

CAPÍTULO IV. ESTUDIO DE FUENTES Y CAPTACIONES SUPERFICIALES

ÍNDICE

1. ESTUDIOS DE FUENTES Y CAPTACIONES SUPERFICIALES.....	1
1.1. GENERALIDADES	1
1.2. RÍOS O ARROYOS.....	1
1.2.1. <i>Estudios Básicos</i>	1
1.2.2. <i>Estudios Relacionados con la Ubicación de la Obra de Toma</i>	1
1.2.3. <i>Calidad de Agua</i>	2
1.2.4. <i>Caudal Disponible</i>	2
1.2.5. <i>Crecida Máxima de Proyecto</i>	4
1.2.6. <i>Indicaciones Para el Informe Final</i>	5
1.3. LAGOS, EMBALSES Y LAGUNAS	5
1.4. MANANTIALES	5
1.5. AGUA DE LLUVIA	7
1.6. OTRAS FUENTES SUPERFICIALES.....	10
2. CAPTACIONES SUPERFICIALES	11
2.1. GENERALIDADES	11
2.2. RÍOS Y ARROYOS	11
2.3. LAGOS O EMBALSES	13
2.4. REQUISITOS LEGALES, AMBIENTALES Y OPERATIVOS.....	14
2.4.1. <i>Aspectos Legales</i>	14
2.4.2. <i>Aspectos Ambientales</i>	14
2.4.3. <i>Operación y Mantenimiento</i>	14
2.5. ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE LAS OBRAS DE TOMA	15
2.5.1. <i>Rejas</i>	15
2.5.2. <i>Caños Filtros</i>	15
2.5.3. <i>Desarenadores</i>	16

2.5.4. Conductos	16
2.5.5. Canales	16
2.5.6. Dispositivos de Control y Medición de Caudal	17
2.6. TIPOS DE OBRAS DE TOMA.....	17
2.6.1. Tomas Sumergidas Directas en el Fondo de un Río o Embalse	17
2.6.2. Plataformas en Ríos Anchos o Embalses	19
2.6.3. Plataformas Flotantes en Ríos o Embalses	21
2.6.4. Tomas con Obras Transversales a un Río.....	23
2.6.5. Tomas Construidas en una Margen del Río.....	28
2.6.6. Captación de Agua de Lluvias.....	33
2.6.7. Captación en Manantiales.....	40
2.7. EJEMPLOS.....	42
2.7.1. Ejemplo 1: Cálculo de Crecidas	42
2.7.1.1. Método Racional.....	42
2.7.1.2. Método del Hidrograma Triangular	43
2.7.2. Ejemplo 2: Diseño del Perfil de los Vertederos en Obras de Captación Transversales a un Río	45
2.7.2.1. Disipación de la Energía	47
2.7.3. Ejemplo 3: Consideraciones Estructurales en Obras de Captación Transversales a un Río.....	49
2.8. EJEMPLOS DE DISEÑOS.....	52
3. BIBLIOGRAFÍA.....	63

LISTA DE ILUSTRACIONES

TABLAS

Tabla 1. Velocidad máxima en canales en función de la naturaleza de los terrenos en que se construyen	16
Tabla 2. Pendiente de taludes en canales en función de la naturaleza de las paredes.....	17
Tabla 3. Medidas y pesos recomendados para el material para formar pedraplenes en función de la velocidad de la corriente.....	19
Tabla 4. Velocidad media de escurrimiento en la cuenca en función de su pendiente.....	45
Tabla 5. Coeficientes para el diseño del perfil de vertederos.....	46
Tabla 6. Coeficientes de rozamiento en función del material de fundación de presas	51
Tabla 7. Registro mensual de precipitaciones	58
Tabla 8. Registro diario de precipitaciones (mm/d)	59
Tabla 9. Precipitaciones efectivas (mm / día)	60

FIGURAS

Figura 1. Toma sumergida directa en el fondo de un río o embalse	18
Figura 2. Muelle de toma.....	20
Figura 3. Torre de toma.....	21
Figura 4. Plataforma flotante en un río o embalse	22
Figura 5. Toma reja transversal a un río	23
Figura 6. Toma lateral con presa de derivación.....	25
Figura 7. Toma incorporada a una presa de embalse	27
Figura 8. Pozo de aspiración del bombeo que permite captar el agua a diferentes niveles	29
Figura 9. Plataforma móvil en curso que presenta importantes variaciones de nivel.....	29
Figura 10. Alternativas de cámaras de bombeo directa	30
Figura 11. Toma lateral	31
Figura 12. Toma sobre un canal paralelo a un curso de agua	33
Figura 13. Regiones naturales de la Argentina en función de las lluvias	35
Figura 14. Curvas intensidad – duración - frecuencia	37
Figura 15. Tipos de aljibes	39
Figura 16. Toma en manantial	42
Figura 17. Hidrograma típico.....	43
Figura 18. Hidrograma unitario triangular	44
Figura 19. Formas típicas de vertederos	46
Figura 20. Perfil de vertedero para amortiguación de energía	47
Figura 21. Bloques para la disipación de energía.....	49
Figura 22. Dentellones en la cimentación	51
Figura 23. Zampeados y dentellones para cimentaciones permeables	52
Figura 24. Esquema de toma con cañería filtrante vertical.....	55

1. ESTUDIOS DE FUENTES Y CAPTACIONES SUPERFICIALES

1.1. GENERALIDADES

El objeto de los estudios para el aprovechamiento de fuentes de agua superficial, para la provisión de agua potable deberán permitir evaluar:

- El caudal disponible en relación a la demanda del proyecto.
- La crecida máxima, en relación a la seguridad de la obra de toma y las restantes instalaciones del sistema.
- La calidad del agua cruda y su variación estacional, para establecer el tratamiento de potabilización que permita ajustarla a las Normas de calidad de agua de consumo.

El caudal o volumen disponible depende de diversos factores entre los cuales los más importantes son la duración, intensidad y frecuencia de las precipitaciones, el clima, la vegetación, las características geográficas, topográficas y geológicas de la cuenca de aporte.

La calidad del agua depende de los microorganismos y de las materias orgánicas y minerales presentes. Por otra parte, especialmente en las zonas habitadas, puede producirse la contaminación del agua por las descargas no controladas de efluentes cloacales o industriales.

A continuación se señalan los distintos tipos de fuentes superficiales que pueden utilizarse y el detalle de los estudios a realizar.

1.2. RÍOS O ARROYOS

1.2.1. Estudios Básicos

Se deberán realizar los estudios topográficos y de suelos que se detallan en las presentes Fundamentaciones. La importancia y el tipo de obra así como las características del área de emplazamiento condicionarán la importancia tanto de los estudios topográficos como geotécnicos a realizar.

1.2.2. Estudios Relacionados con la Ubicación de la Obra de Toma

Deberán efectuarse los estudios técnico–económicos de alternativas, para la localización y diseño de la obra de toma, basados en lo siguiente:

- Localización de obras públicas y privadas existentes en la zona circundante que puedan ser afectadas por el proyecto o que puedan afectar al proyecto.
- Localización de posibles fuentes de contaminación, descarga o arrastre de materias orgánicas, líquidos cloacales y desagües industriales.

- Datos provenientes de estaciones limnimétricas, etc. en la zona circundante.
- Tipos de vegetación cultivos y bosques en la zona de ubicación del proyecto y circundantes.
- Arrastre de sedimentos de la fuente de agua y que podrían ser retenidos por la obra de toma, particularmente en las crecidas.
- Efectos de las crecidas desde el punto de vista de la resistencia y estabilidad de la estructura de la obra de toma.
- Datos sobre la cimentación de obras hidráulicas existentes en las proximidades.
- Capacidad portante del suelo para la fundación de la estructura de la obra de toma.
- Cota mínima y de crecida del curso de agua.
- Riesgos de erosión de las márgenes del río frente a eventuales crecidas y estudio de las necesidades de protecciones.

1.2.3. Calidad de Agua

A los fines de asegurar la calidad del agua, se deberán extraer muestras para determinar en el laboratorio los parámetros establecidos en las Normas de calidad de agua de consumo que sean de aplicación. También, para la realización de ensayos de tratabilidad del agua.

Deberán incluirse determinaciones que permitan prever la aparición eventual de problemas de olor y sabor. Si la fuente es un canal de baja turbiedad se deberá realizar un estudio cualicuantitativo de fitoplancton y zooplancton. De detectarse la presencia de cianobacterias, se deberán realizar determinaciones analíticas con la finalidad de identificar la presencia de toxinas. En todos los estudios se deberán incluir determinaciones del número umbral de olor según la técnica establecida en los Métodos Estándar para el Análisis de Agua y Líquidos Residuales de la American Water Works, la American Health Public Association y la Water Environment Federation en su última edición u otras técnicas cualitativas de determinación de sabor y olor si se justifica su aplicación.

De no poder controlarse económicamente los problemas de sabor y olor, deberán buscarse fuentes alternativas.

Las muestras se deberán extraer durante las épocas de crecida y de estiaje, en los posibles lugares de toma y en los afluentes próximos de importancia.

1.2.4. Caudal Disponible

El proyectista incluirá la información básica y los estudios complementarios que se mencionan en los puntos que siguen, sin embargo algunos de ellos no serán necesarios cuando se cuente con datos fehacientes de aforos realizados por entidades públicas o privadas reconocidas, de acuerdo con los cuales el caudal mínimo disponible permita captar volúmenes suficientes para atender la demanda durante el período de diseño fijado.

Los estudios a realizar comprenden:

Estudios climáticos

La información básica a obtener incluirá los datos existentes en lo que respecta al promedio de las precipitaciones mensuales, los registros de distintas tormentas y las temperaturas máximas y mínimas de invierno y verano.

La recopilación comprenderá, como mínimo, los siguientes aspectos:

- Precipitaciones mensuales en diversas localidades de la cuenca, obtenidos en el Servicio Meteorológico Nacional. Los mismos deben comprender un período de, por lo menos, 25 años. En el caso de insuficiencia de datos podrá realizarse la correlación pluviométrica de la cuenca en estudio con otra cercanas de similares posibilidades de precipitación.
- Intensidad y dirección de vientos.
- Temperaturas medias mensuales.

Estudios hidrológicos

La información básica a obtener deberá consistir en la recopilación y análisis de los datos sistemáticos existentes de información hidrométrica y aforos de entidades públicas y privadas reconocidas, e informaciones locales y/o aforos directos para determinar caudales de crecida y estiaje.

En el caso de no contarse con la información citada, se deberán realizar aforos expeditivos tomados simultáneamente con las alturas hidrométricas, en distintas condiciones del río a fines de establecer la ley altura-caudal. Asimismo se deberá determinar el “caudal básico” mediante aforos en períodos de estiaje.

En aquellos casos donde no fuera posible reunir lo anteriormente señalado, se requerirán las siguientes informaciones en la zona a estudiar:

- Determinación de la cuenca de aporte en base a las planchetas del IGM, mapas zonales, etc.
- Comparación de datos entre las series de las distintas estaciones pluviométricas.
- Determinación de la precipitación media en la cuenca por los métodos de media aritmética, de Thiessen o de las isohietas, y el análisis estadístico de máximas tormentas con la determinación de la ley de mejor ajuste.
- Análisis de tormentas. Registros, histograma de tormentas de no muy larga duración (entre 1/3 y 1/5 del tiempo de concentración de la cuenca).
- Si el ENOHSA lo solicitara especialmente, se deberá determinar el volumen de evaporación media. La evapotranspiración potencial podrá establecerse mediante mediciones directas o en el caso en que éstas no sean factibles mediante fórmulas empíricas como las de Lugeon, Meyer o Thornthwaite.

Partiendo de los datos pluviométricos, se deberá establecer cuál será la lluvia neta. Esto último, se deberá determinar teniendo en cuenta la conformación de las subcuencas, la

cobertura vegetal, el manejo actual agropecuario, la clasificación hidrológica de los suelos, la infiltración, etc.

En el caso de insuficiencia de datos, podrá utilizarse la comparación hidrológica con cuencas próximas similares a la cuenca en estudio.

1.2.5. Crecida Máxima de Proyecto

Se procederá de la siguiente manera:

- Si existiera suficiente cantidad de datos sobre caudales, se llevará a cabo el análisis estadístico de los máximos caudales anuales, determinando la ley de mejor ajuste.
- La crecida de proyecto se obtendrá de esta última, para una recurrencia no inferior a la vida útil de la obra.
- Si no existiera suficiente cantidad de datos sobre caudales, la crecida de proyecto se calculará mediante el método del hidrograma unitario. El hidrograma de proyecto se obtiene multiplicando las ordenadas del hidrograma unitario, por la precipitación neta correspondiente a la máxima tormenta para una recurrencia no inferior a la vida útil de la obra.

Para determinar el hidrograma unitario se podrá proceder de cualquiera de las dos maneras siguientes:

- En base a los datos correspondientes a varias tormentas de no muy larga duración, (duración entre $1/3$ y $1/5$ del tiempo de concentración de la cuenca).
- En base a métodos empíricos tales como el de Snyder u otros, en caso de no contar con registros de tormentas. Se determina así el hidrograma unitario sintético cuyos coeficientes de ajuste se deberán fijar en base a la correlación de las características físicas de la cuenca en cuestión con las correspondientes a cuencas similares de las cuales se poseen hidrogramas realmente registrados.

En aquellos casos que la importancia del problema lo requiera deberá encararse la realización de los siguientes estudios adicionales:

- Cálculo de crecidas mediante ambos métodos indicados precedentemente, es decir llevando a cabo el análisis estadístico de máximos caudales anuales y por otra parte mediante el método del hidrograma unitario, a fines comparativos.
- Determinación de las características medias mensuales del escurrimiento, déficit y superávits.
- Estudios de erosión y defensas. Se deberán determinar las máximas fuerzas tangenciales y las consiguientes máximas velocidades que son capaces de soportar sin erosiones los suelos que conforman el perímetro del curso. En función de tales determinaciones se establecerá la necesidad o no de proyectar defensas.

1.2.6. Indicaciones Para el Informe Final

La memoria técnica del proyecto incluirá los datos, estudios y determinaciones de los puntos indicados anteriormente y las conclusiones y justificación de la fuente adoptada.

1.3. LAGOS, EMBALSES Y LAGUNAS

En el estudio se determinará la alimentación superficial o subterránea del cuerpo de agua y sus desagües, topografía y profundidades en las riberas; fluctuaciones del nivel de agua, corrientes, influencias de desagües superficiales, datos relativos a luz solar y proliferación de algas, plantas acuáticas y desechos flotantes. Serán de aplicación las consideraciones efectuadas para ríos y arroyos en relación a problemas de sabor y olor.

Se deberán extraer muestras de aguas a distintas profundidades para sus análisis físico-químicos y bacteriológicos y ensayos de coagulación si presentaran turbiedad.

Cuando la magnitud de la captación lo requiera podrá ser necesario complementar los estudios anteriormente mencionados con información respecto a la permeabilidad de los suelos, evapotranspiración u otras para definir las características de la cuenca de aporte al lago o embalse.

Estudios de azolve: en los casos de tomas mediante embalses, la obtención de muestras del material en suspensión que llevan las aguas servirá para la determinación de los sólidos y la producción anual de sedimentos. Estas determinaciones se utilizarán para proyectar los descargadores de fondo necesarios y las operaciones de limpieza y mantenimiento a los efectos de evitar la reducción de la capacidad del embalse dentro de su vida útil.

1.4. MANANTIALES

Estudios geológicos

Los estudios de campo permitirán establecer el tipo de manantial de que se trata, determinando si es una fuente que emana de fisuras de capas de roca o brota de estratos de roca meteorizada o en terreno aluvional.

Se deberá detectar la presencia o no de fallas que produzcan desviaciones en el manto acuífero. Tales desviaciones serán de vital importancia para el proyecto de la obra de toma ya que ésta deberá captar al agua en su yacimiento geológico y no en aluviones.

Deberá comprobarse si el afloramiento es único, múltiple o bien si se trata de un afloramiento lineal. En aquéllos casos en que las características del afloramiento así lo indiquen, se deberá estudiar la posibilidad de incrementar las corrientes de los estratos porosos mediante tubos colectores o galerías de infiltración.

Reconocimientos

Durante el reconocimiento topográfico de la zona, se verificará la existencia de grietas que puedan dar lugar a un deterioro en la calidad de la fuente por invasión de aguas superficiales o subterráneas contaminadas.

En aquellos casos de manantiales que afloran en regiones bajas de terreno aluvional donde el agua se acumula en forma de charca o pantano, cubierta con plantas y con presencia de vida animal, deberán indagarse con mayor detenimiento las probabilidades de contaminación. Tales zonas deberán ser investigadas estableciendo su ubicación y características.

Los reconocimientos deberán incluir asimismo la factibilidad de la construcción de la obra de toma y de las posibles obras complementarias.

Se deberá proceder además a la extracción de muestras de agua para sus análisis de calidad.

Evaluación de la capacidad de producción del manantial

Se deberán realizar aforos para constatar la compatibilidad entre los caudales mínimos a captar en relación con las necesidades de abastecimiento de la población.

Los aforos se deberán realizar en distintas épocas del año, especialmente en las épocas de lluvias y las de estiajes, para la determinación de caudales máximos y mínimos, régimen del manantial y posibles intermitencias.

Para caudales pequeños podrá aforarse por mediciones directas mediante el llenado de recipientes de volumen conocido. Para caudales mayores (en general mayores de 3 l/s) el método más conveniente puede considerarse el aforo por vertedero.

Se deberá aforar durante el mayor tiempo posible.

En los caudales cronológicos deberán consignarse los días de lluvias y cantidad de agua caída estableciendo de este modo la correlación entre ambos fenómenos y deduciendo por lo tanto el tiempo que tarde en manifestarse en el manantial la influencia de las lluvias.

La variación de la turbiedad y temperatura del agua también serán elementos de juicio para establecer la correlación anteriormente mencionada.

La técnica del aforo debe ser tal que no interfiera el escurrimiento natural de las aguas, dando lugar de este modo a mediciones falsas.

En tal sentido, si se afora por vertedero, habrá que tener especial cuidado de no alterar con el remanso del vertedero las condiciones de salida del manantial. El remanso formado puede anegar la boca del manantial, y disminuyendo la carga sobre el mismo, reducir el caudal.

1.5. AGUA DE LLUVIA

En aquellas localidades donde no se cuente con fuentes superficiales o subterráneas aprovechables para el abastecimiento de agua se deberá estudiar la posibilidad de utilizar aguas de lluvia, en cuyo caso será necesario obtener la siguiente información:

Suelos

Los suelos se deberán estudiar desde los puntos de vista de su permeabilidad, arrastre de material durante las lluvias, condiciones para el desarrollo de especies vegetales y sus características en cuanto a la posibilidad de incorporar al agua sales u otros elementos que desmejoren su potabilidad.

En caso de que no se conocieran suficientemente las características del suelo de la cuenca receptora, se podrán realizar los siguientes estudios:

- Para el estudio geotécnico se deberán practicar sondeos mediante perforaciones distanciadas entre uno y cinco kilómetros, según la homogeneidad que presente y con profundidades entre uno y dos metros, con extracción de muestras cada 50 cm.
- Para el estudio de la permeabilidad se deberán practicar pozos excavados a cielo abierto, con profundidades de uno a dos metros, distanciados con igual criterio que en el caso anterior, según la homogeneidad que presente el terreno a través de los ensayos.

Topografía

Se deberá realizar el relevamiento topográfico con el suficiente detalle como para definir las posibles cuencas y cauces aprovechables.

Para ello se deberá utilizar la información fotográfica aérea disponible y la fotointerpretación respectiva, complementando ese estudio con el relevamiento topográfico.

Precipitaciones

Se deberá obtener un registro confiable de lluvias que abarque el mayor número posible de años.

Si no se poseen registros de la misma localidad en estudio, se podrán utilizar los de lugares próximos con características climáticas similares.

Si de la localidad en estudio sólo se poseen registros de pocos años, podrán compararse con otros registros más amplios y extrapolar valores.

Se deberán aplicar coeficientes de seguridad cuyo valor deberá ser mayor en la medida en que resulte menos confiable o completa la información disponible.

Los valores obtenidos se deberán volcar en planillas y gráficos que determinen dentro del período considerado lo siguiente:

- Intensidades de las precipitaciones diarias ocurridas.
- Frecuencia de precipitaciones diarias de diferentes intensidades.

- Precipitaciones anuales.
- Duración de las precipitaciones.
- Frecuencias e intervalos de recurrencia para distintas precipitaciones anuales.
- Tablas o gráficos de análisis estadísticos.

El proyectista podrá aplicar los criterios y métodos estadísticos y de probabilidad que considere más adecuados a la información disponible, pero el estudio debe brindar los elementos básicos para poder definir la precipitación de cálculo, la capacidad necesaria de almacenamiento y la probabilidad de que se produzcan precipitaciones menores que la de cálculo, durante el período de diseño.

No se deberán considerar las precipitaciones diarias menores de un valor a determinar de acuerdo al clima, naturaleza del terreno, material de arrastre, vegetación, pendientes, etc. Para terrenos naturales, no habiendo otro elemento de juicio, podrá adoptarse el valor de 40 mm.

Además, al llegar a la etapa de proyecto, puede ocurrir que no puedan considerarse los excedentes de precipitaciones superiores a un determinado valor que colme la capacidad de las obras de conducción hasta la represa.

Evaporación y transpiración

Se podrán determinar por mediciones en el lugar y de no ser factibles, por fórmulas empíricas o procurando obtener información sobre evaporación en la zona, evaluando el clima y cuidando de aclarar si los registros corresponden a evaporímetros terrestres o flotantes.

Para la definición de la evaporación y transpiración de la superficie terrestre, se deberán investigar las características del suelo, profundidad del agua subterránea, clase y estado de la vegetación natural y posible vegetación que admite la clase de terreno.

El conjunto de la transpiración y la evaporación que constituye la evapotranspiración puede medirse aunque con escasa precisión, observando la diferencia entre el volumen de la precipitación sobre una porción de terreno y el recogido mediante drenes que cubran el sector.

De los valores antes mencionados la mayor importancia para el diseño hidráulico de la instalación, la tiene la evaporación que ocurre a través de la superficie de agua de las represas. Los restantes influyen en la escurrimiento al mantener diferente grado de humedad en la capa superior del terreno y modificar la absorción del agua precipitada.

Aguas freáticas

Se deberá analizar su calidad y verificar su nivel y potencia en las diferentes épocas del año, en relación a la posibilidad y conveniencia de utilizarla como complemento del agua de lluvia para ser mezclada con la misma en las represas o reservas.

La potencia y nivel de la napa freática tiene interés desde el punto de vista de la influencia que pueda tener esta napa, sobre las obras proyectadas y la calidad del agua

de escurrimiento. Además reviste importancia, si se prevé una explotación mixta con aprovechamiento directo de la napa freática o si se prevén recargas de pozos abiertos.

Escurrecimiento de las aguas

La aplicación de coeficientes empíricos y generales para la determinación del escurrimiento, puede dar lugar a gruesos errores justamente en la determinación de la superficie de la cuenca necesaria. Pueden aplicarse coeficientes empíricos en el caso de superficies receptoras impermeabilizadas, en las que puede aceptarse un valor de 0,90.

Para el caso de cuencas naturales, se deberá proceder con el siguiente criterio:

- a) Determinación de una curva o tabla que indique para cada altura de la precipitación, el volumen escurrido por unidad de superficie receptoras. La determinación de la curva o tabla puede lograrse en las siguientes formas:
 - Por la aplicación de tablas que den esos valores para situaciones de clima y suelos semejantes al que se estudia. Pueden utilizarse al efecto las tablas y criterios expuestos en la publicación “Diseño de Pequeñas Presas” (Bureau of Reclamation – United States Department of the Interior). También pueden aplicarse las tablas y fórmulas del “Método racional generalizado”.
 - Por la observación, durante un ciclo completo de un año, de la relación precipitación-escurrimiento en una planta de características similares en clima y suelos a la que se estudia.
 - Por el ensayo en el propio terreno en estudio, en una cuenca piloto preparada para tal efecto. Esta solución es aconsejable para poblaciones importantes.
- b) Aplicación de un índice de corrección para las lluvias que ocurren a continuación de otra anterior, denominada precipitación precedente, en cuyo caso, por la humedad del suelo, la esorrentía es mayor.
- c) Con los valores de a) y las correcciones de b), se podrá construir curvas de aportes anuales aprovechables para la unidad de la superficie receptora. Se deberán tomar los años más secos y sus inmediatos para que en la etapa de proyecto se puedan utilizar, tomados de a dos años seguidos, para determinar el volumen de reserva necesario.
- d) Si se puede encontrar, para años secos y semisecos, y para la cuenca en estudio, un coeficiente único para cada valor de precipitación anual, que dé la relación entre la altura de la precipitación y valor del escurrimiento, podrá aplicarse para simplificar, la tarea indicada en el punto c).

Calidad de las aguas

Se deberán realizar análisis protistológicos de las aguas represadas de la zona para estudiar la posible proliferación de algas en el represamiento a construir y los métodos correctivos apropiados.

Además, como ya se ha mencionado, se deberán realizar análisis químicos y físicos de las agua freáticas, para determinar la posibilidad de desmejoramiento de la calidad del agua represada.

Estación meteorológica

En los casos en que no existe información adecuada, se deberá estudiar la posibilidad de la instalación inmediata de una estación meteorológica para obtener información sobre precipitaciones, temperaturas, humedad, vientos, evaporación, etc. La obtención de estos datos durante uno o dos años previos a la iniciación de las obras, podrá ser utilizada para confirmar o ajustar dimensiones o características de las obras de captación o tratamiento.

1.6. OTRAS FUENTES SUPERFICIALES

Canales de riego

Se deberán obtener los datos completos de la fuente; alimentación, régimen, aforos, área de riego que sirve, etc., perjuicio que ocasionaría la derivación del caudal necesario en la economía de la zona, por disminución del área de riego; período de limpieza anual; toma suplementaria sobre otro canal próximo donde el corte del agua no coincida con el principal: caudales disponibles a derivar; muestras de agua para análisis químico y bacteriológicos. En todos los casos, debe establecerse el compromiso de cesión correspondiente del caudal necesario para cubrir la demanda durante el período de diseño

Derivación desde obras existentes de provisión de agua potable

No existiendo fuentes locales o relativamente cercanas se podrá considerar la utilización de obras ya habilitadas en localidades próximas siempre que lo permita la capacidad de la fuente y que las condiciones sanitarias, técnicas y económicas de esta solución ofrezcan ventajas con respecto al uso de otras fuentes. Se deberán aportar los datos de la fuente a efectos de evaluar su capacidad actual y futura, análisis químico y bacteriológico, estado de las instalaciones, etc. También en este caso debe establecerse el compromiso de cesión correspondiente del caudal necesario para cubrir la demanda durante el período de diseño.

Agua de mar

En las zonas costeras y no existiendo otras posibilidades de utilización económica de fuentes de agua dulce de origen superficial, puede analizarse la factibilidad de utilización de agua de mar, previendo como es obvio el correspondiente tratamiento para reducir el tenor de sales presentes a niveles de potabilidad.

2. CAPTACIONES SUPERFICIALES

2.1. GENERALIDADES

Las condiciones fundamentales de una obra de toma, consisten en:

- La seguridad de su capacidad hidráulica, con un mínimo riesgo de interrupción, para captar el caudal máximo diario para el final del período de diseño. Este último, normalmente se debe fijar en 20 años para las obras civiles y en 10 años para el equipamiento electromecánico.
- La confiabilidad y estabilidad de la calidad de agua.

Para ello es necesario desarrollar estudios hidrológicos, aforos, etc. detallados en el Anexo II “Temas de Hidráulica” de las presentes Fundamentaciones, los que permiten definir el rendimiento y régimen de las cuencas de captación. Por otra parte, las características geográficas y topográficas, los estudios geotécnicos, los aspectos ambientales y legales, y el análisis de los riesgos de contaminación, conforman con los primeros, los factores que influyen en la factibilidad, características técnicas y envergadura del proyecto de la obra de toma.

Finalmente, de la comparación económica de alternativas técnicamente viables, surgirá el diseño de captación a adoptar.

Para el análisis, conviene distinguir las particularidades de los ríos o arroyos, y las de los lagos o embalses.

2.2. RÍOS Y ARROYOS

Capacidad Hidráulica

La obra de toma debe ser capaz de captar el caudal de diseño, aún en las condiciones más desfavorables. Para ello, es necesario conocer el caudal mínimo disponible del curso de agua, sustentado en datos de aforos y/o pluviométricos, obtenidos durante un período suficientemente prolongado para hacer confiables los resultados que se logren del procesamiento de dicha información.

El caudal en época de estiaje, debe poder cubrir en exceso el caudal de diseño de la captación. Generalmente, se exige que sea por lo menos equivalente al doble del caudal de diseño en el caso de alimentación por gravedad, y el triple del caudal de diseño para el caso de captación mediante bombeo.

Si el caudal mínimo no permitiera cubrir la demanda, pero el caudal promedio en un período que abarque el intervalo de ocurrencia del mínimo fuera suficiente para ello, correspondería analizar la viabilidad de la construcción de un embalse, cuyo volumen alcance para satisfacer los consumos de la época seca, evitando así cortes en la prestación del servicio.

Por otra parte, si la corriente fuera de muy pequeño caudal y tirante, puede proyectarse una presa de derivación para mantener la toma sumergida, garantizando en todo momento la captación del caudal de diseño y evitando el arrastre de aire.

Adicionalmente, el proyectista debe analizar para el diseño de la toma los siguientes aspectos:

- Los registros históricos de niveles de agua con la finalidad de definir:
 - La cota de la boca de toma que permita captar agua aún en la mínima bajante.
 - La cota de la máxima creciente, para evitar la inundación de las instalaciones.

En los casos en que la toma se encuentre en una zona donde el nivel del agua pueda sufrir grandes cambios, la obra debe estar en condiciones de adaptarse a los mismos.

- Las protecciones necesarias de la boca de captación mediante rejas o láminas perforadas, previendo además su limpieza periódica, frente a los riesgos de ingreso al sistema de elementos sólidos o cuerpos extraños que transporte el curso de agua y que pudieran causar daños u obstrucciones.
- La seguridad estructural, mediante un emplazamiento de la obra en un fondo estable, y realizar las verificaciones a la flotación, al volcamiento y a las socavaciones, debiendo preverse, las instalaciones de alivio o descarga frente a las crecidas y las protecciones para el tránsito en el río.

Calidad de agua

Las aguas de ríos de llanura generalmente son turbias y a veces con color, mientras que las de ríos de montaña tienen usualmente condiciones físicas más aceptables para su posterior potabilización, pero pueden arrastrar arenas y rodados. Además, en ambos casos, se encuentran expuestas a la contaminación por poblaciones estables o eventuales cercanas, a través de sus descargas cloacales, industriales, pluviales, y/o por la presencia de vaciaderos de basura. Por lo tanto, siempre que sea posible, la obra debe emplazarse aguas arriba y a distancia razonable de las regiones habitadas, o descargas industriales o contaminantes que involucren riesgos, a menos que:

- Se demuestre una adecuada capacidad de autodepuración del río o arroyo, sustentada en modelos matemáticos y/o análisis de calidad de agua realizados en épocas críticas.
- Se establezcan claramente los controles y responsabilidades respecto a las descargas contaminantes.
- Se prevean en el proyecto para el caso de contingencias, diferentes condiciones de operación tales como la utilización de fuentes complementarias o alternativas, variaciones en la potabilización del agua, etc. para disminuir los riesgos a niveles aceptables.

Por otra parte, la ubicación en una zona con buena profundidad y en la orilla opuesta a la que acumule mayor cantidad de sedimentos, son factores que, entre otros, contribuirán a la obtención de una mejor calidad de agua.

Adicionalmente, se debe evitar la captación de aguas de crecientes o en caso contrario, prever las condiciones de operación del sistema para esa contingencia.

2.3. LAGOS O EMBALSES

Capacidad hidráulica

Con la finalidad de determinar si el volumen de almacenamiento es suficiente para cubrir la demanda aún en las condiciones más desfavorables, el proyectista debe evaluar la alimentación al lago o embalse y su variabilidad estacional, el desagüe, la permeabilidad del fondo, la evapotranspiración, etc.

Por otra parte, el conocimiento de las fluctuaciones del nivel de agua, permite diseñar la obra de toma para que pueda captar en todo momento el caudal de diseño.

Calidad de agua

En líneas generales, las aguas de lagos y embalses suelen ser menos turbias que las de ríos caudalosos, por la posibilidad de sedimentación de partículas que se presenta en aguas quietas, pero pueden manifestarse problemas de color, como consecuencia del desarrollo de plantas acuáticas.

Por otra parte, la calidad del agua puede variar según el sector y profundidad a considerar, lo que es relevante para la selección de la ubicación de la toma.

Otro aspecto a considerar es la acción de las olas, especialmente en el caso en que no haya suficiente profundidad y el espejo de agua sea de cierta extensión, debido a que podría producir el levantamiento de sedimentos del fondo.

En relación al transporte y difusión de contaminantes, las fluctuaciones del nivel de agua y la influencia de los vientos predominantes, así como las corrientes superficiales y subsuperficiales deben tenerse en cuenta, pudiendo obligar a prever distintas profundidades de captación, de acuerdo a las variaciones de la calidad de agua para los correspondientes niveles, originadas en los cambios de las condiciones mencionadas. Una toma ubicada muy cerca del fondo puede captar, particularmente en estiaje, agua turbia o con cierto contenido de materia orgánica descompuesta, por lo que conviene que la distancia entre el fondo del lago y la cara inferior del filtro no resulte menor de 50 cm. Por el contrario, si está ubicada muy próxima a la superficie puede ingresar desechos flotantes, algas y plantas acuáticas, por lo que es recomendable captar a una profundidad mayor a 30 cm.

Finalmente, la ubicación del lago o embalse respecto a zonas urbanas o campos en explotación agrícola, influye en la magnitud de los riesgos de contaminación química y microbiológica, la proliferación de algas y plantas acuáticas, la acumulación de desechos flotantes en general, y consecuentemente, en la calidad del agua.

2.4. REQUISITOS LEGALES, AMBIENTALES Y OPERATIVOS

Es conveniente atender una serie de requisitos básicos como los que se describen a continuación, complementando los aspectos relativos a la capacidad hidráulica y a la calidad del agua, que se han expresado hasta ahora:

2.4.1. Aspectos Legales

Con la debida antelación, deben cumplimentarse las autorizaciones para el emplazamiento de la obra y el compromiso por parte del organismo responsable de la cesión del agua para garantizar la cobertura de la demanda durante el período de diseño. Asimismo, deben establecerse los resguardos correspondientes en cuanto a eventuales focos de contaminación aguas arriba.

2.4.2. Aspectos Ambientales

Debe evaluarse si la obra se encuentra o es aledaña a áreas de interés ambiental, y en tal caso, cumplimentar las reglamentaciones de aplicación. En particular, es necesario minimizar las alteraciones que pueda producir la obra en el curso de agua, tales como interferencias para la navegación, actividades recreativas u otros usos, perjuicios graves a la fauna ictícola y problemas de embanques y erosiones. Estos últimos, se pueden reducir localizando la obra preferiblemente en tramos rectos.

2.4.3. Operación y Mantenimiento

El proyecto debe facilitar y minimizar las tareas de operación, limpieza y mantenimiento sin interferir el servicio; al respecto se deben prever medios de accesos adecuados y de iluminación, así como también de protección y cercado, para evitar la entrada de personas y animales extraños, disponiéndose los elementos para la limpieza y los dispositivos para el control y la medición de caudales. Asimismo, deben quedar claramente expresadas las recomendaciones para las tareas de monitoreo, y de mantenimiento, y las acciones a desarrollar en caso de contingencias. Al respecto pueden señalarse:

- La limpieza de las rejillas con una frecuencia preestablecida o en función de la pérdida de carga.
- La limpieza por retrolavado de los caños filtro.
- El mantenimiento del equipamiento electromecánico.
- El permanente control de la calidad del agua cruda y el procesamiento de los datos para permitir predecir los picos de su desmejoramiento y la duración de los mismos, y la identificación, seguimiento y minimización de los eventuales focos de descargas contaminantes.
- El control periódico del estado de las tuberías flexibles y anclajes en el caso de tomas con plataformas flotantes.

- La limpieza y desinfección con posterioridad a una crecida, etc.
- En el caso de captación de aguas de lluvia mediante plateas impermeabilizadas, el control del crecimiento de malezas, la reparación de fisuras y el mantenimiento de las zanjas que desvíen las aguas de los alrededores.
- En las represas, el control de las algas por medio de alguicidas y los riesgos de ingreso de elementos tóxicos desde la cuenca de captación, por ejemplo si ésta abarca zonas urbanas o campos en explotación agrícola.

2.5. ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE LAS OBRAS DE TOMA

Al margen de las estructuras fundamentales tales como las estaciones de bombeo, presas, vertederos y obras civiles que es necesario prever según cada caso particular, existen una serie de elementos complementarios que son habituales y que a continuación se describen:

2.5.1. Rejas

Están constituidas de barras paralelas o de una lámina perforada. Su finalidad es impedir el paso de material grueso hacia el sistema de conducción.

Según como se diseñe la toma, pueden encontrarse dispuestas transversalmente o paralelamente a la dirección de la corriente.

La separación depende del tamaño de sólidos a separar, siendo usual 25 mm, entre los bordes de las barras componentes de la reja.

En cuanto a la inclinación, se recomienda fijarla para facilitar la limpieza, entre el 10 y el 20 % hacia aguas abajo, para rejas transversales a la corriente. Para rejas paralelas a la corriente, como es el caso de tomas laterales, puede fijarse en el 75 % respecto a la horizontal.

En el Capítulo VII Plantas de Potabilización, Numeral 2 Rejas, Tamices, Cámaras de Carga y Aforos de las presentes Fundamentaciones se trata el tema en detalle mencionando distintos tipos de rejas, mecanismos de limpieza y cálculo de pérdidas de carga.

2.5.2. Caños Filtros

Cuando por la cantidad de partículas presentes en el agua a captar fuera necesaria su retención previamente al ingreso a las conducciones o bombas, a los fines de su protección, pueden proyectarse caños filtros. Los materiales para los mismos pueden ser: hierro galvanizado, acero inoxidable, plásticos, u otros materiales aprobados en función del grado de agresividad de las aguas y de los esfuerzos mecánicos a que puedan estar sometidos.

El diseño se puede realizar en base a:

- El caudal a captar.

- La velocidad de aproximación, que usualmente no debe superar los 0,15 m / s para evitar la succión de elementos grandes.
- La abertura y tipo de las ranuras u orificios, y la superficie neta de captación.

La superficie filtrante se puede calcular prefijando la carrera del filtro de tal modo que posibilite un mantenimiento adecuado. Para la determinación de la pérdida de carga de diseño, es usual suponer una colmatación del filtro del 30 %.

2.5.3. Desarenadores

Cuando el agua a captar contenga sólidos pesados en suspensión que deban ser eliminados corresponde proyectar desarenadores, para no dañar las instalaciones o equipos aguas abajo, debiéndose determinar su longitud, en función de la velocidad de la corriente, la velocidad de sedimentación de las partículas que se pretende eliminar en un 100 %. La marcha de cálculo y parámetros de diseño, pueden verse en detalle en el Capítulo VII – Numeral 3, Tratamientos Preliminares de las presentes Fundamentaciones.

2.5.4. Conductos

Para las conducciones desde la captación hasta el desarenador o la estación de bombeo, según el caso, se determinarán los diámetros necesarios de las mismas teniendo en cuenta los criterios señalados en el Capítulo XI - Conducción de Agua Cruda y Tratada y el Anexo II – Temas Complementarios de Hidráulica de las presentes Fundamentaciones.

2.5.5. Canales

Debe tratar de evitarse todo escurrimiento cercano al crítico. Las velocidades deben ser tales que no produzcan embanques ni erosiones.

Para las velocidades máximas correspondientes a distintos tipos de terrenos y revestimientos pueden tomarse como referencia los siguientes valores:

Naturaleza de las paredes	Velocidad máxima (m/s)	
	R < 0,50 m	R > 0,50 m
Roca compacta (granito)	3,00	3,00
Roca estratificada (calcárea)	2,20	2,00
Mampostería con mortero	2,50	2,50
Hormigón	3,00	3,00
Mampostería en seco	1,60	1,50
Concreto asfáltico	1,60	1,50
Tierra vegetal compacta	0,85	0,75
Ripio	1,10	1,00
Suelo arenoso	0,60	0,50
Arena fina (médanos)	0,40	0,35

R = Radio Hidráulico.

Tabla 1. Velocidad máxima en canales en función de la naturaleza de los terrenos en que se construyen

En cuanto a las velocidades mínimas, éstas estarán en función del tirante y del tipo de limo en suspensión.

Los taludes naturales de la sección a adoptar dependen de la naturaleza del terreno. Se indican a continuación valores de referencia, los que deberán confirmarse con los estudios de suelos correspondientes en cada caso:

Naturaleza del terreno	Tg ϕ
Roca firme (pequeños canales)	0
Roca firme	0,25
Roca compacta – Revestimiento de hormigón	0,5
Rocas sedimentarias-Revestimiento en seco	0,75
Tierra vegetal consistente	1
Tierra vegetal; Suelos arcillo arenosos	1,5
Suelos arenosos	2
Arena fina suelta	3

Donde ϕ es el ángulo que forma el talud con la vertical.

Tabla 2. Pendiente de taludes en canales en función de la naturaleza de las paredes

Si el terreno es permeable ($K > 1 \times 10^{-4}$ cm/s) o bien resultan velocidades de escurrimiento superiores a las admisibles, el canal debe revestirse adecuadamente.

2.5.6. Dispositivos de Control y Medición de Caudal

Deben preverse compuertas, válvulas y macromedidores, en relación a las características de la obra de toma y a las necesidades para la operación y mantenimiento.

2.6. TIPOS DE OBRAS DE TOMA

Según sea la ubicación y tipo de la obra de toma, puede establecerse la siguiente clasificación:

2.6.1. Tomas Sumergidas Directas en el Fondo de un Río o Embalse

Aplicación

Para embalses y lagos, ríos de llanura con márgenes muy extendidas no navegables y relativamente libres de material de arrastre durante todo el año, o bien ríos con navegación pero que por sus características posibiliten instalar la toma de modo que no se la dificulte. En cualquier caso, permanentemente debe asegurarse un tirante mínimo que garantice la sumergencia de la captación.

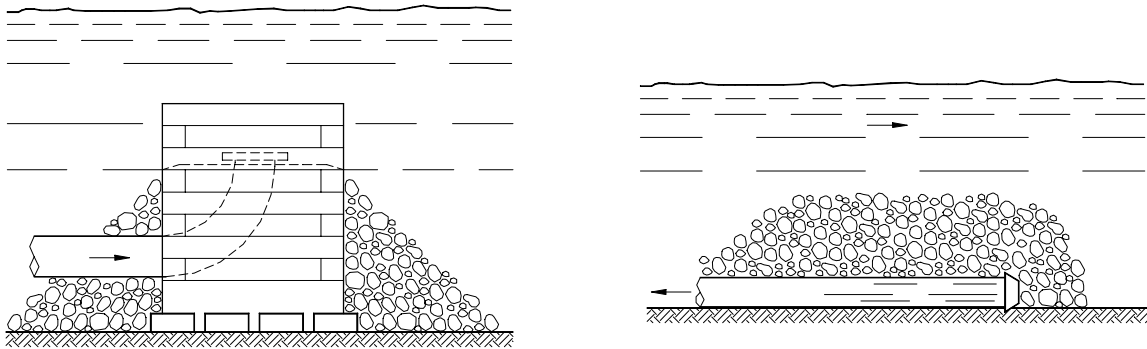


Figura 1. Toma sumergida directa en el fondo de un río o embalse

Diseño

Prácticamente no se requiere obra civil o su envergadura es mínima. La captación puede consistir fundamentalmente en uno o dos conductos, según la importancia del suministro, apoyados directamente en el fondo del lago o río, debiendo proyectarse en este último caso, transversalmente a la dirección de la corriente.

En lagos, puede rematarse cada conducto en una curva a 90° instalada en una pequeña cámara, que permita el ingreso del agua por la parte superior, mientras que en ríos puede adoptarse una terminación con un caño filtro.

La velocidad de aproximación del agua a la boca de toma debe ser inferior a 0,15 m/s para no atraer sólidos y peces.

El o los conductos de toma, deben penetrar en el lecho del curso o lago, de modo de terminar por debajo del nivel de la máxima bajante extraordinaria, y por encima del correspondiente al probable nivel de embanques.

La finalidad de la colocación de dos caños consiste en prevenir las interrupciones temporarias del suministro, ante la posibilidad de obstrucciones, rotura o limpieza de uno de ellos.

En tal caso, cada uno de los conductos deberá poder conducir el caudal de diseño.

El agua captada a través del caño filtro o cámara sumergida, usualmente se la conduce hasta una estación de bombeo y de allí es impulsada hasta la planta potabilizadora.

Con el objeto de resistir el arrastre y evitar asentamientos como consecuencia de las socavaciones producidas por la corriente, el o los conductos normalmente se deben afirmar sobre una base de hormigón simple de 0,20 m de espesor como mínimo, vinculada a pilotes o dados de hormigón insertados en el lecho. Si el lecho es rocoso, se debe ejecutar el anclaje directamente sobre el mismo.

Es conveniente que el o los conductos de toma sean protegidos superior o lateralmente mediante un pedraplén, que usualmente es de aproximadamente 2 m de ancho en su

parte superior. Las pendientes laterales del pedraplén deben seguir el talud natural del material empleado.

Adicionalmente, debe verificarse la estabilidad del pedraplén, en función de las velocidades de arrastre del curso.

Los pesos (W_{50} = por lo menos 50 % de piedras con el peso indicado) y diámetros (D_{50} = 50 % de las piedras con el diámetro indicado) del material para construir el pedraplén pueden dimensionarse, con los siguientes valores mínimos de referencia de acuerdo a la tabla siguiente, en función de la velocidad del curso:

Velocidad (m/s)	W50 (Kg.)	D50 (M)
1	10	0,195
2	10	0,195
3	10	0,195
4	54	0,338
5	225	0,549
6	563	0,732
7	1620	1,067

Tabla 3. Medidas y pesos recomendados para el material para formar pedraplenes en función de la velocidad de la corriente

A los fines del diseño hidráulico conviene adoptar un trazado que logre la menor longitud y con la mínima cantidad de piezas especiales, para no generar grandes pérdidas de carga, con un diámetro mínimo de los conductos de 200 mm para evitar probables obstrucciones.

En cuanto a los materiales, pueden emplearse hierro fundido con juntas mecánicas u otras alternativas que permitan absorber posibles asentamientos diferenciales.

Respecto a la limpieza, ésta puede hacerse por inversión de la corriente. En este caso, para un lavado eficaz sin interrumpir el servicio, es ventajoso contar con una doble cañería.

2.6.2. Plataformas en Ríos Anchos o Embalses

Muelles de toma

a) Aplicación

Para el caso de ríos con fuertes variaciones de nivel, especialmente si son aprovechables obras costaneras ya existentes tales como muelles, puentes, defensas, etc. En caso de no existir pueden construirse muelles de toma.

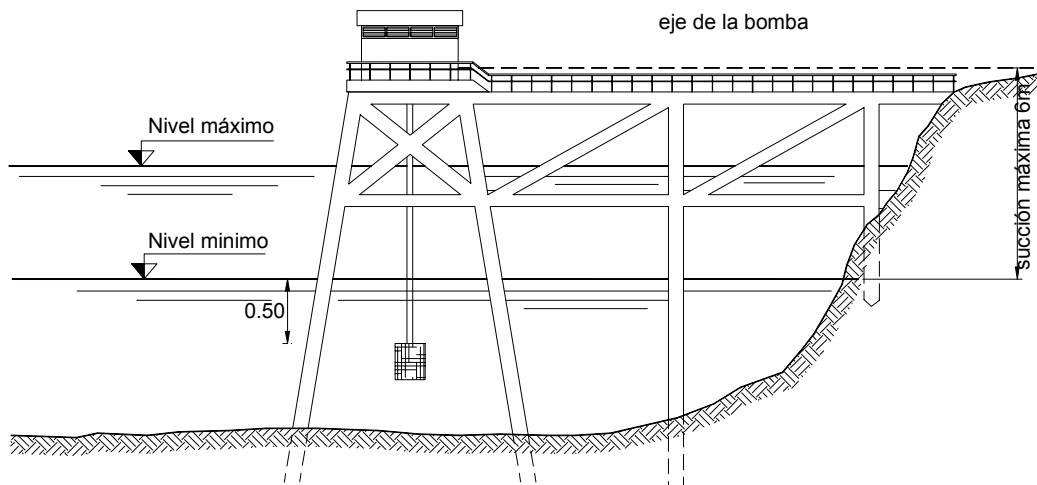


Figura 2. Muelle de toma

b) Diseño

Consiste en una estructura que, apoyada en el lecho del río, sirva de soporte a la cañería de toma hasta la orilla, la que en su recorrido puede actuar como cañería de aspiración o impulsión según si las bombas son sumergibles o no, y si la estación elevadora se emplaza en el mismo muelle o en la costa.

Debe estar ubicada en una zona no afectada por erosiones ni por embancamientos.

La boca de captación debe ampliarse respecto a la cañería, de manera que la velocidad de aproximación del agua no supere los 0,15 m/s y provoque la succión de elementos sólidos de tamaño considerable y peces.

En general conviene proyectar las bombas de modo que se encuentren permanentemente cebadas o facilitar el cebado mediante disposición adecuada de cañerías, equipos de vacío, etc.

Son recomendables las bombas del tipo de pozo profundo. Si por razones económicas se adoptaran bomba y motor no sumergibles, se debe cuidar que queden por encima del nivel alcanzado por la máxima creciente, para la recurrencia igual al período de diseño del proyecto, y se tendrán en cuenta los límites aconsejables de succión en los períodos de máximo estiaje. Cuando se adopten bombas sumergibles debe asegurarse una sumergencia adecuada en todo momento.

En casos de ríos navegables, el muelle debe estar convenientemente balizado a fin de señalar el obstáculo que constituye.

Torres de toma

a) Aplicación

Para sistemas de abastecimiento de envergadura que capten agua en ríos importantes, lagos o embalses, en los cuales se busque obtener una mejor calidad de agua alejando la toma de la costa.

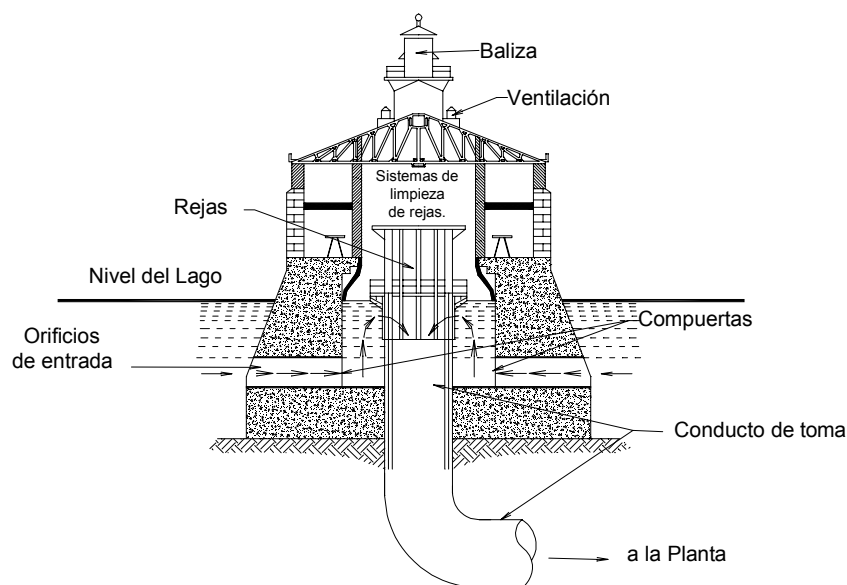


Figura 3. Torre de toma

b) Diseño

En general están constituidas por una estructura elevada y cerrada apoyada en el lecho del río, en las que ingresa el agua para ser derivada a la cañería de aducción, aún en bajantes ordinarias. Esta última puede arrancar horizontalmente por el fondo de la torre de toma, o bien puede ingresar al interior de la misma verticalmente. Los orificios, ventanas o troneras por donde ingresa el agua a la estructura deben contar con rejas y compuertas con los dispositivos de limpieza y accionamiento correspondientes. Estas últimas pueden preverse para captar agua a diferentes niveles en el caso de embalses que puedan estratificarse. Si el cierre de compuertas pudiera dejar sin agua al interior de la torre de toma, debe tenerse en cuenta que la misma puede quedar sujeta al riesgo de la flotación.

2.6.3. Plataformas Flotantes en Ríos o Embalses

a) Aplicación

Esta alternativa permite ejecutar la toma cuando se presentan dificultades tales como:

- Existencia de grandes fluctuaciones de nivel en ríos navegables, lagos y embalses artificiales, que podrían imposibilitar el ingreso de agua en la boca de captación, generar una altura de succión inadmisibles para los equipos de bombeo o, en la situación opuesta, inundar la obra.
- Calidades de agua muy diferentes según el nivel, particularmente en las crecidas, requiriéndose por lo tanto poder seleccionar la profundidad de captación.

- Márgenes y/o lecho del río que no permitan garantizar la seguridad estructural de la obra civil a un costo razonable.

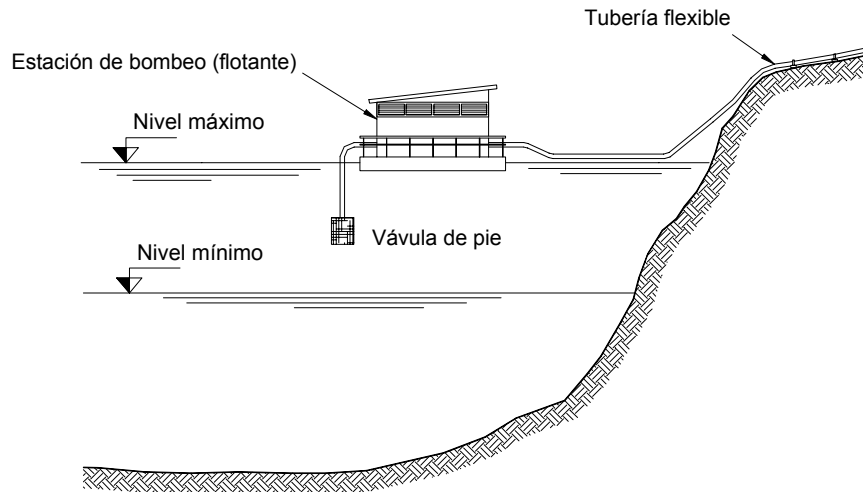


Figura 4. Plataforma flotante en un río o embalse

b) Diseño

La captación se realiza desde una balsa o plataforma flotante. Se utilizan usualmente tambores metálicos unidos mediante un bastidor, sobre el que se construye el piso de la balsa o una estructura de hormigón armado. Todo el conjunto debe ser adecuadamente protegido contra la corrosión.

Se pueden distinguir dos casos:

- 1). Equipo de bombeo y filtro de toma ubicados sobre una misma plataforma.

Estas estaciones consisten en una estructura flotante cuya superficie es función de las instalaciones, equipos, y espacios para accesos y circulaciones que se prevean sobre la misma. Con el peso propio, y las sobrecargas fijas y accidentales se determina el volumen de agua a desplazar y el calado necesario.

Normalmente es aconsejable el empleo de bombas centrífugas por su menor tamaño, peso y costo inicial.

La cañería de impulsión debe ser flexible.

- 2). Equipo de bombeo ubicado sobre una de las márgenes laterales con el filtro ubicado sobre una plataforma flotante.

Tanto la bomba como el motor se deben ubicar por encima del nivel de aguas máximas, cuidando de que al producirse el nivel de aguas mínimas la altura de succión no sobrepase los límites aconsejados.

En ambos casos es recomendable emplear en el cálculo un amplio margen de seguridad a la flotación, verificando el par estabilizante. Además, es conveniente anclar la

plataforma en tres puntos, dos de los cuales deben ir en tierra firme o en bloques de hormigón instalados en forma permanente en el lecho del río. Los anclajes se deben proveer de guinches para poder variar con facilidad la posición de la plataforma. Estos anclajes deben realizarse de modo de evitar posibles desplazamientos laterales y a una distancia de la orilla compatible con la sumergencia del filtro. El conducto de aspiración debe ser capaz de resistir sin deformaciones los esfuerzos de succión a que pueda estar sometido.

La sumergencia del filtro debe adecuarse de modo de evitar la captación de desechos flotantes, algas u otros elementos que se encuentran en la superficie del agua, como asimismo descartar la posibilidad de aspiración de agua turbia o con materia orgánica descompuesta en ciertas épocas del año.

Finalmente, deben señalarse algunas limitantes que pueden presentarse para la aplicación de este tipo de obras de toma, tales como la existencia de corrientes fuertes en el curso de agua que la puedan hacer peligrar, márgenes del río con pendiente casi vertical que compliquen el acceso en época de estiaje, tráfico fluvial intenso, lecho del río inestable que dificulte el anclaje de fondo, etc.

2.6.4. Tomas con Obras Transversales a un Río

Tomas rejás

a) Aplicación

Son recomendables para zonas montañosas, cuando se cuenta con buena fundación o terrenos rocosos y en el caso de grandes variaciones de caudal en pequeños cursos de agua.

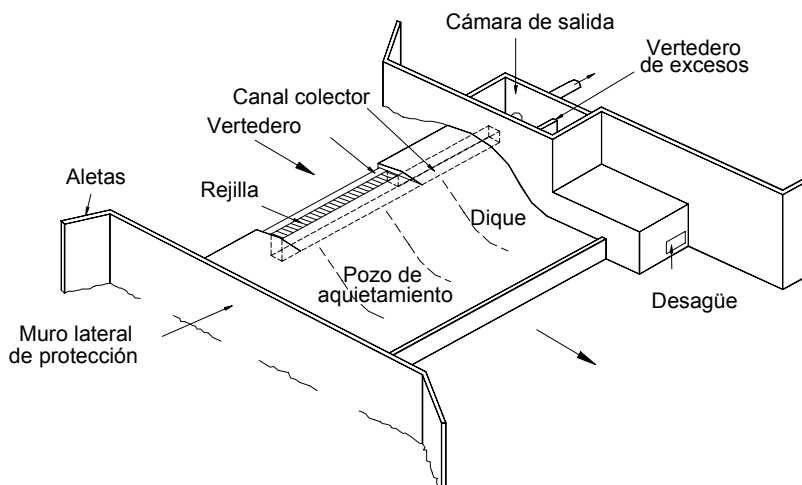


Figura 5. Toma reja transversal a un río

b) Diseño

Consisten en un pequeño muro transversal a la corriente, con reja superior de captación que permita el ingreso de las aguas y limite la entrada de los materiales sólidos. La obra de toma debe estar constituida por los siguientes elementos:

- Una reja de captación dispuesta transversalmente a la dirección de la corriente.
- Un canal de captación.
- Una tubería o canal de conducción.
- Una compuerta que permita la regulación de caudales.
- Una cámara desarenadora.

En los casos en que la conformación de la sección transversal del curso así lo requiera, se puede proyectar un muro de encauce transversal que oriente las aguas hacia la reja en épocas de estiaje.

El agua del curso es captada a través de la reja y conducida por gravedad a lo largo del canal de captación, en cuyo tramo final se deberá disponer una compuerta.

Esta permitirá la regulación de caudales hacia la tubería o canal de conducción, desembocando luego las aguas en la cámara desarenadora.

Desde allí se debe continuar la aducción hasta la planta potabilizadora.

El canal que conduce el agua captada deberá tener una fuerte pendiente, capaz de impedir la decantación de las arenas y material de arrastre que ingrese a través de la reja. El cálculo se puede realizar en base a los lineamientos clásicos de las conducciones a superficie libre.

El ancho de la base de fondo deberá permitir las operaciones de limpieza mediante elementos manuales.

Aguas arriba y aguas debajo de la obra de captación, se deberá realizar un enrocamiento a lo largo de toda su longitud, con un ancho no menor a 3,50 m y a una profundidad media de 0,60 m como protección contra la acción erosiva de la corriente.

La corriente o canal de conducción debe tener por finalidad servir de enlace entre la captación y la cámara desarenadora. Podrá proyectarse en túnel o a cielo abierto, según la topografía del terreno y deberá tener una pendiente tal que la velocidad sea superior a la de arrastre de la arena.

El muro vertedor deberá proyectarse de modo que permita el paso de la crecida para una recurrencia de 20 años.

Aguas abajo del muro, deberán proyectarse los dispositivos necesarios para la disipación de la energía del agua. Asimismo, la estructura de la obra de toma deberá verificarse en relación a su estabilidad y resistencia.

Tomas laterales con presa de derivación

a) Aplicación

Son recomendables por economía, en el caso de cursos de agua preferentemente angostos, y cuando se presenten épocas de estiaje prolongadas; la presa tiene entonces la finalidad de la elevación del pelo de agua de modo que ésta alcance una altura adecuada y constante sobre la boca de captación.

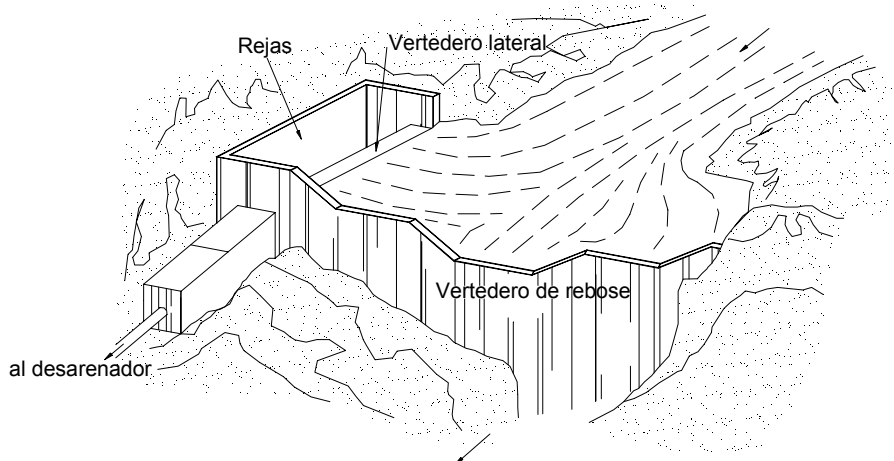


Figura 6. Toma lateral con presa de derivación

b) Diseño

Consisten en una presa de derivación que se emplaza transversalmente a la dirección de la corriente, prolongándose aguas abajo en una platea.

El muro vertedor deberá permitir la descarga a través de él del agua no captada.

Aguas abajo del muro, las velocidades aumentan notablemente, debiéndose proyectar en caso necesario los dispositivos para disipar la energía del agua dentro de la longitud de la platea, antes de la descarga del río. Tales dispositivos, podrán consistir en una batea para resalto hidráulico, disipadores constituidos por deflectores, dados de impacto u otros elementos amortiguadores.

Aguas arriba de la presa, debido a la sobreelevación del pelo de agua, las velocidades se reducirán y como consecuencia se producirán sedimentaciones que podrán afectar el normal funcionamiento de la boca de toma. Con el fin de evitar tales inconvenientes, se debe proyectar un canal de limpieza lateral de fuerte pendiente para forzar el arrastre del material sedimentado.

El muro vertedor debe proyectarse de modo que permita el paso de la crecida para una recurrencia de 20 años, como mínimo.

La boca de toma se debe emplazar lateralmente y contigua a ella se puede ubicar el canal de limpieza.

Deberán proyectarse las compuertas necesarias de accionamiento manual que permitan realizar las distintas operaciones de servicio y mantenimiento.

Las compuertas y los mecanismos de maniobra deben calcularse teniendo en cuenta las cargas máximas a que se verán sometidos. Estos mecanismos de apertura y cierre deben ubicarse a una cota tal que no puedan ser afectados por el nivel de las máximas crecientes para la recurrencia del proyecto.

Desde la cámara de toma, el agua debe ser conducida a través de una tubería de aducción hasta la planta potabilizadora.

En la cámara de toma hacia el canal de aducción se deben proyectar rejas capaces de retener el material de arrastre que transporta la corriente, diseñadas de acuerdo a los lineamientos ya comentados.

A los efectos de la limpieza de la cámara de toma, su fondo se debe proyectar con una fuerte pendiente hacia la compuerta que da sobre el canal de limpieza.

Para el dimensionamiento hidráulico de la obra de toma se aconseja tener en cuenta los siguientes criterios:

- Adopción del perfil del vertedero tal que acompañe convenientemente la lámina vertiente.
- Variabilidad del coeficiente de gasto de acuerdo a la altura de carga sobre el vertedero.
- Proyectar un elemento capaz de disipar la energía de agua, siendo recomendable diseñar una batea u otro elemento para forzar la producción del resalto.

A los efectos de considerar las distintas verificaciones de estabilidad del muro vertedor deberán tenerse en cuenta las siguientes fuerzas:

- Empujes hidráulicos.
- Peso propio.
- Presión ejercida por los sedimentos.
- Impacto.
- Subpresión.

El proyectista deberá tener en cuenta los distintos estados de carga que puedan presentarse, a los efectos de realizar las verificaciones de la estabilidad en los casos más desfavorables.

Los coeficientes de seguridad a adoptar son los siguientes:

- Al vuelco, mayor de 2.
- Al deslizamiento, mayor de 1,5.

Además deberá realizarse un control de las tensiones normales verticales y horizontales, principales y tangenciales.

Tomas incorporadas a una presa de embalse.

a) Aplicación

En los casos en que por las limitaciones de la fuente superficial, se requiera prever para cubrir la demanda en estiaje, un volumen de almacenamiento conformado a partir de una presa de embalse, puede evaluarse la conveniencia de incorporar la captación en la misma estructura de cierre del embalse.

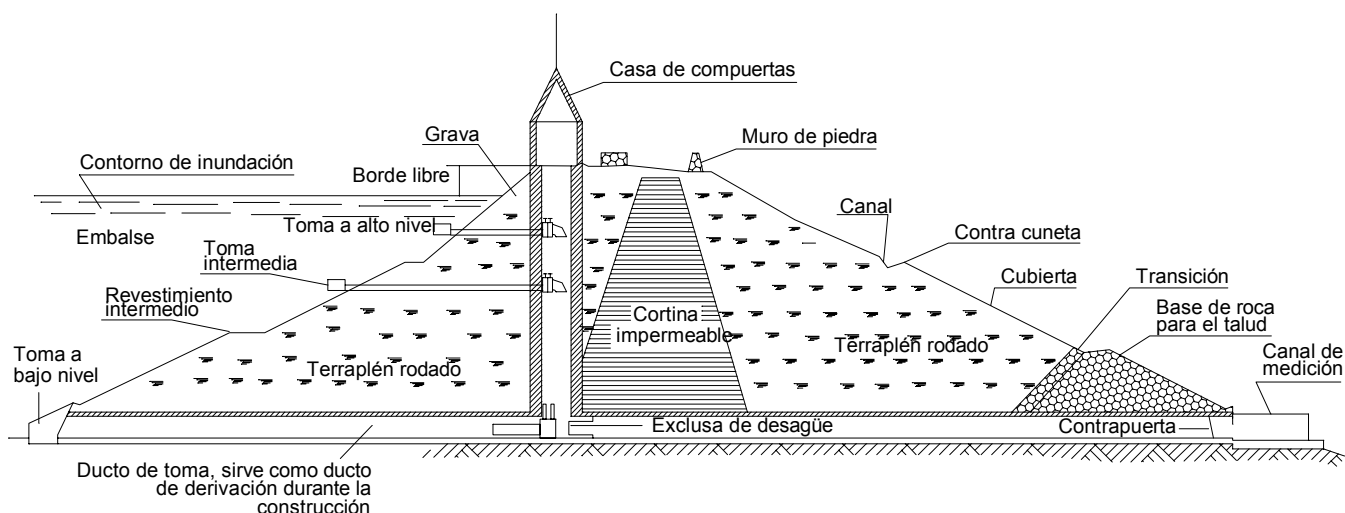


Figura 7. Toma incorporada a una presa de embalse

b) Diseño

En este caso la toma queda incorporada a la estructura de la presa. Se podrá prever como en el caso de otros tipos de obras, la captación de agua para distintos niveles, a fin de asegurar permanentemente el caudal necesario y la calidad de agua más aceptable.

Algunas veces, puede resultar más económico construir más de un embalse que almacenar el volumen total detrás de una sola presa, localizándose en este caso la toma de agua en el embalse más bajo.

La presa de embalse debe cumplimentar en general los mismos requisitos técnicos que las presas de derivación.

La capacidad del embalse se debe determinar en base a la altura a la que económicamente puede construirse la presa, el volumen total de agua necesaria para cumplimentar el caudal requerido, la cantidad de agua que la cuenca puede suministrar y a veces, al efecto del mismo volumen de embalse y sus fluctuaciones de nivel cuando pueda ser afectada la calidad de agua.

Además la capacidad no debe ser tan grande como para dificultar el llenado por el aporte de la cuenca, ni tan pequeña que durante el estiaje el agua descienda a niveles muy bajos.

El emplazamiento del embalse debe elegirse de modo tal que pueda retenerse la máxima cantidad de agua con el mínimo de obras de endicamiento. A ese fin se debe procurar encontrar una garganta lo más estrecha posible, laderas escarpadas y suelo impermeable.

El punto debe elegirse de manera de contar con buenos terrenos de fundación. Además conviene que el embalse quede lo más próximo posible a la población a servir.

En lo que respecta a las características de la hoya del embalse, debe procurarse un aprovechamiento de las depresiones con suelos capaces de retener el agua. La naturaleza del terreno se debe determinar por medio de sondeos y perforaciones de prueba. El proyectista debe investigar la posible existencia de rocas fisuradas o capas porosas a poca profundidad.

Debe tenerse en cuenta que si las márgenes son acantiladas y las aguas profundas en las orillas, las fluctuaciones en el nivel de las aguas no influirán en su calidad. En cambio, si grandes porciones del embalse son tan poco profundas que quedan al descubierto de las aguas al descender su nivel y posteriormente vuelven a quedar sumergidas, pueden sobrevenir inconvenientes a causa de la descomposición de la materia vegetal.

También debe prestarse especial atención a las características de la cuenca de aporte. Es preferible que esta última se halle libre de terrenos pantanosos ya que éstos dan origen a un gran desarrollo de microorganismos que pueden contaminar las aguas del embalse. Tampoco son deseables las áreas montañosas con grandes extensiones de terrenos cultivados, pues cuando se producen fuertes aguaceros dan lugar a aguas muy turbias.

Adicionalmente, deben eliminarse todos los focos de contaminación, por ejemplo a través de la adquisición y adecuación de las zonas marginales, reubicando viviendas, impidiendo el acceso de personas y animales, eliminando vegetación y reforestando con árboles de hojas perennes, etc.

Finalmente, debe preverse que las características del agua a captar en el embalse serán diferentes a las del curso superficial que le dio origen y tener en cuenta esta circunstancia en el proyecto de la planta de potabilización.

2.6.5. Tomas Construidas en una Margen del Río

Cámara de bombeo directa

a) Aplicación

Son aconsejables para el caso de cursos de llanura, cuando el nivel de las aguas es suficientemente estable. No obstante, en el caso de que esto último no se pudiera asegurar, pueden proyectarse diferentes alturas de captación con cañerías al efecto que vinculen el curso con la cámara de bombeo.

Otro caso se presenta cuando para contemplar las variaciones de nivel del curso de agua, y no conviniendo ejecutar una plataforma flotante por existir una orilla vertical que dificultaría el acceso en estiaje, se construye una plataforma móvil que rueda sobre la orilla mediante rieles a posiciones predeterminadas.

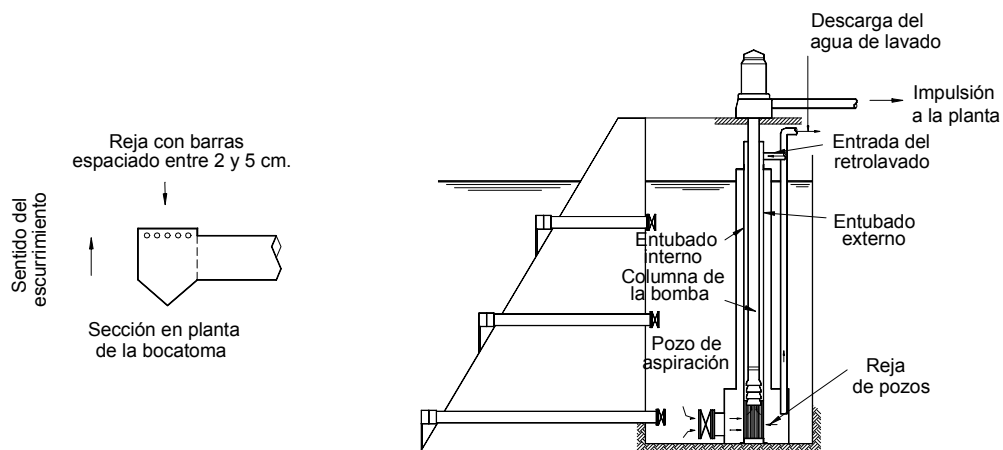


Figura 8. Pozo de aspiración del bombeo que permite captar el agua a diferentes niveles

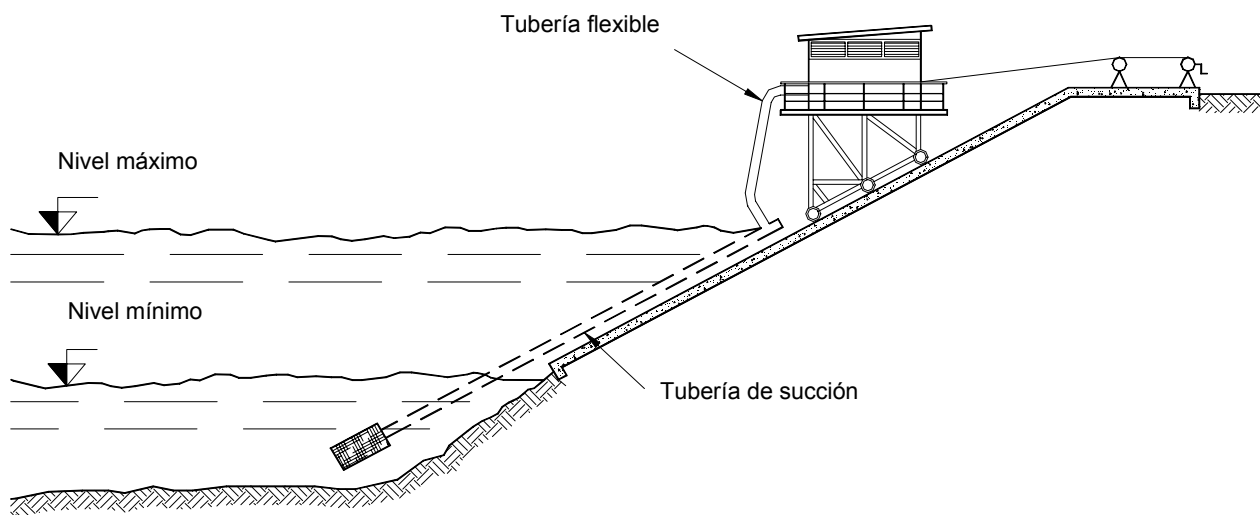


Figura 9. Plataforma móvil en curso que presenta importantes variaciones de nivel

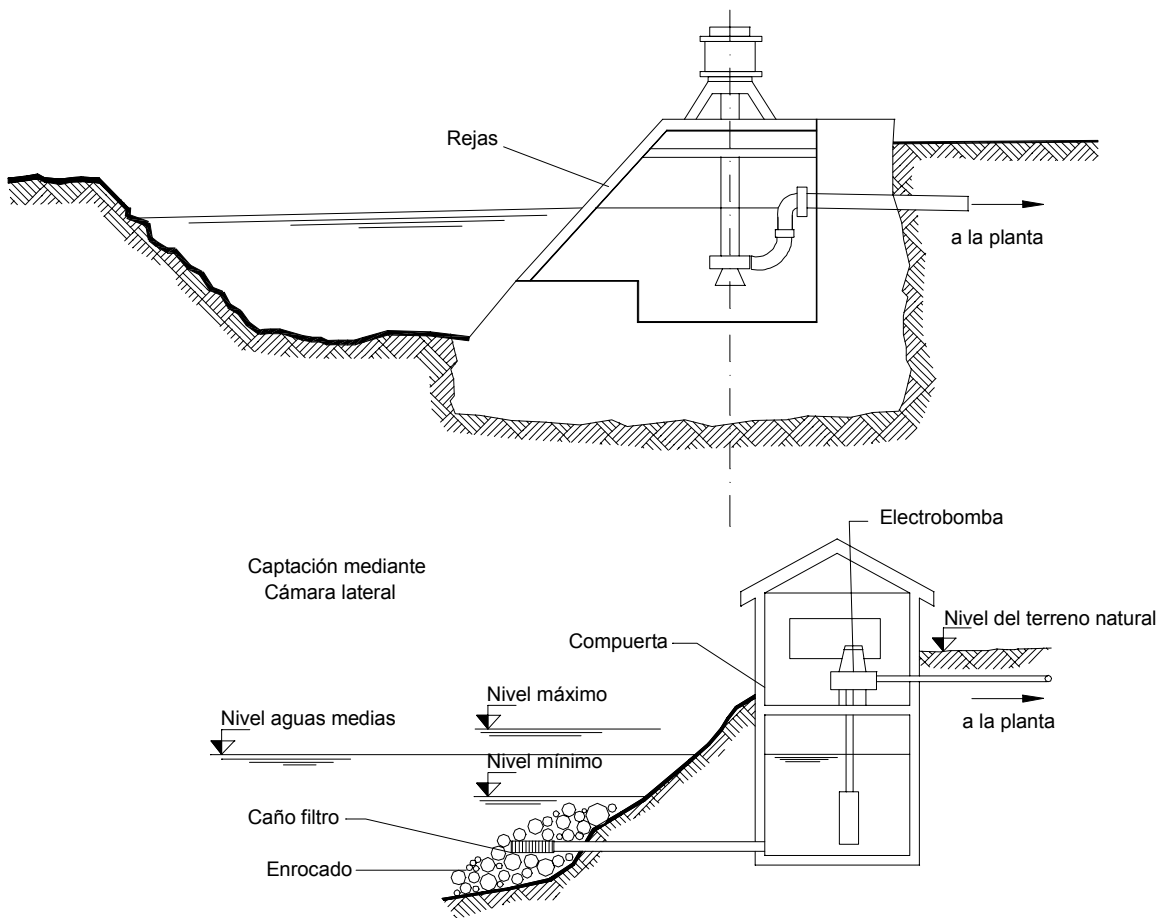


Figura 10. Alternativas de cámaras de bombeo directa

b) Diseño

Consisten en una cámara de bombeo, directamente emplazada sobre una de las orillas del curso de agua, con una abertura o conducto que permite el ingreso de agua desde la corriente. Las mismas deben estar protegidas mediante rejas o tamices adecuados o pueden utilizarse caños filtro en el caso de captación por conducto.

En cuanto a la ubicación de la cámara de succión, es preferible colocarla en tramos rectos y en la orilla de mayor profundidad.

Se recomienda emplazar la abertura por debajo del nivel de estiaje y a una distancia mínima de 0,30 m del lecho a los efectos de no provocar remociones del fondo.

En el caso de que factores económicos, aconsejen la instalación de bombas de tipo de pozo profundo, deberá tenerse en cuenta que el motor de las mismas esté a cubierto de la máxima creciente para la recurrencia del proyecto, y que en las bombas se logre una sumergencia adecuada.

En caso de adoptarse bombas exteriores se debe prestar especial atención a los límites aconsejables de succión en los periodos de máximo estiaje.

Las velocidades mínimas de succión en los conductos horizontales deben ser superiores a las velocidades de decantación.

En caso de instalarse más de una bomba, se debe tener en cuenta la distancia entre ellas, a fin de no provocar interferencias durante el funcionamiento.

En cuanto al diseño hidráulico de las rejillas valen los lineamientos ya vistos.

Este tipo de obras resultan en general de bajo costo y no interfieren el régimen del curso de agua, siendo conveniente no obstante, estabilizar las márgenes aguas arriba y aguas abajo de la cámara de toma.

Para el caso particular de plataformas móviles sobre la orilla, esta última se excava a 45° aproximadamente y sobre ella se ejecuta una placa de hormigón armado convenientemente anclada, que sirve de fundación a los rieles. El equipo de bombeo puede rodar por los rieles a posiciones predeterminadas en las cuales puede fijarse por medio de tornillos. Las tuberías de succión y de impulsión se instalan en ambos lados del equipo, dejando en las posiciones previstas derivaciones para conectar la bomba por medio de mangueras flexibles con unión universal. La válvula de pie o tamiz ubicada debajo del nivel mínimo se proyecta en el agua en forma de voladizo desde el último soporte. La posición más baja de la bomba queda a unos 2 metros por encima del nivel mínimo del río.

Es de hacer notar que para emplear esta solución es indispensable tener buen terreno de fundación y orillas estabilizadas.

Tomas laterales

a) Aplicación

Para ríos caudalosos, anchos y de gran pendiente, preferiblemente con reducidas variaciones de nivel.

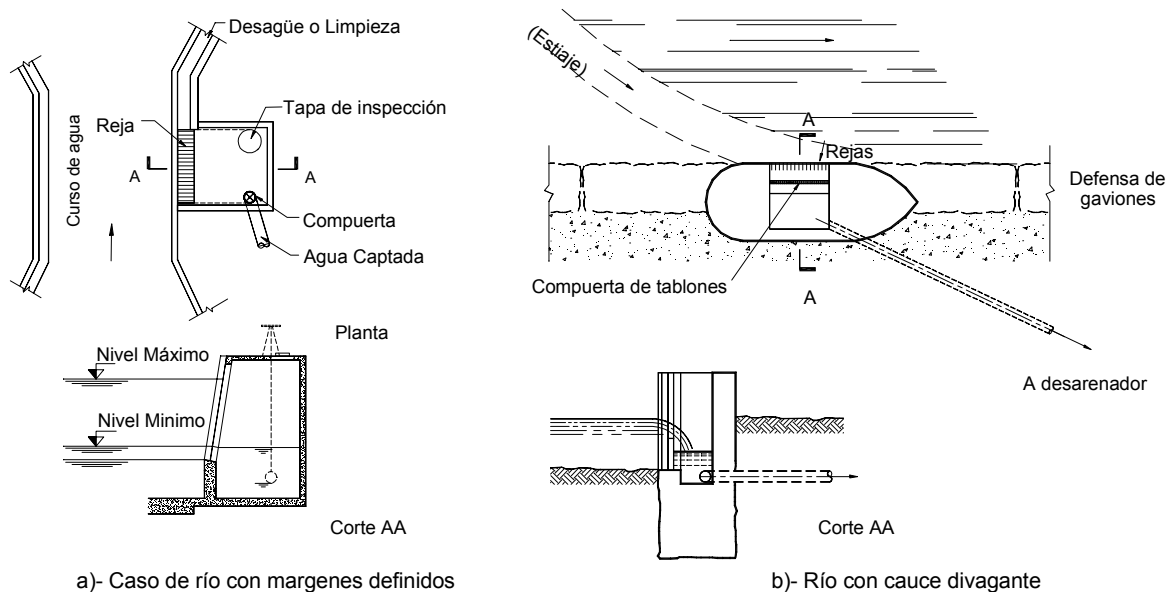


Figura 11. Toma lateral

b) Diseño

Consisten en un canal o conducto de entrada que impida el acceso de elementos flotantes y peces. Tanto en el caso de escurrimiento del canal o conducto, se deben conducir las aguas captadas a un pozo receptor ubicado a continuación.

El emplazamiento conviene que sea al final de las curvas y en la orilla exterior, y en lugares protegidos de erosiones.

La boca de toma debe estar ubicada por debajo del nivel de aguas mínimas y por encima del probable nivel de embancamiento.

El agua del río debe circular por gravedad a la cámara de toma, desde donde debe ser conducida por bombeo o gravedad a la planta potabilizadora. La boca de toma conviene que esté provista de dos rejas. Una de ellas con separación de barras de 2 a 2,5 cm cuya finalidad es impedir el acceso de los elementos más gruesos o flotantes. La segunda con malla de 3 mm aproximadamente, tendrá con el fin de evitar el acceso de los elementos de arrastre y peces. Una inclinación apropiada puede ser de 75° respecto a la horizontal para facilitar la limpieza.

Inmediatamente después de la zona de rejas se debe instalar una compuerta estanca, que permita realizar las operaciones de limpieza y mantenimiento y controlar el ingreso de caudales en función de la apertura de la misma.

La compuerta deberá permitir captar agua de los niveles superiores. Si fuera necesario, en estiaje se puede encauzar alguno de los cursillos menores que divagan en el lecho del río, de modo que se recueste sobre la obra de toma y se asegure la derivación del caudal necesario.

Es conveniente prever la eliminación de arenas, que eventualmente pueda arrastrar el curso de agua a través de desarenadores. La defensa de márgenes y de la obra de toma puede hacerse mediante gaviones.

Tomas sobre un canal paralelo al curso de agua

a) Aplicación

En ríos caudalosos, anchos y de planicie con riberas sin barrancos y reducida variación de nivel durante el año.

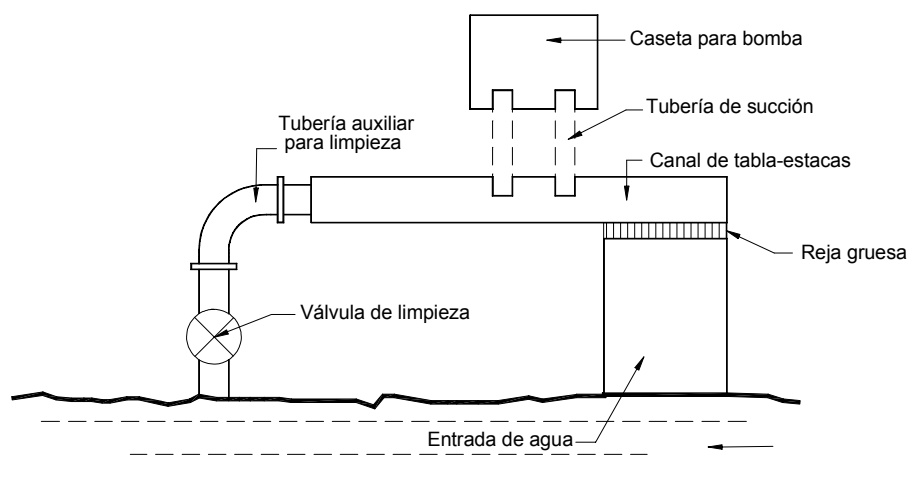


Figura 12. Toma sobre un canal paralelo a un curso de agua

b) Diseño

Consisten en un canal de entrada de agua en forma lateral, interponiendo una reja para la retención de elementos sólidos grandes. De allí se pasa a otro canal paralelo al curso de agua, desde el cual mediante una estación de bombeo se succiona el agua a captar. Para la limpieza del canal de captación, se lo debe vincular con un punto aguas abajo del río, a través de una tubería regulada por una compuerta que sólo se abre para esta operación.

2.6.6. Captación de Agua de Lluvias

En algunos casos, resulta imposible o antieconómica la captación de aguas subterráneas o superficiales, lo que obliga a analizar la viabilidad del aprovechamiento de aguas de lluvia.

En zonas áridas ya desde la antigüedad y aún actualmente, se recolecta el agua de lluvia desde los techos de las construcciones y se la almacena en aljibes para su posterior consumo. Este tema se desarrolla en el Anexo I – Abastecimiento a la Población Rural y Dispersa de las presentes Fundamentaciones.

Los sistemas en general se componen de una superficie de captación, un volumen de almacenamiento de agua cruda conformado por una represa o aljibe según sea la envergadura del servicio, un tratamiento potabilizador y un volumen de reserva de agua tratada.

El área de captación y el volumen de almacenamiento de agua cruda, pueden definirse a partir del conocimiento del régimen de lluvias, en lo posible para un número significativo de años, y el consumo a cubrir con el servicio.

Por otra parte, el tratamiento potabilizador deberá depender de las características de la superficie de captación, siendo usualmente una filtración seguida por la desinfección.

Complementariamente, una dosificación controlada de cal puede permitir atenuar la acidez que naturalmente posee el agua de lluvia.

Área de captación

En sistemas domésticos se utilizan directamente las superficies de los techos y patios de las viviendas.

En sistemas públicos, según sean las condiciones del suelo pueden utilizarse las superficies naturales de la cuenca o con preparaciones mínimas, o en caso contrario plateas de empedrado o de hormigón.

Los canales de recolección por otra parte, se diseñan usualmente para conducir en un mes la cuarta parte de la precipitación anual, dependiendo sin embargo, en última instancia del régimen de lluvias de la localidad.

Volumen de represas

Deben ser capaces de retener el agua captada de la precipitación por un tiempo breve, permitiendo la posterior potabilización y la conducción a la reserva de agua tratada.

Su número no debe ser inferior a dos, y debe asegurarse la impermeabilización de taludes y fondo a través de compactación, con suelos seleccionados, membranas, etc.

Las primeras aguas deben descartarse enviándolas a un desagüe y previendo en la llegada de la tubería de recolección a la represa una cámara con válvulas o compuertas para tal efecto. Otra posibilidad, es tratar de aprovecharlas mediante el envío hacia sectores bajos con suelos permeables para su posterior captación desde pozos filtrantes y bombeo hacia la represa.

Para la determinación del volumen de las represas debe realizarse la comparación de la curva anual de aportes a la cuenca y la curva de consumos. Se obtiene calculando la suma de los valores absolutos de:

- La mayor diferencia en exceso entre el volumen escurrido acumulado para el periodo crítico de lluvias y el volumen necesario acumulado teniendo en cuenta en esta última la evaporación, infiltración y consumo.
- La mayor diferencia en defecto.

Cuando no se disponen de aforos durante el año, deben utilizarse procedimientos que permitan obtener el caudal superficial que se genera en una cuenca para una precipitación dada, definiendo esta última por su duración e intensidad. La relación entre el caudal superficial y el precipitado es el coeficiente de escorrentía.

a) Precipitaciones

Estos conceptos se desarrollan con mayor detalle en el Anexo II – Temas de Hidráulica.

Las precipitaciones se definen por la altura medida en mm de la lámina inmovilizada sobre una superficie horizontal. El aparato de medición se llama “pluviómetro”. Un modelo comúnmente utilizado en el país posee una boca receptora de 200 cm². Cada día se observa el aparato y se vuelca el contenido en una probeta graduada con una sección de

mucho menor diámetro que la boca receptora mencionada antes, con el fin de sensibilizar la lectura de agua caída.

Para mejorar la confiabilidad de la medición, el aparato debe colocarse lejos de edificios y arboledas. Además, la abertura superior debe ser horizontal.

La causa más importante de inexactitud es el viento que afecta más en la medida en que el aparato esté a mayor altura. Por ello se ha normatizado su ubicación fijándola en 1,50 m sobre el suelo.

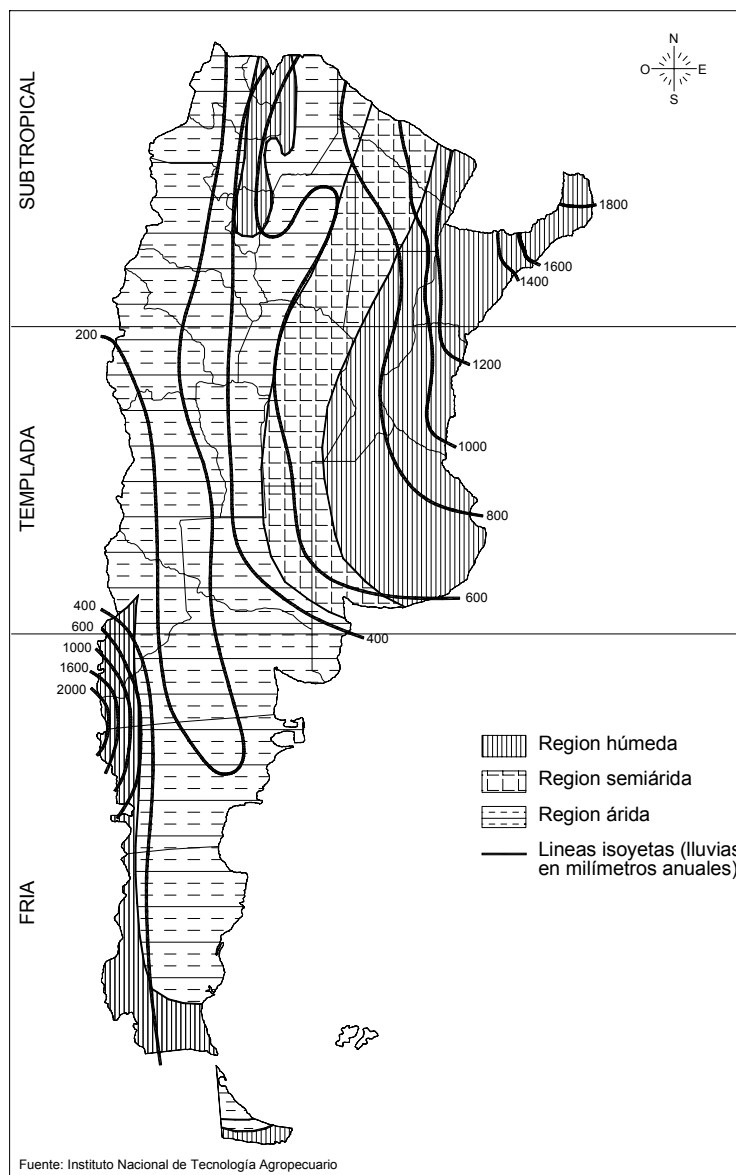


Figura 13. Regiones naturales de la Argentina en función de las lluvias

Los pluviómetros son aparatos de lectura directa que sólo permiten conocer la cantidad total de agua caída en el tiempo que duró la precipitación, pero no la variación durante dicho tiempo, lo que interesa en muchos problemas de ingeniería, especialmente en el estudio de las crecientes. Esa variación se denomina intensidad de la precipitación y se expresa en mm/h o mm/min. Para su medición, se usan los pluviógrafos. Estos aparatos pueden ser de distintos tipos y grafican en forma continua la variación de la precipitación a lo largo de la tormenta que la produjo.

Por otra parte, para la determinación de la precipitación media sobre una cuenca, se realiza una ponderación en función de las áreas de influencia de los diferentes pluviómetros que se distribuyan al efecto (Método de los polígonos de Thiessen), o de las áreas definidas entre líneas de igual precipitación (Método de las isohietas).

A título ilustrativo, en el gráfico (**Figura 13**) se indican las precipitaciones anuales en las distintas regiones de la Argentina.

Los factores más significativos para el análisis de las precipitaciones y que influyen en el escurrimiento superficial son el tipo (nieve o lluvia), la cantidad, la variabilidad estacional y en el espacio, la intensidad y la frecuencia. Este último aspecto permite analizar valores extremos de escurrimiento, (crecida y estiaje) y sus probabilidades.

b) Hietograma y gráfico de precipitaciones acumulada.

Se denomina hietograma a un gráfico en escalones que da la altura de lluvia hora por hora, es decir la intensidad media en cada periodo de 1 hora. La curva de precipitaciones acumulada es la integral de la anterior. Esta última, es una curva siempre creciente cuya ordenada en cualquier instante es la precipitación total caída hasta ese instante y cuya pendiente en un punto da la intensidad instantánea.

La distribución temporal varía según la región. Para la cuenca del Río Matanza por ejemplo, el Ing. Huergo obtuvo la siguiente expresión:

$$P_1(mm) = P_T(mm) \frac{t_1}{T} \left(\frac{T+1}{t_1+1} \right)^{0,7}$$

Siendo:

P_1 = precipitación acumulada al tiempo t_1 .

P_T = precipitación total al tiempo $T = 24$ hs

Si en una región no se conoce la distribución de la lluvia por falta de un pluviógrafo se puede utilizar una distribución teórica. Por ejemplo, la adoptada por el Weather Bureau (EEUU) para lluvias de 24 hs de duración es:

Hs.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	12-24
% acumulado	30	40	48	54	60	65	69	73	76	79	81	83	100

Existen distintas distribuciones temporales teóricas aplicables, aceptándose en general que en las 4 primeras horas precipita el 50 % del total.

c) Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia

Analizando las curvas de los pluviógrafos se pueden ir calculando las intensidades máximas medidas en mm / h para distintas duraciones de lluvias, de 5 minutos, 10 en 10, 1 h en 1 h, etc., observándose que la intensidad media máxima en mm / h aumenta a medida que disminuye el intervalo considerado. Ese análisis se puede efectuar para todas las curvas de pluviógrafos disponibles, efectuando luego una clasificación de frecuencias de todas las precipitaciones de determinadas duraciones.

Se obtiene así una familia de curvas en las que se observa que para una misma duración de lluvia, la intensidad i (mm / h) es mayor a medida que aumenta la recurrencia. Igualmente, para una recurrencia dada, la intensidad aumenta a medida que disminuye la duración de la lluvia. A título de ejemplo, se acompaña un gráfico de curvas Intensidad-duración-frecuencia.

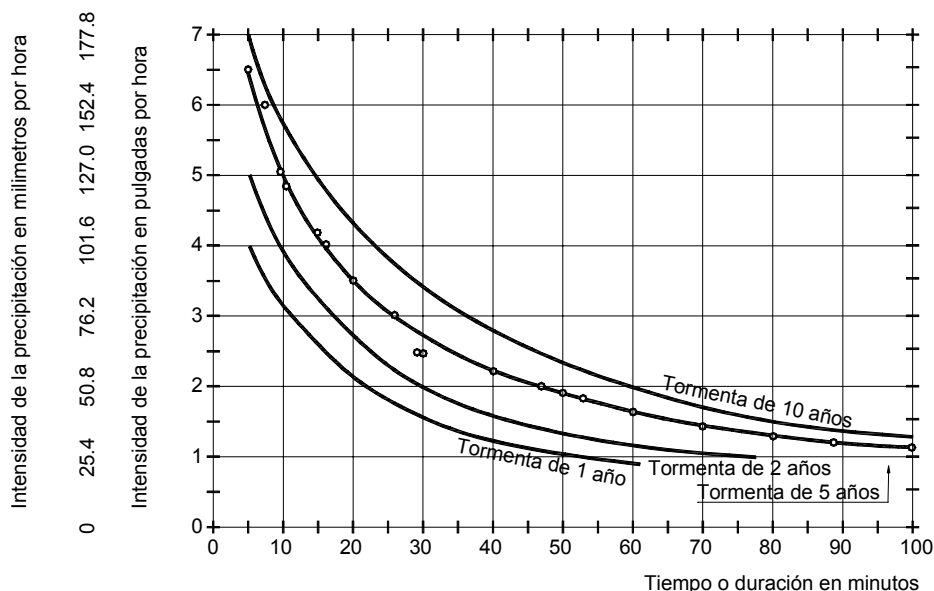


Figura 14. Curvas intensidad – duración - frecuencia

Para la mayoría de los casos, la familia de curvas se ajustan con expresiones matemáticas del tipo:

$$I \text{ (mm / h)} = \frac{a \cdot T_R^n}{t_d^m}$$

Siendo “a”, “n” y “m” coeficientes a determinar en cada caso, T_R el tiempo de recurrencia y t_d el tiempo de duración.

Debe dejarse en claro que a priori, no es válido extrapolar coeficientes calculados en una cuenca a otra cuenca.

De acuerdo a lo visto, definiendo el período de recurrencia y la duración de la precipitación, puede conocerse la intensidad I (mm / h) correspondiente.

d) Volumen de escorrentía-Precipitación efectiva

La determinación del volumen de escorrentía, es decir la precipitación efectiva a partir de una precipitación caída en una cuenca, es función de numerosas variables, entre las que pueden mencionarse el tipo de suelo, la pendiente, la vegetación, el porcentaje de cobertura, el grado de humedad, etc.

A título ilustrativo se indican a continuación algunos valores de coeficiente de escorrentía:

- Area residencial llana con 30 % de superficie impermeable: 0,40.
- Residencial con pendiente moderada y 50 % impermeable: 0,65.
- Area edificada y 70 % impermeable: 0,80.
- Tierra cultivada llana y suelo arenoso: 0,20.
- Tierra cultivada ondulada y suelo arcilloso: 0,50.
- Superficies arboladas: 0,05.
- Caminos de grava: 0,20.
- Caminos con adoquines: 0,35.
- Superficies totalmente impermeables(calzadas, techos, aceras) : 0,90.

El Soil Conservation Service (SCS) de Estados Unidos, elaboró una metodología para la estimación de la escorrentía que ha sido comprobada en distintas partes del mundo.

En el Anexo II – Temas de Hidráulica – Numeral 5 Aspectos Básicos de Hidrología de las presentes Fundamentaciones se desarrolla el tema.

e) Pérdidas por evaporación en la represa

La evaporación depende de:

- La temperatura del aire y la radiación solar: incrementan la evaporación.
- Velocidad y turbulencia del viento: también la incrementan.
- Presión: la evaporación aumenta cuando la presión disminuye.
- Salinidad del agua: la evaporación disminuye con el aumento de la concentración salina.

Se determina con mediciones en estaciones o con el empleo de fórmulas de equilibrio de energía, debido a que es prácticamente imposible medir la evaporación directamente sobre el terreno.

f) Pérdidas por infiltración en la represa

Pueden determinarse por ensayos con infiltrómetros en el lugar, lo que sería más representativo, o por ensayos de permeabilidad en laboratorio.

Los infiltrómetros son básicamente anillos sin fondo que se insertan en el suelo; se les agrega agua enrasándolos, repitiendo el procedimiento en períodos iguales y determinando las cantidades infiltradas en cada período.

Finalmente, se procede a calcular la suma de los valores absolutos de la mayor diferencia en exceso entre el volumen escurrido acumulado para el período crítico de lluvias y el volumen necesario acumulado teniendo en cuenta en esta última la evaporación, infiltración y consumo, y la mayor diferencia en defecto. Esta suma, equivale al volumen necesario de represa.

Potabilización y reserva

A partir de la información estadística de lluvias se debe dimensionar el sistema de potabilización, para que sea capaz de tratar el agua en un tiempo inferior al que medie entre dos precipitaciones sucesivas.

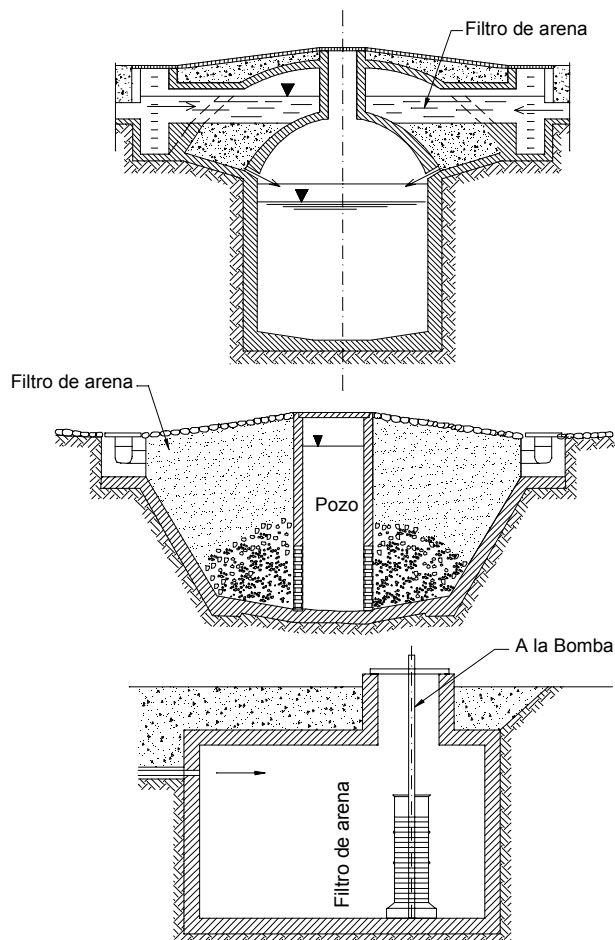


Figura 15. Tipos de aljibes

El proyectista debe incluir un pretratamiento que evite el paso de arena, hojas, insectos y cualquier otro contaminante. La desinfección de las aguas se debe realizar usualmente por cloración. Por otra parte, como ya se mencionó es conveniente dosificar cal para atenuar la acidez natural de las aguas de lluvia.

En la **Figura 15** se aprecian algunos modelos de aljibes que pueden utilizarse, desde los más convencionales y sencillos, hasta los más completos.

En el caso de que se capte agua directamente de la cuenca, el proyectista debe tener en cuenta el arrastre de los suelos para el diseño del sistema de tratamiento, incorporando antes de la filtración una etapa de sedimentación a menos que se demuestre que no es necesaria.

Finalmente, conviene señalar que para la fijación de los requisitos de potabilización, en general debe actuarse con prudencia, con buenos márgenes de seguridad y aprovechando las experiencias de sistemas existentes similares, dado que normalmente no podrá conocerse con precisión la calidad del agua a tratar.

2.6.7. Captación en Manantiales

Los manantiales son simplemente aguas subterráneas que afloran naturalmente a la superficie de la tierra.

Para la captación deben cumplirse todos los requisitos higiénicos. Es recomendable observar la turbiedad después de una lluvia, pues su presencia es indicio de una posibilidad de contaminación.

Son varias las condiciones estratigráficas en que pueden originarse los manantiales.

Los dos tipos más corrientes de manantiales son:

- 1). Los de agua descendente o freáticos.
- 2). Los de agua ascendente o artesianos.

En el primer caso de manantiales procedentes del manto freático, el agua subterránea corre sobre los estratos impermeables inclinados hasta que sale a la superficie, siendo la producción muy dependiente del régimen de lluvias, pudiendo llegar a secarse durante la estación seca o inmediatamente después.

En los manantiales artesianos, el agua de una formación permeable o de una grieta confinada entre dos estratos impermeables, asciende a presión hasta la superficie del terreno. El rendimiento en este caso suele ser uniforme durante todo el año.

La capacidad de producción de un manantial debe establecerse en la época de estiaje y puede aumentarse realizando una excavación alrededor del mismo hasta encontrar la capa impermeable, a fin de retirar barro, rocas descompuestas y otros fragmentos de materia mineral que comúnmente es carbonato de calcio que el agua deposita a veces al brotar. Esta operación debe hacerse en forma muy cuidadosa especialmente en terrenos de calizas fisuradas de manera que no se altere la formación subterránea, pues podría cambiar la dirección o desaparecer por una grieta.

Todos los manantiales, y en particular los de origen freático, están expuestos a contaminación en la zona próxima al sitio de afloramiento. Por lo tanto, se debe realizar un reconocimiento sanitario de la zona adyacente, de la topografía y vegetación circundante, y determinar el origen y calidad del agua y el rendimiento del manantial en las diferentes épocas del año.

Por lo general, es mejor la calidad sanitaria de las aguas que provienen de manantiales en arena o gravas que tienen acción filtrante que los que se originan en estratos calizos. Es conveniente que los dispositivos de captación se sitúen y construyan de manera tal que el agua superficial tenga que atravesar por lo menos 3 m de suelo antes de llegar al agua subterránea. Además debe procurarse que no haya ganado ni asentamientos humanos en un radio de unos 100 m. Debe tenerse en cuenta que las bacterias tíficas y del cólera viven en el agua de 60 a 90 días y que por eso la captación debería estar a una distancia tal de los lugares donde estas bacterias puedan llegar al subsuelo, que deban permanecer por lo menos ese tiempo en el mismo.

En los casos en que se disponga de un manantial de características adecuadas en cuanto a caudal y calidad de agua, la toma básicamente debe proyectarse para impedir cualquier clase de contaminaciones, evitando la invasión de aguas superficiales o subterráneas impuras, y profundizando hasta alcanzar el acuífero en su yacimiento geológico.

En tal sentido, es recomendable atender los siguientes aspectos:

- No alterar la calidad del agua, garantizando el libre escurrimiento hacia la cámara de toma y no interfiriendo el régimen hidráulico de la fuente.
- Prever un dispositivo de desborde de agua a través de un vertedero o de un tubo para evitar contracargar el manantial, y un conducto para la limpieza.
- Prever un depósito en el piso de la cámara para acumular las arenas presentes en el agua, facilitando su limpieza.
- Colocar una capa de tierra de unos 50 cm sobre la cámara de toma para conservar la temperatura.
- Disponer de una ventilación adecuada.
- Incluir una boca de acceso con cierre hermético que impida el paso de aguas superficiales, insectos, roedores y cualquier elemento extraño.
- Construir un canal en la parte superior que evite que las aguas superficiales o de lluvia pasen sobre la toma (zanja de guardia).
- Instalar un cerco para evitar la entrada de personas y animales, y delimitar la zona protegida.

Si el manantial se presenta como un afloramiento único y localizado, la obra puede contar con una cámara sin fondo profundizada hasta el acuífero y una cámara de válvulas contigua.

En el caso de que haya varios manantiales cercanos puede proyectarse una galería colectora o varias cámaras conectadas a una cámara final.

Cuando el afloramiento se produce a lo largo de una línea, pueden colocarse tubos perforados que funcionen como colectores y que sean capaces de conducir las aguas a una cámara final.

Los materiales para las cámaras y conductos deben garantizar la hermeticidad de la obra, no alterar la calidad de las aguas, y soportar la agresividad del suelo.

En la **Figura 16** se pueden apreciar las características señaladas:

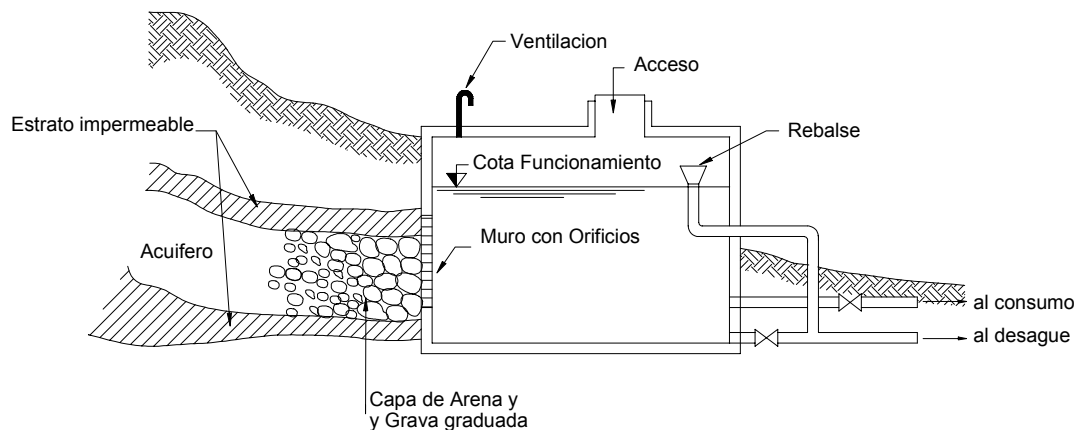


Figura 16. Toma en manantial

2.7. EJEMPLOS

2.7.1. Ejemplo 1: Cálculo de Crecidas

Tal como se mencionó, las obras de captación transversales a un río deben ser verificadas para el caudal máximo con una recurrencia de 20 años.

Se describen a continuación algunos métodos para su cálculo.

2.7.1.1. Método Racional

Es probablemente el método más utilizado para el cálculo de picos de crecidas y es especialmente recomendado para el caso de pequeñas áreas de drenaje menores de 100 Ha y de poca permeabilidad, dando en general valores en exceso. Tiene un fundamento racional pero en la práctica deja de serlo al exigir el uso de coeficientes empíricos.

Se calcula el caudal máximo en la salida de la cuenca, cuando toda la superficie contribuye.

Este caudal es:

$$Q \left(m^3 / s \right) = \frac{C \cdot I \left(mm / h \right) \cdot A \left(Km^2 \right)}{3.6}$$

Q = caudal máximo a la salida de la cuenca.

I = intensidad de la precipitación sobre la cuenca para la recurrencia establecida.

A = área de la cuenca.

C = coeficiente de escorrentía de la cuenca a determinar de acuerdo a los procedimientos vistos en “Captación de Aguas de Lluvia” de este Capítulo y en el Anexo II Temas de Hidráulica de la presentes Fundamentaciones.

Este método tiene algunas restricciones que son la hipótesis de la constancia de la intensidad durante el tiempo de concentración (tiempo que tarda en llegar la gota de agua hidrológicamente más alejada al punto de control o salida de la cuenca), la uniformidad de las precipitaciones sobre la cuenca, y la constancia del coeficiente de escorrentía en el tiempo. Esta última, es la hipótesis más alejada de la realidad debido a que el agua retenida superficialmente y la infiltración varían con la intensidad y la duración de la precipitación.

2.7.1.2. Método del Hidrograma Triangular

Tal como se indicó para el caso de Captación de Aguas de Lluvias, una precipitación se produce de determinada forma sobre la cuenca y su variación temporal está representada por el Hietograma. El volumen que atraviesa el punto de control o salida de la cuenca también tiene su relación con el tiempo, y su gráfica se denomina Hidrograma. (ver **Figura 17**).

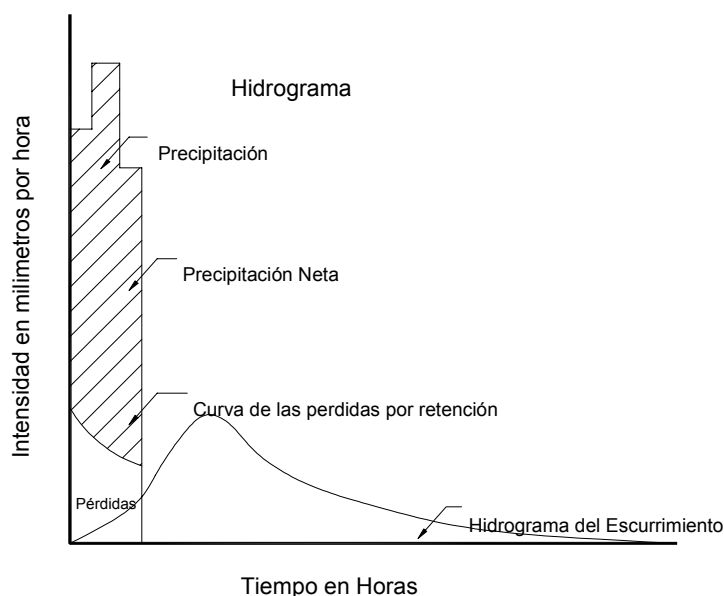


Figura 17. Hidrograma típico

Por otra parte, se demuestra en la práctica, que los hidrogramas producidos por lluvias de diferentes intensidades pero de igual o parecida duración, tienen igual duración y que sus ordenadas son sensiblemente proporcionales a la intensidad de precipitación caída.

De tal manera si existen aforos en el punto de salida o de control de la cuenca que permitan identificar hidrogramas correspondientes a lluvias de igual duración sobre la cuenca se puede obtener por simple proporcionalidad el hidrograma correspondiente a una lluvia de intensidad unitaria que se denomina Hidrograma Unitario. A partir del mismo, puede obtenerse el hidrograma para cualquier otra precipitación.

Cuando no se disponen de aforos, no hay posibilidades de obtener el Hidrograma Unitario. En estos casos, se utilizan métodos que permitan obtener un Hidrograma Sintético que trata de representar en base a datos físicos de la cuenca, el que se hubiera obtenido en el caso de contarse con aforos.

Uno de estos métodos, es el del Hidrograma Triangular que conociendo:

D = duración de la precipitación considerada y

T_c = tiempo de concentración, igual al tiempo que tarda en llegar la gota de agua hidrológicamente más alejada, al punto de control o salida de la cuenca.

Permite determinar los parámetros básicos del hidrograma:

T_p = tiempo al pico, para el que se produce el caudal máximo.

T_b = tiempo de base, que es la duración total del hidrograma.

q_p = caudal pico, que es lo que nos interesa en este caso.

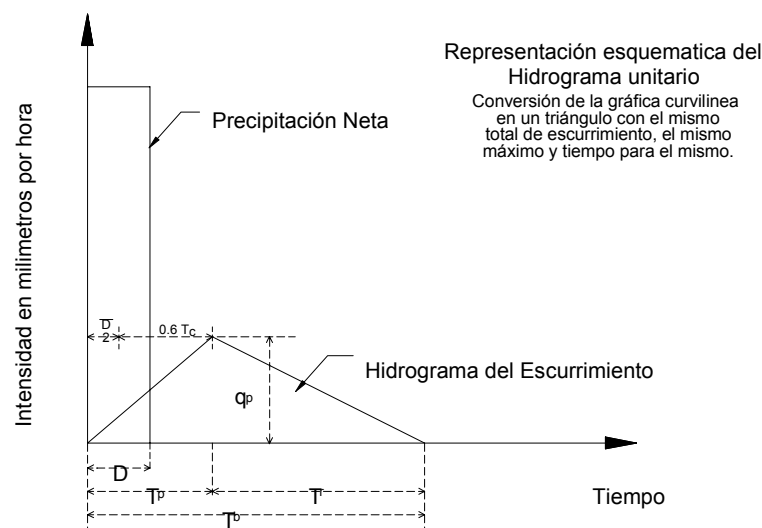


Figura 18. Hidrograma unitario triangular

Para la estimación del tiempo de concentración existen varios métodos que pueden verse en el Capítulo II “Estudio de Avenidas” del libro “Diseño de Pequeñas Presas”. Uno de ellos propone la **Tabla 4**:

Pendiente media desde el punto más alejado, en porcentaje.	Velocidad media en m/ s
1 a 2	0,6
2 a 4	0,9
4 a 6	1,2
6 a 10	1,5

Tabla 4. Velocidad media de escurrimiento en la cuenca en función de su pendiente

El método estima:

$$T_p = D / 2 + 0,6 T_c$$

y

$$T_b = 2,67 T_p$$

La siguiente expresión está indicada en el texto mencionado:

$$q_p \left(\text{pies}^3 / \text{seg} \right) = \frac{484 \cdot A \left(\text{millas}^2 \right) \cdot Q \left(\text{pulgadas} \right)}{T_p \left(\text{seg} \right)}$$

con:

A = área de la cuenca

Q = precipitación *efectiva* sobre la cuenca, calculada de acuerdo a los procedimientos vistos del Soil Conservation Service.

que transformada en sus unidades resulta:

$$q_p \left(\text{m}^3 / \text{seg} \right) = \frac{A \left(H_a \right) \cdot Q \left(\text{mm} \right)}{497 \cdot T_p \left(\text{seg} \right)}$$

2.7.2. Ejemplo 2: Diseño del Perfil de los Vertederos en Obras de Captación Transversales a un Río

El diseño de los perfiles de los vertederos ha ido evolucionando a través del tiempo. El perfil “Creager” según los americanos o “Scimemi” según los italianos, es adoptado comúnmente y es un diseño adaptado a la forma de la lámina vertiente aireada, con lo que se obtiene una presión igual a la atmosférica en todos los puntos del vertedero. De esta manera se evitan los fenómenos de cavitación.

La forma del perfil depende de la carga hidráulica del vertedero y de la forma del paramento aguas arriba. La expresión general del perfil standard de los vertederos es:

$$X^n = K \cdot H_d^{(n-1)} \cdot Y$$

Siendo:

X e Y = coordenadas del perfil con su origen en la cresta del vertedero.

H_d = carga de diseño, sin tener en cuenta la velocidad de llegada.

K y n = parámetros que dependen de la pendiente del paramento aguas arriba, según el siguiente cuadro, tomado del Capítulo Flujo sobre Vertederos del libro Hidráulica de Canales Abiertos de Ven Te Chow:

Pendiente de la cara aguas arriba	K	N
Vertical	2,000	1,850
3(vertical) en 1(horizontal)	1,936	1,836
3 en 2	1,939	1,810
3 en 3	1,873	1,776

Tabla 5. Coeficientes para el diseño del perfil de vertederos

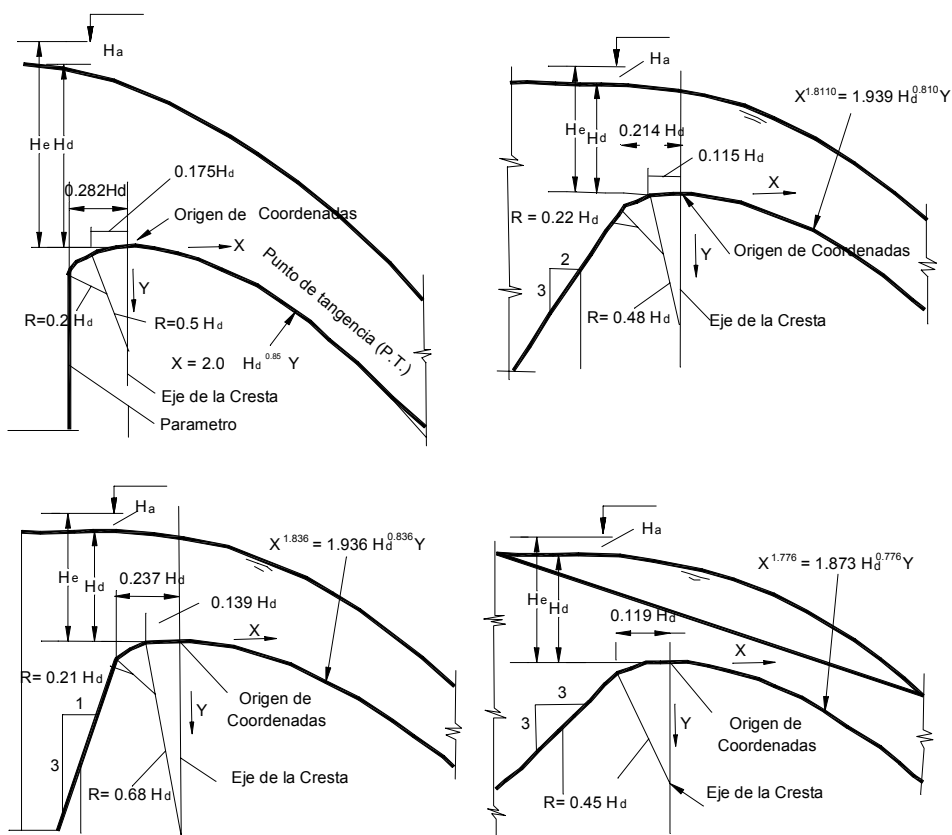


Figura 19. Formas típicas de vertederos

El caudal por encima de un vertedero de forma standard puede calcularse con la ecuación siguiente:

$$Q = C \cdot L \cdot H_e^{1,5}$$

Donde :

$H_e (m)$ = altura en m de energía total sobre la cresta, *incluida* la altura de velocidad en el canal de aproximación. Se ha demostrado que el efecto de la velocidad es despreciable cuando la altura “h” del vertedero es mayor que $1,33 H_d$ donde H_d es la carga de diseño excluida la altura de velocidad.

$L (m)$ = longitud efectiva o neta del vertedero.

C = coeficiente de descarga igual a 2,2

En el capítulo mencionado del texto de Ven Te Chow, se presenta un gráfico que permite corregir el coeficiente de descarga en función de la pendiente del paramento aguas arriba y de las relaciones h / H_d y H_e / H_d , debiéndose hacer la salvedad de que el coeficiente de descarga en medidas inglesas es $C = 4,03$.

2.7.2.1. Disipación de la Energía

El caudal que pasa por sobre el vertedero posee una energía cinética que si no es amortiguada, podría producir daños al pie de la presa o azud, poniendo en riesgo su estructura.

Si la energía cinética es importante, puede ser disipada a través de la formación de un resalto originado en el pasaje de régimen supercrítico (N° de Froude mayor que 1) a subcrítico (N° de Froude menor que 1). Adicionalmente, debe confinarse el resalto en una obra que se ejecuta a continuación del pie del vertedero y que denomina “cuenco de amortiguación”. A esta última, se la recubre para soportar la socavación.

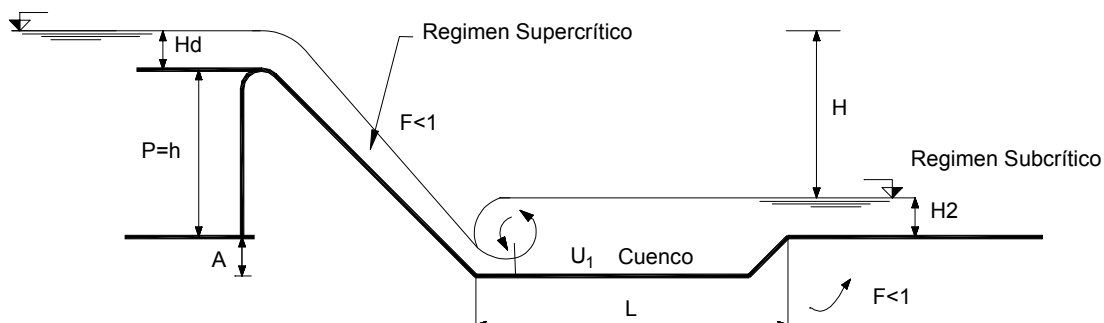


Figura 20. Perfil de vertedero para amortiguación de energía

Siendo:

Q = caudal a evacuar

P = altura del vertedero

H = desnivel hidráulico total

H_d = carga sobre el vertedero

H_2 = tirante normal aguas abajo

A = profundización del cuenco de amortiguación

L = longitud del cuenco

U_1 = velocidad al pie del vertedero.

F_1 = número de Froude al pie del vertedero = $\frac{U_1}{(g \cdot d_1)^{0,5}}$

En el resalto, se cumple la conocida relación siguiente:

$$d_2 = 0,5 \cdot d_1 \left[\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right]$$

d_1 = tirante al pie del vertedero

d_2 = tirante conjugado de d_1 .

La amortiguación se posibilita cuando H_2 es mayor que d_2 .

En general los datos con que se cuenta son : Q , H_d , H_2 y P .

Se puede proceder así:

1) Se adopta A , generalmente como 0,5 a 0,33 de P .

2) Se calcula $U_1 = [2g (A + P + H_e)]^{0,5}$

3) $d_1 = \frac{Q}{U_1 \cdot B}$

Siendo B = ancho del cuenco.

4) Se recalcula $U_1 = [2g (A + P + H_e - d_1)]^{0,5}$

5) Se itera hasta que converja U_1 .

- 6) Se calcula d_2 , conjugado de d_1 y se debe verificar que $H_2 > d_2 + A$. En caso de que no verifique, el resalto resultará alejado y la energía cinética no se amortiguará y provocará erosiones. Por lo tanto correspondería recalcular para un valor de A mayor.

- 7) Se calcula la longitud L de acuerdo a alguno de estos criterios:

$$L = 5 \text{ a } 6 (d_2 - d_1) \text{ según Gómez Navarro}$$

$$L = 0,66 P \text{ según Schoklitsch}$$

Si la longitud del cuenco disipador lo tornara muy costoso, pueden proyectarse distintas soluciones alternativas como la incorporación de bloques de cierto ancho y separación, tal como se describe en el capítulo “Resalto Hidráulico y su Uso como Disipador de Energía” del texto de Ven Te Chow.

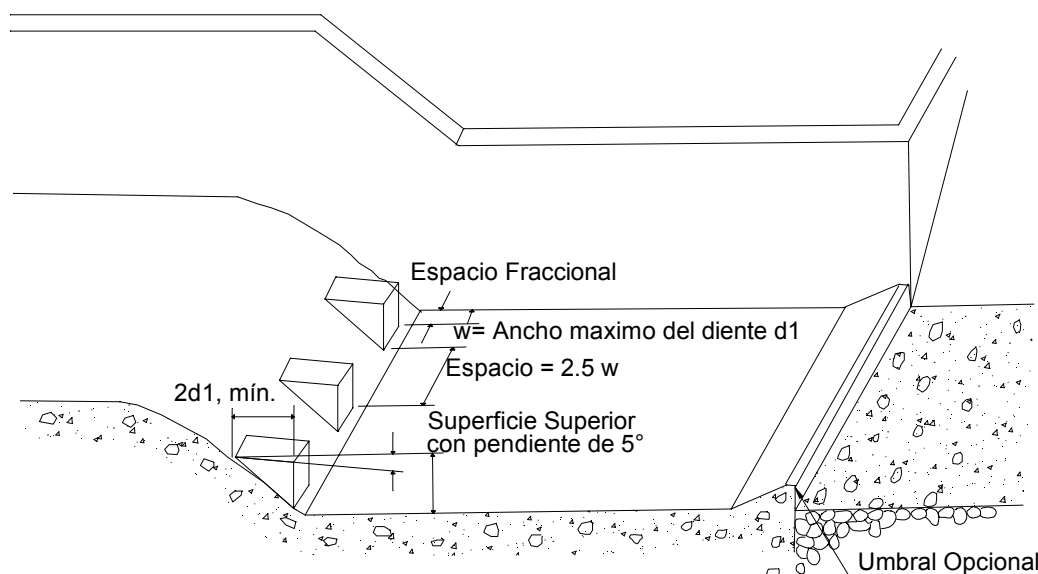


Figura 21. Bloques para la disipación de energía

2.7.3. Ejemplo 3: Consideraciones Estructurales en Obras de Captación Transversales a un Río

Las presas deben proyectarse para soportar con un amplio margen de seguridad las fuerzas actuantes sobre la misma, horizontales y verticales.

Entre las fuerzas horizontales pueden mencionarse: el empuje del agua, el impulso de la corriente, el empuje de los sedimentos acumulados como consecuencia de la interferencia en el curso de agua que ocasiona la obra, y en casos especiales según las condiciones geográficas, el empuje del hielo y las fuerzas sísmicas.

Entre las fuerzas verticales, deben incluirse el peso propio de la estructura, la reacción del terreno, y la subpresión, esta última en el caso de cimentaciones permeables.

Debe mencionarse también, que las fuerzas deben considerarse en diferentes combinaciones a los efectos de establecer los estados de carga a analizar, y que es poco probable que se presenten todas en forma simultánea.

El cálculo del empuje del agua, la subpresión y el peso propio es conocido.

En cuanto al impulso puede estimarse como:

$$F_{imp.} = \frac{\gamma \cdot A \cdot U^2}{g}$$

Siendo:

U = velocidad del curso.

γ = peso específico del agua.

g = aceleración de la gravedad.

A = área del paramento aguas arriba que se enfrenta a la corriente.

La presión debida a los sedimentos es difícil de predecir tanto en su magnitud como en su punto de aplicación, y es poco común considerarla. Para su estimación, se puede establecer un empuje activo equivalente a la presión de un líquido de 1,44 t / m³.

La presión del hielo es también difícil de estimar y merece ser tenida en cuenta sólo en zonas montañosas de temperaturas muy extremas y para obras de envergadura. Algunas estimaciones basadas en la experiencia, de los empujes de hielo en función del espesor de la capa, pueden consultarse en el texto "Diseño de Pequeñas Presas".

Las fuerzas sísmicas se fijan en función de las Reglamentaciones locales.

Deben verificarse tres condiciones:

- 1). Resistencia al vuelco: la sumatoria de los momentos de las fuerzas estabilizantes con respecto a cualquier punto del plano, debe ser mayor que la sumatoria de los momentos de las fuerzas que tiendan a volcar las estructuras.
- 2). No deben producirse tensiones de tracción en el terreno, por lo tanto la resultante de todas las acciones externas incluido el peso propio, debe pasar por el tercio medio de la base de la estructura.
- 3). La estructura no debe deslizarse, para lo cual la sumatoria de las fuerzas verticales multiplicada por el coeficiente de rozamiento entre el material de la estructura y el suelo, debe ser mayor que la sumatoria de las fuerzas horizontales.

Los factores de seguridad que se recomienda adoptar son:

Al vuelco: 2

Al deslizamiento: 1,5

Para el coeficiente de rozamiento “ f ” pueden tomarse los siguientes valores de referencia, de acuerdo a diferentes materiales de cimentación.

Material	f
Roca sana	0,8
Roca con algunas fisuras	0,7
Grava y arena gruesa	0,4
Arena	0,3
Limo y arcilla	Deben hacerse ensayos

Tabla 6. Coeficientes de rozamiento en función del material de fundación de presas

Para el caso en que sea necesario aumentar la resistencia al deslizamiento, pueden proyectarse dentellones sobre las cimentaciones, a calcular como vigas en voladizo cargadas con una fuerza horizontal igual a la diferencia en exceso de la resistencia al deslizamiento.

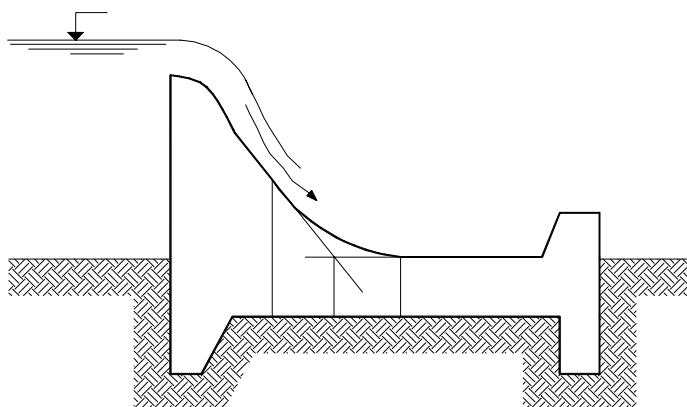


Figura 22. Dentellones en la cimentación

Para el caso de presas sobre cimentaciones permeables se presentan problemas de erosiones del material de las cimentaciones y de filtraciones debajo de la estructura que es necesario atender.

Pueden considerarse las siguientes alternativas de solución:

- Zampeado del lado aguas arriba, con o sin dentellones en el extremo aguas arriba.
- Zampeado del lado aguas abajo, con o sin dentellones en el extremo de aguas abajo, y con o sin filtros y drenes debajo del zampeado.

- Dentellones en el lado de aguas arriba, o en el de aguas abajo, o en ambos extremos del vertedor o sección de control, con o sin filtros o drenes debajo de la sección.

La función del zampeado de hormigón aguas arriba, es alargar la longitud del recorrido de las filtraciones, con el objeto de reducir la subpresión debajo de la parte principal de la presa. La función del zampeado de hormigón aguas abajo, es como en el caso anterior, alargar la trayectoria de las filtraciones, y además formar un estanque que antes denominamos cuenco dissipador, que permite disipar la energía cinética vertida sobre él por la corriente que pasa sobre el vertedero.

Los dentellones se pueden construir de madera, hormigón, de cortinas de cemento, de tablestacas de acero, o de tierra impermeable en una zanja, según cada caso o circunstancia particular.

Para la eliminación de la subpresión, pueden utilizarse también drenes debajo del zampeado o del pie de la presa, colocados en material graduado que actúa como filtro.

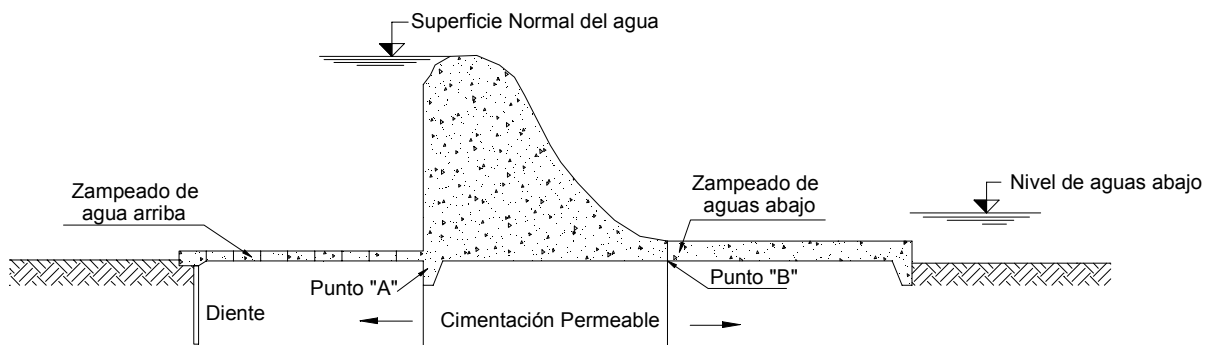


Figura 23. Zampeados y dentellones para cimentaciones permeables

2.8. EJEMPLOS DE DISEÑOS

A continuación se desarrollan algunos lineamientos para la marcha de cálculo de componentes típicos de obras de toma:

a) Toma lateral en la margen de un río

Caudal a captar: $Q = 50 \text{ l/s} = 0,05 \text{ m}^3/\text{s}$

Cotas

Cota del nivel mínimo del curso de agua: 1,00 m

Se fija la velocidad de aproximación a la toma, $U = 0,15 \text{ m/s}$ tal como es recomendable, para que no se atraigan elementos sólidos grandes de la corriente, a la misma.

Boca de toma y rejas

Se quiere retener sólidos mayores de 25 mm.

Se adopta una reja con barras rectangulares de 9,5 mm de ancho, con aristas sin redondear.

Limpieza en forma mecánica.

Inclinación de 75 ° respecto a la horizontal.

Pérdidas

- Reja limpia

$$h_f = K_r \frac{U^2}{2g}$$

Se utiliza la expresión de Kirschmer para determinar K_r

$$K_r = \beta \cdot \left(\frac{e}{s} \right)^{4/3} \cdot \sen \theta \cdot \sen \delta$$

Inclinación del plano de las rejas respecto a la horizontal: $\theta = 60^\circ$. No se considera este efecto con criterio conservador.

Angulo sobre un plano horizontal, entre la dirección de la velocidad de aproximación y la perpendicular al plano de la reja: $\delta = 90^\circ$

Reja con barras de sección rectangular con aristas sin redondear, en consecuencia $\beta = 2,42$

Espesor de las barras de la reja $e = 9,5 \text{ mm}$.

Separación de las barras $s = 25 \text{ mm}$.

$$K_r = 2,42 \cdot \left(\frac{0,0095 \text{ m}}{0,025 \text{ m}} \right)^{4/3} = 0,67$$

En consecuencia:

$$h_f = 0,67 \frac{(0,15 \text{ m/s})^2}{2 \cdot 9,8 \text{ m/s}} = 0,0008 \text{ m}$$

- Reja atascada

Se fija por ejemplo una pérdida de carga máxima para reja atascada al 30 %, con lo cual de acuerdo a lo visto:

$$K_{r \text{ atasc}} = 2,42 \cdot \left(\frac{0,0095 \text{ m} + 0,3 \cdot 0,025 \text{ m}}{0,025 \text{ m} \cdot 0,7} \right)^{4/3} = 2,33$$

$$h_{fatasc.} = 0,0026 \text{ m}$$

Cálculo del vertedero

Se utiliza la expresión de Francis:

$$Q = K \cdot L' \cdot H^{1,5}$$

Q = caudal de diseño + 30 % por atascamiento = 0,065 m³/s

Se fija por ejemplo $L = 2 H$ y se corrige por contracción lateral:

$$L' = L - 0,2 H = 2 H - 0,2 H = 1,8 H$$

$$K = 1,838$$

Operando se obtiene $H = 0,21 \text{ m}$ y $L = 0,42 \text{ m}$

Siendo n el número de barras verticales se tiene que el espacio libre es:

$$(n + 1) s = L$$

$$s = 0,025 \text{ m} ;$$

de donde surge $n = 16$

y el ancho total de la reja es $= (n + 1) s + n \cdot e = 0,58 \text{ m}$

Se adopta :

Ancho de la reja = 0,60 m;

Altura útil mínima = 0,30 m (diferencia entre el nivel de agua mínimo en el curso de agua y la cresta del vertedero o base de la reja).

Verificación de la velocidad de aproximación a la reja:

$$U = \frac{0,065 \text{ m}^3 / \text{s}}{0,60 \text{ m} \cdot 0,30 \text{ m}} = 0,36 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

corresponde entonces una ampliación de la boca de toma:

Se adopta una boca de toma de 1,50 m x 0,30 m, a la que seguirá una transición hasta llegar a la reja de 0,60 m . 0,30 m.

Finalmente dado que la velocidad de aproximación en la sección inmediatamente anterior a la reja será 0,36 m/s en lugar de 0,15 m/s se corrige:

$$hf_{atasc} = 0,015 \text{ m}$$

Por lo tanto, cuando la pérdida de carga alcance 1,5 cm corresponderá la limpieza de la reja.

Además, habiéndose obtenido una pérdida de carga máxima muy pequeña, se está en la condición de vertedero sumergido y por lo tanto prácticamente no se requiere corrección del coeficiente de descarga. En consecuencia, la captación está en condiciones de asegurar el caudal de diseño.

b) Toma con cañería filtrante vertical en embalse

Desde una estación elevadora se aspira el agua del embalse, instalando en el mismo un caño filtro vertical de radio "r", alrededor del cual se ejecuta un prefiltro de grava, envuelto por una chapa perforada de radio "R".

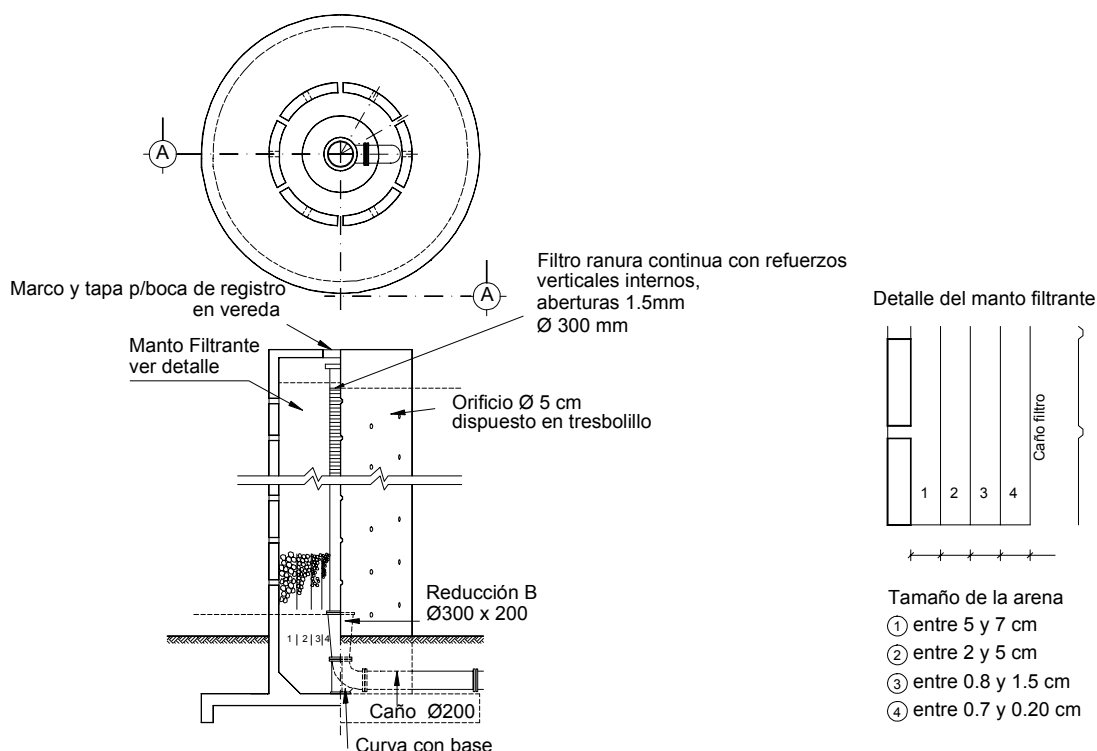


Figura 24. Esquema de toma con cañería filtrante vertical

La granulometría del prefiltro determina su permeabilidad, a la que conviene considerar reducida por un coeficiente de seguridad que tenga en cuenta los riesgos de atascamientos.

Se requiere determinar la depresión en el embalse producida en el prefiltro por la captación del caudal de diseño y la altura necesaria del filtro del caño filtro.

Se enfoca el problema asimilándolo a la captación de agua con una perforación en un acuífero libre.

En consecuencia de acuerdo a Dupuit, se tiene en régimen de equilibrio lo siguiente:

$$h_2^2 - h_1^2 = \frac{Q \cdot I_n (R/r)}{\pi \cdot K}$$

h_2 = altura del embalse mínima (altura para el radio R).

h_1 = tirante de agua en la sección correspondiente al caño filtro (para el radio r).

K = permeabilidad

$$h_1 = \left[h_2^2 - \frac{Q \cdot I_n (R/r)}{\pi \cdot K} \right]^{0,5}$$

Datos

$Q = 0,01 \text{ m}^3/\text{s}$

K = se adopta por seguridad $100 \text{ m/h} = 0,027 \text{ m/s}$, si bien el prefiltro podría asegurar un valor sustancialmente mayor.

Se utiliza caño filtro de ranura continua de 300mm de diámetro, por lo tanto $r = 0,15 \text{ m}$.

Prefiltro de radio $R = 1 \text{ m}$.

Altura mínima del embalse $h_2 = 3 \text{ m}$

De donde operando, surge que $h_1 = 2,96 \text{ m}$.

Si se considera el filtro ubicado en los 2 m inferiores con un área libre del 20% tendremos:

Superficie filtrante: $\pi \cdot 0,3\text{m} \cdot 2 \text{ m} \cdot 0,2 = 0,377 \text{ m}^2$

Velocidad de ingreso aconsejable al filtro $< 3 \text{ cm/s}$

Velocidad de ingreso al filtro = $\frac{0,01 \text{ m}^3 / \text{s}}{0,377 \text{ m}^2} = 0,026 \text{ m} / \text{s} = 2,6 \text{ cm} / \text{s} < 3 \text{ cm} / \text{s}$

Por lo tanto la altura mínima del embalse y la pérdida de carga del prefiltro permiten captar el caudal de diseño con un solo caño filtro con 2 m longitud de superficie filtrante.

No obstante, para facilitar la limpieza, se adoptan 2 caños de toma con sus correspondientes prefiltros.

c) Toma reja para caudal pequeño

Se supone un curso de agua angosto en el que se interpone una presa con la finalidad de conseguir un tirante que asegure permanentemente la captación.

Esta se realiza a través de una reja horizontal dispuesta sobre la cresta de un vertedero que se ubica centralmente en el ancho de la presa.

Debe asegurarse que el caudal en estiaje de la fuente sea superior al caudal de diseño.

Caudal de diseño = $Q_d = 0,05 \text{ m}^3/\text{s}$

Se fija una cresta de vertedero de 1,20 m de longitud y 0,30 m de ancho.

Con la expresión de Francis se calcula la carga sobre la cresta del vertedero:

$$Q = 1,838 \cdot L \cdot H^{1,5}$$

$$H = 0,079 \text{ m}$$

El área libre de captación “A” a través de la reja, se calcula a partir de la conocida expresión:

$$Q = C_d \cdot A \cdot (2g H)^{0,5} \quad \text{caudal que escurre a través de un orificio}$$

$$C_d = 0,61$$

$$A = 0,066 \text{ m}^2$$

Se adoptan rejas con barras de 0,15 m de longitud paralela a la corriente de agua, espesor $e = 0,0095 \text{ m}$ y separación $s = 0,025 \text{ m}$

Si el número de barras es n se tendrá que:

$$(n + 1) \cdot 0,025 \text{ m} \cdot 0,15 \text{ m} = A$$

$$\text{Luego } n = 17$$

Y la longitud transversal total “ L_R ” del área enrejada se calcula así, previendo un suplemento del 30 % por seguridad frente a riesgos de atascamientos:

$$L_R = 1,3 \cdot [(17 \cdot 0,0095) + (18 \cdot 0,025 \text{ m})] = 0,80 \text{ m}$$

Finalmente, correspondería realizar las verificaciones estructurales de la presa y diseñar la cara aguas abajo del vertedero con el perfil de la lámina vertiente, por ejemplo con una ecuación del tipo:

$$X^{1,85} = 2 \cdot H_d^{0,5} \cdot Y$$

Con:

X = distancia horizontal medida a partir del origen de coordenadas.

Y = distancia vertical medida a partir del origen de coordenadas.

H_d = altura sobre la cresta del vertedero.

d) Captación de agua de lluvia

1) DATOS

1-1) Datos básicos de diseño

Periodo de diseño: 20 años

Población de diseño: 4800

Dotación: 100 l / h . d

Caudal medio diario a 20 años: $4800 \text{ h} \cdot 100 \text{ l / h.d} = 480 \text{ m}^3/\text{d} = 5,55 \text{ l/s}$

Volumen de consumo anual a 20 años: $480 \text{ m}^3/\text{d} \cdot 365 \text{ d/año} = 175.200 \text{ m}^3/\text{año}$

Para el cálculo del volumen de represa se trabaja con un conjunto de 3 años: los dos críticos y un año promedio.

1-2) Registro de precipitaciones lo más amplio posible

Mes	Año											Totales
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
Enero	185	198	51	220	207	95	104	43	73	182	260	1618
Febrero	37	105	82	265	195	87	97	61	59	205	163	1356
Marzo	132	72	85	125	153	85	85	40	49	87	52	965
Abril	87	39	83	57	42	33	73	37	59	79	25	614
Mayo	35	0	0	32	22	68	51	25	39	65	42	379
Junio	39	28	9	25	3	47	40	0	16	53	7	267
Julio	23	15	0	17	8	35	29	0	0	37	0	164
Agosto	14	22	38	55	28	22	17	8	0	43	83	330
Septiembre	68	117	32	70	75	0	42	0	61	68	36	569
Octubre	59	48	121	28	0	44	90	42	107	75	108	722
Noviembre	98	93	105	317	105	112	117	50	105	151	83	1336
Diciembre	73	132	79	208	73	58	95	108	117	158	101	1202
Totales	850	869	685	1419	911	686	840	414	685	1203	960	9522

Tabla 7. Registro mensual de precipitaciones

Se ve que los años críticos son el 8 y el 9 con 414 mm / año y 685 mm / año respectivamente.

La precipitación promedio es: 866 mm / año.

Para el año 8 solamente, y a título ilustrativo, se muestran los registros diarios de precipitaciones, para ser empleados en los cálculos siguientes:

Año 8

Día	Mes											
	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
1		20	20									
2												58
3												
4												
5	20											
6												
7												
8				15								
9								8				
10												
11												
12												
13											30	
14										20		
15		10										50
16	13											
17												
18												
19												
20												
21												
22			20							22		
23												
24												
25												
26	10											
27												
28		31										
29											20	
30				22								
31					25							
Total	43	61	40	37	25	0	0	8	0	42	50	108

Tabla 8. Registro diario de precipitaciones (mm/d)

Debe contarse con el detalle indicado en la **Tabla 8** para todos los años, lo que para no extender innecesariamente este ejemplo no se ha mostrado.

1-3) Tipo de suelo

Se supone arcilla con bajo contenido de arena y napa freática a 6,70 m de profundidad. Por lo tanto se asimila a suelo clase “C”.

1-4) Cobertura del suelo

Matas de pasto

2) CALCULO DE LA PRECIPITACION EFECTIVA

En base a las características del suelo y su cobertura, se obtiene CN = 80 (ver Anexo II – Temas de Hidráulica – Numeral 5.3.1.4.).

De acuerdo a lo visto, la máxima diferencia “S” entre la precipitación “P” y el escurrimiento “Q” que podría ocurrir para una tormenta es:

$$S = 25,4 \left[\frac{1000}{CN} - 10 \right] \text{ (en mm)}$$

De tal forma con CN = 80, se tiene S = 63,5 mm.

Además:

I_a = pérdidas iniciales por intercepción, almacenamiento e infiltración, las que por su difícil determinación pueden adoptarse como $I_a = 0,2 S$.

$$I_a = 0,2 \cdot S = 12,7 \text{ mm}$$

Finalmente, la precipitación efectiva en cada caso se calcula como:

$$Q = \frac{(P - 0,2 \cdot S)^2}{P - I_a + S}$$

Los resultados se pueden observar en la **Tabla 9**.

Año 8

Día	Mes											
	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
1		1	1									
2												19
3												
4												
5	1											
6												
7												
8				1								
9								0				
10												
11												
12												
13											4	
14										1		
15		0										14
16	0											
17												
18												
19												
20												
21												
22			1							1		
23												
24												
25												
26	0											
27												
28		4										
29											1	
30				1								
31					2							
Total	1	5	2	2	2	0	0	0	0	2	5	33

Tabla 9. Precipitaciones efectivas (mm / día)

De tal manera para el año 8 se tiene que para una precipitación total de 414 mm / año escurren 52 mm / año. Por lo tanto la precipitación efectiva o escorrentía es:

$$E = \frac{52}{414} = 0,13$$

De la misma forma que para el año 8, conociendo los registros diarios de precipitaciones para los demás años, podríamos determinar las escorrentías correspondientes. Se supone, para proseguir el ejemplo, que resulten las siguientes:

Año	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
E	0,17	0,16	0,13	0,28	0,20	0,17	0,12	0,13	0,08	0,20	0,18

La escorrentía promedio resulta $E = 0,166$.

3) DETERMINACIÓN DEL AREA DE APORTE

Pérdidas por evaporación.

Se supone que por datos obtenidos en estaciones o bien por la utilización de fórmulas se llega a 1600 mm/año.

Pérdidas por infiltración.

Por ensayos se supone que se obtienen 1200 mm / año.

Luego, si se estima en 6 Ha la superficie de las represas se tiene:

$$\text{Pérdidas} = (1,6 \text{ m/año} + 1,2 \text{ m/año}) \times 60.000 \text{ m}^2 = 168.000 \text{ m}^3/\text{año}$$

$$\text{Consumo a 20 años} = 175.200 \text{ m}^3/\text{año}$$

$$\text{Volumen necesario por año: } 175.200 \text{ m}^3/\text{año} + 168.000 \text{ m}^3/\text{año} = 343.200 \text{ m}^3/\text{año}.$$

Como se trabaja con 3 años tenemos:

$$\text{Volumen necesario para 3 años: } 3 \cdot 343.200 \text{ m}^3/\text{año} = 1.029.600 \text{ m}^3$$

Volúmenes escurridos por año y por hectárea

$$\text{Primer año seco} = P \cdot E = 0,414 \text{ m/año} \cdot 0,13 \text{ m/m} \cdot 10.000 \text{ m}^2/\text{Ha} = 580 \text{ m}^3/\text{Ha}$$

$$\text{Segundo año seco} = 0,685 \text{ m/año} \cdot 0,08 \text{ m/m} \cdot 10.000 \text{ m}^2/\text{Ha} = 548 \text{ m}^3/\text{Ha}$$

$$\text{Año promedio} = 0,866 \text{ m/año} \cdot 0,166 \text{ m/m} \cdot 10.000 \text{ m}^2/\text{Ha} = 1437 \text{ m}^3/\text{Ha}$$

$$\text{Volumen escurrido para 3 años} : 2565 \text{ m}^3/\text{Ha}$$

Area de la cuenca de aporte

$$S = \frac{\text{Volumen necesario}}{\text{Volumen escurrido}} = \frac{1029600 \text{ m}^3}{2565 \text{ m}^3 / \text{Ha}} = 401 \text{ Ha}$$

4) VOLUMEN DE REPRESA

El volumen necesario por año (consumo + infiltración + evaporación) de acuerdo a lo visto es : 343.200 m³/año = 28.600 m³ / mes

Finalmente y con la ayuda de una planilla de cálculo se procede así:

- Se parte de las precipitaciones mensuales de los 3 años analizados.
- Con la escorrentía promedio determinada se calcula la precipitación efectiva para cada mes de los 3 años.
- Se multiplica la precipitación efectiva por el área de la cuenca que es de 401 Ha y se obtiene el caudal escurrido mes por mes, y el caudal acumulado.
- Se calcula el caudal acumulado para un consumo de 28600 m³/mes.
- Se calcula la diferencia de caudales acumulados de escurrimiento y de consumo.
- Se seleccionan la mayor diferencia positiva y negativa, que resultan 143.195 m³ y 231.930 m³ respectivamente, y se suman sus valores absolutos, obteniéndose V = 375.125 m³ que es el volumen de represa buscado.

3. BIBLIOGRAFÍA

- “Abastecimiento de agua y remoción de aguas residuales” - Fair-Geyer-Okun.
- “Abastecimientos de agua” - Marotto y Castañé.
- Apuntes de la Cátedra de “Aprovechamientos Hidráulicos” de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Buenos Aires.
- Diseño de presas pequeñas – Bureau of Reclamation (U.S.A.).
- “Hidráulica de canales abiertos” – Ven Te Chow.
- Manuales de cursos para el diseño de sistemas de abastecimiento rurales organizados por la Organización Panamericana de la Salud, el Instituto de Ingeniería Sanitaria de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Buenos Aires y el ex Servicio Nacional de Agua Potable.
- Mecánica de los Fluidos e Hidráulica.- Giles, Evett y Liu.