la fundación sea constituida por un material más permeable que el del cuerpo de la presa, se deberá excavar en la pared central de la cimentación una trinchera transversal al eje de la presa, hasta que se alcance un terreno firme e impermeable. Dicha trinchera deberá ser rellena con material de baja permeabilidad, pudiendo ser el mismo del cuerpo de la presa, lo que constituirá el núcleo o la cortina de baja permeabilidad. La construcción del núcleo de baja permeabilidad tiene como objetivo evitar o dificultar el paso de agua por debajo y a través de la presa. Cuando el material de cimentación tenga más de 3 m de espesor, en sustitución de la trinchera se deberá usar un tapete colocado aguas arriba de la presa. Las dimensiones del tapete se presentan en la Figura 21. Las condiciones de compactación del material del tapete son las mismas del cuerpo de la presa. Después de compactado, el tapete no deberá quedar expuesto al sol, y deberá ser protegido con material suelto.

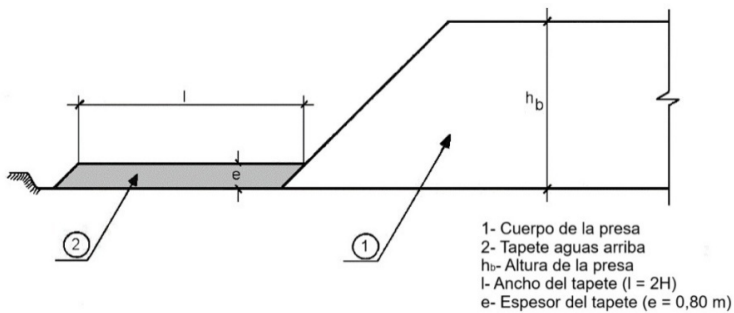


Figura 21 - Tapete en una cimentación permeable.

Cuando hay la necesidad de construir un núcleo central, se hace indispensable abrir una trinchera central, la cual debe atravesar todas las capas permeables, que posiblemente permitirían futuras fugas, y aquellas formadas por barro en descomposición, que podrían afectar la estabilidad del relleno. El ancho de la trinchera debe ser mayor a $1/3$ de la distancia entre su posición y la superficie del agua en el reservorio. Generalmente se abren otras pequeñas trincheras o surcos, realizando

arados profundos en el local del relleno, para evitar fugas y aumentar la seguridad de la presa.

Núcleo central

Cuando el sondeo refleje la presencia de capas permeables cercanas a la superficie y que podrían permitir el paso de agua, se hace necesaria la construcción de un núcleo impermeable, o diafragma, que intercepte la trayectoria del agua.

Después de abrir la trinchera, se hace su llenado para formar el núcleo con material de buena calidad, mientras se construye el núcleo se eleva el resto del relleno que conformará el cuerpo de la presa.

En la construcción de la zona impermeable de una presa es importante verificar que el material constituya una masa homogénea, libre de cualquier potencial de percolación, a través del macizo o a lo largo de los contactos con las cimentaciones, que presente pequeña consolidación bajo el peso del relleno y que el material usado no se ablande demasiado al ser expuesto a la saturación. Por ese motivo, el material a utilizar para llenado de la trinchera y composición del núcleo central deberá ser escogido rigurosamente.

El llenado de la trinchera deberá hacerse, preferiblemente, con una mezcla de fracciones granulométricas de suelo: arcilla, arena y grava, dicha mezcla debe distribuirse en finas capas y compactarse, con criterio ingenieril, de tal modo que constituya una barrera impermeable al interior del cuerpo de la presa.

Es necesario que el núcleo central sea llenado a medida que se construye el resto del relleno, y que su ancho en cualquier punto sea mayor a $1/3$ de la distancia entre el punto de referencia y la superficie del agua en el reservorio. En vista de ello, el ancho del núcleo irá disminuyendo hasta alcanzar el valor nulo en la cota de la superficie del agua.

Relleno

Después del llenado de la trinchera con material del núcleo central, se inicia el levantamiento del macizo de tierra, recordando que, en caso que

el material del núcleo sea diferente del resto del cuerpo de la presa, el llenado por capas deberá respetar los límites para disposición de cada material.

Antes del vertimiento de la primera capa de suelo, es necesario revolver (arado) y humedecer la cama base antes de su compactación, con el objetivo de proporcionar mayor unión con la capa superior.

En las cotas establecidas para disposición de las tuberías de descarga, se deben asentar los tubos y construir los anillos de sellado. Después de la construcción de los anillos que circundarán la tubería, es necesario esperar a que el concreto seque antes de la aplicación de nuevas capas de suelo para la formación del relleno.

El relleno, que se constituirá en el cuerpo de la presa, se ejecuta colocando capas finas de 15 a 20 cm de suelo, que debe ser vertido por volquetas y esparcido con bulldozer o motoniveladora, siempre y cuando se encuentren disponibles en la región; en caso contrario se deberá realizar de manera manual.

La compactación del material del relleno es una técnica utilizada para aumentar la masa específica aparente del material, lo cual es necesario para que se pueda aumentar su resistencia al corte, así como su estabilidad y hacer disminuir su permeabilidad.

Se debe aplicar agua al suelo, por medio de carro tanques u otra forma posible, hasta que se alcance el contenido de humedad adecuado (ni muy seco ni muy mojado) para lograr la compactación máxima del relleno. La densidad de suelo recomendada para grandes obras es de 2,0 g/cm y, para pequeñas obras, de 1,5 a 1,7 g/cm³.

Los procesos de compactación del suelo pueden ser manuales o mecánicos. En los procesos manuales se utilizan pisones, donde la energía es aplicada mediante golpes sobre la capa de suelo. En los procesos mecánicos se emplean equipos, donde la energía aplicada depende de la tensión ejercida y del número de pasadas que se da sobre la capa de suelo.

La compactación se puede realizar con pisones, paso de animales, tránsito de máquinas, pisones mecánicos, compactadores por medio de ro-

dillos estáticos (lisos o dentados, como el pata de cabra) y vibratorios, dando cerca de seis pasadas sobre el material del relleno. No es conveniente utilizar buldóceres puesto que la superficie de contacto con el suelo es muy grande, por tal motivo se ejercerá una baja presión por parte de las orugas.

Para que se compense el asentamiento natural, después de su consolidación, se deberá aumentar la altura del relleno entre un 2 a 5%. Dicho aumento en la altura debe ser determinado en laboratorio y por observaciones durante la construcción.

Durante la elevación del relleno, se debe verificar periódicamente las inclinaciones de los taludes.

Volumen del relleno

Al diseñar pequeñas o grandes presas de tierra, es necesario considerar todas las peculiaridades de sus construcciones. Al preparar los diseños y estimar el costo de presas, se debe considerar el volumen de tierra a utilizar en la construcción, el movimiento de tierra, la distancia en que el material deberá ser transportado, además de las condiciones del área de préstamo, en lo se refiere a su volumen de tierra aprovechable.

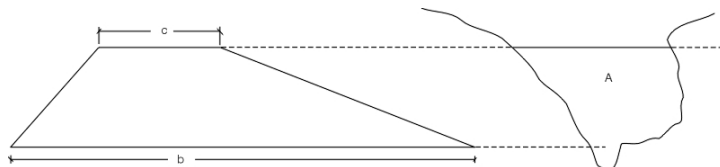


Figura 22 - Perfil de la presa y área de la sección transversal del local de su construcción.

Para los cálculos del volumen de tierra a invertir, se usa el levantamiento topográfico ya realizado en el lugar de la futura construcción. Al disponer de los valores de la altura de la presa (H), de la inclinación de los taludes y del ancho de la cresta (c), se traza el perfil de la presa, como se presenta en la Figura 22.

El volumen de relleno se determina multiplicando el ancho medio del macizo (obtenido entre el ancho de la base y el ancho de la cresta) por el área de la sección transversal o área de la “garganta” (A):

$$V_a = (b+c) A/2 \quad (45)$$

donde **V_a** es el volumen del relleno (m³); **b**, la longitud de la base (m); **c**, el ancho de la cresta (m); y **A**, el área de la sección transversal (m²).

Ejemplo 9

Determinar el volumen de relleno para construcción de una presa, considerando los siguientes datos:

- base de la presa = 46,50 m;
- cresta = 4 m; e
- área de la garganta = 85 m².

Solución

$$V_a = (b + c) A/2 = (46,50 + 4,00) \times 85/2 = 2.146,25 \text{ m}^3$$

$$V_a = 2.146 \text{ m}^3$$

Época de construcción

Las pequeñas presas de tierra, por ser obras de escala moderada, pueden ser construidas en un corto periodo de tiempo. En ese caso, se determina que la obra sea ejecutada en el periodo más propicio del año, que es la temporada seca. Para construir y trabajar en el periodo seco, inicialmente se debe instalar el tubo de la compuerta de fondo y derivar el caudal normal del curso de agua a través del mismo.

3.4.8 Cuidados en la construcción

Material aconsejable

Tal como fue comentado en el ítem sobre selección del local para construcción de la presa, las fracciones granulométricas del suelo presentan las siguientes características básicas:

- Grava y arena – cuando son bien seleccionadas y compactadas, son materiales estables y poco afectados por la humedad; sin embargo, altamente permeables. Pese a que la forma del grano y la gradación del material tengan influencia, las gravas son generalmente más permea-

bles que las arenas, para el caso de una misma cantidad de finos mezclada. Cuando la arena es fina y uniforme, presenta características muy semejantes a las del limo, con la correspondiente disminución en la permeabilidad y reducción en la estabilidad, en presencia de agua, pues la arena no posee ningún tipo de cohesión (no se mantiene agregada a otros granos).

- Limo y arcilla – las arcillas son materiales finos, plásticos, poco resistentes a la deformación al estar húmedas, pero extremadamente duras al estar secas. Son virtualmente impermeables, difíciles de compactar cuando están húmedas e imposibles de drenar por medios ordinarios. Una gran expansión y contracción ante cambios en el contenido de humedad son características del material arcilloso. El tamaño pequeño, la forma plana y el tipo de composición mineral de las partículas de arcilla se combinan para producir un material que es al mismo tiempo compresible y plástico. Los limos son poco plásticos y pegajosos y presentan otras características físicas, intermedias entre la arena y la arcilla.

Algunas fracciones más finas, inclusive al encontrarse en pequeñas proporciones en el suelo, pueden ejercer una importante influencia en sus propiedades físicas. Pequeños porcentajes, como 10% de partículas no retenidas por el tamiz n° 200, mezclados con arena y grava pueden hacer que el suelo sea virtualmente impermeable, especialmente cuando los granos gruesos son bien gradados.

Considerando que cada fracción granulométrica presenta una apariencia física ventajosa, para la construcción de la presa de tierra, en relación a otra, se puede obtener una mezcla que proporcione condiciones óptimas para la composición del núcleo y/o, de todo el cuerpo de la presa. El material grueso, pese a ser estable y resistente a la compresión, es altamente permeable. Ya el material más fino es impermeable y buen ligante; sin embargo, está sujeto a deformaciones, grietas etc.

La adición de una pequeña cantidad de arcilla, por ejemplo, puede actuar como aglomerante de las partículas de arena y grava. La ar-

cilla, pese a ser muy impermeable, puede no ser el mejor material para el núcleo, pues podría sufrir grandes contracciones y dilataciones. El mejor material para el núcleo es una mezcla de arcilla, arena y grava fina.

Casi todos los materiales de suelo y/o sus combinaciones pueden ser utilizados, quedando a criterio del diseñador la selección del mejor material.

Las presas de tierra homogéneas solamente deben ser construidas con suelos estables y poco permeables. Los materiales de suelo que satisfacen a ambas condiciones pueden ser divididos en tres grupos:

- suelos de textura gruesa, que pueden ser utilizados cuando presenten cantidad suficiente de material fino que posibilite la reducción de la permeabilidad hasta valores aceptables;
- material limoso; y
- algunos tipos de arcilla.

Ninguno de dichos grupos incluye la arena limpia, la arcilla de baja cohesión o la grava; sin embargo, si en las cercanías al local de la construcción no hubiera otros materiales, se puede usar la arcilla para la construcción del núcleo impermeable y la arena limpia puede ser dispuesta lateralmente, con el fin de asegurar la estabilidad del macizo. En caso que no sea posible la obtención de suelos relativamente impermeables, se debe utilizar una capa de concreto reforzado o algún otro material similar con el fin de evitar la percolación del agua.

El material aconsejable para uso en la construcción de la presa de tierra es aquel que presenta la siguiente proporción:

- material fino (pasa el tamiza no. 100) – 1 parte;
- arena (retenida por el tamiza no. 100) – 2 partes; y
- grava (retenida por el tamiz no. 4) – 5 partes.

3.4.9 Protección de los taludes

El talud de aguas arriba deberá ser protegido contra el efecto erosivo (socavación) del agua de lluvia y pequeñas ondulaciones del agua

del reservorio. Para la protección del talud se suele aplicar sobre su cara materiales granulares gruesos (enrocado fino, grava o mezcla de piedras), placas de concreto, premoldeados, placas de metal etc., con espesor mínimo de 30 cm. La protección debe estar posicionada en la parte de la presa correspondiente a la zona de alcance de las olas; en el resto del talud se debe plantar grama.

Cuando el material del talud de aguas arriba presente permeabilidad muy alta, se puede hacer su impermeabilización utilizando una solución NaOH al 3%, que debe ser aplicada para humedecer el suelo hasta un valor cercano a la capacidad de campo, con compactación concomitante del material. También puede utilizarse Na_2CO_3 al 4% o Na_4SiO_2 al 6%.

Si sobre la cresta hubiese vía para circulación de vehículos, deberá tener una pendiente transversal que propicie el escurrimiento natural del agua de lluvia, y debe ser protegida con material con grava. En caso que no exista vía vehicular sobre la cresta, la misma deberá estar cubierta con césped.

Los taludes de aguas abajo deben recibir protección contra el efecto erosivo de inundaciones, y cuando sea necesario deberá disponer de drenaje. El tipo de protección más común es la vegetación con plantas de tamaño pequeño.

Si la presa tuviese una altura superior a los 9 m, se aconseja construir zanjales revestidas en el talud de aguas abajo, con el fin de protegerlo contra el efecto erosivo de las crecientes.

Drenajes

Ninguna presa de tierra puede ser considerada impermeable, pues cuenta con percolación de agua a través del relleno, así como bajo él. Si la fuerza de percolación en un punto del relleno excediera la resistencia al desplazamiento de una partícula de suelo en ese punto, dicha partícula entra en movimiento. Como consecuencia de ello se tendrá, el desplazamiento de las menores partículas, en general a partir de la región que se encuentra inme-

diatamente aguas abajo del pie del relleno, lo que es conocido como erosión tubular (“piping”). Por esa razón, el cuerpo de la presa deberá ser protegido contra el arrastre de partículas finas de su interior, principalmente cuando el cuerpo de la misma esté constituido por material de alta permeabilidad, toda vez que dicho fenómeno podría provocar la ruptura del macizo.

Con el objetivo de tomar precauciones en cuanto al aparecimiento de erosión tubular (también conocida como tubificación) en el macizo, debido al uso de materiales muy permeables, se recomienda la disposición de materiales gruesos para que actúen como drenes del agua que percola. Los drenes deben estar posicionados en el talud de aguas abajo, desde su base hasta una altura mínima de $H_n/3$. Cuando haya previsión de que la línea de saturación pueda alcanzar el talud de aguas abajo a una altura superior a $H_n/3$ (verificarlo trazando la línea de saturación), dichos drenes deberán ser prolongados hasta la cota máxima prevista para el N.A.

La percolación a través de las presas de tierra puede reducirse mediante la construcción de un relleno de base muy ancha; por medio de la cobertura, con material impermeable (formación de un “tapete”), del área inmediatamente aguas arriba de la presa; mediante la construcción de un núcleo de material arcilloso; o por medio de la disposición de un diafragma de madera, acero o concreto en el talud de aguas arriba.

Los drenes, en general, son filtros de pie o enrocados de drenaje, hechos con grava o piedras gruesas (usados en enrocados), para los cuales convergen las aguas percoladas y que por son conducidas a través de ellos, sin causar daños, hacia afuera del relleno. Para impedir el arrastre de partículas finas del relleno en dirección hacia el dren, el material de este debe ser gradado, partiendo de una capa de partículas más finas en la periferia del dren hasta capas de material más grueso en su interior.

Generalmente, se ha recomendado que los drenes estén constituidos por una cobertura de tres capas distintas, donde la primera debe ser de arena, con 15 a 20 cm de espesor; la segunda, de una mezcla de grava con tamaños que varíen entre 9,5 mm y 19 mm, 19 mm y 25 mm,

25 mm y 50 mm o hasta de 60 mm, con distribución de tamaños semejantes; y la tercera, de piedra, con espesor aproximado de 40 cm, donde los espacios entre las piedras sean llenados con grava o gravilla.

La construcción de los drenes debe realizarse, acompañando el levantamiento del relleno, esto es, después de la compactación de cada capa de suelo, será vertido en el talud el material, formando las capas correspondientes.

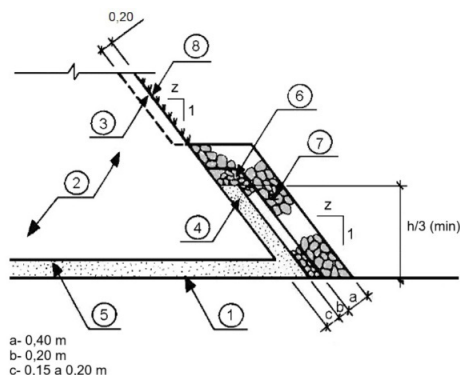


Figura 23 – Drenaje en presa de tierra: cimentación (1), cuerpo de la presa (2), tierra vegetal (3), arena (4), colchón de arena (5), grava (6), piedra rajón (7) y vegetación rastrera (8).

Para el caso de la construcción de drenes después de la formación del macizo de tierra, el material drenante puede ser colocado sobre el talud de aguas abajo, ampliando localmente el ancho de la base del macizo (Figura 23).

Cobertura vegetal

Todas las partes de la presa expuestas al tiempo, inclusive el rebo-sadero, deben ser rigurosamente protegidas con cobertura vegetal, lo que ofrece buena protección contra la erosión.

Por encima de los drenajes, el talud deberá ser protegido con la siembra de vegetación de la región, por ejemplo, grama local. Sin embargo, se debe evitar que árboles, arbustos y bambús entre otros, se desarrollen sobre el relleno, pues, bajo la acción de vientos fuertes, sus raíces pueden sacudir el relleno y favorecer la infiltración de agua en el macizo.

Cuando los suelos del cuerpo de la presa no presenten condiciones físicas y químicas adecuadas para la siembra de gramíneas, se deberá disponer sobre el talud una capa de tierra vegetal con un espesor de 20 cm, sobre la que se realizará la siembra.

La siembra de la vegetación deberá hacerse, de preferencia, en el período previo al del inicio de las lluvias. Una vez concluida la siembra, el talud deberá ser mojado regularmente hasta que la vegetación se haya enraizado definitivamente. En las hombreras, donde puedan presentarse grandes aportes de agua de lluvia, dicho líquido deberá ser desviado por medio de canaletas.

Sedimentación

Cuando sea posible se debe proteger lateralmente a la presa, mediante curvas de nivel, que desvíen hacia aguas abajo el material de suelo que eventualmente sea arrastrado con las inundaciones y que terminaría depositándose en el fondo del reservorio.

Además de los sedimentos que llegar de áreas cercanas, es importante contabilizar la cantidad de sedimentos arrastrada por el curso de agua, lo que es conocido como caudal sólido, carga sólida o producción de sedimentos del curso de agua. Dicho caudal sólido depende de una serie de factores asociados a la cuenca hidrográfica, como pendiente, tipo de suelo, uso del suelo, cobertura, entre otros.

Mantenimiento

La presa debe ser visitada periódicamente para que se puedan detectar problemas y actuar de forma rápida para poder solucionarlos, con miras a proteger la seguridad de la obra. Entre los problemas más comúnmente detectados se pueden citar:

- ausencia de cobertura vegetal en los taludes – puede ser resuelta con aplicación de abonos orgánicos e irrigación para facilitar el afianzamiento de las plántulas;
- aparecimiento de grietas en presas construidas con material muy arcilloso – proceder al taponamiento y a la compactación de las fisuras con material arcilloso mezclado al material más grueso;

- obstrucción del rebosadero por caída de árboles, derrumbes de suelo y crecimiento descontrolado de vegetación en su lecho – el rebosadero siempre debe estar libre de obstrucciones para que no se genere represamiento de agua por encima del establecido para la presa;
- afloramiento de agua (interceptación de la línea de saturación) en el talud de aguas debajo de la presa – debe ser evaluado con el fin de que se pueda dar la solución correcta al caso. La evaluación se realiza por medio de la observación del agua que aflora en el talud. Se colecta un vaso de agua cuyo líquido se debe dejar evaporar; si en el fondo del frasco se observa la presencia de material residual es señal de que hay arrastre de material fino (arcilla) con la percolación de agua a través del relleno. En ese caso se sigue la misma técnica recomendada para la construcción de drenajes de pie y el talud de aguas abajo deberá recibir capas de material para minimizar el transporte de sedimentos.

Presupuesto

El presupuesto de una presa se realiza de manera semejante al de cualquier otra obra, esto es, se determinan las cantidades utilizadas de cada material, la mano de obra empleada y los demás gastos, multiplicando todo por sus precios unitarios.

El costo del relleno tal vez sea el más problemático, pues depende de la capacidad del bulldozer o de otra máquina usada para el movimiento de tierra, de la distancia del transporte del material térreo y, finalmente, del volumen del relleno.

Las capacidades operacionales del bulldozer y del cargador de neumáticos pueden calcularse usando las siguientes ecuaciones:

- Capacidad operacional del bulldozer

$$C = 60 L f/t \quad (46)$$

$$\text{donde } t = t_L + t_R + t_P$$

en la ecuación se tiene que **C** es la capacidad de trabajo (m^3/h); **L**, el volumen de tierra transportado por la lámina (m^3); **f**, el factor de campo

(depende de las condiciones locales de trabajo; en condiciones promedio, considerar $f = 0,7$); t , el tiempo del ciclo para un bulldozer (min); t_L , el tiempo de extendido (min); t_R , el tiempo de retorno (min); y t_p , el tiempo de posicionamiento hasta el inicio del punto de extendido (min).

El tiempo de extendido (t_L) es igual a la distancia de extendido (m) $0,06/\text{velocidad de extendido (km/h)}$, y el tiempo de retorno (t_R) es igual a la distancia de retorno (m) $0,06/\text{velocidad de extendido (km/h)}$.

Ejemplo 10

Determinar el costo del movimiento de tierra para la construcción de una presa, considerando los siguientes datos:

- volumen del relleno = 2.146 m^3 ;
- tractor D4-D (Caterpillar) equipado con bulldozer (lámina recta);
- excavación y remoción del material, en primera marcha, a $2,7 \text{ km/h}$, y regreso del tractor, en tercera marcha, a $6,4 \text{ km/h}$;
- distancia media de transporte = 30 m ; y
- capacidad de la cuchilla = $1,7 \text{ m}^3$ de material suelto.

Observación: El factor de extendido y el tiempo de posicionamiento (t_p) no serán considerados en este problema.

Solución

- Cálculo de la capacidad del bulldozer

$$C = 60 L f/t$$

Cálculo de t :

$$t = t_L + t_R + t_p$$

$$t_L = P_L 0,06/V_L = 30 \times 0,06/2,7 = 0,67 \text{ min}$$

$$t_R = P_R 0,06/V_R = 30 \times 0,06/6,4 = 0,28 \text{ min}$$

$$t_p = 0$$

donde $\mathbf{P_L}$ es el recorrido de extendido; $\mathbf{V_L}$, la velocidad de extendido; $\mathbf{P_R}$, el recorrido de retorno; y $\mathbf{V_R}$, la velocidad de retorno.

Entonces, $t = 0,67 + 0,28 = 0,95 \text{ min}$

Por lo tanto, $C = 60 \times 1,7 \times 0,7 / 0,95 = 75,16$

$C = 75 \text{ m}^3/\text{h}$

- Cálculo del número de horas del bulldozer

$H_T = V_a / C = 2.146 / 75 = 28,6$

$H_T \gg 28 \text{ h } 30 \text{ min}$

donde $\mathbf{H_T}$ es el número de horas de servicio.

El costo del movimiento de tierra para la obra dependerá, obviamente, del precio de la hora de servicio del bulldozer.

Observación: Los datos referentes a las máquinas utilizadas en movimientos de tierra pueden obtenerse en los catálogos de las respectivas máquinas.

- Cálculo de la capacidad operacional del cargador de ruedas con traílla "Scraper"

$$C = 60 V f / t \quad (47)$$

donde $t = t_F + t_v$

en la fórmula $\mathbf{V}$ es el volumen de tierra transportada por la(s) traílla(s) por ciclo (m^3); $\mathbf{t}$, el tiempo del ciclo para cargador de ruedas con traílla (min); $\mathbf{t_F}$, el tiempo fijo (tiempo invertido para carga y descarga) (min); y $\mathbf{t_v}$, el tiempo variable (tiempo invertido para transporte y retorno) (min).

se tiene que:

$$t_v = \frac{\text{recorrido de transporte (m)} \cdot 0,06}{\text{Velocidad de transporte (km/h)}} + \frac{\text{Recorrido de retorno (m)} \cdot 0,06}{\text{Velocidad de retorno (km/h)}}$$

Para cálculo de la excavación de las zanjas o trincheras, se puede tomar el rendimiento medio de la retroexcavadora (70-80 HP) del orden de $25 \text{ m}^3/\text{h}$.

Ejemplo 11

Determinar el costo del movimiento de tierra para la construcción de una presa, considerando los siguientes datos:

- volumen de relleno = 2.146 m^3 ;
- cargador de ruedas de 80 cv, con “scraper modal”, modelo 30-2R ($3,5 \text{ m}^3$);
- recorrido desde el corte hasta el relleno = 100 m (velocidad de 5 km/h);
- recorrido desde el relleno hasta el corte = 150 m (velocidad de 8 km/h);
- tiempo de carga = 50 s; y
- tiempo de descarga = 13 s.

Solución

- Cálculo de la capacidad del cargador de ruedas con “scraper”

$$C = 60 V f / T$$

Cálculo de T

$$T = T_F + T_V$$

$$T_F = T_C + T_D = 50 + 13 = 63 \text{ s}$$

$$T_F = 1,05 \text{ min}$$

donde T_C es el tiempo de carga y T_D el tiempo de descarga.

$$T_V = T_T + T_R$$

$$T_T = P_T 0,06 / V_T = 100 \times 0,06 / 5 = 1,2 \text{ min}$$

$$T_R = P_R 0,06 / V_R = 150 \times 0,06 / 8 = 1,1 \text{ min}$$

$$T_V = 1,2 + 1,1 = 2,3 \text{ min}$$

donde T_T es el tiempo de transporte; T_R , el tiempo de retorno; P_T , el recorrido de transporte; P_R , el recorrido de retorno; V_T , la velocidad de transporte; y V_R , la velocidad de retorno.

$$\text{entonces, } T = 1,05 + 2,3 = 3,35 \text{ min}$$

$$\text{Por lo tanto, } C = 60 \times 3,5 \times 0,7 / 3,35 = 43,88$$

$$C = 44 \text{ m}^3/\text{h}$$

- Cálculo del número de horas del tractor de ruedas con “scraper”

$$H_T = V_a/C = 2.146/44 = 48,77$$

$$H_T \gg 49 \text{ h}$$

El costo del movimiento de tierra para la obra dependerá del precio de la hora de servicio del bulldozer.

- Para determinar el costo total de la construcción de la obra, se deberán considerar: los costos del sondeo, de la limpieza, del arado (cuando es necesaria), así como los de la compuerta de fondo, de la tubería para la captación del agua, de las compuertas, de la cobertura vegetal, etc.
- Los datos referentes a las máquinas utilizadas en el movimiento de tierra pueden obtenerse en los catálogos respectivos.

En la Tabla 30 se presentan valores prácticos, útiles para el cálculo del movimiento de tierra de acuerdo con la potencia del bulldozer y de la distancia a recorrer.

Tabla 30
Tabla práctica para cálculo del movimiento de tierra (m^3/h)

Potencia del bulldozer (HP)	Distancia de transporte (m)						
	0	10	20	30	40	50	60
45	81	51	37	27	22	19	15
65	99	61	47	31	27	23	19
80	144	90	70	51	39	31	27
130	166	101	79	58	44	37	31

4. Acciones mitigadoras de los impactos ambientales por la formación del reservorio

Pese a que la construcción de pequeñas presas de tierra, en la mayoría de las veces, pueda representar un pequeño impacto ambiental, es indispensable que se tenga una comprensión clara de las implicaciones, fruto de la implementación del proyecto, sobre el medio ambiente, así como de los eventuales riesgos por las alteraciones ambientales al causar perjuicios a la calidad del agua del reservorio. Las medidas mitigadoras comprenderán, entre otras, la definición de medidas de protección del macizo, de las instalaciones y del reservorio y de eliminación de riesgos a la salud, especialmente en lo que se refiere a enfermedades endémicas.

Para efectos de presentar informaciones relativas a normativas que han propiciado el adecuado manejo y control ambiental de proyectos relativos a construcciones de presas de tierra, se presenta a continuación lo pertinente a la experiencia brasilera, de la cual forman parte los autores de este libro. Los estados brasileros cuentan con legislación específica e instituciones especializadas en la definición, implementación y fiscalización de medidas de control ambiental. En lo que se refiere a la legislación ambiental, en particular, los proyectos de presas de tierra con fines agrícolas se encuentran condicionados a las siguientes normas:

- Proyectos de presas cuyos espejos de agua tengan área menor que 5 hectáreas están exentos de licenciamiento de los órganos de fiscalización ambiental. En el Estado de Minas Gerais, la Fundación Estatal del Medio Ambiente (FEAM) exige un modelo simplificado del Informe de Control Ambiental (RCA, por sus iniciales en portugués) y del Plan de Control Ambiental (PCA), con anotación de responsabilidad técnica.
- Proyectos de presas cuyos espejos de agua sean mayores que 1.000 ha necesitan de licenciamiento ambiental, y para ese caso se exige la presentación del Estudio de Impacto Ambiental (EIA)/Informe de Impacto Ambiental (RIMA, por sus iniciales en portugués).

Tal como consta en la legislación estatal, las obras que proporcionen espejos de agua menores a 5 hectáreas están eximidas de realizar licencia-

miento ambiental, aunque queda a cargo de la conciencia de quien ejecute el proyecto las medidas que se deban adoptar para que se generen mínimos daños al ambiente.

Las obras que proporcionen la formación de espejos de agua mayores a 5 hectáreas deben ser licenciadas ante los órganos ambientales, los cuales exigirán la presentación de planes para minimizar el impacto ambiental de la obra, enfatizando la definición de estrategias y medidas de control para impedir que la alteración provocada traiga mayores daños al ambiente.

Las obras con espejos de agua superiores a 1.000 hectáreas no son consistentes, en términos de tamaño, con la construcción de pequeñas presas de tierra, y estarán más asociadas a la construcción de grandes represas para aprovechamiento hidroeléctrico.

Los principales impactos causados por la construcción de pequeñas presas de tierra son:

- Impactos de la obra y de la estructura construida – resultado de la construcción de estructuras que la conforman y eventuales consecuencias de dichas obras, como el aspecto estético del paisaje, degradación de las “áreas de préstamo” entre otros.
- Impedimento para la descarga de sedimentos producidos en la cuenca – la reducción de la velocidad del agua y su concentración transforman el reservorio en un inmenso sedimentador para partículas en suspensión, haciendo menor su vida útil a menos que se tomen medidas de control de la erosión en áreas aguas arriba. El uso del suelo en el área de la cuenca hidrográfica, para agricultura, pastizales y bosques, teniendo en cuenta, principalmente, la aparición de erosión, es la mayor fuente de sedimentos en un reservorio de agua, lo que puede provocar su acumulación en el fondo del cuerpo de agua, ocupando un volumen importante.
- Olor provocado por la descomposición de la vegetación presente en el área inundada – el material orgánico en descomposición en ambiente anaerobio (fondo del reservorio) puede causar el desprendimiento

de gases típicos de la putrefacción, lo que generará olores desagradables en el local.

- Alteración de la calidad del agua en el reservorio – la utilización más intensiva de fertilizantes y defensivos agrícolas en áreas agrícolas en la cuenca hidrográfica, como resultado de la implantación del proyecto, puede perjudicar la calidad del agua. Además de ello, en caso que se haga descarga de efluentes orgánicos (aguas residuales de residencias, criaderos de animales o agroindustrias) en las aguas del reservorio, pueden ocurrir serios perjuicios a la calidad del agua, principalmente en lo que se refiere a su eutrofización. Sin embargo, en el caso que los vertimientos ya estén ocurriendo antes de la implementación del proyecto, la formación del reservorio de agua trae efectos benéficos a la calidad del agua. Ello como consecuencia del hecho que el reservorio entra a funcionar como si fuera una laguna de estabilización, donde se presenta mayor sedimentación de material particulado y oxidación del material orgánico en suspensión (disminución en la demanda bioquímica de oxígeno).
- Riesgo de proliferación de enfermedades endémicas – el empozamiento del agua en niveles constantes crea un ambiente ideal para el desarrollo de mosquitos, que pueden causar desde pequeñas molestias para hombres y animales hasta enfermedades graves, como malaria, fiebre amarilla y encefalitis. Además de eso, las aguas paradas pueden crear condiciones para la ocurrencia de enfermedades como la esquistosomiasis, leptospirosis y filariasis.
- La generación de polvo en la época de construcción del macizo – el movimiento de máquinas y la movilización de tierra pueden generar polvo durante la construcción del macizo de tierra.
- Degradación de “áreas de préstamo” – el área de préstamo, por haber sido deforestada y haber perdido material de suelo, estará en condiciones de degradación después de la ejecución de la obra.
- Alteración del hábitat de la flora y fauna locales – con el llenado del reservorio, muchos de los seres de vida terrestre y plantas que no tole-

ran ambientes inundados perderán su hábitat. De esa forma, deberán buscar otros lugares para vivir. Una excesiva variación del nivel del reservorio puede ser perjudicial para la sobrevivencia de peces y de la fauna acuática, ya que inhibe o impide el desarrollo de la vegetación acuática utilizada como su alimento.

Los factores más críticos para la sobrevivencia de peces son:

- calidad del agua: control del vertimiento de contaminantes y erosión;
- temperatura del agua: los reservorios muy poco profundos crean un ambiente inadecuado para la sobrevivencia de las especies de agua más fría, como las truchas; y
- movilidad de los animales: muchas especies de peces son migradoras y, por ello, necesitarían cruzar el macizo para seguir sus rutas naturales. Por ello se debe construir una pendiente para ascensión de peces. Los canales deben tener fondo triangular para facilitar el traslado de peces en períodos más secos.

Los factores más críticos para la sobrevivencia de la vida salvaje son:

- remoción de áreas de alimentación;
- pérdida de hábitat; y
- limitación de la movilidad.

Las medidas mitigadoras que pueden ser implementadas deberán perseguir tres metas diferentes:

- Mantener la belleza natural del local: recuperar áreas de préstamo degradadas por revegetación con especies nativas. Para ello, la remoción del horizonte superficial (más rico en materia orgánica), antes del inicio de la exploración del área, es fundamental, pues será determinante para el suministro de nutrientes a la vegetación replantada.
- Crear estructuras y terraplenes estéticamente aceptables: pese a que muchas veces eso sea poco práctico, desde el punto de vista estético, la construcción de la presa con un eje curvo hace que el reservorio se parezca a un lago natural, minimizando el impacto visual de la obra.

- Causar mínimo impacto ecológico al área: en lo que se refiere al control del olor, muchas veces se hace necesario proceder a la deforestación y a la limpieza, totales o parciales, del área a ser inundada, para preservar la calidad del agua del reservorio.

Se debe realizar análisis físico-químicos y bacteriológicos del agua represada para que se puedan conocer sus estándares de calidad e indicar su uso, en caso que sea posible, para diversos fines (irrigación, abastecimiento de agua, piscicultura, refugio de flora y fauna, entre otros).

El control de la vegetación de las orillas es fundamental para minimizar la proliferación de mosquitos transmisores de enfermedades. Algunas especies de peces también pueden colaborar con el control de algunas especies de insectos y de moluscos.

Las medidas de control de la erosión en la cuenca de contribución son fundamentales para minimizar la acumulación de sedimentos en el reservorio y la contaminación del agua con fertilizantes y pesticidas, principalmente en áreas de cultivo de cultivos anuales.

El reservorio, inclusive durante estaciones secas, deberá tener una profundidad suficiente para mantener condiciones de preservación de la vida salvaje (peces y vida animal de los alrededores del represamiento), además de presentar calidad satisfactoria para la sobrevivencia de dichos seres.

Se deben tomar cuidados para no destruir toda la vegetación en el área del reservorio ya que esta será fuente de alimento para animales después del llenado. Ciertos árboles que se dejen en el reservorio pueden servir como hogar para diversas especies de peces.

Pese a que ciertas plantas acuáticas sean deseables para la cría de aves acuáticas, al mismo tiempo son poco ventajosas para el cultivo de peces y, por ello deberán ser controladas, pues pueden causar la disminución en la concentración de oxígeno disuelto en el agua.

Para minimizar impactos de las áreas de alimentación para ganado inundadas, se deberá plantar nuevas áreas, de ser posible con los tipos de especies vegetales disponibles en el lugar y que sean de elevada producti-

vidad. Si no hubiera urgencia para elevar el agua hasta la altura normal, el reservorio debe ser mantenido con nivel de agua por debajo de lo normal por un tiempo suficiente para que las áreas de alimentación a ser inundadas sean sustituidas por otras.

Referencias

- BONTA, J.V., RAO, A.R. Estimating peak flows from small agricultural watersheds. **Journal of Irrigation and Drainage Engineering**, v.118, n.1, p.122-137, 1992.
- BUENO, B.S., VILAR, O.M. **Mecânica dos solos**. Viçosa: UFV, Impr. Univ., 1980. 131p.
- DENÍCULI, W. **Hidráulica - ENG 341**. Viçosa: UFV, Impr. Univ., 1988. 25p. (Apostila).
- ELETOBRAS **Manual de microcentrais hidrelétricas**. Brasília: Ministério das Minas e Energia - ELETROBRÁS Centrais Elétricas Brasileiras S.A - DNAEE 1984. 384p.
- EUCLYDES, H.P. **Saneamento agrícola. Atenuação das cheias: metodologia e projeto**. Belo Horizonte: RURALMINAS, 1987. 320p.
- FONTES, E.W., LOUREIRO, B.T., ALVES, D.R.B., KLAR, A.E. Comparação entre dois métodos de determinação do volume do aterro de barragens de terra. In: XXV CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA AGRÍCOLA, 1997. CD-ROM.
- FREITAS, A.J. **Tempo de concentração**. Belo Horizonte: Prefeitura Municipal de Belo Horizonte, Superintendência de Desenvolvimento da Capital, 1984. 67p.
- GOLDENFUM, J.A., TUCCI, C.E.M. **Hidrologia de águas superficiais**. Brasília, DF: ABEAS; Viçosa, MG: UFV, Departamento de Engenharia Agrícola, 1996. 128p.
- HILLEL, D. **Fundamentals of soil physics**. New York: Academic Press, 1980. 413p.
- IRYDA. **Diseño y constrccion de pequenõs embalses**. Madrid: Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentacion - Instituto Nacional de Reforma y Desarrollo Agrario, 1985. 197p.

- LIMA, W.P. **Princípios de hidrologia florestal para o manejo de bacias hidrográficas**. Piracicaba: ESALQ, 1986. 242p.
- LOUREIRO, B. T. **Pequenas barragens de terra**. Viçosa UFV, Impr. Univ., 1987. 34p.
- MATOS, A.T. **Física do solo**. Campos dos Goitacazes: Universidade Estadual do Norte Fluminense, 1996. 60p.
- PARANÁ, Secretaria da Agricultura e do Abastecimento. **Manual técnico do subprograma de manejo e conservação do solo**. 2. ed. Curitiba, 1994. 372p.
- PORTO, R., ZAHTEL F., K. TUCCI, C.E.M., BIDONE, F. Drenagem urbana. In: TUCCI, C. E. M. et al. **Hidrologia: ciência e aplicação**. Porto Alegre: ABRH-EDUSP, 1993. 943p.
- PRUSKI, F.F., SILVA, D.D. **Escoamento superficial**. Viçosa: Editora UFV, Departamento de Engenharia Agrícola, 1997. 37p. (Série Cadernos Didáticos).
- PRUSKI, F.F., SILVA, D.D., SANTOS, W.L., RODRIGUES, L.N., ANTUNES, V.L. **Infiltração da água no solo**. Viçosa: Editora UFV, Departamento de Engenharia Agrícola, 1997. 25p. (Série Cadernos Didáticos).
- RAMOS, M.M. *Barragens de terra para açudes e viveiros*. **Informe Agropecuário**: v. 6 n. 67, p. 3-10, 1980.
- RAMOS, M.M. **Hidráulica agrícola e suas aplicações**. Brasília: ABEAS, 1990. 119 p. (ABEAS, Curso de Engenharia da Irrigação, Módulo 6).
- SCHWAB, G.O., FREVERT, R.K., EDMISTER, T.W. et al. **Soil and water conservation engineering**. 2. ed. New York: John Wiley & Sons, 1966. 683p.
- SILVA, D.D., PRUSKI, F.F. **Recursos hídricos e desenvolvimento sustentável da agricultura**. Brasília: MMA-SRH-ABEAS-UFV, 1997. 252p.
- SMEDEMA, L.K., RYCROFT, D.W. **Land drainage: planning and design of agricultural drainage systems**. New York: Cornell University Press, 1983. 376p.

SOIL CONSERVATION SERVICE. **National engineering handbook**. S.N.T., 1972. n.p. (Section 4: Hydrology).

TUCCI, C.E.M. Escoamento superficial. In: TUCCI, C. E. M. et al. **Hidrologia: ciência e aplicação**. Porto Alegre: ABRH-EDUSP, 1983. 943p.

UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, **Design of small dams**. Washington: United States Government Printing Office, 1977. 816p.

WILKEN, P.S. **Engenharia de drenagem superficial**. São Paulo: CETESB, 1978. 477p.

Acerca del traductor:

Iván Andres Sánchez Ortiz

Ingeniero Civil de la Universidad de Nariño (UDENAR, 1998), Pasto-Nariño-Colombia; Especialista en Docencia Universitaria (UDENAR, 2000); Especialista en Alta Gerencia (UDENAR, 2002); M. Sc. en Ingeniería Civil, área de concentración en Ingeniería Ambiental y Recursos Hídricos/ Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho (UNESP, 2007), Ilha Solteira/São Paulo-Brasil. Ph. D. en Ingeniería Civil, área de concentración en Saneamiento e Ingeniería Ambiental/ Universidade Federal de Viçosa (UFV, 2018). Desde 1998 es docente en la Universidad de Nariño, actualmente está adscrito al Departamento de Recursos Hidrobiológicos con la categoría de Profesor Titular.

èditorial

Universidad de **Nariño**

Año de publicación: 2026
San Juan de Pasto - Nariño - Colombia

Las actividades agropecuarias, agroindustriales, de minería, industriales y urbanas requieren de grandes volúmenes de agua, la cual no siempre está disponible en las cantidades necesarias para el uso deseado. Además, la instalación de pequeñas centrales hidroeléctricas, la piscicultura y el embellecimiento paisajístico también requieren la construcción de embalses o lagos artificiales. La reserva de agua, esencial para dichas actividades, puede obtenerse, con frecuencia, mediante la construcción de presas de tierra.

En esta obra, se presenta información sobre técnicas de construcción y dimensionamiento de presas de tierra de tamaño pequeño, que pueden satisfacer gran parte de tales necesidades, permitiendo la realización de obras más seguras, con una mejor relación costo-beneficio y con el mínimo impacto posible sobre el medio ambiente. Sin embargo, se recomienda, que para el caso de obras de mayor tamaño (altura superior a 10 m), que presentan mayor complejidad, se consulten otras fuentes bibliográficas, puesto que el énfasis de este libro es el diseño de pequeñas presas en material térreo.

ISBN: 978-628-7864-31-3



9 786287 864313



Universidad de Nariño
FUNDADA EN 1904

ai

Universidad de Nariño

ACREDITADA EN ALTA CALIDAD
RESOLUCIÓN MEN 000022 - ENERO 11 DE 2023

êditorial
Universidad de Nariño