



MANUAL DE OBRAS HIDRAULICAS

Autor: Ing. GIOVENE PEREZ CAMPOMANES

Lima, Febrero del 2016

PROLOGO

La hidráulica, es una de las aplicaciones de la mecánica de fluidos; es una ciencia que estudia el comportamiento de los fluidos en reposo o en movimiento y la interacción de estos con sólidos o con otros fluidos en las fronteras.

En este manual: Manual de Obras Hidráulicas, que es una aplicación de los conceptos de la mecánica de fluidos y de la hidráulica, a través de este manual intento hacer llegar, nace como un material de apoyo en el Obras hidráulicas, irrigación y diseño de estructuras hidráulicas, en el cual presenta los conceptos más importantes y que vienen acompañados de problemas propuestos que son desarrollados en las sesiones del curso, se propone acercarlo de manera más sencilla, didáctica al manejo y el diseño de las obras hidráulicas y las estructuras hidráulicas

En este manual, se tratan temas que en la mayoría de syllabus de las principales universidades se desarrollan y que son muy importantes en la formación profesional de los futuros ingenieros.

Se tomo como base la experiencia adquirida en el dictado del curso de Hidráulica Irrigaciones y Obras hidráulicas en la Universidad San Martín de Porres, Universidad César Vallejo, Universidad del Santa, así como de las ponencias desarrolladas para el dictados de diplomados en: **Diseño Hidráulico**, realizado por Capi, ICG, TQI y Kaizen, así como en los congresos en los que he participado como ponente.

Este manual, consta de 13 capítulos y bibliografía.

El presente texto está dirigido a estudiantes de ingeniería y docentes que imparten el curso de Obras hidráulicas, Irrigación, y Diseño de estructuras hidráulicas; así como a ingenieros, interesados en el área de hidráulica.

Este texto se lo dedico a todos los alumnos de Hidráulica, Irrigación y drenaje y Obras hidráulicas; y es a ellos a los cuales espero que les sirva de apoyo para su formación en el campo de la hidráulica.

De manera muy especial, dedico el presente texto a mis padres que son ellos los que me formaron y siempre les agradeceré, todo lo que soy y que desde lo alto, le pido siempre me guíen por el camino del bien, para seguir aportando al desarrollo integral de mi país.

Para mi esposa por qué estar siempre a conmigo, y a mis hijos por su inmenso amor.

Ing. Giovene Pérez Campomanes

Lima, 10 de febrero del 2016

INDICE

| | Pag. |
|---|-------------|
| I.El agua como recurso natural | 9 |
| 1.1 Definición | 9 |
| 1.2 El agua como recurso natural | 10 |
| 1.3 Importancia del agua | 12 |
| 1.4 Planificación: Definición | 13 |
| | |
| II. Principales proyectos hidráulicos | |
| 2.1 Las irrigaciones en el Perú | 16 |
| 2.2 Importancia | 16 |
| 2.3 Planeamiento de proyectos | 17 |
| 2.4 Grandes proyectos la mejor opción | 20 |
| 2.5 Primer Trabajo en clase | 22 |
| | |
| III. Almacenamiento y embalses | |
| 3.1 Definición | 23 |
| 3.2 Ventajas y desventajas de los embalses | 23 |
| 3.3 Almacenamiento de agua | 24 |
| 3.4 Capacidad de almacenamiento de agua | 25 |
| 3.5 Finalidad | 25 |
| 3.6 Capacidad física de almacenamiento | 26 |
| 3.7 Estudios que deben de realizarse en los almacenamientos | 26 |
| 3.8 Estudio de las canteras en los materiales | 28 |
| 3.9 Practica dirigida | 31 |
| | |
| IV Presas | |
| 4.1 Definición | 34 |

| | |
|---------------------------------------|----|
| 4.2 Las funciones de una presa | 34 |
| 4.3 Selección del tipo de presa | 35 |
| 4.4 Clasificación de las presas | 37 |
| 4.5 Estudios generales para el diseño | 38 |
| 4.6 Estudios de proyectos y ejecución | 38 |
| 4.7 Procedimiento de diseño | 38 |
| 4.8 Estabilidad de las presas | 41 |
| 4.9 Cimentación de presas | 42 |
| 4.10 Otros aspectos tomados en cuenta | 45 |
| 4.11 Trabajo en clase | 48 |
| 4.12 Practica dirigida | 49 |

V Bocatomas

| | |
|--|----|
| 5.1 Definiciones | 52 |
| 5.2 Finalidad | 52 |
| 5.3 Modelo hidráulico | 53 |
| 5.4 Estudios en la ubicación de la bocatoma | 53 |
| 5.5 Daños causados por los sólidos | 56 |
| 5.6 Partes de una bocatoma permanente | 56 |
| 5.7 Problemas presentados en la bocatoma Chavimochic | 57 |
| 5.8 Muros de encausamiento | 58 |
| 5.9 Calculo de la curva de remanso | 58 |
| 5.10 Diseño de bocatoma | 59 |
| 5.11 Practica dirigida | 67 |

VI Desarenadores

| | |
|----------------------------------|----|
| 6.1 Definiciones | 69 |
| 6.2 Ubicación | 69 |
| 6.3 Principios de funcionamiento | 70 |

| | |
|--|----|
| 6.4 Causas de desgaste del equipo mecánico | 70 |
| 6.5 Estudios necesarios para el diseño del desarenador | 71 |
| 6.6 Clases de desarenadores | 71 |
| 6.7 Elementos de un desarenador | 72 |
| 6.8 Criterios de diseño | 74 |
| 6.9 Desarenadores de velocidades bajas | 74 |
| 6.10 Desarenadores de velocidades altas | 75 |
| 6.11 Ecuaciones básicas para el diseño de un desarenador | 76 |
| 6.12 Consideraciones para el diseño hidráulico | 76 |
| 6.13 Problemas presentados y soluciones planteadas durante el diseño | 80 |
| 6.14 Problemas de aplicación | 88 |

VII Diseño hidráulico de canales

| | |
|---|-----|
| 7.1 Definición | 89 |
| 7.2 Túneles | 89 |
| 7.3 Clasificación de los canales | 90 |
| 7.4 Información básica para el diseño | 90 |
| 7.5 Trazado del canal | 91 |
| 7.6 Canal abierto | 91 |
| 7.7 Rasante de un canal | 92 |
| 7.8 Velocidad admisible | 93 |
| 7.9 Filtraciones en canales | 94 |
| 7.10 pérdidas en canales revestidos | 99 |
| 7.11 Criterios para el diseño de canales con fuerte pendiente | 99 |
| 7.12 Revestimiento en canales | 104 |
| 7.13 Criterios de diseño en canales secundarios | 107 |
| 7.14 Practica dirigida: Hcanales | 111 |
| 7.15 Practica dirigida: Diseño de canales | 113 |

VIII Alcantarillas

| | |
|---|-----|
| 8.1 Definición | 114 |
| 8.2 Tipos de salida en la alcantarilla | 114 |
| 8.3 Consideraciones hidráulicas | 115 |
| 8.4 Criterios de diseño | 115 |
| 8.5 Tipos de alcantarillas por su capacidad | 116 |
| 8.6 Para el diseño de una alcantarilla | 119 |
| 8.7 Factores que afectan la vida útil de una alcantarilla | 121 |
| 8.8 Diseño hidráulico de una alcantarilla | 122 |
| 8.9 Practica dirigida | 125 |

IX Diseño hidráulico de un acueducto

| | |
|--|-----|
| 9.1 Criterios de diseño | 127 |
| 9.2 Elementos hidráulicos de un puente canal | 128 |
| 9.3 Diseño de un acueducto | 129 |
| 9.4 Practica dirigida | 132 |

X Diseño hidráulico de una aliviadero lateral

| | |
|---|-----|
| 10.1 Definición | 133 |
| 10.2 Aliviadero entorno al vertedero | 133 |
| 10.3 Aliviaderos en forma de sifón | 134 |
| 10.4 Criterios de diseño | 135 |
| 10.5 Teorías para el diseño hidráulico | 136 |
| 10.6 Tipos de flujo en un vertedero lateral | 137 |
| 10.7 Practica dirigida | 142 |

XI Diseño hidráulico de un sifón

| | |
|---|-----|
| 11.1 Conceptos generales | 143 |
| 11.2 Línea de gradiente hidráulico y de energía | 143 |

| | |
|---|------------|
| 11.3 Transiciones | 145 |
| 11.4 Sifones | 147 |
| 11.5 Aplicaciones | 147 |
| 11.6 Aliviaderos en forma de sifón | 148 |
| 11.7 Practica dirigida | 150 |
| | |
| XII. Diseño hidráulico de una caída | |
| 12.1 Definición | 152 |
| 12.2 Ventajas de una caída | 154 |
| 12.3 Criterios hidráulicos: Caídas inclinadas | 154 |
| 12.4 Elementos principales | 154 |
| 12.5 Criterios de diseño | 156 |
| 12.6 Disipadores de energía | 159 |
| 12.7 Procedimiento para el diseño de una caída sin obstáculos | 160 |
| 12.8 Practica dirigida | 166 |
| | |
| XIII Diseño hidráulico de una Rápida | 169 |
| 13.1 Rápidas | 169 |
| 13.2 Formas constructivas más comunes para gradientes con fuerte pendiente | 171 |
| 13.3 Canal de gran pendiente | 171 |
| 13.4 Curvas horizontales | 172 |
| 13.5 Consideraciones para el diseño | 174 |
| 13.6 Procedimiento para el diseño de una rápida | 178 |
| 13.7 Practica dirigida | 180 |
| | |
| XIV Bibliografía y linkografía | 184 |
| 14.1 Bibliografía | 184 |
| 14.2 Linkografía | 184 |

I. El agua como recurso natural: Planeamiento

El agua es un elemento de la naturaleza fundamental para el sostenimiento y la reproducción de la vida en el planeta. El agua es un bien de primera necesidad para los seres vivos. En la mayoría de ellos constituye más del 80%. Es un factor decisivo para el desarrollo de una sociedad. La utilizamos, entre otros usos, para beber, regar las plantas, asearnos, cocinar, llenar piscinas, regar campos o para generar energía.



Fig. N° 01 En la vista se observa la laguna de almacenamiento

1.1 Definición: El agua, es una sustancia cuyas moléculas están formadas por la combinación de un átomo de oxígeno y dos de hidrógeno, líquida, inodora, insípida e incolora(**DRAE**).

El agua es un recurso natural renovable, indispensable para la vida, vulnerable y estratégico para el desarrollo sostenible, el mantenimiento de los sistemas y ciclos naturales que la sustentan, y la seguridad de la Nación(**LRH**).



Fig. N° 02 En la vista observa el área de la laguna de almacenamiento

1.2 El agua como recurso natural: Los recursos naturales son aquellos elementos proporcionados por la naturaleza y que pueden ser aprovechados por el hombre para satisfacer sus necesidades.

El agua es un recurso natural renovable. La naturaleza, cuando completa el ciclo del agua, garantiza que no se pierda y pueda volver a ser utilizada por los seres vivos. Pero puede ser considerada como un recurso renovable cuando se controla cuidadosamente su uso, tratamiento, liberación y circulación. La disponibilidad de agua no contaminada disminuye constantemente.



Fig. N°03 Se observa el rio antes de pasar el puente Reque.

Hay partes del mundo en las que la **demanda de agua excede el abastecimiento**. A medida que aumenta la población mundial, aumenta la demanda de agua limpia. La crisis del agua afecta a millones de personas en el mundo, sobre todo a los países más pobres, que sufren muchas enfermedades relacionadas con la calidad y el abastecimiento de agua (diarrea, paludismo, etc.). El acceso al agua potable genera prácticas esenciales en la reducción de la mortalidad, sobre todo la infantil. Hay **estudios de la FAO** que estiman que **uno de cada cinco países en vías de desarrollo tendrá problemas de escasez de agua** antes de 2030.



Fig. N° 04 Se observa el sembrado de las aguas para el uso en las épocas de estiaje.



Fig. N° 05 Se observa la bocatoma de Chavimochic, en épocas de estiaje.

1.3 Importancia del agua: Desempeña un importante **papel en la fotosíntesis de las plantas** y, además, sirve de **hábitat a una gran parte de los organismos**.

El agua dulce es un **recurso renovable** pero la disponibilidad de agua fresca limpia, no contaminada, está disminuyendo de manera constante. En muchas partes del mundo, la demanda de agua ya excede el abastecimiento; a medida que aumenta la población mundial, aumenta la demanda de agua limpia.

Es un deber de todos cuidar nuestros recursos hidrológicos, así como crear la conciencia de que el agua es uno de los recursos más preciados de la naturaleza, por el papel que desempeña en la vida de todos los seres vivos.



Fig. N° 06 Se observa un pensamiento que nos lleva a la reflexión en el cuidado del agua.

1.4 Planificación: Definición.

Plan general, **metódicamente organizado y frecuentemente de gran amplitud**, para obtener un objetivo determinado, tal como el desarrollo armónico de una ciudad, el desarrollo económico, la investigación científica, el funcionamiento de una industria, **el manejo de los recursos hídricos**, etc.

Planificación del recurso hídrico:

Artículo 193°.- Objeto de la planificación de la gestión de recursos hídricos.

193.1. La planificación de los recursos hídricos tiene por objeto **promover su uso sostenible, equilibrar la oferta con la demanda del agua, la conservación y la protección de la calidad de las fuentes naturales**, en armonía con el desarrollo nacional, regional y local, así como, la protección e incremento de la cantidad de la disponibilidad de agua.



Fig. N° 07 Se observa una reunión de capacitación en planificación de los recursos hídricos.

193.2. La planificación de la gestión de los recursos hídricos en la cuenca debe ser considerada para la **elaboración de los planes** en los niveles: sectorial, local, regional y nacional, en concordancia con el ordenamiento territorial, ambiental, planes de acondicionamiento territorial, de desarrollo urbano y otros de gestión territorial. Asimismo, prevé la integración de las fuentes de agua incluidas en dichos planes de gestión.

Instrumentos de planificación del sistema nacional de gestión de los recursos hídricos.

Artículo 197°.- La Política Nacional del Ambiente

La Política Nacional del Ambiente tiene como objeto **mejorar la calidad de vida de las personas, garantizando la existencia de ecosistemas**

saludables, viables y funcionales en el largo plazo; y el desarrollo sostenible del país, mediante la prevención, protección y recuperación del ambiente y sus componentes, la conservación y el aprovechamiento sostenible de los recursos naturales, de una manera responsable y congruente con el respeto de los derechos fundamentales de las personas.

Artículo 198°.- **La Política y Estrategia Nacional de Recursos Hídricos.**

198.1 La Política y Estrategia Nacional de Recursos Hídricos es el **conjunto de principios, lineamientos, estrategias e instrumentos de carácter público, que definen y orientan el accionar** de las entidades del sector público y privado para garantizar la atención de la demanda de agua del país en el corto, mediano y largo plazo.

198.2 La Política y estrategia nacional de recursos hídricos, constituye el **instrumento de carácter conceptual y vinculante**, que define los **objetivos de interés nacional** para garantizar el **uso sostenible de los recursos hídricos**.

198.3 La Política y estrategia nacional de recursos hídricos constituye el marco de referencia dentro del cual debe interactuar el sector público y privado para el manejo multisectorial y articulado, que permita una gestión integrada de los recursos hídricos en el marco del proceso de regionalización y descentralización del país.

Artículo 199°.- **El Plan Nacional de Recursos Hídricos**

199.1 El Plan Nacional de Recursos Hídricos contiene la **programación, costos, fuentes de financiamiento, criterios de recuperación de inversiones, las entidades responsables** y otra información relevante para alcanzar los objetivos y aplicar las medidas de interés nacional establecidas en la política y estrategia nacional de los recursos hídricos.

199.2 Corresponde a la Autoridad Nacional del **agua(ANA)**, la elaboración del Plan Nacional de Gestión de Recursos Hídricos. Para tal efecto, aprobará un procedimiento que contemple procesos participativos y de consulta a la sociedad civil y población en general.

200.2 Los planes de gestión de recursos hídricos en la cuenca son: **instrumentos públicos, vinculantes de actualización periódica y revisión justificada**. Por lo tanto, no generan derechos en favor de particulares o entidades públicas o privadas y su modificación, que no puede afectar derechos previamente otorgados, y no originan lugar a indemnización.

Conclusión:

Es el recurso natural más importante y la base de toda forma de vida, es un factor decisivo para el crecimiento económico y el desarrollo de la sociedad. Pero aunque es un recurso natural renovable, su abuso puede generar que sea limitado y vulnerable. Aunque es muy abundante el agua no es un recurso permanente, se contamina con facilidad y una vez contaminada es muy difícil recuperar su pureza.



Fig. N° 08 Se observa una campaña de sensibilización del manejo del recurso hídrico.

Estamos obligadas a proteger este recurso, a tomar conciencia colectiva sobre los riesgos del agotamiento del agua potable. Todos debemos cuidar nuestros recursos hidrológicos y ser conscientes de que el agua es uno de los recursos más preciados de la naturaleza, por el papel que desempeña en la vida de todos los seres vivos. Y así evitar una catástrofe de consecuencias impredecibles. El desabastecimiento de agua potable pone en riesgo la salud y la vida de miles de personas.



Fig. N° 09 Se observa el arroyo de las aguas contaminadas al río.

II. Principales proyectos hidráulicos

2.1 Las irrigaciones en el Perú:

El Perú antiguo estuvo dedicado a la agricultura, con escasa y poca tierra, con una alimentación reducida: **la Papa, La Quinua, y la cañigua**. Luego aparece el maíz.

La necesidad los obliga a **construir, canales colectores de agua pluviales del cumbe** mayo, lo que permite el transvase de las aguas del río Jequetepeque, al río Cajamarca.

En **Nazca** se inicio la explotación de las aguas subterráneas, a **través de las galerías filtrantes** (acueductos), en un numero de 28 que continúan funcionando.



Fig. N° 10 Se observa al autor del manual en compañía de usuarios del valle de Nazca, visitando los acueductos.

La invención del andén o plataforma o terraza de cultivo signifió un cambio en la agronomía peruana, pasamos del método **extensivo** al **intensivo**.

En la costa peruana el inca **Pachacutec**, construyó los canales: Raca Rumi y cucureque, en el valle de chancay, y el canal de **La Achirana**.

En la época **del virreinato** se redujo la agricultura.

En la república se reinicio las obras de irrigaciones principalmente en la costa.



Fig. N° 11 Se observa los andenes construidos por los antiguos peruanos.

Con la ayuda del Ing. Charles Sutton se iniciaron obras de irrigación en el valle de imperial (Cañete), en el dpto. de Lambayeque, irrigando 25,000 has. y la rehabilitación de 4000 has. En el valle de la chira. Y pequeñas obras de irrigación en el Mantaro, y de generación hidroeléctrica.

Posteriormente el general Odria llevo a cabo obras de irrigaciones tales como: la desviación el rio Quiroz, al Piura, la irrigación Siguan, la desviación de las aguas del choclococha a Ica, posteriormente se iniciaron las grandes irrigaciones:

2.2 Importancia:

- Garantizando la disponibilidad del recurso hídrico en cantidad adecuada y oportuna
- Promover el desarrollo óptimo de las tierras con potencial agrícola, para incrementar los niveles de producción, productividad e ingresos de la población.
- Permite mejorar las condiciones de vida de la población.
- Aprovechamiento racional de los recursos naturales de la cuenca.
- Proteger las áreas agrícolas mediante el manejo de cuencas.
- Almacenar y utilizar racionalmente los recursos hídricos.



Fig. N° 12 Se observa la captación de la bocatoma la Achirana- ICA.

2.3 Planeación de proyectos:

- I. Aspectos Generales: Diagnóstico de la Situación Actual.
- II . Identificación : de Proyectos de Infraestructura de Riego.
- III. Formulación :de Proyectos de Infraestructura de Riego.
- IV. Evaluación : de Proyectos de Infraestructura de Riego.

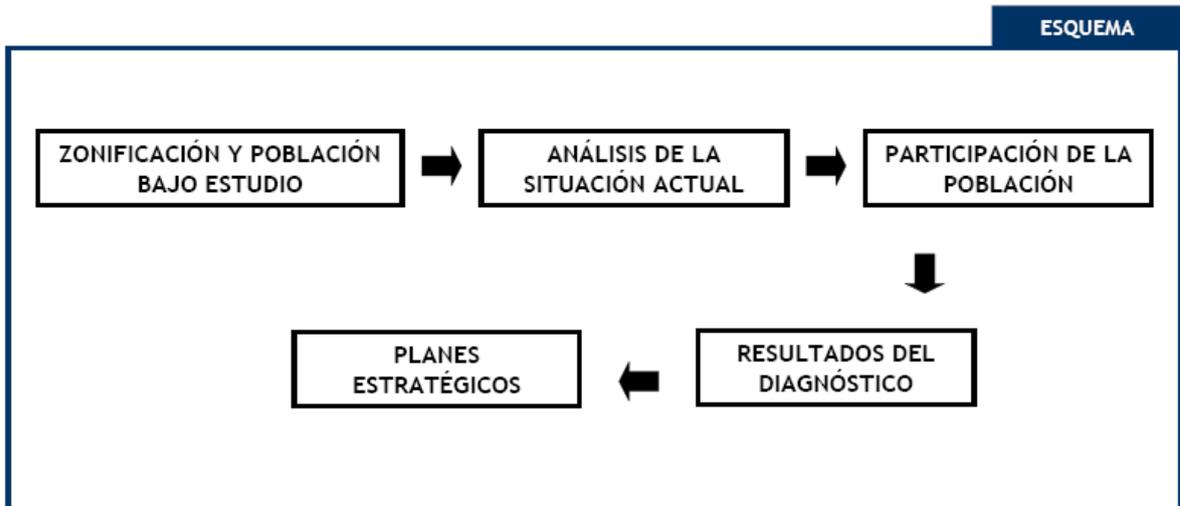
El Proyecto: El proyecto es el conjunto de actividades a implementar para lograr revertir una situación no deseada.

Es una búsqueda de una solución inteligente al planteamiento de un problema tendiente a resolver, entre muchas una necesidad humana.

Es una actividad de inversión.

Que busca generar rentabilidad.

Modulo I: Diagnóstico de la Situación Actual:



MÓDULO II: Identificación de Proyectos de Infraestructura de Riego:

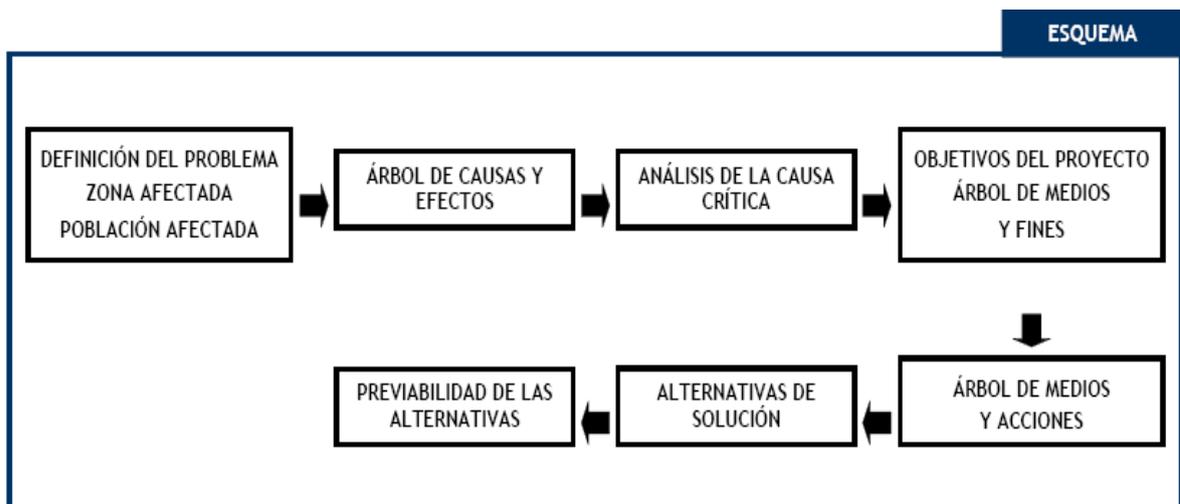


Fig. N°13 Se muestra en resumen la identificación de proyectos de infraestructura de riego.

MÓDULO III: Formulación de Proyectos de Infraestructura de Riego:

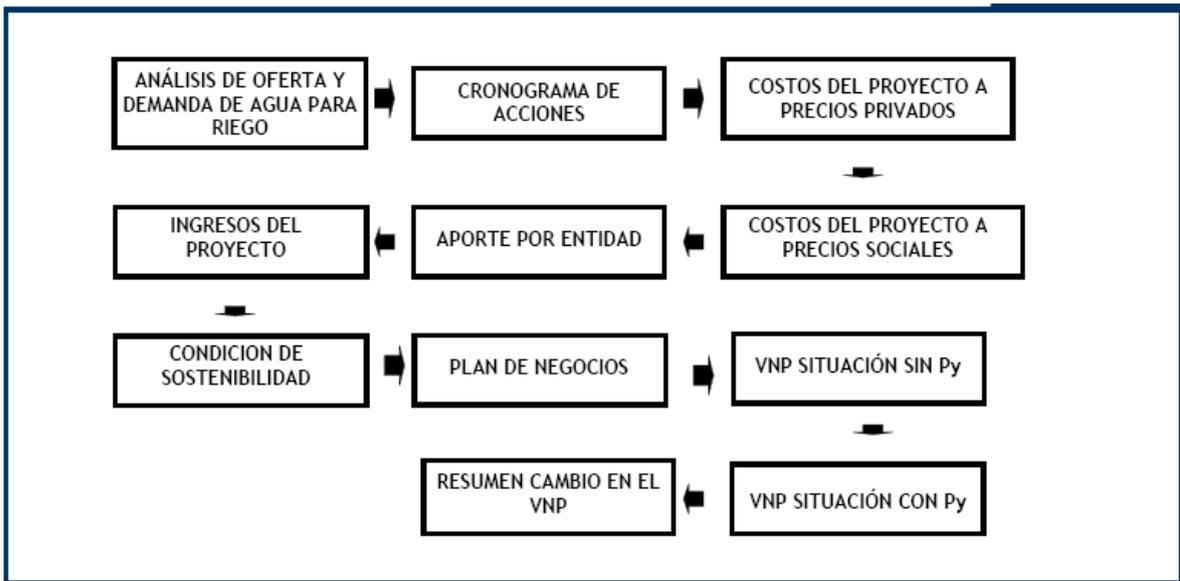


Fig. N° 14 Se muestra el proceso formulación de proyectos de infraestructura de riego

MÓDULO IV: Evaluación de Proyectos de Infraestructura de Riego:

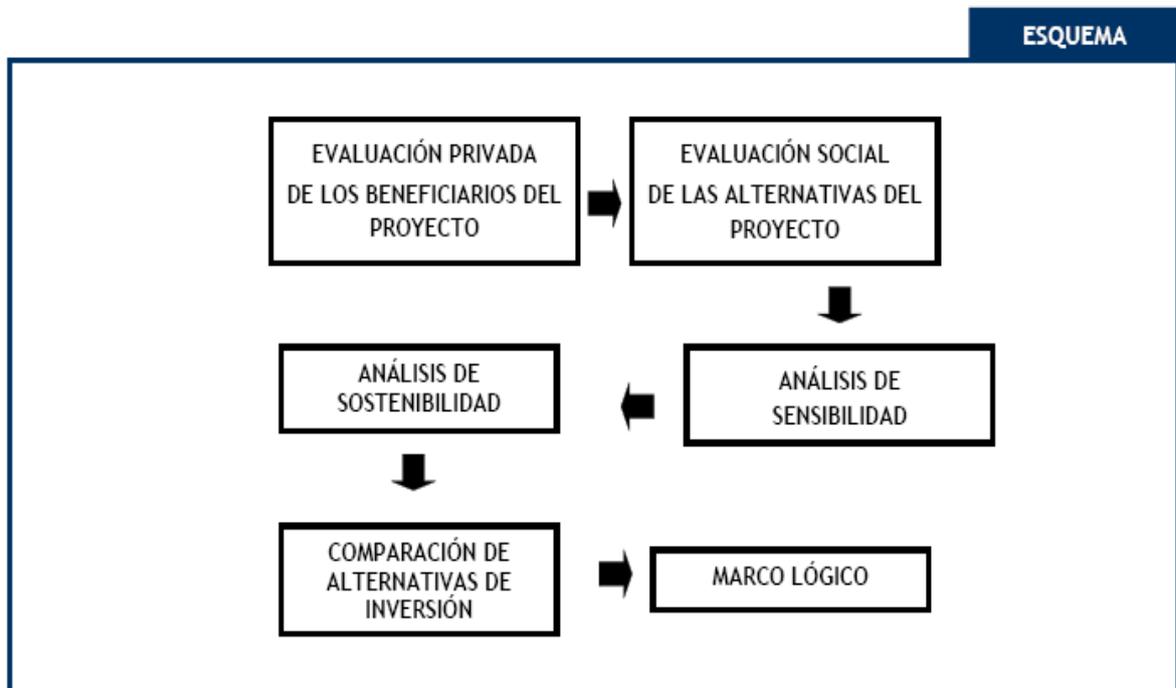


Fig. N° 15 Se muestra la evaluación de proyectos de infraestructura de riego

2.4 Grandes proyectos la mejor opción: En las últimas tres décadas, el Perú ha invertido más de 4 mil 500 millones de dólares en obras de irrigación, sobre todo en la costa. Sólo Brasil y México, los países más grandes de América Latina, han invertido más.

¿Ha valido la pena la inversión? Según un estudio de GRADE, las 180 mil hectáreas nuevas ganadas, y el mejoramiento del riego de otras 195 mil más, han requerido una inversión de 12 mil dólares por hectárea, llegando en el caso de Majes, en Arequipa, a los 40 mil dólares por hectárea, montos mayores al valor de mercado de una hectárea bajo riego. Más aún: estos proyectos han agravado el problema de salinización de los suelos, que afecta a alrededor de un tercio de todas las tierras de cultivo de la costa. La paradoja es que, por un lado, se hacen grandes inversiones para ganar tierras de cultivo y, por otro, al mismo tiempo se van perdiendo, pues la salinización reduce la fertilidad de los suelos hasta anularla.

¿**Por qué se hacen, entonces, estas grandes obras?** Muchas razones confluyen. Una de ellas son los reclamos **regionalistas**. Las poblaciones en las regiones esperan que la incorporación de nuevas tierras les abra nuevas oportunidades, expectativa justa, pero no necesariamente respaldada por la realidad, pues a las tierras nuevas ganadas, como las de Chavimochic en donde una decena de empresas tienen la inmensa mayoría de las tierras y las de Olmos en donde los lotes mínimos que serán vendidos próximamente **son de 500 y mil hectáreas**, no acceden los lugareños, incluidos los empresarios de la región, debido a los grandes **montos de inversión que se requieren: a 4 mil 250 dólares la hectárea** se necesitan **4.25 millones de dólares** para comprar un lote, a lo que se debe agregar miles de dólares adicionales de inversión para entrar a la fase de producción

En estas condiciones, **solo grandes inversionistas, nacionales y extranjeros, pueden acceder a esas tierras.**

La decisión de vender en grandes lotes es de naturaleza política, más que económica. Desde el gobierno de Fujimori, los gobiernos han optado por el neolatifundio exportador como eje de la estrategia de modernización de la agricultura costeña, opción que **agudiza las desigualdades** en la distribución de un recurso que es tan importante para más de millón y medio de familias. Otras opciones más incluyentes y equitativas son posibles, sin desmedro de la eficiencia económica. La colonización de San Lorenzo, en el departamento de Piura, es un buen ejemplo de una obra de irrigación **cuyas tierras fueron transferidas a medianos y pequeños agricultores**, quienes han tenido éxito y buen número de ellos son exportadores. Este tipo de agricultura aporta mucho más a un desarrollo regional, mientras que los grandes neo latifundios adoptan con frecuencia característica de enclaves



Fig. N° 16 Se observa los canales de Tipón.

2.5 Primer trabajo en clase:

Con la información recabada, en la sesión deberán resolver la siguiente cuestionario:

- Como podrías planificar el recurso hídrico de la cuenca del río Santa.
- Que estrategia plantearían para reducir la contaminación del recurso hídrico, en la cuenca del río santa.
- Si tomamos conocimiento que la cuenca del río Santa, tiene un problema que la forma de distribución del agua, no satisface a los proyectos especiales: cree usted que la solución sería la construcción de la bocatoma de tablonas(a la altura de bocatoma de chavimochic).
- Como explica usted las obras hidráulicas construidas por el peruano prehispánico.
- Como podríamos hacer que el pequeño agricultor, pueda acceder a los nuevos terrenos del PE?
- Como podríamos proponer para que el pequeño agricultor pueda ser mas rentable?.

III. Almacenamiento y embalses:

La regulación artificial de nuestros ríos es una necesidad, tratando de satisfacer la demanda social, cada día más exigente y cambiante, que pretende introducir una corrección en el ciclo hidrológico, ayudando a minimizar las consecuencias extremas de inundaciones o de grandes sequías y mejoras para determinados usos produce: en el **riego, el abastecimiento, la producción de energía**, etc.



Fig. N° 17 Se observa el embalse de las aguas, para las épocas de estiaje.

3.1 Definición:

Embalses, almacenamientos, pondajes, azudes o reservorios, son los vasos que se cierran mediante una represa, con el objeto de recoger las aguas de la cuenca, en la época de lluvias para ser soltadas en las épocas de estiaje.

Son volúmenes de agua retenidos en un vaso topográfico natural o artificial gracias a la realización de obras hidráulicas.

3.2 Ventajas y desventajas de los embalses.

a) Ventajas

- ✓ Mejoramiento en el suministro de agua, en épocas de sequía.
- ✓ Aumento de las posibilidades y superficie de riegos.
- ✓ Desarrollo de la industria pesquera.
- ✓ Control de crecientes de los ríos y daños causados por inundaciones.

b) Desventajas:

- ✓ Pérdidas en la actividad agroindustrial por inundación de zonas con alto índice de desarrollo.
- ✓ Cambios en la ecología de la zona.
- ✓ Posible incremento de la actividad sísmica, especialmente durante el llenado de embalses muy grandes.
- ✓ Pérdidas de hábitats naturales, poblaciones de especies y de degradación de las cuencas arriba.
- ✓ Desaparición y desplazamiento por inundación del embalse.
- ✓ Emisión de gases por efecto invernadero.
- ✓ Interferencia en migración reproductiva de los peces.



Fig. N° 18 En la imagen se muestra la presa de tres gargantas En China

3.3 Almacenamiento de agua:

Se deben considerar las siguientes características

- Buena capacidad de almacenamiento, es decir, que se almacenen grandes volúmenes de agua, con costos relativamente bajos.
- agua de buena calidad.

- Sitio apropiado para la colocación de aliviaderos u obras de toma

Para el análisis para la selección del tipo de represa o presas; se deben considerar los siguientes aspectos

- a) altura de la presa:
 - Menores a 30 metros, el 80% son de presas de tierra.
 - Mayores de 150 metros, el 60% son presas de concreto armado.
- b) geomorfología de la cerrada: valles amplios (presas de tierra), valles estrechos (presas de concreto armado).
- c) Condiciones geológicas geotécnicas de la cimentación, es decir, cuando el macizo de cimentación es muy deformable (rocas blandas o suelos) o de baja resistencia se construyen presas de tierra.
- d) Disponibilidad de los materiales de construcción.
 - Áridos para las presas de concreto armado.
 - materiales sueltos para las presas de tierra.

3.4 Capacidad de almacenamiento:

Es la capacidad necesaria para atender totalmente la demanda del proyecto. Esta capacidad deberá ser incrementada para tener en cuenta la evaporación y otras que pudieran presentarse en el almacenamiento.

Se determina la capacidad máxima de un embalse teniendo en cuenta sus condiciones geológicas apropiadas y que los rendimientos hídricos de la cuenca aseguren su funcionamiento.

Para conocer la capacidad de almacenamiento es necesario estudiar las diferentes ubicaciones de la boquilla de la presa

En cualquier mes o día se cumple la ecuación:

$$Q_d = Q - D$$

De donde :

Q_d : Gasto por derivar

Q : Gasto en el emplazamiento de la represa.

D : Demanda del proyecto de riego.

3.5 Finalidad:

- ✓ Regular las masa hídricas.
- ✓ Para prevenir daños en las obras hidráulicas y en las poblaciones.
- ✓ Evitar la contaminación de los curso de agua en las minas (diseñar presas de relaves).

3.6 Capacidad física de almacenamiento:

- ✓ La capacidad de almacenamiento y el espejo de un vaso se grafica mediante la curva de áreas y volúmenes (ver grafico adjunto).
- ✓ Una vez elegida la ubicación de la represa, es posible delinear la traza de aguas máximas del vaso y determinar las áreas del espejo del agua del reservorio y los volúmenes almacenados, para lo cual se procede a arear cada 02 metros las curvas de nivel dentro del almacenamiento.

3.6.1 Niveles característicos

- ✓ Nivel de embalse muerto (NME)
- ✓ Nivel mínimo de operación del embalse (NMOE):
- ✓ Nivel normal del agua (NNE):
- ✓ Nivel forzado de agua (NFE):

3.7 Estudios que deben realizarse en los almacenamientos:

3.7.1 Estudio del vaso o cubeta de almacenamiento.

3.7.2. El estudio de la boquilla o lugar de emplazamiento de la represa.

3.7.3. El estudio de ubicación del aliviadero o vertedero de excedencias.

3.7.1 Estudio del vaso o cubeta de almacenamiento:

- ✓ La localización de un vaso depende en gran medida del costo de la represa que controla el volumen de almacenamiento y dependerá de las condiciones físicas e hidrológicas de la cuenca por encerrar.
- ✓ El aprovechamiento optimo de un vaso ubicado en la cordillera de los andes, será necesario efectuar una profunda investigación de su seguridad, mediante el estudio de glaciares y lagunas peligrosas que pudieran afectar el vaso con desbordamientos imprevistos

- ✓ Los costos de expropiación de terrenos y de reubicación de obras civiles y ruinas arqueológicas que pudieran aumentar su costo excesivamente.
- ✓ La traza máxima de inundación debe efectuarse un estudio minucioso de las condiciones de estabilidad, permeabilidad y fugas de agua a otras cuencas.
- ✓ Se debe ver el vaso como atractivo turístico.
- ✓ Es preferible un vaso profundo a un vaso no profundo?

El estudio de las filtraciones en el vaso (Recreta):

El estudio de las colmataciones de los almacenamientos: reservorio de Poechos, que tiene problemas de sedimentaciones, y el de reservorio de gallito ciego.

Para evitar el desbordamiento se debe efectuar un estudio de las avenidas de diseño, relacionado con la seguridad de la obra.

3.7.2 El estudio de la Boquilla.

Se inicia de las posibles ejes de la presa, considerando en el análisis los aspectos geológicos, topográficos, canteras cercanas y facilidades para la construcción de la presa.

Los levantamientos topográficos deben cubrir una cota de 50 m superior al nivel de coronación de la presa y cubrir las posibles áreas de relleno de la presa.

Los estudios geológicos, deben comprender el área de la presa, el área de las canteras, los estribos y el fondo de la presa, cuando es necesario deberán efectuarse estudios geotécnicos para estudiar la estabilidad de las formaciones rocosas. Fallas geológicas y buzamientos.

Se deben efectuar estudios sísmicos del área de la presa y del vaso, que permiten la seguridad plena de los diseños.

Los estudios hidrológicos permiten determinar la capacidad posible del almacenamiento (?)

Definir los niveles máximos que pudieran alcanzar las aguas en la presa.

- Efectuar los estudios de permeabilidad de campo en el eje de la boquilla y el vaso.

- El estudio de la boquilla permite elegir el tipo mas conveniente de presa y analizar diferentes alternativas.
- La determinación de la altura de la presa depende de los recursos hídricos de la cuenca y de los posibles usos de agua.

3.7.3 Estudio del aliviadero:

Los vertederos o aliviaderos tiene por objeto eliminar en el tiempo más breve las descargas de avenidas y evitar que la presa se dañe.

La cota del aliviadero se fija con el nivel normal de almacenamiento, es decir con el volumen máximo embalsable.

Un aliviadero consta de las estructuras siguientes:

- ✓ Una toma o vertedero destinado a desviar los caudales que exceden el nivel normal.
- ✓ Una rápida que transporta el agua hasta los niveles inferiores de la presa.
- ✓ Una estructura que devuelve las aguas de su cauce.
- ✓ Para el diseño de los aliviaderos se efectúan principalmente: estudios hidrológicos.
- ✓ Son necesarias los análisis estructurales del vertedor.



Fig. N° 19 Se observa el canal de salida de las aguas del embalse de Marcapomacha.

3.7.4 Estudio de las obras de evacuación o tomas.

- ✓ El volumen almacenados se evacua de la presa mediante los conductos de fondo acondicionados que tiene la mayor parte de las veces una capacidad igual a la máxima demanda del proyecto, así como para eliminar parte de las excedencias.
- ✓ Los caudales máximos de los desagües profundos suelen ser 10 a 20 veces el caudal medio .

3.8.5 Estudios de las canteras de materiales

- ✓ Para el caso de presas de tierra y de enrocamiento se necesitan las canteras de materiales arcillosos para el núcleo de la presa y materiales permeables (arenas y gravas) para las escarpas de la represa.
- ✓ Las canteras de materiales deben ubicarse en proximidades de la presa con una distancia máxima de 03 Km.

3.8 Estudios de las canteras de materiales

- ✓ Para el caso de presas de tierra y de enrocamiento se necesitan las canteras de materiales arcillosos para el núcleo de la presa y materiales permeables (arenas y gravas) para las escarpas de la represa.
- ✓ Las canteras de materiales deben ubicarse en proximidades de la presa con una distancia máxima de 03 Km.
- ✓ La ecuación de funcionamiento es :
- ✓ $V_f = V_i - P_e - V_s$.
- ✓ De donde :
- ✓ V_f = Volumen final o actual del reservorio en MM3.
- ✓ V_i = Volumen anterior, en MM3.
- ✓ P_e = Perdida por evaporación en MM3.
- ✓ V_s = Volumen soltado(salida) de la represa, en MM3.



Fig. N° 20 Se observa el vaso de la laguna Marcapomacocha en épocas de estiaje.

Mediante la fórmula, siguiente se puede calcular por evaporación:

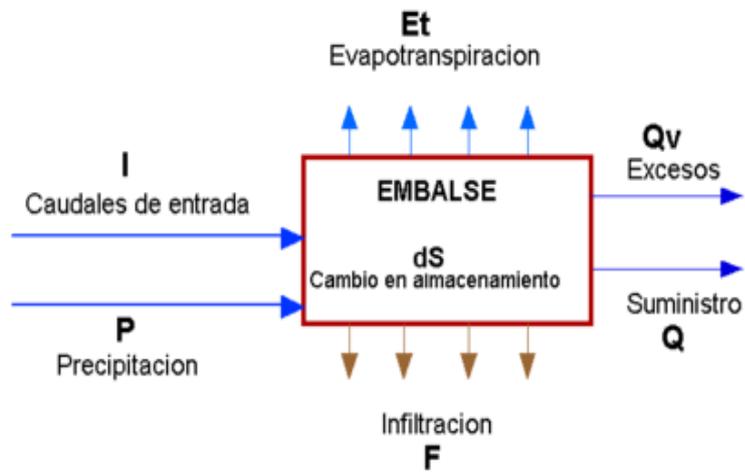
$$P_c = C * S, \text{ en (MM3).}$$

C = Coeficiente de evaporación diario o mensual

S = Área del espejo de agua en KM2 en el intervalo del tiempo de la observación.

Al inicio de las soltadas de agua de la represa puede incrementarse las perdida de infiltración en el cauce también las pérdidas de evaporación por lo cual analizar sus efectos en el escurrimiento fluvial natural.

Para una mejor interpretación de los cálculos se dibujan llamada curva de funcionamiento del reservorio.



BALANCE:

$$I + P = Et + F + Qv + Q + dS$$

Fig. N° 21 Se muestra el resumen del funcionamiento de un reservorio.

3.9 Practica dirigida

1. Se estudia un salto reversible con un embalse elevado y un contraembalse (regulación). El contraembalse está ubicado en un río cuyo caudal de estiaje se mantiene en 10 m³/s, al estar regulado por otros embalses situados aguas arriba de este.

El régimen de explotación previsto consiste en bombear todos los días de la semana de 0 a 18 horas, y turbinar todos los días de la semana un caudal constante desde las 15 a las 21 horas, salvo el domingo que no se turбина.

- Determinar con estos supuestos la capacidad mínima del embalse superior
- Además del contraembalse, con la condición de que durante el estiaje el caudal del río aguas abajo del mismo no baje de 3 m³/s

2. En el siguiente cuadro se indican las aportaciones mensuales que han entrado en un embalse en los años hidráulicos 1952-1953 a 1955-1956, ambos inclusive.

APORTACIONES MENSUALES

| AÑO | O | N | D | E | F | M | A | M | J | J | A | S |
|-------|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|
| 52-53 | 31 | 21 | 20 | 16 | 14 | 14 | 19 | 28 | 52 | 27 | 10 | 20 |
| 53-54 | 31 | 21 | 31 | 18 | 16 | 21 | 26 | 42 | 48 | 21 | 10 | 12 |
| 54-55 | 13 | 10 | 17 | 25 | 28 | 21 | 25 | 35 | 42 | 25 | 28 | 22 |
| 55-56 | 20 | 19 | 24 | 22 | 14 | 38 | 50 | 79 | 70 | 21 | 23 | 10 |

La capacidad de dicho embalse es de 30 Hm y con él se pretende regular las aportaciones para satisfacer una demanda mixta de abastecimiento y riego definida en el cuadro siguiente:

DEMANDA MENSUAL

| AÑO | O | N | D | E | F | M | A | M | J | J | A | S |
|-------|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|
| Abas | 14 | 14 | 14 | 14 | 14 | 14 | 14 | 14 | 20 | 20 | 20 | 14 |
| Riego | 5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 2 | 6 | 10 | 16 | 25 | 20 | 12 |

Determinar mediante el método numérico la situación del embalse a fin de cada mes y determinar las garantías en tiempo y en volumen de ambos aprovechamientos, en el supuesto que el embalse se encuentre lleno el día 01 de octubre del 1952.

Nomenclatura:

V_i =Volumen de agua existente en el embalse a comienzo de cada mes

A_p =Aportación del Río.

A_b =Consumo de abastecimiento

Reg.=Consumo por regadío

$\Delta = A_p - A_b - \text{Reg.} =$ balance hidráulico mensual

$V_f = V_i + \Delta =$ Volumen de agua existente en el embalse a fines de mes. No puede ser negativo(embalse vacío), ni mayor que 30 Hm³(embalse lleno).

Vert = Vertidos(se presentan cuando $V_i + \Delta > 30$ y vienen dados por $V_i + \Delta - 30$).

Def=Déficit (se presentan cuando $V_i + \Delta < 0$ y vienen dados por $|V_i - \Delta|$).

DR= Déficit del suministro para regadío(se presentan cuando Def>0 y vienen dados por Def. Su valor no puede ser mayor que Reg.).

DA=Déficit del suministro para abastecimiento(se presentan cuando Def-DR>0 y vienen dados por Def-DR).

3. Una zona regable con superficie neta de 2000 has, se alimenta por un canal cuya capacidad máxima es de 3 m³/s. El consumo del mes punta(julio), 450 m³/semana y ha. La programación de riegos se efectúa con jornada de 16 h diarias(de 5 a 21 h), descansando sistemáticamente los domingos. Los recursos hidráulicos de la cuenca permiten mantener el caudal de 3 m³/s de modo continuo durante toda la campaña de riego, por lo que se ha decidido ampliar la zona regable utilizando los excedentes transportados por el canal. La zona de ampliación queda ubicada inmediatamente aguas abajo de la existente, por lo que se piensa construir al termino del canal una balsa de regulación(aprovechando la existencia de una vaguada(línea que marca la parte más honda de un valle), que reúne las condiciones adecuadas para su implantación).

Calcular el valor:

- La superficie de ampliación posible, suponiendo que el consumo unitario en el mismo y que se ejecuta una balsa con capacidad suficiente para la regulación semanal de todos los excedentes.
- El volumen mínimo necesario que ha de tener dicha balsa para que se pueda regular semanalmente dichos excedentes, suponiendo que la programación de riegos de la ampliación es igual a los de la zona existente.

- Suponiendo que el vaso utilizado solo permite llegar a una capacidad de 50% de la obtenida en el apartado anterior, hallar el número de nuevas has en que podría ampliarse la zona regable imponiendo la obligación de que las nuevas has fueran regadas a caudal constante las 24 horas del día, incluso los domingos.

IV. Presas

El objeto de este capítulo es describir de manera resumida los principales tipos de presas que puedan diseñarse de acuerdo a las características de la cimentación, canteras de materiales; la elección de cada tipo dependerá de un conjunto de factores, además de los aspectos económicos del proyecto.

Finalmente evaluaremos los problemas de sedimentación presentados en las principales presa en el Perú y del mundo.

4.1 Definición:

Una Presa, es simplemente *una pared que se coloca en un sitio determinado del cauce de una corriente natural* con el objeto de almacenar parte del caudal que transporta la corriente.

La presa debe contar con obras complementarias que permitan el paso del agua que no se embalsa y con estructuras de toma para captar y entregar el agua embalsada a los usuarios del sistema.



Fig. N° 22 Se muestra una presa de contrafuerte..

4.2 Las funciones de una presa:

a. Conservación: interceptar la escorrentía y almacenar en épocas de lluvias, para su utilización durante el periodo de estiaje.

Control de crecidas: regulación de las crecidas a través del almacenamiento de los picos para posteriormente liberar gradualmente.

Requerimientos de un buen sitio de presa:

- La zona debe tener una topografía tipo "cuello de botella".
- La garganta debe ser estrecha y el embalse amplio.

La longitud, altura de la presa e hidrología depende el realizar una obra que sea económica.

La elección del tipo de presa debe ser precedida de una comparación de soluciones posibles en su triple aspecto: estructural, hidráulico y económico.

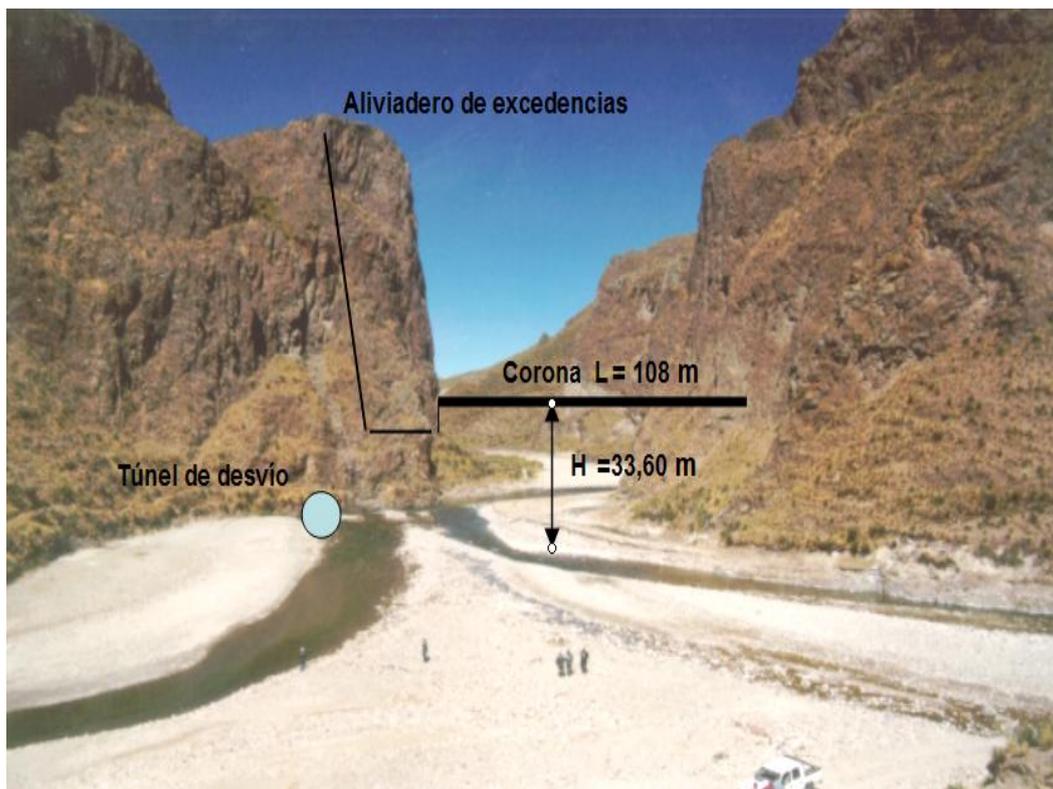


Fig. N° 23 Se observa el vaso y la salida de una laguna.

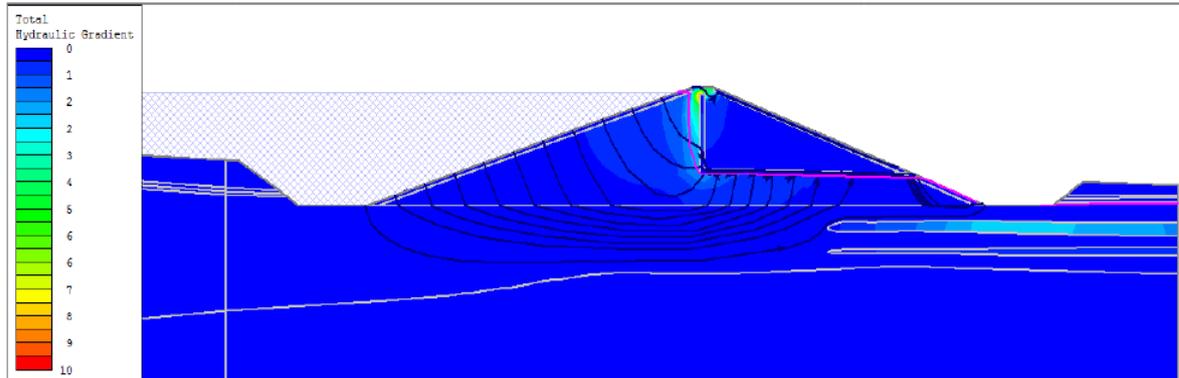
4.3 Selección del tipo de presa:

Se determina con las estimaciones de costo y el programa de construcción para todas las soluciones que sean técnicas validadas.

A continuación se detallan 4 consideraciones de gran importancia:

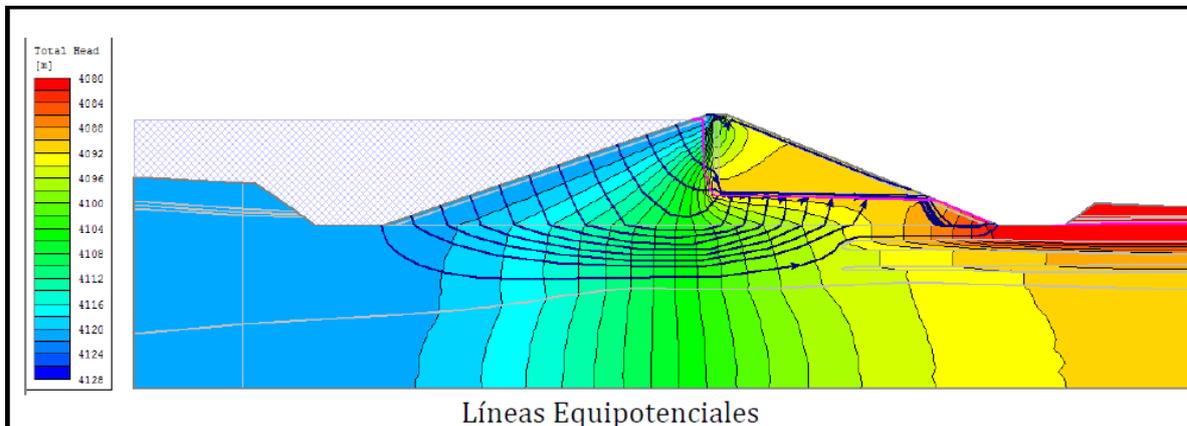
- Gradiente hidráulico(i): Baja infiltración.
- Esfuerzo en la cimentación: Son de acuerdo al tipo de presa.
- Deformación de la cimentación: Ciertas presas se acomodan sin daño severo a la deformación y asentamientos significativos.

- Excavación de la cimentación: (costos).



Gradiente Hidráulico
Figura 8 Análisis de flujo

Fig. N° 24 Se observa el análisis de las aguas en una presa.



Líneas Equipotenciales

Fig. N° 25 se observa el análisis de las aguas en una presa.

| | Tipo | Notas y características |
|---------|----------------------|--|
| Relleno | De relleno de tierra | Apropiado para cimentaciones en rocas o para suelos en valles anchos , puede aceptar asentamientos diferentes limitados todo un núcleo relativamente ancho y plástico. Se requiere rastrillos para horizontes más sólidos, es decir menos permeables, esfuerzos de contacto bajo . Requiere diversas clases de materiales, por ejemplo para el núcleo, para las zonas de los espaldones, para los filtros etc. |

| | | |
|----------|------------------|---|
| | De enrocado | Preferible en cimentaciones de roca : puede aceptar calidad variable y meteorización limitada. Se requieren rastrillos para horizontes sólidos . El enrocado es apropiado para colocar en todo tipo de climas. Requiere material para el núcleo , filtros, etc. |
| Concreto | De gravedad | Apropiado para valles anchos, siempre y cuando la excavación en la roca sea menor a 5 m . Meteorización limitada de la roca es aceptable. Hay que verificar discontinuidades en la roca con respecto al deslizamiento. Esfuerzos de contacto moderado. Requiere llevar concreto al sitio de la obra . |
| | De contrafuerte | Como la presa de gravedad, pero con esfuerzos de contacto más altos , requiere una roca más firme. Ahorro relativo del concreto con respecto a las presas de gravedad entre 30 a 60 %. |
| | De arco y bóveda | Apropiado para cañones angostos , sujeta a roca firme o uniforme con una resistencia alta y con deformación limitada en su cimentación y, de manera especial, en los estribos. Carga alta en los estribos. El ahorro de concreto con respecto a la presa de gravedad está entre 50 % a 85% . |

Tabla N° 01 Se muestra el tipo de presas y sus características principales.

Entre otros aspectos que se deben tener en cuenta respecto al sitio de la presa son:

- a. Fundación: Depende de la forma del valle, en donde esta ubicado la presa.
- b. Disponibilidad de materiales: Canteras.
- c. Vertedero: Ubicarse de acuerdo a la topografía , la conexión al rio, aguas bajo y a la distancia disponible.
- d. Orillas superiores y vasos no infiltrables: La máxima curva de nivel deberá ser lo más uniforme posible, esto para evitar rellenos.
- e. Área de inundación:
- f. transporte, acceso e instalación de faenas: Acceso a la construcción y conservación presa

4.4 Clasificación de las presas:

Dependiendo de los principales materiales de construcción utilizados, es posible hacer una amplia clasificación inicial en dos grupos:

- Presas rígidas: Se construyen con material macizo como hormigón, mampostería y acero.
- Presas de terraplén o de relleno: Se construyen con terraplenes de suelo o enrocados.

Las presas de terraplén son más numerosas debido a razones técnicas y económicas, y representan alrededor de 90 % de todas las presas construidas.

4.5 Estudios generales para el diseño

- Análisis de las necesidades en agua.
- Inventario y comparación económica de zonas de presas.
- Estudios de factibilidad.
- Estudios de impacto y de ambiente.
- Estudios geológicos y hidrogeológicos.
- Análisis económico.

4.6 Estudios de proyecto y ejecución

Para dichos estudios, se organizan equipos multidisciplinarios que se preocupan por el conjunto de las especialidades :

- Hidrología (aportación sólida, crecidas)
- Geología e hidrología.
- Geotécnica, mecánica de los suelos y de las rocas
- Hidráulica
- Cálculo de las estructuras (obras de hormigón o de tierra y obras subterráneas.

4.7 Procedimiento de diseño:

Las principales fuerzas actuantes son :

a) Fuerzas verticales:

- ✓ Peso propio
- ✓ Peso del agua en el parámetro inclinado de aguas arriba.
- ✓ Componente vertical del empuje del lodo
- ✓ Componente vertical del sismo
- ✓ Sub presión.

Supresión: Fuerza activa complementaria importante. La supresión está producida por la filtración; es pues, exclusiva de obras hidráulicas. Ejerce una acción de cuña, con componentes H y V, siendo V la más destacada en general.

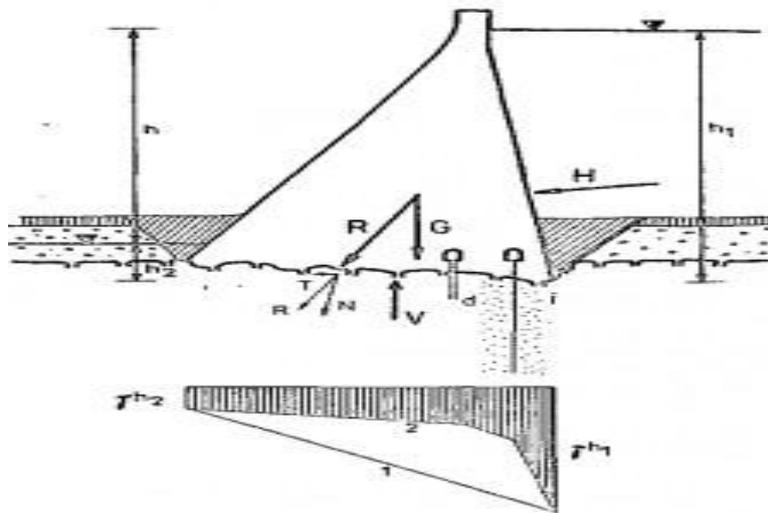


Fig. N° 26 Se observa el análisis de la supresión en una presa.

b) Fuerzas Horizontales:

- ✓ Empuje del agua.
- ✓ Componente horizontal del empuje del lodo.
- ✓ Componente horizontal del sismo de la presa.
- ✓ Componente horizontal del sismo del agua.
- ✓ Empuje del hielo.
- ✓ Empuje del oleaje.

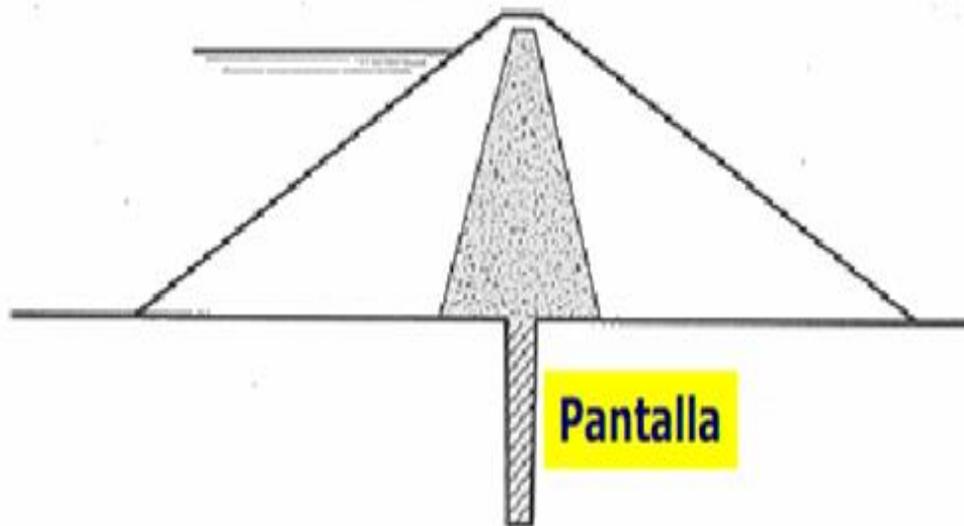


Fig. N° 27 Se muestra la pantalla en una presa.

Para este tipo de presas sean estables se debe cumplir las condiciones siguientes:

- a) **La resultante de las fuerzas verticales y horizontales, debe pasar por el tercio central de la base: Análisis de estabilidad al vuelco.**
- b) **El análisis de deslizamiento:**
- c) **Carga admisible en los terrenos de cimentación:**
- d) **Los esfuerzos internos de compresión y corte:**

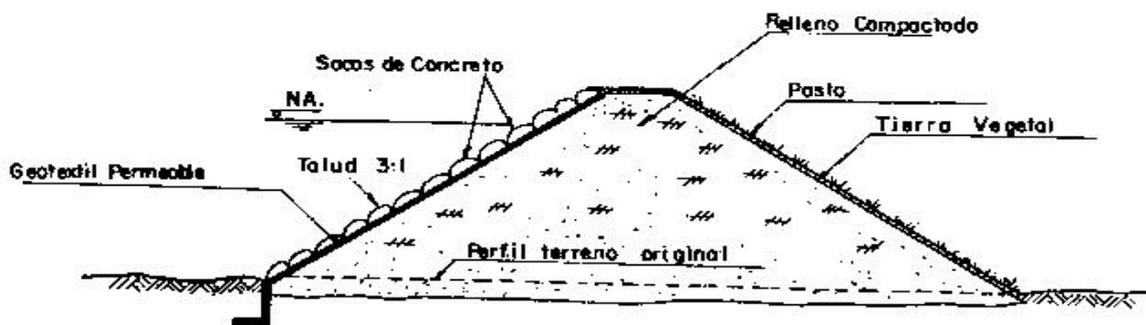


Fig. N° 28 Se observa una vista de una presa para su análisis.

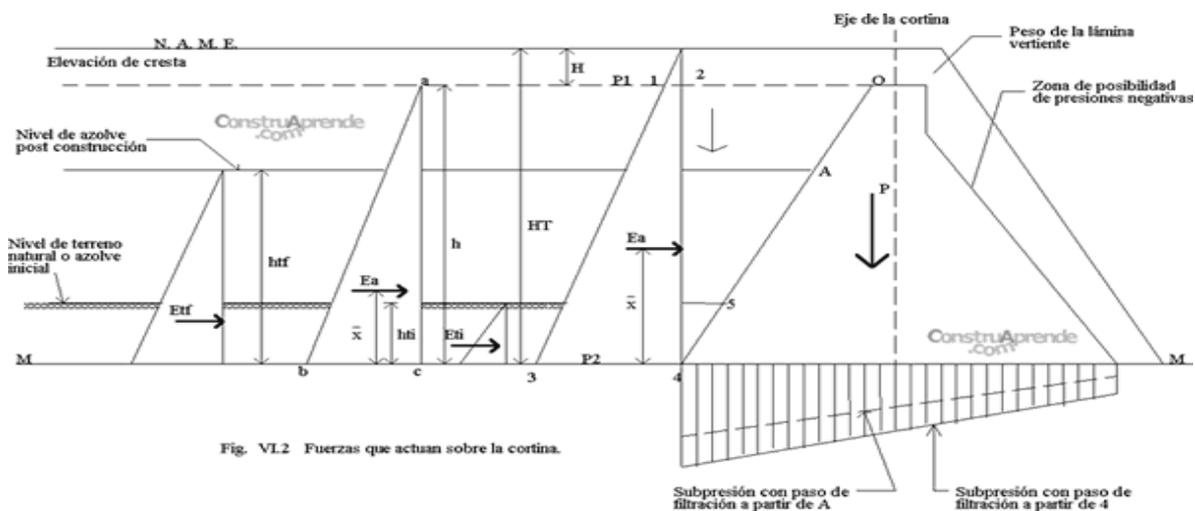


Fig. N° 29 Se observa una vista de una presa para su análisis.

4.8 Estabilidad de presas:

Análisis de estabilidad: se requiere garantizar que los esfuerzos máximos y mínimos en la base de la presa sean de compresión, con la finalidad de que la base de la presa soporte los esfuerzos. en este sentido se debe garantizar que la fuerza resultante en la base de la presa deba estar localizada en el tercio medio de la presa. el chequeo de la estabilidad de una presa se debe verificar para dos condiciones:

- ✓ Cuando el embalse está lleno
- ✓ Cuando el embalse está vacío

Analizamos la situación más desfavorable

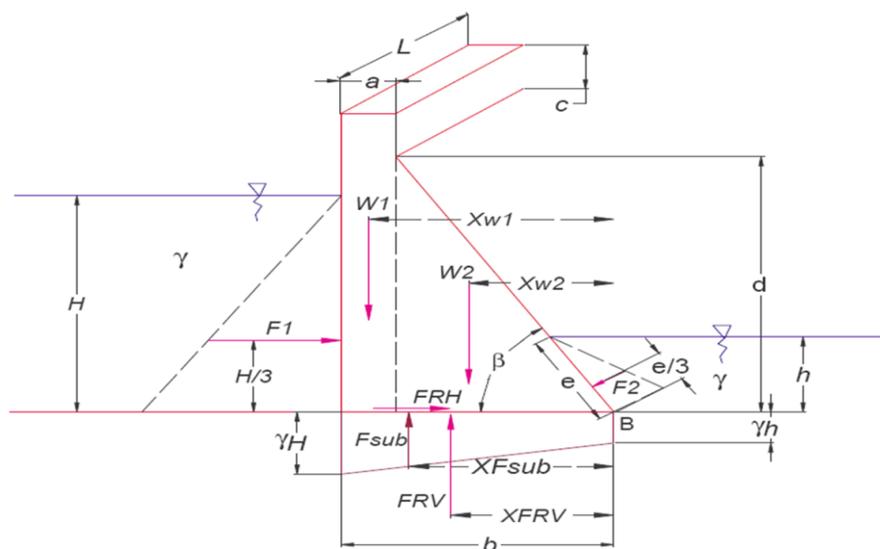


Fig. N° 30 Se observa una vista de una presa para su análisis.

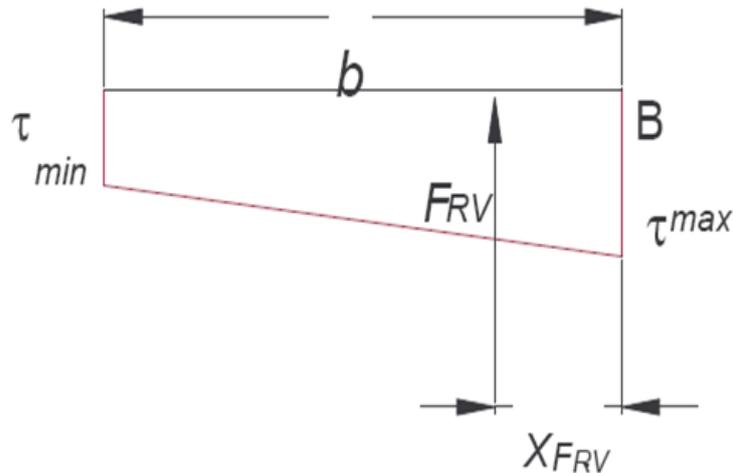


Fig. N° 31 Se observa una vista de una presa para su análisis de fuerzas existentes.

Donde:

- ✓ fuerza hidrostática: f_1, f_2 ;
- ✓ peso: w ;
- ✓ supresiones: f_{sub} se presenta cuando existe **flujo subterráneo, depende de la permeabilidad k** ;
- ✓ reacción del suelo: f_r , y debe estar localizada en el tercio medio de la base para garantizar la estabilidad;
- ✓ sísmicas y oleajes: no serán consideradas en el análisis que se llevara a cabo en el desarrollo del presente trabajo aun cuando en un estudio detallado debe ser considerado.

4.9 Cimentación de presas: las presas pueden estar fundadas sobre:

- ✓ **Terrenos impermeables:** regularmente se refiere a presas fundadas en roca o arcillas. no se presentan problemas de erosión, aumento del caudal de filtrado o problemas de inestabilidad. las dimensiones depende del cálculo de estabilidad.
- ✓ **Terrenos permeables:** deben diferenciarse entre terrenos del tipo rocoso o no rocoso.
- ✓ Presas sobre fundaciones rocosas: esta constituye la fundación ideal para una represa puesto que sus valores de esbeltez son muy bajos, son económicos, se pueden lograr alturas considerables, la infiltración es

despreciable. se distinguen en fundaciones sobre rocas dos tipos básicamente:

- ✓ Fundaciones en rocas duras: como granitos, dioritas, andesitas, gneis, cuarcitas, etc.
- ✓ Fundaciones semi-rocosas: arcillolitas, margas, etc; teniendo estas formaciones gran sensibilidad al agua y pudiesen presentar una profunda meteorización.

Terrenos permeables: deben diferenciarse entre terrenos del tipo rocoso o no rocoso.

- Presas sobre fundaciones no rocosas: se diferencia de las anteriores por su forma más extendida, es menos esbelta y tiene un gran peso. por estas razones se consideran **poco económicas**, e imposible la construcción sobre ellas de presas de concreto altas, limitándose a unos 50 metros. se distinguen fundaciones en suelos no rocosas :
 1. fundaciones sobre suelos arcillosos: sufren asentamientos al consolidarse el suelo y su compresibilidad depende de la humedad, siendo mayor la humedad la resistencia disminuye.
 2. fundaciones sobre **suelos loess**: sufren grandes asentamientos y se requieren tomar grandes medidas especiales preventivas como humedecimiento del terreno o suelo.
 3. fundaciones sobre suelos limosos y turbas: poseen gran compresibilidad y la construcción de presas resulta compleja. son indicadas para presas bajas flexibles.
 4. fundaciones en suelos no cohesivos (gravas, arenas): la compactación se produce una vez aplicada la carga. se pueden construir represas en suelos sueltos si se aplican tratamientos de inyección de componentes químicos.

Será segura al deslizamiento cuando:

$$\frac{H}{V - S_p} < f$$

De donde:

H: Suma de fuerzas horizontales

V: Suma de fuerzas verticales

S_p : Sub presión

f : Coeficiente de supresión.

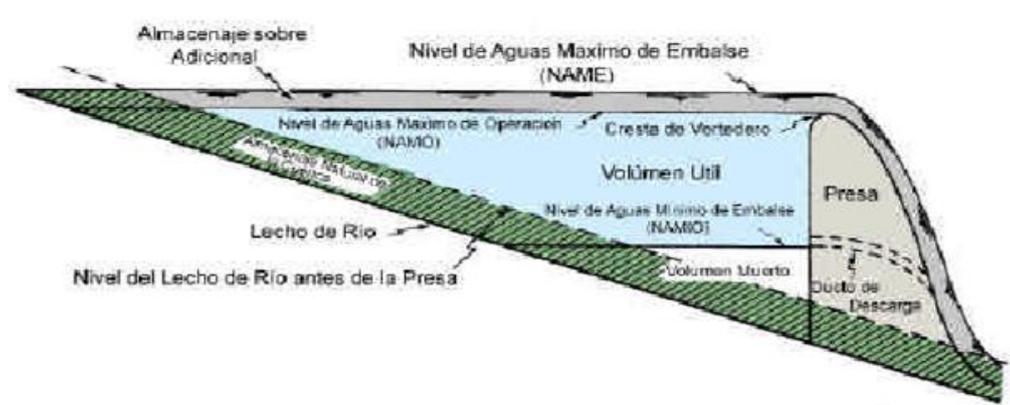


Fig. N° 32 Se observa el procedimiento del embalsamiento de una laguna..

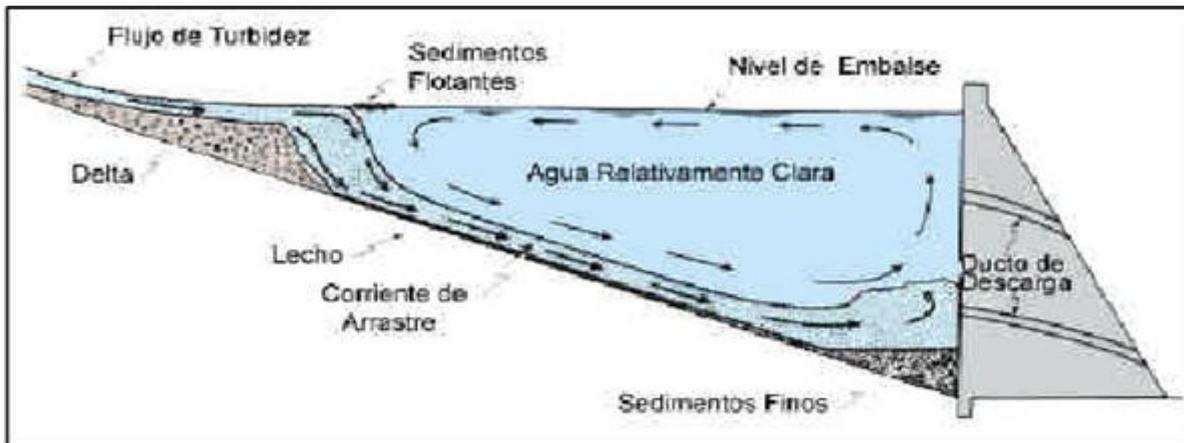


Fig. N° 33 Se observa el procedimiento del embalsamiento de una laguna..

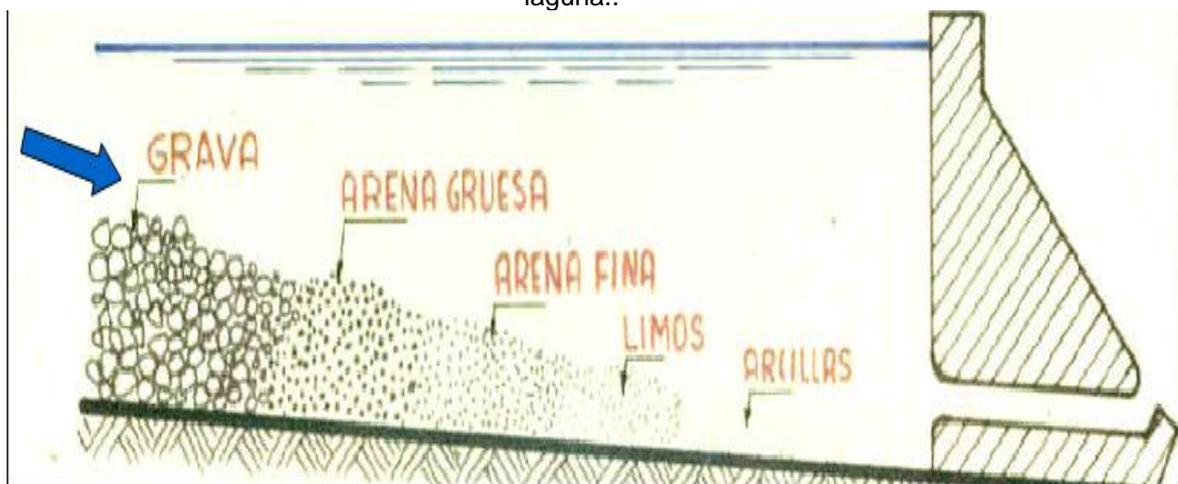


Fig. N° 34 Se observa el procedimiento del embalsamiento de una laguna..

PRESAS DE TERRAPLEN.

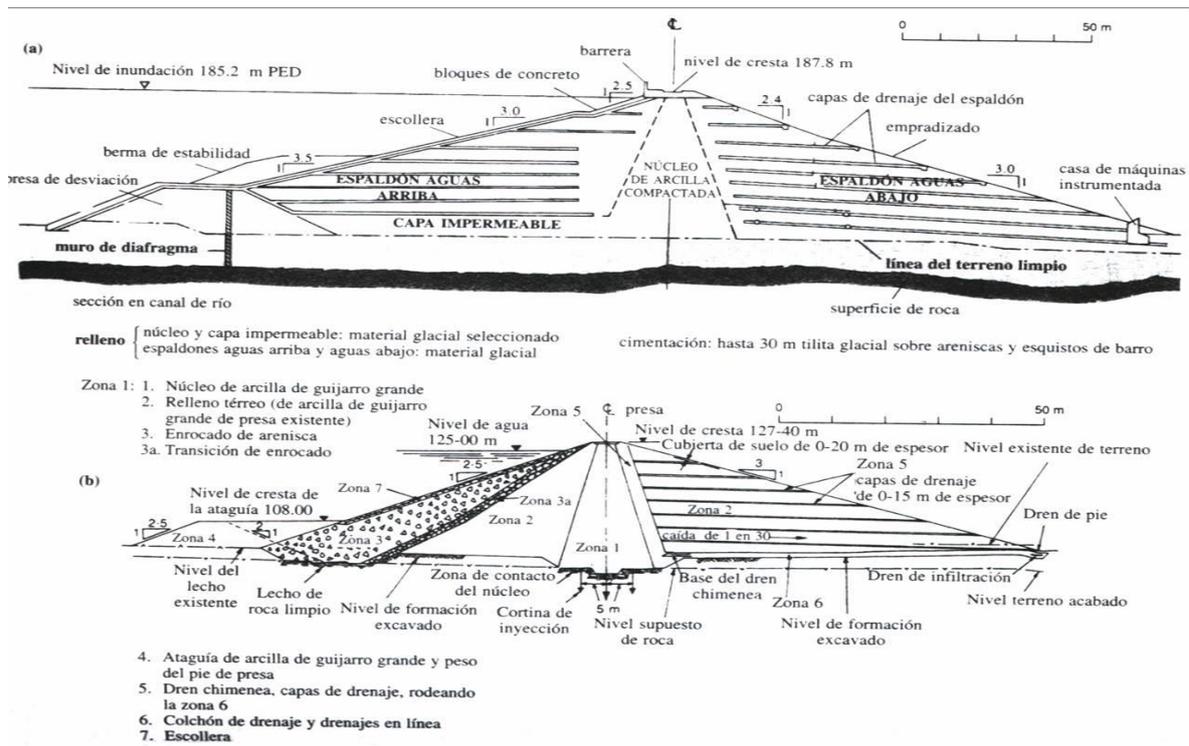


Fig. N° 35 Se observa una vista de una presa de terraplén para su análisis.

4.10 Otros aspectos a tomarse en cuenta son:

- Rastrillos.
- Sistema de vertederos, incluyendo canales y cuencos de amortización.
- Sistema de drenaje internas.
- Alcantarillas internas, galerías, etc.
- Preparación de la cimentación: inyección y excavación.
- Construcción de transiciones o filtros en los rellenos o detalles de juntas de contracción en presas de concreto.

Riesgos principales que deben prevenirse:

- Rebosamiento a conducentes a lavado.
- Erosión interna y canalización con migración con finos del núcleo.
- Sedimentación de la cimentación y el relleno.

- Inestabilidad.
- Control de infiltración.
- Protección el paramento aguas arriba.
- Obras de desagüe y auxiliares.

| | DEFECTOS | CARACTERISTICAS | CAUSAS | MEDIDAS PREVENTIVAS-CORRECTIVAS |
|-----------------------------|---|--|--|---|
| EXTERNOS | Rebosamiento | flujo sobre la presa y posible lavado, mayores riesgos en suelos menos cohesivos; mas grave si es localizado | vertedero inadecuado y/0 borde libre. el borde libre reducido por sedimentación; vertedero obstruido | capacidad del vertedero adecuada y borde libre inicial, y/o refuerzo de la superficie con vegetación. restauración de la sedimentación de protección de la cresta; buen mantenimiento |
| | Erosión por olas | daño del paramento y espaldón aguas arriba | protección del paramento alterado o dañado | diseño apropiado y mantenimiento. |
| | Erosión de pie de presa | creciente que daña el pie de presa | canal del vertedero mal diseñado y/0 localizado | buen diseño hidráulico; paredes de encausamiento |
| | Cárcavas | erosión local concentrada del paramento aguas abajo por la precipitación | drenaje superficial pobre | vegetación, refuerzo superficial y/0 drenaje. |
| INFILTRACION INTERNA | perdida de agua | aumento en las pérdidas de infiltración y/0 irregularidades de la superficie freática; zonas blandas en taludes o aguas abajo | presa y/0 cimentación permeable; rastrillo inadecuado. agrietamiento interno | rastrillo o inyecciones en el núcleo |
| | erosión de infiltración(erosión interna oculta) | infiltración turbia a través del sistema de drenaje | agrietamiento interno. infiltraciones a lo largo del perímetro de alcantarillas, túneles, tuberías, etc. uniones débiles, bajas compactaciones. | drenaje interno, filtros, zonificación cuidadosa del relleno (espesor mínimo del core). uso de collares, inyecciones,etc. |

| | | | | |
|----------------------|--|--|---|--|
| INESTABILIDAD | deslizamiento de la cimentación | deslizamiento | cimentación blanda o débil y/O presiones de agua en los poros altas. | consolidar el suelo, drenaje, mejoramiento del terreno |
| | Parámetros aguas abajo, parámetros aguas arriba | cambio en morfología; pandeo y deformaciones que conducen a deslizamientos de rotación o de traslación | altas presiones del agua en los poros; pendiente demasiado empinada; descenso rápido del nivel de agua en la pendiente aguas abajo. | drena; tendido de pendientes o construcción de bermas estabilizadoras |
| | Deslizamiento por flujos | licuefacción repentina, mecanismos de flujo rápido | activada por un choque o movimiento; suelos limosos en riesgo | compactación adecuada /consolidación o adicción de una berma de pie |
| DEFORMACION | Sedimentación | perdida del borde libre; zonas bajas locales | deformación y consolidación de la presa y/O cimentación; resultado de la erosión interna etc. | restauración del borde libre; buenas especificaciones internas detalladas para reducir el riesgo de agrietamiento, por ejemplo filtros protectores |
| | Interna | deformación del perfil externo; agrietamiento interno | deformación relativa de zonas o materiales | buenas especificaciones con zonas de transición amplia, etc. |

Tabla N° 02 se muestra el tipo de presas y sus principales problemas presentados.

La selección del tipo de presa se debe hacer también de acuerdo a:

- Topografía.
- La geología y condición de fundación.
- La disponibilidad del material.
- La hidrología.
- Agrología

Taludes transversales

Se verifica la homogeneidad del terreno basado en su clasificación de rocas para ver si el terreno es permeable o impermeable.

En los proyectos es importante para realizar los cálculos de cimentaciones.

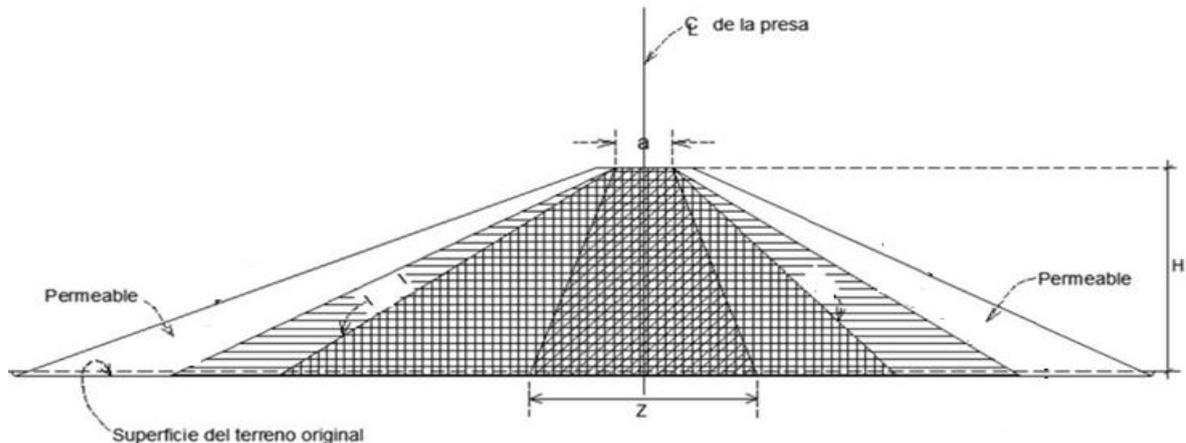


Fig. N° 36 Se observa una vista de una presa para su análisis.

4.11 Segundo trabajo en clase

Con la información recabada, en la sesión deberán resolver la siguiente cuestionario:

- Cuales consideran Uds. que son los cambios climáticos generados por los grandes embalses.
- Si tuviera la posibilidad de decidir entre construir embalses de 400 MMC o reemplazarlos por 10 embalse pequeños de 40 MMC, cual elegirías, justifique su respuesta.
- Cuál es su opinión del problema presentado en CONGA- Cajamarca, que propuesta podría plantear para?
- Los embalse ubicados en la zona norte del Perú, sufren del problema de colmatación, reduciendo año a año su volumen disponible, que propuesta presentaría para su mejora?
- Que características mínimas deberá tener el vaso, para la elección de la zona de embalse, justifique su respuesta?
- Por que cree usted que la gran mayoría de embalse su presa es de tierra, justiqué su respuesta?

4.12 Practica dirigida:

1. Se proyecta un túnel de desvío para una capacidad de 150 m³/s, formado por una alineación recta, y siendo el funcionamiento en régimen libre y uniforme.

El perfil longitudinal de la conducción comienza con rasante de solera a la cota 540.04. La longitud total del túnel es de 275.65 m.

La sección hidráulica prevista para la obra tiene la forma rectangular de 3.90 m de anchura y 3.50 m de altura, y esta rematada por una bóveda circular que se destina íntegramente a resguardo del conducto. El coeficiente de Manning del revestimiento de hormigón es igual a $n=0.014$.

- Determinar las curvas características del túnel (calado-velocidad y calado-caudal).
 - Determinar si el régimen para el caudal dado de 150 m³/s es rápido o lento
 - suponiendo que las pérdidas de carga en la embocadura vienen dadas por $0.1 V^2/2g$, hallar la cota que alcanzaría el agua en la ataguía cuando el túnel evacua el caudal de diseño.
2. Para construir una presa se ha dispuesto un desvío en túnel en presión, como se indica en la figura adjunta.
 - Hallar el caudal cuando las cotas del agua son las indicadas en la figura adjunta.
 - Id. cuando la cota aguas arriba aumentan 6 m, y la de aguas abajo 1m. respecto a las anteriores.
 3. El vertedero lateral de una presa se proyecta en sección transversal, con talud en cajeros de 0.50/1 y anchura de solera de 5 m. La cota del umbral del labio (dispuesto solamente sobre uno de los cajeros), se fija a la cota 1072,50 (NMN), siendo la altura de lamina vertiente de 1.25 m para el caudal de diseño establecido en 100 m³/s, la solera del vertedero es horizontal.

Al término del vertedero, y antes del comienzo del canal de descarga (en el que la pendiente aumenta rápidamente hasta el 40%), se dispone una transición de 10 m de longitud con pendiente del 1%, mediante la cual se pasa de la sección trapezoidal del vertedero a la rectangular del canal (cuyo ancho de solera se mantiene también en 5 m).

La restitución al cauce se realiza mediante un trampolín dentado, situado a 40 m por debajo de la cota de solera del punto de salida de la transición del vertedero y a 10 m por encima del cauce. La velocidad de lanzamiento del trampolín se supone igual a $0.7(2 * gH)^{1/2}$, siendo H la carga de agua máxima existente en el canal de descarga (puede tomarse igual a la diferencia entre la cota de lamina de agua a la salida de la transición y la

cota de lamina del umbral del trampolín), el lanzamiento se hace con ángulo de 25° en la cara de los dientes y del 15° en la base).

- Calcular el calado inmediatamente aguas arriba de la transición cuando se evacuan por el aliviadero 100 m³/s, suponiendo que las pérdidas de carga en la transición son iguales al 20% del incremento de energía cinética que se produce en la misma y en la sección de control queda emplazada al termino de esta.
 - Hallar la longitud del labio del vertedero. El coeficiente de desagüe se supondrá igual a 2.1.
 - Determinar la distancia horizontal medida desde el umbral del trampolín a la que se sitúa la banda de impacto del agua sobre el cauce, cuando se evacua el caudal de diseño.
4. En un presa cuyas características se reflejan en el cuadro adjunto se ha proyectado un cuenco amortiguador con una longitud de 85 m, cuya solera se encuentra 3 m por debajo del cauce.
- Determinar razonadamente si se produce o no resalto en la presentación de la avenida de proyecto, siendo el calado en el cauce aguas abajo de la presa de 8 m y el ancho del canal de entrada al cuenco de 36 m. suponer que los desagües de fondo no vierten del cuenco.
 - Comprobar si las dimensiones de las compuertas cumplen las normas de las instrucciones de grandes presas.
 - En el supuesto de que todos los órganos de desagüe se encuentran abiertos, determinar la lamina de vertido en el instante T=8h de la presencia de la avenida.

| | | | | | |
|---------------------------|-----------|------------|------------|------------|-----------|
| T(horas) | 0 | 6 | 8 | 10 | 24 |
| Q(m³/s) | 15 | 550 | 200 | 115 | 15 |

Sabiendo que en el instante T=6; h es de 1 m.

- Comprobar, de la instrucción la estabilidad al deslizamiento del contacto de cimentación supuesto este horizontal, para $\phi=40^\circ$ y $c=3 \text{ kg/cm}^2$. (en el cálculo prescindir del peso de la cuña de coronación y del empuje pasivo). Suponer una profundidad media de cimentación de 5 m. Densidad del hormigón 2.35 t/m³.

| | | |
|----------------|----------------------------|--------------------------|
| EMBALSE | CUENCO APORTANTE | 6000 KM ² |
| | APORTACION | 500 hm ³ /AÑO |
| | CAPACIDAD | 36 hm ³ |
| | SUPERFICIE MAXIMA | 2.5 km ² |
| | CAUDAL DE PUNTA DE AVENIDA | |
| | NORMAL(50 AÑOS) | 1400 m ³ /s |
| | 100 AÑOS | 1950 m ³ /s |

| | | |
|-------------------|---|------------------------|
| | AVENIDA DE PROYECTO | 2300 m ³ /s |
| PRESA | TIPO | |
| | PLANTA | |
| | TALUD AGUAS ARRIBA | |
| | TALUD AGUAS ABAJO | |
| | ALTURA SOBRE EL CAUCE (VERTICE DEL PERFIL TRIANGULAR DE LA SECCION) | 50 M |
| | LONGITUD DE LA CORONA | 230 M |
| ALIVIADERO | TIPO DE COMPUERTAS | TAINTOR |
| | N° DE VANOS DEL ALIVIADERO | 3 |
| | LONGITUD DE CADA VANO | 10 M |
| | ALTURA DEL LABIO SOBRE EL CAUCE | 40 M |
| | DIMENSIONES DE LAS COMPUERTAS | 10*7 m |
| | ANCHURA DE LAS PILAS | 3 m |

Datos complementarios:

- Suponer que el efecto laminador del embalse es tal que reduce el caudal punta de la avenida en un 10 %.
- el coeficiente de desagüe es de 2.
- suponer constante, e igual a 170 m³/s, la capacidad de los desagües de fondo.
- el ancho del rio y del cuenco es de 36 m.
- para el vertido sobre la compuerta usar la formula: $Q = Lh^{3/2}$
- Suponer que las pérdidas de energía en el aliviadero reducen la velocidad de caída en un 25%. Utilizar la expresión: $v = 0.75(2gH)^{1/2}$
- Suponer constante la superficie inundada.

V. Bocatoma

En el Perú hay en operación un gran número de bocatomas permanentes, semi permanentes y rústicas. Su diseño es casi siempre difícil y debe recurrirse tanto a métodos analíticos como a la investigación mediante el uso de los **modelos hidráulicos**.

La observación y análisis del comportamiento de las obras de captación en funcionamiento es muy importante. Los problemas que se presentan en una bocatoma son mucho más difíciles, cuando se capta **agua desde un río que cuando se hace desde un cauce artificial** (canal). Es en este tema en el cual desarrollaremos mas ampliamente.



Fig. N° 37 Se observa el barraje fijo en una bocatoma.

5.1 Definiciones: Es el conjunto de obras hidráulicas construidas en una fuente de agua, ya sea río, canal o laguna, con la finalidad de captar y derivar de dicha fuente un determinado volumen de agua para utilizarlo con fines energéticos, de irrigación, de abastecimiento público u otros.

Esta obra constituye generalmente el inicio para el aprovechamiento hídrico.

5.2 Finalidad: Desde el punto de vista de su finalidad las obras de captación se clasifican en función de las características del proyecto al que sirven.

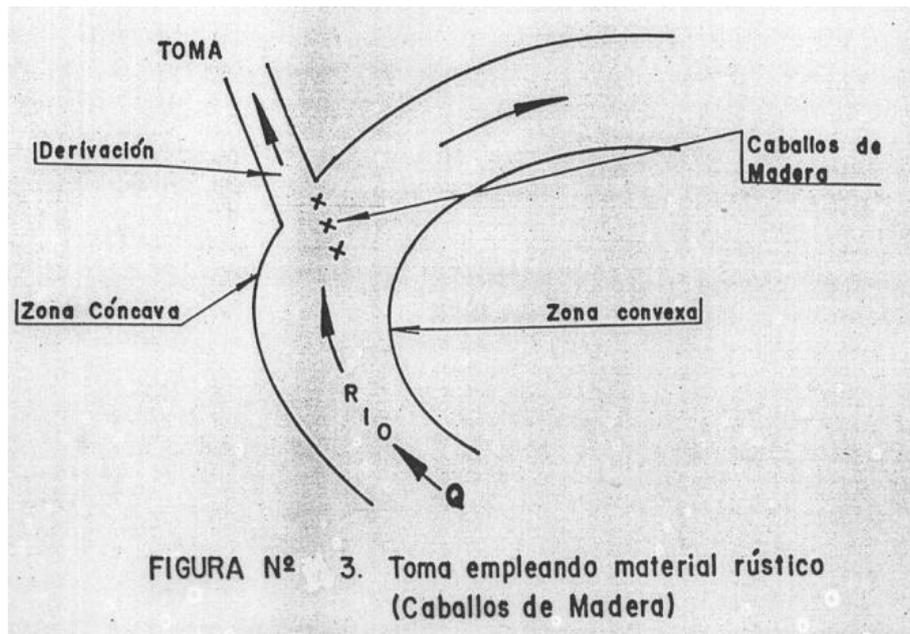


Fig. N° 38 Se observa la captación rústica de las aguas en un río con curvaturas

5.3 Modelo hidráulico:

Se procedió a efectuar el estudio de modelo hidráulico de la Bocatoma Tablones Alto.

Para ello, se contrató al Laboratorio de la universidad de Piura, quien realizó la modelación matemática de la estructura, la construcción del modelo físico y la ejecución de los ensayos correspondientes con y sin sedimentos.

Todo el servicio se realizó en un plazo de 146 días, fecha en que se recibió el informe final.

El modelo físico se reprodujo a una escala 1/40 y abarcó el tramo del río Santa de 1000 m entre la sección ubicada a 500 m aguas arriba del emplazamiento de la bocatoma y la sección ubicada 500 m aguas abajo de la misma.

La obras ubicadas en el río fueron ensayadas para caudales de 30, 100, 200, 500, 1000 y 2000 m³/s, mientras que la estructura de captación fue verificada para caudales de 5, 10, 15, 20, 25 y 30 m³/s. En ambos casos se ensayaron las condiciones sin sedimentos y con sedimentos.

Los resultados del modelo confirman la idoneidad del diseño propuesto, el cual acoge principalmente la recomendación de rectificación del cauce para mejorar las condiciones del flujo tanto en la aproximación como en la salida de la bocatoma.

5.4 Estudios en la ubicación de la bocatoma

En la ubicación de la bocatoma se efectúan los trabajos siguientes:

- a) Topografía: En el eje de la presa derivadora se levantan planos, en escalas de 1:1000 a 1:2000 con equidistancia de curvas de nivel de 0.50 a 1mt. En un tramo de 500 a 1000 m hacia agua arriba y de 500 m hacia aguas abajo con el ancho que sobrepase los niveles de la traza de máximas avenidas.
- b) También se usan los perfiles longitudinales a escalas similares a la del plano general con escalas verticales. Las secciones verticales, se realizan a escalas 1:100 o 1:200 cada 50 m, en un tramo de ubicación de toma.
- c) Estudios de transporte de sólidos: Los sólidos son perjudiciales en las estructuras de un proyecto hidráulico dado, que producen erosión en los revestimientos de los canales o en otros casos reducción de la sección útil.

El cauce del río Santa en el emplazamiento de la Bocatoma Tablones Alto, se caracteriza por la presencia de bolonería de hasta 450 mm de tamaño máximo, junto con una escasa cantidad de arena, Para obtener el diámetro medio se ha realizado una granulometría por el método del conteo de Wolman, obteniéndose resultados variables entre 150 y 300 mm. Concentraciones promedios mensuales superiores a 10 g/l, han sido reportadas en los meses de Febrero de 1978, Abril de 1983 y Marzo del 2001 y 2002. Revisando la data de estos dos últimos meses, se observa que las concentraciones diarias han llegado hasta valores máximos de hasta 21 g/l.

El estudio de la referencia (8), presenta el registro de transporte de sedimentos desde 1978 al 2010.

Para el período 1978-1986, la tabla contiene la información reportada por ELECTROPERÚ, mientras que para el período 2000-2010 la data proviene del Laboratorio de Sedimentología del PE CHAVIMOCHIC. La data entre 1987 y 1999, El análisis estadístico de estos datos reporta un promedio anual de 15.65 millones de toneladas, incluyendo los producidos durante el Fenómeno El Niño de los años 1983 Y 1998. En el período de avenidas del río (Dic-Abr), se produce el transporte del 88% de la masa de sedimentos anual.

- c) Estudios Hidrológicos: Se evalúa la estadística hidrológica siguiente:
 - ✓ Caudales de avenidas máximas que permiten fijar los niveles máximos de los muros de encausamiento, de los barrajes y de los mecanismos de izaje de las compuertas.
 - ✓ Caudales mínimos que permitan fijar los niveles de los umbrales de las tomas.

- ✓ Caudales medios con el objeto de conocer las masas de agua posibles de ser derivados al proyecto.
 - ✓ Las descargas medias mensuales aforadas en la estación Condorcero tienen un promedio multianual de 141 m³/s, con un valor máximo de 740 m³/s (marzo de 1993), mientras que la menor se dio en septiembre de 1992 con 29.2 m³/s.
 - ✓ La masa promedio multianual del río Santa es de 4,410 Hm³ habiéndose registrado su mayor valor en el año 1993 (7,157 Hm³) y el menor en 1992 (1,973 Hm³). Los cuantiles de las masas anuales al 50%, 75% y 90%, son de 4220, 3260 y 2600 Hm³, respectivamente.
 - ✓ La avenida centenaria se ha estimado en 2200 m³/s. También se ha determinado la avenida con períodos de retorno de 10-50 años durante los meses de estiaje con el fin de recomendar el dimensionamiento de las obras de desvío de la Bocatoma Tablones Alto, sugiriéndose un valor de 500 m³/s.
 - ✓ Los valores encontrados de la avenida decamilenaria son de 653 y 2347 m³/s para las quebradas de Cascajal y Lacramarca, respectivamente. Los valores de la CMP fueron estimados en 782 y 2839 m³/s, considerando las recomendaciones señaladas por la Organización Mundial de Meteorología,
- d) Estudios Geológicos y geotécnicos: Los estudios geológicos pueden comprender áreas extensas hacia aguas arriba, ubicando áreas inestables y fallas. Para determinar la estabilidad de las diferentes estructuras de la toma los estudios geotécnicos comprenden perforaciones diamantinas e investigaciones de mecánica de suelos. Se realizan las determinaciones siguientes:
- Dibujo de la curva de gradación del material conformante del lecho del río. Verificando el coeficiente de permeabilidad del lecho de cimentación.

e) Otros estudios:

Se deben realizar otros estudios además de los mencionados:

- Estudios legales de la propiedad de los predios por expropiar en el área.
- Estudios de restos arqueológicos que pudieran existir en las zonas de las obras, coordinando las exploraciones con el instituto nacional de cultura.
- Estudios de canteras de materiales.



Fig. N° 39 Se observa el mantenimiento en la bocatoma del PE Chavimochic.

5.5 Daños causados por los sólidos

Es necesario tener en cuenta los daños producidos por las partículas solidas, y se pueden ser arrastradas de 03 maneras diferentes:

- Rodando en el fondo.
- En saltación
- En suspensión

Los principales problemas que producen por la presencia de los sólidos son los siguientes:

- Depositiones de materiales sólidos en los canales de conducción.
- Erosión de los revestimiento de los canales.
- Disminución de la capacidad de captación de la toma.
- Deterioro y erosión de las aguas y paletas de las centrales hidroeléctricas.



Fig. N° 40 Se observa el mantenimiento en la bocatoma del PE Chavimochic, en épocas de estiaje.

5.6 Partes de una bocatoma permanente:

Ventanas de captación con compuertas.

Canal de Limpia para evacuar sedimentos.

Barraje que puede ser fijo, móvil o mixto.

Trampas para material de fondo y rejillas para material flotante.

Disipadores de Energía en los cambios de régimen.

Aliviaderos de Demasías para evacuar los excedentes en la captación.

Muros de encauzamiento o muros de protección de la estructura.

Desrripador y canal de purga.

Enrocado para evitar la erosión aguas abajo.

Compuertas para operación de purga y captación.

Bifurcaciones: En el cauce del Río escurre un caudal Q del cual se deriva Q_1 quedando Q_2 , que a su vez transporta un caudal de sólidos Q_F distribuyéndose en Q_{F1} y Q_{F2} . Por lo tanto por la ecuación de continuidad:

$$Q = Q_1 + Q_2 \rightarrow Q_F = Q_{F1} + Q_{F2}$$

En un intervalo corto de tiempo, se producirá erosión y sedimentación y sólo habrá equilibrio después de igualar las cantidades de sólidos que entran y salen por los extremos de dicho tramo.

También Q_F puede descomponerse en transporte de sólidos de fondo Q_G y transporte de sólidos en suspensión

$$Q_S : Q_G + Q_S$$

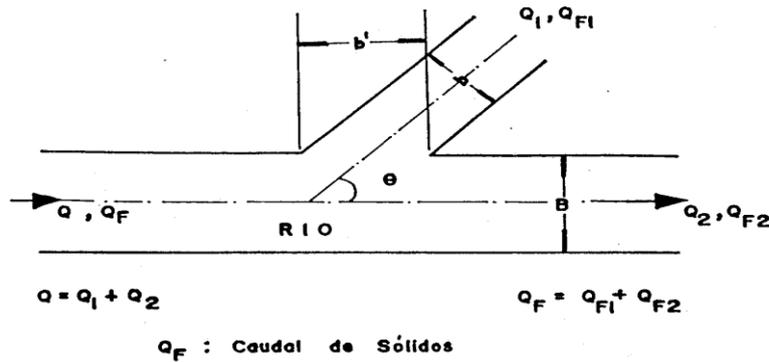


FIGURA N° 1. Representación Esquemática de una Bifurcación

Fig. N° 41 Se observa la bifurcación en la captación de agua en un río.

5.7 Problemas en la bocatoma Chavimochic: La vista de costado muestra el enorme foso de varios metros de profundidad que se formó en la base del pilar central de la Bocatoma Chavimochic.

Esta erosión es consecuencia de la presencia de un vórtice tipo "herradura" (similar a los que se producen en pilares de puentes) inducido por velocidades mayores a 10 m/s, sumado a una intensa concentración de sedimento de alta dureza. El recubrimiento de enchape de piedra no sirvió para detener la abrasión(Lija)

Otro problema serio es el sedimento captado. La captación de agua se hace en ángulo respecto a la dirección del río, lo cual puede inducir zonas de recirculación (remolinos), donde el sedimento tiende a depositarse. Este sedimento depositado podría colmatar la entrada al canal de derivación.

Un modelo numérico 2D es empleado para mostrar el efecto de abocinar la entrada en una captación hipotética a 60°. Inicialmente, una entrada brusca (ver abajo, izquierda) produce la formación de un remolino que reduce la eficiencia de la captación. Cuando la entrada se suaviza (ver abajo, derecha) el remolino se elimina y el caudal captado aumenta en un 20%.

5.8 Muros de encauzamiento:

Son estructuras que se construyen aguas arriba y aguas abajo del barraje en ambas márgenes para encauzar el flujo del río y proteger las obras de la toma.

Los muros de encauzamiento pueden ser de concreto armado o ser diques contruidos de tierra o de enrocamiento según los materiales que se puedan conseguirse.

Para fijar la altura de los muros se calcula la curva de remanso, que se producirá como consecuencia de la implantación del barrage en el Río.

Estos cálculos deben efectuarse en base a la avenida máxima de diseño y considerar un periodo de retorno apropiado.

En la determinación del borde libre se debe tener en cuenta los efectos de oleaje debido al viento.

Hacia aguas arriba los muros de encauzamiento terminan al final de la curva de remanso, mientras que hacia aguas abajo coinciden con el extremo de la poza de disipación.

5.9 Calculo de la curva de remanso:

Esto implica dos consideraciones:

- El flujo debe ser permanente
- Las líneas de corriente debe ser prácticamente paralelas, para que permanezca la repartición hidrostática de las presiones en toda la sección del canal.
- Si consideramos la superficie del cauce y del agua, en relación a un plano horizontal y aplicamos la formula de la energía tendremos:

$$Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_f + h_e$$

h_f = Perdida por fricción

h_e = Perdida por turbulencia de que puede ser apreciable en los canales no prismáticos

El factor de k por cambio de carga de velocidad puede adoptar los valores siguientes :

k = Varía de 0 a 0.2 para tramos gradualmente convergentes y divergentes respectivamente

k = 0.5 para expansiones y contracciones abruptas.

asumiendo que los puntos 1 y 2 tengan la misma cota.

Tenemos finalmente :

$$H_1 = Z_1 + \frac{v_1^2}{2g}$$

Por tanto:

$$H_2 = Z_2 + \frac{v_2^2}{2g}$$

5.10 Diseño de bocatoma

1. Se ha estimado el ancho de encauzamiento del río:

Usaremos las siguientes fórmulas experimentales :

a) Blench:

$$B = 1.81 \sqrt{\frac{Q * F_b}{F_s}}$$

b) Altunin:

$$B = \frac{a * Q^{1/2}}{S^{1/5}}$$

c) Petit :

$$B = 2.45 * Q^{1/2}$$

De qué otra forma podríamos encontrar el ancho estimado de un río?

2. Determinación del tirante normal del río

Se calcula por la fórmula de Maning:

$$Q = \frac{A * R^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

$$A = B * y_n$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{B * y_n}{B + 2 * y_n}$$

Siendo :

$$Q = \frac{B * y_n * (B * y_n)^{2/3}}{n * (B + 2 * y_n)^{2/3}} * S^{1/2}$$

2.1 Hallamos: Y_n :

3. Realizamos el mismo procedimiento para hallar Y_1 , en el canal de derivación:

3.3 DISEÑO DE LA COMPUERTA DE REGULACIÓN

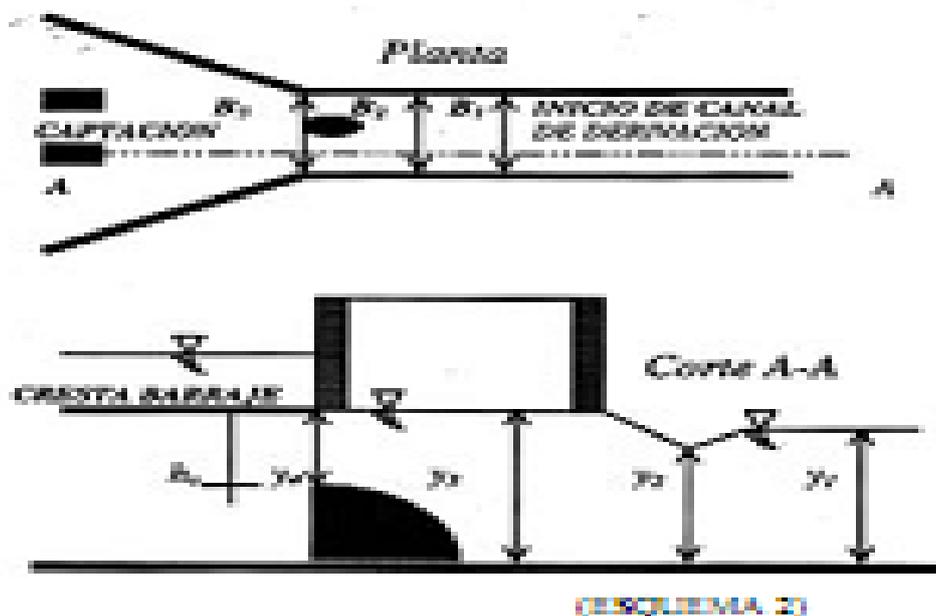


Fig. N° 42 Se observa la entrada del agua del río por el canal de captación.

4. Diseño de la compuerta de regulación:

Aplicando la ecuación de cantidad de movimiento, y la ecuación de continuidad, hallamos Y_2 :

$$F_2 - F_1 = \rho * Q * (V_1 - V_2)$$

Hacemos la distribución del ancho del encauzamiento, considerando los datos de entrada(compuertas, transiciones, muros de separación).

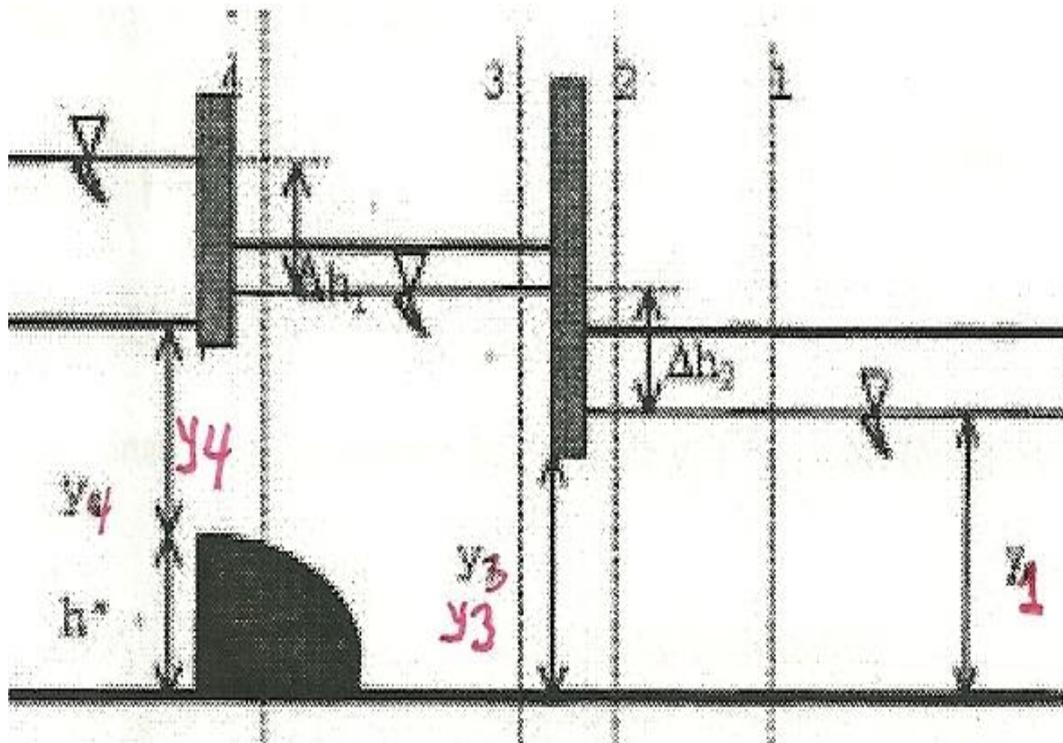
5. Distribución del ancho de encauzamiento:

6. Diseño de las ventanas de captación

Considerando la ecuación de **la Energía** entre los puntos 2 y 3, teniendo en cuenta la pérdida de carga por contracción; hallamos **Y3**.

Realizando el mismo procedimiento, pero con los puntos 3 y 4 hallamos **Y4**.

$$y_4 + \frac{v_4^2}{2 * g} + h' = y_3 + \frac{v_3^2}{2 * g} + k_c \left[\frac{v_3^2 - v_4^2}{2 * g} \right]$$



(ESQUEMA 3)

Fig. N° 43 Se observa la entrada del agua del río por el canal de captación

7. Diseño de la altura de la pantalla frontal, muro de transición y muro del canal:

$$Q = CL * H_D^{3/2} \quad H_D = \left(\frac{Q}{CL} \right)^{2/3}$$

Siendo:

Q = Caudal máximo de diseño

C = Coeficiente de descarga para vertederos (C = 2.1).

L = Longitud del barraje

HD = Carga del agua sobre el barraje

Las alturas del muro de transición y del canal de derivación, En este caso consideramos el caudal de ingreso por las ventanas, por el canal de derivación como sigue:

$$Q_1 = c * A_1 \sqrt{2 * g * \Delta h_1} \quad Q_2 = c * A_2 \sqrt{2 * g * \Delta h_2}$$

$$Q_1 = Q_2$$

Del esquema 3 se deduce :

$$Y_n = \text{nivel max. de agua} - \Delta h_1 - \Delta h_2 - \text{cota del fondo del canal}$$

Y_n = es el tirante normal del canal de derivación; además se debe cumplir que para este tirante , y el caudal calculado con la ecuación de **Maning** debe ser igual a **$Q_1 = Q_2 = Q_3$** .

$$Q = \frac{B * y_n * (B * y_n)^{2/3}}{n * (B + 2 * y_n)^{2/3}} * S^{1/2}$$

Altura del muro de transición: $y_n + \Delta h_2 + 20\%(y_n + \Delta h_2)$

8. Diseño de barraje y poza de disipación.

Altura del barraje (sin cimentación)= Cota barraje – cota fondo del río

a) Barraje (normalizado tipo Creager)

$$H_a = HD/0.89 \quad d = 0.11 H_a$$

$$l_1 = 0.175 HD \quad l_2 = 0.282 HD.$$

$$R_1 = 0.2 HD \quad R_2 = 0.5 HD$$

Perfil de la cresta del barraje:

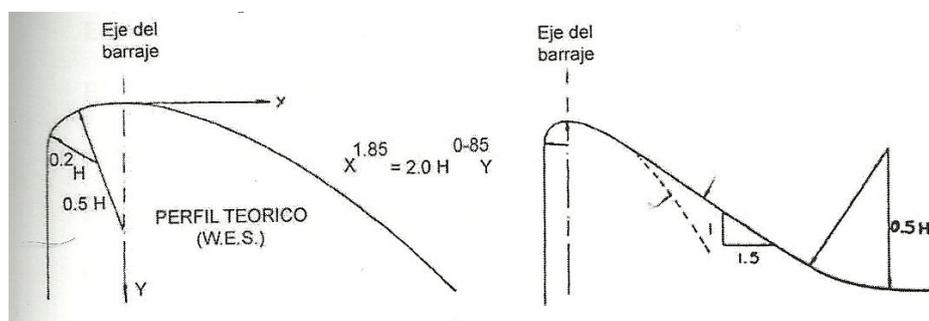


Fig. N° 46 Se observa el perfil de la cresta del barraje tipo creager.

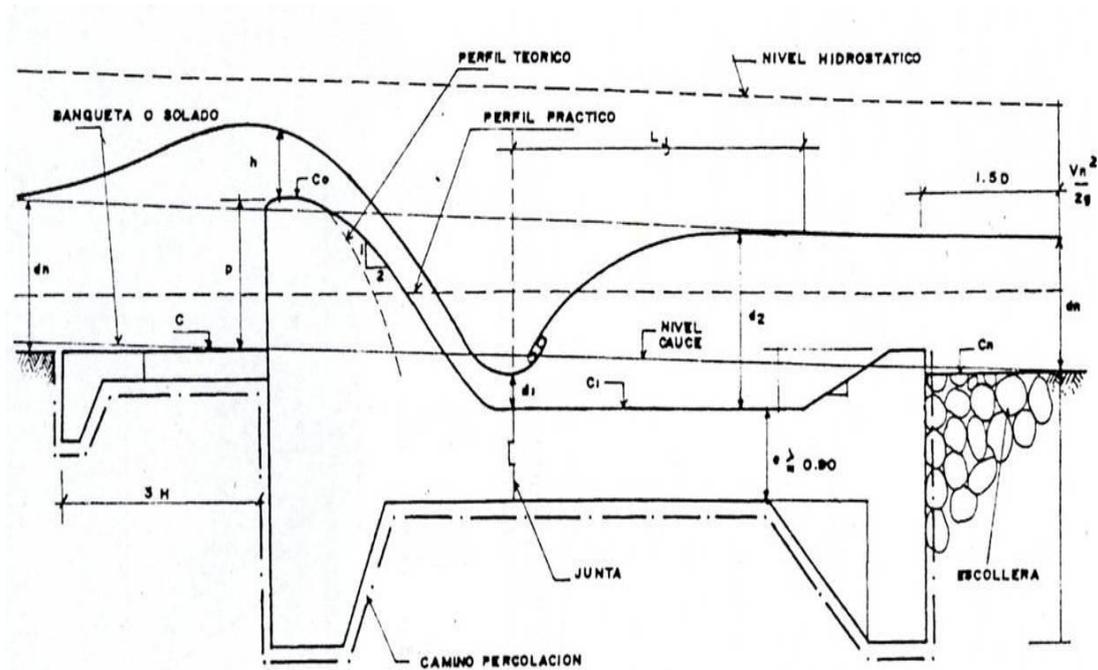


Fig. N° 47 Se observa el barraje fijo y el vertedero tipo creager.

$$X^{1.85} = 2.0 * (HD)^{0.85} \quad y = 0.249 * X^{1.85}$$

De la ecuación de la conservación de la energía entre los puntos 0 y 1

$$E_0 = r + B + H_D + \frac{V_0^2}{2 * g}$$

$$E_1 = y_1 + \frac{V_1^2}{2 * g}$$

$$E_0 = E_1$$

$$y_1 + \frac{V_1^2}{2 * g} = r + B + H_D$$

Conjugando y_2 con la ecuación:

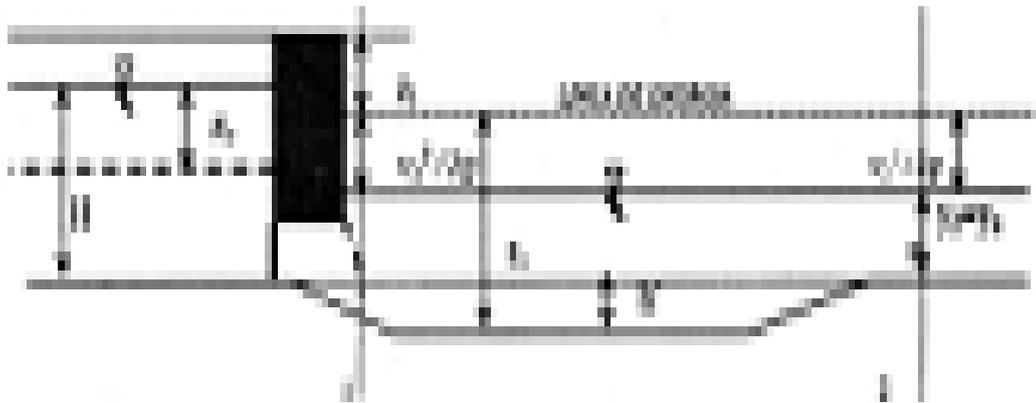
$$y_2 = -\frac{y_1}{2} \pm \sqrt{\frac{y_1^2}{4} + \frac{2 * V_1^2 * y_1}{g}}$$

b. Longitud de poza:

Es determinada con los valores hallados de y_1 , y_2

$$L = 5(y_2 - y_1)$$

Diseño de compuertas despedradoras y desgravadoras:



(ESQUEMA 5)

Fig. N° 48 Se observa la entrada del agua del río por el canal de despedrador y desgravador

$$Q_{\text{barraje}} + Q_{\text{compuerta}} = Q_{\text{max. diseño}}$$

$$H_0 = \left(\frac{Q_{\text{barraje}}}{c_1 * L} \right)^{2/3}$$

$$Q_{\text{compuerta}} = C_2 * A * \sqrt{2 * g * z_1}$$

Donde:

Q = caudal máximo de diseño

c1, c2 = coeficiente de descarga para vertederos (c1 =2.1) y para orificios(c2=0.6)

L = longitud del barraje

H₀ = carga de agua sobre el barraje

A = área de compuertas

z₁= diferencia entre nivel de energía entre la cresta de barraje y y1.

$$E_1 = E_2$$

$$z_{\text{calc}} = H + h - E_1$$

Donde:

H= Ho + altura de barrage

h` = profundidad en el sector de compuerta despedradora

E1= energía de sección 1

E2= energía en sección 2= $h` + y^2 + v^2/2g$.

Luego se determinan los tamaños de las compuertas de acuerdo a las dimensiones comerciales.

9. Diseño de muro de encausamiento lateral

El objetivo es hallar los valores del tirante del río aguas arriba desde el barrage hasta que el tirante sea normal; se calcula la curva del remanso por el método directo en etapas, de ecuación de Manning, despejamos:

$$S_f = \frac{Q^2 * n^2}{A^2 * R^{4/3}} = \frac{V^2 * n^2}{R^{4/3}}$$

Donde:

S_o, S_f = pendiente en el río

V= velocidad

n= coeficiente de Manning

R= radio hidráulico

Se parte de un valor conocido = altura de barrage +Hd+20% HD.

Hasta llegar el valor del tirante normal del río, para lo cual se hallan valores de.

Diseño del vertedero lateral

$$B_1 * Q_2 - Q_{\text{vert}} = B_2 * Q_1$$

$$B_2 = \frac{B_1 * Q_2}{Q_1} \quad L = \frac{Q_1 * Q_2}{c * H_0^{3/2} \sqrt{2 * g}}$$
$$H_0 = H + \frac{V^2}{2 * g}$$

Donde:

L= longitud del vertedero

Q1,Q2= caudales

C= coeficiente del vertedero

5.11 Practica dirigida: Diseño hidráulico de una bocatoma

Si se tiene en cuenta los siguientes datos:

- Factor de fondo = $F_b = 1.2$
- Factor de orilla = $F_s = 0.2$
- Parámetro que caracteriza al cauce = $a = 0.75$
- Caudal máximo de diseño = $Max.= 1000 \text{ m}^3/\text{s}$
- Pendiente del cauce del río : $S = 0.0076$
- Coeficiente de Maning = $n = 0.05$
- Canal rectangular =
- Caudal medio del río = $Q_{med.} = 52.26 \text{ m}^3/\text{s}$
- Caudal mínimo = $Q_{min.} = 5.40 \text{ m}^3/\text{s}$
- Caudal a derivarse: $Q_{cap.} = 10 \text{ m}^3/\text{s}$
- Pendiente del canal de derivación: $S_{canal} = 0.0015$
- Coeficiente de maning del canal = $n_{canal} = 0.017$
- Ancho del canal de derivación al inicio = 3.70
- Dos compuertas de regulación
- Ancho del pilar de separación entre compuertas de regulación = 0.50
- Ventanas de captación:
- Altura de cauce del río a la cresta de la ventana de captación = $h^* = 0.90$
- Coeficiente de descarga de vertedero tipo Creager: $c_1 = 2.10$
- Coeficiente de descarga bajo compuerta : $c_2 = 0.60$
- Las ventanas de captación llevan rejillas .
- Profundidad en el sector de la compuerta despedadora : $h^* . 0.70$

- Talud de salida de la poza de disipación: $z = 4$
- Tres compuertas despedradoras : $2.00 * 1.50\text{m}$
- Una compuerta desgravadora /limpia : $1.50*1.50\text{M}$
- Pilares de separación de compuertas = 0.60 m
- Vertedero lateral, coeficiente de descarga : 2.10
- Longitud de transición: 4.10 m
- Cota de del canal: 97.17 msnm
- Cota de fondo del río: 97.79 msnm

Diseñar una bocatoma empleando los datos anteriores.

VI. Desarenadores

La cantidad de sedimentos en suspensión que lleva el agua puede ocasionar erosión en las paredes de los canales o la deposición de las

partículas más finas provocando la reducción de la caja del canal y la consiguiente disminución de su capacidad, en el caso de las maquinarias hidráulicas instaladas en las centrales hidroeléctricas, se producen las erosiones en la agujas y turbinas que ocasionan altos gastos de mantenimiento o en otros reducción de la producción de energía.

En la sesión de hoy, vamos a dar a conocer toda la parte teoría del tema de desarenadores concluyendo con su diseño.

6.1 Definiciones:

Son obras hidráulicas que sirven para separar (decantar) y remover(evacuar) después, el material sólido que lleva el agua de un canal.

Estructura que permite eliminar ciertas partículas que se encuentran en suspensión en la masa fluida.

Hay que tener en cuenta.

Para los proyectos de irrigación basta eliminar partículas >0.50 mm.

Para proyectos hidroeléctricos basta eliminar partículas hasta 0.25 mm.



Fig. N° 49 Se observa el proceso de circulación de las aguas desde su captación.

6.2 Ubicación: El área de la localización debe ser suficientemente extensa para permitir la ampliación de las unidades durante el período de diseño del sistema.

- El sitio escogido debe proporcionar suficiente seguridad a la estructura y no debe presentar riesgo de inundaciones en los periodos de invierno.
- Garantizar que el sistema de limpieza pueda ser por gravedad y que la longitud de desagüe de la tubería no sea excesiva.

- Lo más cerca posible del sitio de la captación.
- El fondo de la estructura debe estar preferiblemente por encima del nivel freático.

6.3 Principios de funcionamiento:

6.3.1 Hidráulicos

- Distribución uniforme del caudal en las naves desarenadoras.
- Líneas de corriente paralelas, por lo tanto sin vórtices de eje vertical u horizontal.
- No causar remanso en el canal aguas arriba.
- Distribución uniforme del caudal dentro de cada nave, esto es importante en el momento de purga de la nave.

6.3.2 Sedimentológicos: Sedimentación de los materiales en suspensión.

- Evacuación al exterior de los depósitos.
- Limpieza uniforme de las naves desarenadoras.
- No existencia de zonas imposibles de limpiarlas en las naves.
- Transición de entrada sin sedimentación.
- Eficiencia adecuada.

6.4 Causas del desgaste del equipo mecánico:

- Las principales causas son del desgaste de las centrales hidroeléctricas son:
 - a. Erosión mecánica o de abrasión:
 - b. Corrosión química y electroquímica:
 - c. Corrosión por efecto de la cavitación:



Fig. N° 50 se observa un desarenador de cinco naves.

6.5 Estudios necesarios para el diseño del desarenador:

- a. *Topografía:*
- b. *Geología:*
- c. *Hidrología:*
- d. *Análisis de sólidos:*
- e. *Análisis del uso del agua:*

Es una estructura que ayuda a potabilizar el agua de consumo humano, mediante la eliminación de partículas en suspensión esta misma función se considera en los aprovechamientos hidroeléctricos y en el riego, dado que evita cuantiosos daños en las estructuras.

La eliminación de los materiales acarreados en un flujo comprende dos tareas o fases que deben realizar los desarenadores:

- a. La decantación de los materiales en suspensión.
- b. La evacuación de los materiales depositados.

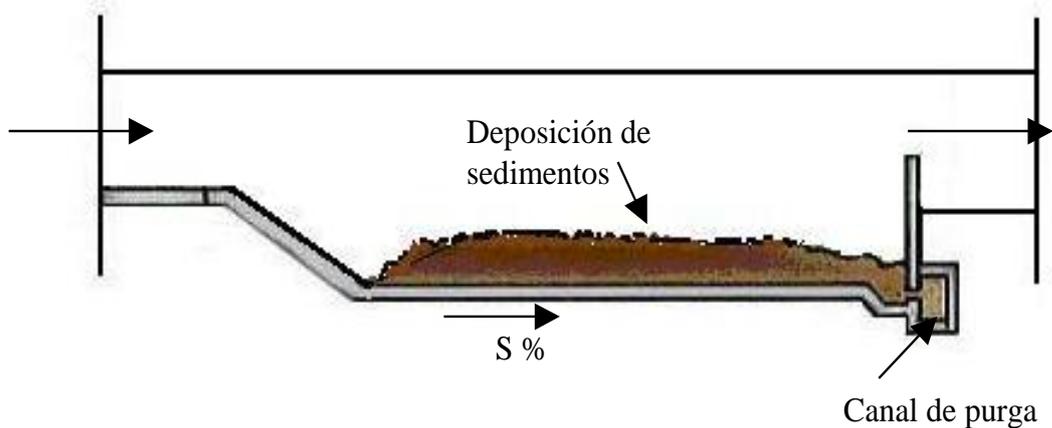


Fig. N° 51 Se observa el funcionamiento de un desarenador.

6.6 Clases de desarenadores:

6.6.1 En función de su operación:

- Desarenadores de lavado continuo: Es aquel en el que la sedimentación y evacuación son dos operaciones simultáneas.
- Desarenadores de lavado discontinuo: (intermitente) que almacena y luego expulsa los sedimentos en movimientos separados.

6.6.2. En función de la velocidad de escurrimiento:

De baja velocidad $v < 1$ m/s (0.20-0.6 m/s)

De alta velocidad $v > 1$ m/s (1-1.5 m/s)

La forma del desarenador, puede ser cualquiera aun que generalmente se escoge una rectangular o trapezoidal simple o compuesta.

La primera simplifica considerablemente la construcción pero es relativamente cara pues las paredes deben soportar la presión de la tierra exterior y se diseñan como muros de sostenimiento.

La segunda es hidráulicamente más eficiente y mas económica pues las paredes trabajan con simple revestimiento.

6.6.3. Por la disposición de los desarenadores:

- En serie: Formado por dos o más depósitos construidos uno a continuación del otro.
- En paralelo: Formado por dos o más depósitos distribuidos paralelamente y diseñados por una fracción del caudal derivado.

6.7 Elementos de un desarenador

El desarenador se compone de los siguientes elementos:

- a. Transición de entrada: La cual une el canal con el desarenador.
- b. Cámaras de sedimentación: En la cual las partículas sólidas caen al fondo, debido a la disminución de la velocidad producida por el aumento de la sección transversal.

Las velocidades límites por debajo de las cuales el agua cesa de arrastrar diversas materias son:

- Para la arcilla < 0.081 m/s
- Para la arena fina < 0.16 m/s
- Para la arena gruesa < 0.216 m/s

Un desarenador se diseña con velocidades que varían entre 0.1 m/s y 0.4 m/s, con una profundidad media de 1.5 m a 4 m.

Una mayor profundidad implica un ancho menor o viceversa.

Conviene que el fondo no sea horizontal sino que tenga una caída hacia el centro, la pendiente transversal usualmente escogida es de 1:5 a 1:8

c. Vertedero: Al final de la cámara se construye un vertedero sobre el cual pasa el agua limpia hacia el canal. Las capas superiores son las que primero se limpian, es por esto que la salida del agua, se hace por medio de un vertedero que debe trabajar con descarga libre.

Como máximo se admite que la velocidad pueda llegar a $v = 1$ m/s.

$$h = \frac{v^2}{C}$$

De donde:

h = carga sobre el vertedero (m).

$C = 1.84$ para vertedero de cresta aguda

$C = 2.0$ para vertederos de perfil Creager

v = velocidad

De donde para los valores indicados de v y C , se pueden concluir que el máximo valor de h , no debería pasar de 25 cm.

d. Compuerta de lavado: Sirve para desalojar los materiales depositados en el fondo. Para facilitar el movimiento de las arenas hacia la compuerta, al fondo del desarenador se le da una gradiente fuerte del 2 al 6 %.

Es necesario hacer un estudio de la cantidad y tamaño de sedimentos que trae el agua para asegurar una adecuada capacidad del desarenador y no necesitar lavarlo con demasiada frecuencia.

En el lavado de los últimos 10 % de los sedimentos es generalmente largo y requiere de cantidades demasiado grandes de agua. Por esto, estos restos generalmente no se toman en cuenta.

Las compuertas de lavado deben diseñarse para un caudal igual al traído por el canal mas el lavado que se obtiene dividiendo el volumen del desarenador para el tiempo de lavado. Se debe efectuar en forma rápida y eficaz esta velocidad debe ser de 3-5 m/s.

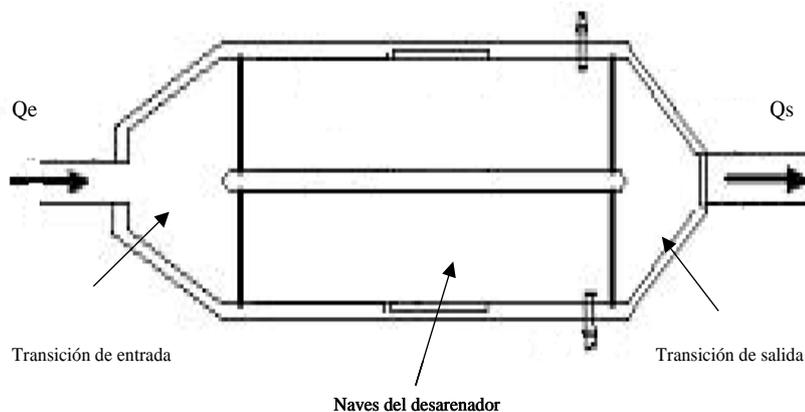


Fig. N° 52 Se observa el desarenador de 2 naves.

e. Canal directo: Por el cual se da servicio mientras se está lavando el desarenador. El lavado se efectúa generalmente en un tiempo corto, pero por si cualquier motivo, reparación o inspección, es necesario secar la cámara del desarenador, el canal directo que va por el contorno, permite que el servicio no se suspenda. Con este fin a la entrada se colocan 02 compuertas, una de entrada al desarenador y otra al canal directo.

6.8 Criterios de diseño: La altura de agua en el desarenador debe ser tal que no cause remanso en el canal de ingreso, de lo contrario provocaría sedimentación en el canal.

- El cálculo del desarenador se realiza con un proceso simple, como se verá posteriormente, sin embargo es de gran importancia calcular correctamente la velocidad de caída.

- De presentarse turbulencia y vórtices en el desarenador, el valor de velocidad de caída disminuiría considerablemente y por consiguiente disminuiría la eficiencia.
- El aumento de la concentración de sedimentos hace que el valor de velocidad de caída aumente, por lo que si tenemos valores de concentración en el desarenador mayores a 2 gr/l, debemos considerar una mayor longitud de naves desarenadoras.
- La operación del desarenador es otra fase importante, por ejemplo, si dejamos acumularse demasiados sedimentos dentro de la nave, estaríamos reduciendo el área de decantación por consiguiente el valor de la velocidad aumenta y disminuye la eficiencia.
- La pendiente longitudinal de la nave desarenadora debe ser aproximadamente de 2%, lo cual garantiza una buena capacidad de arrastre de sedimentos depositados.

6.9 Desarenadores de velocidades bajas: En un inicio se usaban éstas estructuras formadas por tazas, donde la decantación y la extracción de los depósitos eran dos operaciones sucesivas.

- La evacuación de sedimentos era mecánica, razón por la cual se les llamaba *cámaras de extracción mecánica*.
- Luego se pensó en utilizar la misma agua para efectuar la limpieza y surgieron las llamadas *cámaras de evacuación hidráulica*, que constituyeron un verdadero avance

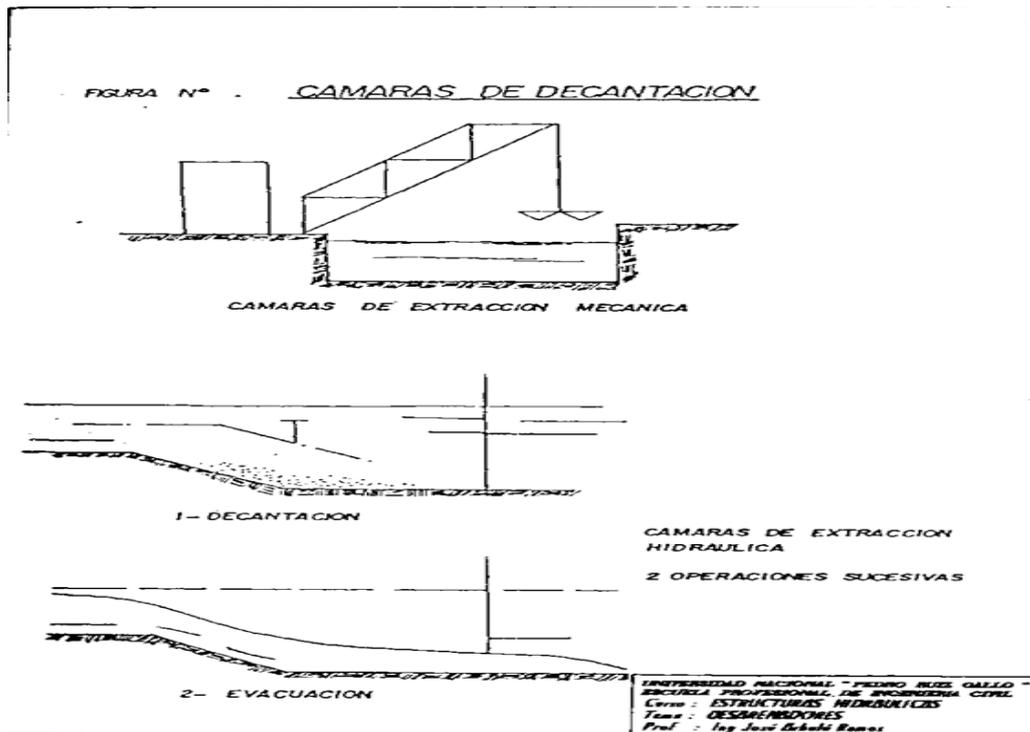


Fig. N° 53 Se observa las cámaras de decantación de los sedimentos.

6.10 Desarenadores de velocidades altas: Con la aparición de las grandes centrales hidroeléctricas y surgiendo necesidad de mantener secciones de ciertas dimensiones, sobretodo en túneles, se piensa en velocidades de hasta 1.0 y 1.5 m/s, lo que también limita la eliminación de partículas hasta de 0.5 mm, en los llamados *desarenadores con velocidades altas*.

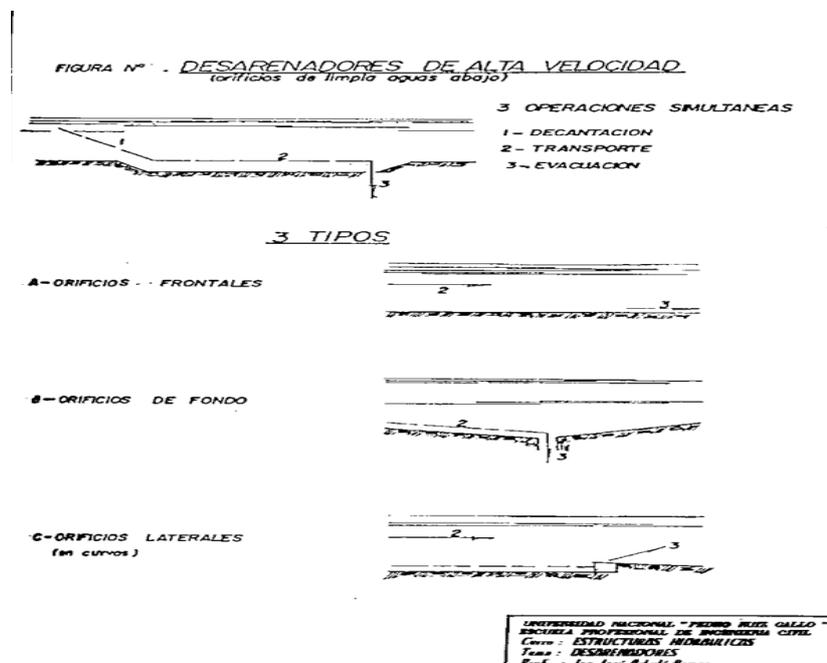


Fig. N° 54 Se observa las cámaras de decantación de los sedimentos con altas velocidades.

6.11 Ecuaciones básicas para el diseño de los desarenadores:

Los principales elementos a determinar son:

a. Longitud de caída.

$$l = \frac{h * v}{w}$$

Donde:

v = velocidad crítica de sedimentación.

w = velocidad de caída de las partículas en aguas tranquilas.

Q = b.h.v , luego l = f (b,h,v,w)

b. Velocidad de sedimentación: La velocidad de sedimentación (w), queda relacionada, según **Sudry**, por el peso específico del agua con cierta concentración de sedimentos, el diámetro de las partículas a precipitar dando la velocidad de sedimentación en cm/ seg.

c. Velocidad crítica del flujo: Esta depende del tamaño de estas, tal como se expresa con la formula de Camp, cuya expresión de la velocidad crítica es:

$$v = a * \sqrt{d}$$

En (cm/ seg).

6.12 Consideraciones para el diseño hidráulico:

6.12.1 Calculo del diámetro de las partículas:

| Diámetro de partículas (d) que son retenidas en el desarenador | Altura de caída (H) (m) |
|--|--------------------------|
| 0,6 | 100-200 |
| 0,5 | 200-300 |
| 0,3 | 300-500 |
| 0,1 | 500-1000 |

Tabla N°03 se muestra la relación de los diámetros de partículas Vs altura de caída.

| Diámetro de partículas(d) a eliminar en el desarenador | Tipo de turbina |
|--|-----------------|
| 1-3 | Kaplan |
| 0,4-1 | Francis |
| 0,2-0,4 | Pelton |

Tabla N° 04 se observa la relación de los diámetros de partículas Vs tipo de turbina

6.12.2 Calculo de la velocidad del flujo v en el tanque:

La velocidad de un desarenador se considera lenta, cuando está comprendida entre 0.20 m/s, 0.60 m/s.

Se puede calcular utilizando la formula de Camp.

$$v = a * \sqrt{d}$$

Donde :

d = diámetro (mm)

a = constante en función del diámetro

| a | d(mm) |
|----|--------|
| 51 | < 0,1 |
| 44 | 0,1 -1 |
| 36 | > 1 |

Tabla N° 05 se muestra la constante Vs el diámetro de partículas.

6.12.3 Calculo de la velocidad de caída w (en aguas tranquilas).

Para este efecto existen varias formulas empíricas, tablas y nomogramas, algunas de las cuales consideran :

- Peso especifico del material a sedimentar: ρ_s gr/cm³.(medible).
- Peso especifico del agua turbia : ρ_w gr/cm³.(medible).
- **La formula de Owen:**

$$w = k * \sqrt{d(\rho_s - 1)}$$

Donde:

w = Velocidad de sedimentación (m/s)

d = Diámetro de partículas (m)

ρ_s = Peso específico del material (m/s).

k = Constante que varía de acuerdo con la forma y naturaleza de los granos .

| Forma y naturaleza | k |
|------------------------|------|
| Arena esférica | 9,35 |
| Granos redondeados | 8,25 |
| Granos cuarzo d>3 mm | 6,12 |
| Granos cuarzo d>0,7 mm | 1,28 |

Tabla N° 06 Se observa la forma del material y su relacion con el valor de K

La experiencia generada por Sudry: La que permite calcular la velocidad de sedimentación w(m/s), en función del diámetro (en mm) y el peso específico del agua (ρ_w), en gr/cm3.

La formula de Scotti – Foglieni:

$$w = 3.8 * \sqrt{d} + 8.3 * d$$

Donde:

w = velocidad de sedimentación (m/s)

d = diámetro de la partícula (m)

Para los cálculos de w de diseño, se puede obtener el promedio de los w_s , con los métodos anunciados.

La longitud, aplicando a la teoría de simple sedimentación es:

$$L = \frac{hv}{w}$$

Considerando los efectos retardarios de la turbulencia: con el agua en movimiento la velocidad de sedimentación es menor, e igual a $w - w'$, donde w' , es la reducción de la velocidad por efectos de la turbulencia.

Luego la ecuación anterior queda expresada así:

$$L = \frac{hv}{w - w'}$$

Eghiazaroff: expresa la reducción de velocidad como:

$$w' = \frac{v}{5.7 + 2.3h}$$

Levin: relaciono esta reducción con la velocidad de flujo con un coeficiente.

$$w' = \alpha v$$

Bestelit: Consideran:

$$\alpha = \frac{0.312}{\sqrt{h}}$$

En el cálculo de los desarenadores de bajas velocidades, se puede realizar una corrección, mediante el coeficiente **K**, que varía de acuerdo a las velocidades de escurrimiento en el tanque, es decir:

En el cálculo de los desarenadores de bajas velocidades, se puede realizar una corrección, mediante el coeficiente **K**, que varía de acuerdo a las velocidades de escurrimiento en el tanque, es decir:

$$L = K \frac{hv}{w}$$

Donde **k**, se obtiene de la tabla 6.5

| Velocidad de escurrimiento (m/s) | k |
|----------------------------------|------|
| 0,2 | 1,25 |
| 0,3 | 1,5 |
| 0,5 | 2 |

Tabla N° 07 Se observa el valor de **k** y su relación con la velocidad

En los desarenadores de altas velocidades, entre **1 m/s a 1.50 m/s**, **Montagne**, precisa que la caída de los granos de 1 mm están poco influenciados por la turbulencia, el valor de K en términos del diámetro, como se muestra en la tabla adjunta.

| Dimensiones de las partículas a eliminar (m/s) | k |
|---|----------|
| 1 | 1 |
| 0,5 | 1,3 |
| 0,25 -0,30 | 2 |

Tabla N° 08 se muestra las dimensiones de partícula y la constante k.

El largo y el ancho de los tanques pueden en general, construirse a mas bajo costo que las profundidades, en el diseño se deberá adoptar **la mínima profundidad práctica, la cual para asumirse entre 1.50 a 4.00 m.**

6.13 Problemas presentados y soluciones presentadas durante el diseño de desarenadores:

a) Las ineficiencias de un desarenador puede generar:

- Desgaste acelerado de turbinas de centrales hidroeléctricas



Fig. N°.55 Se observa el desgaste producido por las características altamente abrasivas de los sólidos en suspensión, Alabes de la turbina pelton de la central hidroeléctrica del cañón del pato.

Las ineficiencias de un desarenador puede generar:

- Desgaste acelerado de turbinas de centrales Hidroeléctricas.
- Obstrucción de sistemas de riego tecnificado.
- Erosión de estructuras hidráulicas situadas aguas abajo del desarenador.
- Reducción del canal transportado en el canal
- Mayores costos de tratamientos del agua

b) Problemas más frecuentes presentados durante el diseño:

- Remanso en el canal aguas arriba.
- Distribución no uniforme del caudal en las naves
- Formación de vértices de eje vertical y horizontal
- Eficiencias bajas.
- Limpieza no uniforme de las naves desarenadoras.
- Transición de entrada con sedimentos depositados.

c) Remanso aguas arriba:

Causa:

- Presencia de vertederos en la sección final de las naves desarenadoras.



Fig. N° 56 Se muestra los vertederos que establecen el nivel de agua en las naves desarenadoras

Consecuencia:

- Sedimentación de partículas en la transición de entrada y/o en el canal de ingreso.
- Eficiencias bajas.



Fig. N° 57 Se muestra la acumulación de sedimentación en una de las naves del desarenador.

Soluciones:

- Establecer diversos niveles de operación.
- Vertederos provistos de orificios.



Fig. N° 58 Se observa los problemas que se presenta en el funcionamiento de un vertedero en un desarenador.

d) Distribución no uniforme del caudal entre las naves:

Causa:

- El agua, en la última sección del canal de entrada

tiende a seguir la zona central de la transición para continuar con mayor caudal en las naves centrales.

Consecuencias:

- Mayor velocidad en las naves centrales
- Disminución de la eficiencia en las naves de mayor gasto
- Consecuencias negativas en la operación de purga de sedimentos

Soluciones:

- ✓ Colocar pantallas deflectoras
- ✓ Prolongar hacia aguas arriba, las naves desarenadoras



Fig. N° 59 Se observa la operación de la purga de sedimentos en un desarenador.

e) Formación de vórtices:**Causas:**

- Ángulos muy pronunciados de la rampa al final del canal de entrada.
- Transiciones de salida que influyen negativamente hacia aguas arriba.

- Distribución no uniforme del caudal entre las naves desarenadoras.



Fig. N° 60 Se observa el proceso de funcionamiento del desarenador.

f) Limpieza no uniforme de las naves desarenadoras:

Causas:

- Naves desarenadoras son muy anchas
- Diseño geométrico de las naves desarenadoras con curva horizontal

Consecuencias:

- En naves anchas, la purga tomara más tiempo y mayor pérdida de agua
- En naves diseñadas con curva horizontal, la mayor parte del caudal de purga tiende hacia el lado cóncavo

Soluciones:

- Calcular el ancho óptimo de las naves desarenadoras
- Diseñar guías de fondo y/o peralte en los tramos curvos



Fig. N° 61 Se observa el proceso de funcionamiento del desarenador.

g) Eficiencias bajas:

Causas:

Deficientes reglas de operación

Deficiente diseño hidráulico

Deficiente diseño sedimentológico: Falta de investigación para determinar la velocidad de caída, reduciéndose a calcular en la mayoría de casos por simple aplicación de formulas.

Consecuencias:

- Deposición de sedimentos
- Reducción del área de decantación
- Suspensión del suministro del servicio para la limpieza de las naves que no se pueden limpiar por medios hidráulicos
- Altos costos de mantenimiento

Limpieza no uniforme de las naves desarenadoras

Causas:

- Naves desarenadoras son muy anchas
- Diseño geométrico de las naves desarenadoras con curva horizontal

Consecuencias:

- En naves anchas, la purga tomara más tiempo y mayor pérdida de agua

- En naves diseñadas con curva horizontal, la mayor parte del caudal de purga tiende hacia el lado cóncavo

Soluciones:

- Calcular el ancho óptimo de las naves desarenadoras
- Diseñar guías de fondo y/o peralte en los tramos curvos



Fig. N° 62 Se observa el proceso de funcionamiento del desarenador

g) Eficiencias bajas:

Causas:

Deficientes reglas de operación

Deficiente diseño hidráulico

Deficiente diseño sedimentológico:Falta de investigación para determinar la velocidad de caída, reduciéndose a calcular en la mayoría de casos por simple aplicación de formulas.

Consecuencias:

- Deposition de sedimentos
- Reducción del área de decantación
- Suspensión del suministro del servicio para la limpieza de las naves que no se pueden limpiar por medios hidráulicos
- Altos costos de mantenimiento

Limpeza no uniforme de las naves desarenadoras



Fig. N° 63 Se observa el proceso de funcionamiento del desarenador

Deposición de sedimentos aguas abajo de las naves desarenadoras

Causas :

- Desarenador muy corto
- Geometría de transición no adecuada.

Consecuencias:

- Flujo turbulento que retrasa la velocidad de caída de las partículas
- Eficiencias bajas

Solución:

- Colocar una pantalla deflectora al inicio de la transición de entrada para reorientar las líneas de corriente

6.14. Practica dirigida:

1. Diseñar un desarenador para sedimentar las partículas que conduce un canal de riego, diseñado en tierra, con un caudal de 1 m³/s.

El desarenador debe ser de velocidad lenta aplicando:

- La teoría de la simple sedimentación
- El efecto retardador de la turbulencia

Datos:

Peso específico del material a sedimentar = **2.43 gr/cm³**

Peso específico del agua = **1.03 gr/cm³**.

VII Diseño hidráulico de canales:

En un proyecto de irrigación una parte importante del proyecto es el diseño de un canal, que se obtiene sobre la base del tipo de suelo, cultivo, condiciones climáticas, métodos de riego, etc. Mediante la conjunción de la relación agua – suelo – planta y los parámetros hidráulicos.

Dentro de este tema se verá la parte que comprende el diseño de los canales, y es el manejo de la hidrología, que ayuda a una buena planificación de canales, con todo esto el diseñador tendrá una visión más amplia y será más eficiente su trabajo.

7.1 Definición:

Son conductos abiertos en los cuales el agua circula debido a la acción de la gravedad y sin ninguna presión, dado que la superficie libre del líquido está en contacto con la atmósfera.

Se llaman a los conductos abiertos que van a cielo abierto, es decir aquellos que se excavan a media ladera por lo general y el material excavado de ser posible se utiliza en el relleno del labio inferior.

Por conductos abiertos que fluyen bajo la acción de la gravedad se denominan canales, o por conductos cerrados que fluyen parcialmente llenos como los túneles, y otros conductos cerrados como las tuberías.

7.2 Túneles: Un túnel es un conducto que se excava con el objeto de atravesar una loma, Utilizada para poder trasladar las aguas; evitando fuertes pendientes.



Fig. N° 64 en la imagen se observa un túnel para la conducción de las aguas del Río Mala..

Los túneles son obras de conducción subterránea que se excavan siguiendo su eje. Se emplean en los siguientes casos:

- Cuando es necesario pasar el agua de un valle a otro, atravesando el macizo montañoso que los separa.
- Cuando de este modo se evita un desarrollo muy largo del canal abierto y, con el consiguiente aumento de pendiente y reducción de la sección, se consigue una apreciable economía.
- Cuando la pendiente transversal demasiado elevada y el material de mala calidad no permite asegurar la estabilidad del canal abierto.

7.3 Clasificación de los canales: Los canales pueden clasificarse según:

a. **La función que cumplen en los sistemas en:**

- ✓ **Canal de derivación:** Es el canal que conduce las aguas desde la toma hasta el punto inicial de reparto de las aguas.
- ✓ **Canales laterales:** Son los que llevan las aguas a las áreas de riego y finalmente a las parcelas.

b. **De acuerdo a su origen:**

- ✓ **Naturales:** Son los cursos de agua existentes en forma natural como consecuencia del escurrimiento de la lluvia.
- ✓ **Artificiales:** Son los construidos por el hombre.

7.4 Información básica para el diseño:

- Capacidad
- Trazo
- Topografía
- Geología
- Geotecnia

Información inicial para el diseño:

- Fotografía aérea (google map).
- Planos topográficos y catastrales.
- Estudios geológicos, salinidad, suelos.

- Levantamiento topográfico(1/500 , 1/1000, 1/2000).

7.5 Trazado del canal : Criterios para el trazado:

El trazo de canales es una actividad que se realiza después que se ha construido la plataforma, de acuerdo a las especificaciones técnicas.

- Verificar las características geométricas del canal en recta y curva.
- Trazar la base inferior y superior del canal, teniendo en cuenta si va ser o no revestido.
- Replantear las medidas trazadas con las especificaciones.
- Trazo del eje del canal: tramo recto y curvo.
- Conseguir la mayor eficiencia y seguridad de las obras con el menor costo.
- Por lo general el sitio de la iniciación de la utilización del agua, como tanque de presión, comienza de la zona de riego, etc. Esta establecido y desde allí se traza la línea de gradiente hacia el rio para determinar la ubicación de las obras de toma
- Se debe estudiar la posibilidad de rectificar la alineación acortando su longitud por medio de túneles, acueductos, rellenos u otro tipo de obras.
- En este caso es necesario comparar el costo de las distintas alternativas.



Fig. N° 65 en la imagen se observa canal revestido y no revestido.

7.6 Canal abierto: Consideraciones para el diseño:

- Al realizar el diseño de un canal, generalmente son dados el caudal Q , que se desea conducir y la gradiente(s), de la que se dispone y que

puede variar dentro de los límites. Conocemos el coeficiente de rugosidad (n), que dependerá del tipo de revestimiento que se escoja.

- El área mojada se calcula en función de la velocidad aceptable en el canal, que debe variar entre 0.7 m/s y 2 m/s, para evitar la sedimentación y la erosión.



Fig. N° 66 Se observa un desagüe artesanal en el canal Chimbote.

- La forma óptima de la sección, hidráulicamente hablando, es aquella que con una **superficie mojada mínima conduzca el caudal máximo**.



Fig. N° 67 Se observa el flujo permanente en el canal Chimbote.

7.7 Rasante de un canal: Se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- El trazo de la rasante de fondo se debe efectuar sobre el perfil longitudinal.
- Se debe tener en cuenta los puntos de confluencia. Cuando se trata de un dren o los puntos de captación, cuando se trate de un canal de riego.
- La pendiente de la rasante de fondo, debe ser en lo posible igual a la pendiente natural promedio del terreno, si no es posible debido a fuertes pendientes, se proyectan caídas o saltos de agua.

7.8 Velocidades admisibles: Es la más baja velocidad que no iniciara sedimentación y no inducirá el crecimiento de plantas acuáticas y musgo, para diseñar un canal se debe tener en cuenta que la velocidad del flujo no debe descender de cierto límite inferior que la velocidad de deposición o sedimentación del material en suspensión que transporte el agua.

| Material | Velocidad en m/s |
|---------------------|------------------|
| Limo | 0.15-0.30 |
| Arena | 0.20-0.60 |
| Grava | 0.60-1.20 |
| Suelos Arcillosos | 0.70-1.20 |
| Arcilla | 1.00 - 2.00 |
| Rocas Sedimentarias | 2.5-4.5 |
| Rocas Cristalinas | 20-25 |

Fig. N° 09 Se observa el tipo de material y la velocidades permitidas

| | Resistencia en Kg/cm ² | Profundidad en metros | | | | |
|-----------------|-----------------------------------|-----------------------|------|------|------|----|
| | | 0.5 | 1 | 3 | 5 | 10 |
| Hormigón | 50 | 9.6 | 10.6 | 12.3 | 13 | 14 |
| | 75 | 11.2 | 12.4 | 14.3 | 15.2 | 16 |
| | 100 | 12.7 | 13.8 | 16 | 17 | 18 |
| | 150 | 14 | 15.6 | 18 | 19.1 | 21 |
| | 200 | 15.6 | 17.3 | 20 | 21.2 | 23 |

Fig. N° 10 Se observa la resistencia en relación a la profundidad

Velocidad de flujo m/s permisible sin erosión

| Tipo de material | Tirante Y(m) | | |
|---------------------------------------|--------------|-----------|----------|
| | 0.5 | 1 | 5 |
| Roca (sedimentaria o ígnea) | 1.7-6.3 | 2.1-7.7 | 3-11 |
| Canal de madera | 26-29 | 28-32 | 3.4-38 |
| Revestimiento de concreto | 96 -15.6 | 10.6-17.3 | 1.3-21.2 |
| Revestimiento / mampostería de piedra | 4.3-7.4 | 5-8.7 | 6.7-11.6 |

Fig. N° 11 Se observa las velocidades permisibles para diferentes tipos de revestimiento.

Velocidad de flujo m/s permisible sin erosión.

| Material | Vn.e |
|-------------------------------------|------|
| Canales arenosos | 0.3 |
| Arcilla arenosa | 0.40 |
| Materiales aglomerados consistentes | 2.0 |
| Muro de piedra | 2.50 |
| Canales con roca compacta | 4.00 |
| Canales con concreto | 4.50 |

Fig. N° 12 Se observa las velocidades permisibles para diferentes tipos de canales.

Valores admisibles de la tensión de corte y velocidad media de flujo

| Material | KS(m ^{1/2} /s) | Agua clara | | Agua c/limo | |
|-------------------|--------------------------|------------|-----------------------|-------------|-----------------------|
| | | v(m/s) | τ(kg/m ²) | v(m/s) | τ(kg/m ²) |
| Arena fina | 50 | 0.46 | 0.13 | 0.76 | 0.37 |
| Greda arenosa | 50 | 0.53 | 0.18 | 0.76 | 0.37 |
| Greda limosa | 50 | 0.61 | 0.23 | 0.91 | 0.54 |
| Limo aluvial | 50 | 0.61 | 0.23 | 1.07 | 0.73 |
| Greda común firme | 50 | 0.76 | 0.37 | 1.07 | 0.73 |
| Arcilla dura | 40 | 1.14 | 1.27 | 1.52 | 2.24 |
| Limo aluvial | 40 | 1.14 | 1.27 | 1.52 | 2.24 |
| Grava fina | 50 | 0.76 | 0.37 | 1.52 | 1.56 |

Fig. N° 13 Se observa los valores permisibles para la tensión de corte y velocidades.

7.9 Filtración de canales:

Factores que afectan la filtración de las aguas:

- La permeabilidad del suelo.
- El calado del agua en el canal (y).

- Temperatura
- Edad del canal.
- Caudal.

| Caudal (m3/s) | Perdida en % del caudal por kilometro |
|----------------|---------------------------------------|
| 0.03 - 0.1 | 6-12 |
| 0.1-0.2 | 12-9 |
| 0.2-0.3 | 9-6 |
| 0.5-1 | 4-6 |
| 1-1.5 | 4.5-3 |
| 1.5-2 | 3-2.5 |
| 2-3 | 2.5-1.8 |
| 3-10 | 1.1-0.6 |
| 10-20 | 0.6-0.5 |
| 20-50 | 0.5-0.2 |
| 50-100 | 0.2-0.15 |
| 100-200 | 0.15-0.05 |
| 200-300 | 0.05-0.02 |

Tabla N° 14 Se observa el % de perdidas en los canales de acuerdo al canal trasladado.

7.9.1 Formulas para calcular la filtración en canales revestidos

Formula de T. Ingham

$$P = 0.0025\sqrt{d} (b + 2 * m * d)$$

De donde:

P= perdidas m3/s.km

d:Calado en metros

b=ancho de la solera

m=tangente del ángulo del talud con la vertical

Formula de Echeverry

$$P = 0.0064 * C_e * \sqrt{d}(b + 1.33d(\sqrt{1 + m^2}))$$

De donde:

P= perdidas m³/s.km

Ce= coeficiente de permeabilidad

d:Calado en metros(y)

b=ancho de la solera

m=tangente del ángulo del talud con la vertical.

| Clase de suelo | Ce |
|-------------------|------------|
| Arcillosos | 0.25-0.50 |
| Franco Arcillosos | 0.50-0.75 |
| Limosos Francos | 0.75-1.00 |
| Franco Arenosos | 1.00 -1.50 |
| Arenas finas | 1.50-1.75 |
| Arenas gruesas | 2.00-2.50 |
| Gravas | 2.50-6.00 |

Tabla N° 15 Se muestra el tipo de suelo vs el coeficiente de permeabilidad.

Formula de Pavlovski:

$$P = 1000 * K * (b + 2 * d * (1 + m))$$

De donde:

k= Coeficiente de permeabilidad en m/s.

Formula de Davis y Wilson.

$$P = \frac{C_d * d^{\frac{1}{3}}(b + 2d\sqrt{1 + m^2})}{8861 + 8\sqrt{v}}$$

De donde:

v = Velocidad del agua (m/s)

Cd = coeficiente de permeabilidad

| Material | Cd |
|-------------------------------|-------|
| Hormigón de 10 cm de espesor | 1 |
| Arcilla de 15 cm. De espesor | 4 |
| Enlucido de cemento de 2.5 cm | 6 |
| Suelo arcilloso | 12 |
| Suelo franco- Arcilloso | 15 |
| Suelo franco | 20 |
| Suelo Franco -Arenoso | 25 |
| Arcilla Limosa | 30 |
| Arena | 40-70 |

Tabla N° 16 Se muestra el tipo de suelo vs el coeficiente de permeabilidad.

Formula de Punjab.

$$P = c_p * Q^{0.563}$$

De donde:

Q= Caudal (m3/s)

| Clase de suelo | Cp |
|-----------------------|------|
| Suelos muy permeables | 0.03 |
| Suelos comunes | 0.02 |
| Suelos impermeables | 0.01 |

Tabla N° 17 Se muestra el tipo de suelo vs el coeficiente de permeabilidad.

Formula de Kostiakov.

$$P = 1000 * k(b + 2.4d\sqrt{1 + m^2})$$

De donde:

La variación de los suelos de permeabilidad para distintos suelos según tabla adjunta.

| Clase de suelo | K en cm/s |
|-------------------------|------------------------|
| Grava | 0.01-0.1 |
| Arena Gruesa | 0.1-0.001 |
| Arena Fina | 0.01-0.0001 |
| Tierra arenosa | 0.001-0.00001 |
| Tierra Franco-Arcillosa | 0.00001-0.000000001 |
| Tierra Franca | 0.0001-0.0000001 |
| Limo | 0.0001-0.00001 |
| Arcilla | 0.000001-0.00000001 |
| Arcilla Compacta | 0.0000001-0.0000000001 |

Tabla N° 18 Se muestra el tipo de suelo vs el coeficiente de permeabilidad.

Formula de E.A. Motitz:

$$P = 0.0375 * C_m * A^{0.5}$$

De donde:

Siendo A, la superficie y Cm un coeficiente que depende del material en el que esta excavado el canal. tiene los siguientes valores

| Clase de suelo | Cm |
|------------------|-----------|
| Franco Arcilloso | 0.08-0.3 |
| Franco Arenoso | 0.3-0.45 |
| Arenas Sucias | 0.45-0.55 |
| Arenas y gravas | 0.55-0.75 |

Tabla N° 19 Se muestra el tipo de suelo vs el coeficiente de permeabilidad.

Formula de V V Vedernikov: Siendo Cv, es un coeficiente que depende de características geométricas del canal, tales como relación entre ancho y calado e inclinación de taludes, varía entre los valores **1.0 - 1.4**

7.10 Perdidas en canales revestidos: Según Davis, todo canal debe estar revestido cuando las pérdidas por filtración exceden **0.00053 cm/s**.

De acuerdo a Hinds, el revestimiento de 3 pulg, hecho en hormigón, de buena calidad debe reducir las pérdidas a **0.000000141 cm/s**.

Según Uginchus, las pérdidas de en un canal revestido se pueden obtener multiplicando por un factor las pérdidas que se producen en el mismo canal revestido.

Para el caso de un canal revestido de hormigón de 7.5 cm, se ha encontrado que el coeficiente es igual a 0.13 o sea que las pérdidas se reducen a una octava parte.

O empleando la formula:

$$P = \frac{K * d * (b + d(\sqrt{1 + m^2}))}{t}$$

De donde :

t:Espesor del revestimiento

K: Permeabilidad del revestimiento de hormigón que varía de 0.00001 – 0.0000001 cm/s.

7.12 Perdidas en un terreno:

Medición del terreno:

- Midiendo los caudales que entran y salen en el tramo de canal para obtener pérdidas por diferencia.
- Aislando un tramo del canal por medio de un relleno de tierra al principio y al final del tramo y observando la rapidez con que se pierde el agua.
- Por medio de permeámetros que generalmente consisten en tubos verticales enterrados en la solera del canal(Teoría de infiltración).

7.11 Criterios de diseño de canales de fuerte pendiente:

- a. **Calculo del caudal y tirante:** Para calcular el caudal y el tirante, previamente debe calcularse al **caudal adicional de la mezcla de agua-aire** y adecuar el tirante de la sección a estas condiciones; para calcular la incorporación de aire en canales de fuerte pendiente se emplea la formula de Douma siguiente:

$$C = \frac{\sqrt{0.2 * F - 1}}{10}$$

De donde :

C = Concentración de aire

F = Número de Froude

El tirante modificado por la entrada de aire, se expresa como:

$$C = \frac{(1 - 1.3(C - 0.25)^2)}{1 - C}$$

Considerar valores de C entre:

$$0.25 > C < 0.75$$

El gasto de la mezcla agua-aire se puede calcular como:

$$Q_s = \frac{0.5 * \sigma * v^3 \sqrt{2\pi}}{2g}$$

De donde:

Q_s = Gasto máximo de la mezcla

σ = 0.003 para paredes lisas

σ = 0.0035 para paredes rugosas

v = valor máximo de la velocidad m/s.

También se debe cumplir que:

v/u = 1.1 para paredes lisas

v/u = 1.3 para paredes rugosas

Siendo u = la velocidad media

b. **Cantidad de aire para evitar depresiones:** La aspiración de aire depende del arrastre que la superficie de agua fuertemente agitada ejerza por efecto de la pendiente sobre el aire que se encuentra encima del flujo del agua.

$$\frac{v_w - v}{\sqrt{\frac{t}{p}}} = 2.5 * \log_b \frac{Y}{k} + 8.5$$

De donde:

v = velocidad a una distancia de la pared y

v_w = Velocidad del aire

t = coeficiente de viscosidad dinámica

k = rugosidad vertical de la superficie en contacto con el aire

ρ = masa específica.

$v/u = 1.3$ para paredes rugosas

Siendo u = la velocidad media

Para obtener la demanda de aire en una galería se establece que:

Siendo:

$$q_a = K * v_w * A_q$$
$$Q_a = \frac{0.294 * \left(\frac{Y_a}{k} - \log_s \left(\frac{Y_a}{k} - 1\right)\right)}{0.294 * \log_s \left(\frac{Y_a}{k} - 1\right)}$$

Donde:

v_w = velocidad del aire

Y_a = la distancia entre la superficie del agua y el techo del conducto.

c. Trenes de ondas en los canales de fuerte pendiente: Fedorov ha logrado determinar a base de experimentos que la relación tirante/radio medio hidráulico, puede evidenciar la posibilidad de formación de trenes de onda cuando:

$y/R > 1.4$, no hay posibilidad de producción de trenes de onda

$y/R < 1.4$ la superficie de agua puede tener o no tener trenes de onda.

y : Tirante

Numero de Vedernikov:

$$V_a = \frac{2 * b * v}{3 * p * \sqrt{g * y * \cos\theta}}$$

De donde:

V = número de Vedernikov

b = ancho del fondo

P = perímetro mojado

v = velocidad

y = tirante medio

g = aceleración de la gravedad

θ = ángulo de inclinación de la línea gradiente



Fig. N° 68 se observa el flujo de agua con la presencia de trenes de onda.

Numero de Montuori:

$$M^2 = \frac{v^2}{g * s * L * \cos\theta}$$

De donde:

M = número de Montuori

s = pendiente media de la línea gradiente

L = longitud del tramo por considerar

Para que se produzcan trenes de onda, el número de Vedernikov debe ser menor que 1. Mientras el valor mínimo del número de Montuori debe ser como mínimo 0.2.

El numero de Vedernicov, confirma la formación de trenes de onda para valores $V > 1$, debido al crecimiento de ondas pequeñísimas, que se generan en la misma corriente.



Fig. N° 69 Se observa el flujo de agua con la presencia de trenes de onda.

d. Rápidas con rugosidad intensificada :

Se utiliza para la creación de regímenes más estables y mas deseables, cuando la velocidad del agua puede destruir los revestimientos o la formación de trenes de onda. Se coloca en el cauce o en la trayectoria de la rápida filas de bloques o umbrales transversales , en zigzag, o en forma dispersa, su objeto es aumentar la rugosidad del cauce para disminuir la velocidad del flujo.



Fig. N° 70 Se observa el flujo de tipo supercrítico.

Secciones de los canales en terrenos empinados

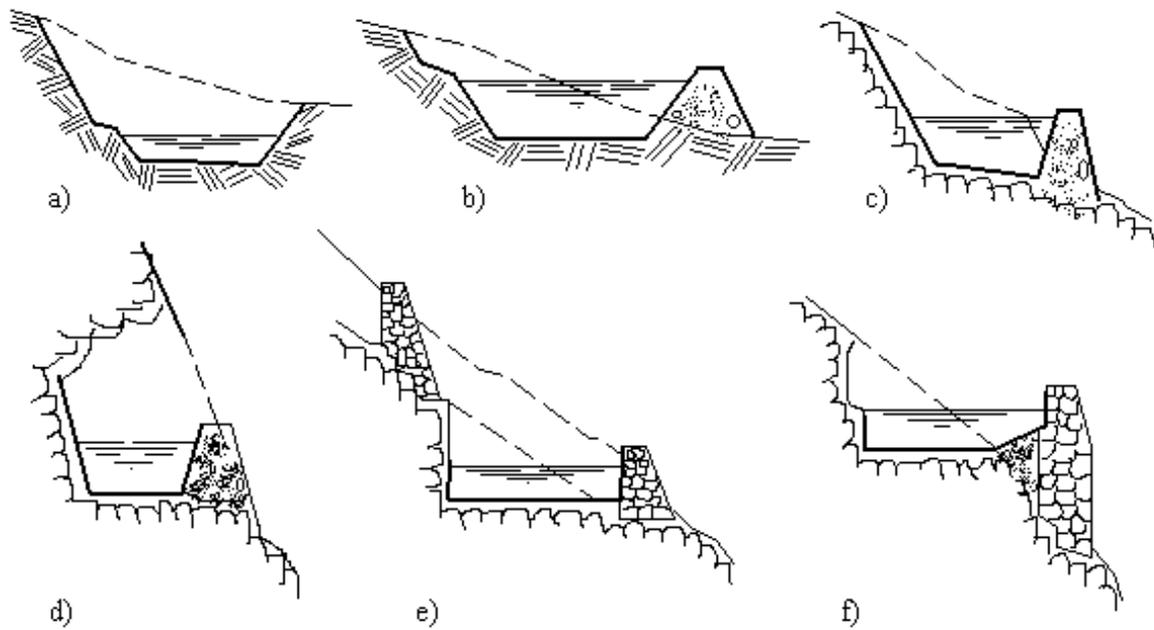


Fig. N°71 Se observan las diferentes secciones de los canales en terrenos empinados.



Fig. N° 72 se muestra a la Rápida "la Mora" – lateral la mora – Junta de usuarios Irchim

7.12 Revestimiento en canales

a) Finalidad y Justificación: Los revestimientos deben satisfacer los siguientes requerimientos:

- Crear una barrera impermeable al paso del agua disminuyendo las pérdidas de esta y permitiendo extender el beneficio del riego a una mayor superficie cultivable.
- Proteger las tierras colindantes de los daños que en ellas causa la filtración eliminando con esto la necesidad de costosas obras de drenaje.
- Proteger el canal contra la erosión permitiendo una mayor velocidad.



Fig. N° 73 Se observa la captación del agua en el canal Chimbote.

- Reducir el coeficiente de rugosidad permitiendo el aumento de velocidad.
- Evitar el ablandamiento de las tierras con la humedad y proteger así los taludes contra el derrumbamiento.
- Evitar el crecimiento de plantas acuáticas y también los huecos hechos por los animales.
- Como consecuencia de los numerales anteriores reducen considerablemente los costos de mantenimiento



Fig. N° 74 Se observa el canal no revestido la mora.

Por lo tanto, las características de un buen mantenimiento deben ser las siguientes:

- Ser impermeable.
- Ser resistente a la erosión.
- Ser de bajo costo en cuanto a la construcción como al mantenimiento.
- Ser durable ante la acción de agentes atmosféricos, plantas, y animales.



Fig. N° 75 Se observa la captación del agua en el canal Chimbote.

b) Tipos de revestimiento:

a) Mezclas con cemento: fundidas en el sitio prefabricadas.

- Revestimiento de hormigón
- Revestimiento de mortero
- Revestimiento de mampostería
- Revestimiento de ladrillo
- Revestimiento de terrocemento

b) Mezclas asfálticas.

- Membrana enterrada.
- Concreto asfáltico.

c) Materiales térreos: azolve artificial.

d) Tratamiento químicos del terreno.

7.13 Criterio de diseño de canales secundarios. Para el cálculo de la capacidad de los canales secundarios, en función de la superficie regada, puesto que son los tantos y variados los factores que afectan dicha capacidad(**según A Rossel**).

En la planeación de algunos proyectos de riego se siguen los criterio siguientes:

- **Una toma simple** debe tener una capacidad de 150 l/seg, para regar una superficie mínima de 25 has.
- **Una toma doble** de 300 l/seg, de capacidad de 50 has.



Fig. N° 76 Se observa la captación del agua en el canal Chimbote.

- a. **Localización de los laterales** : Debe efectuarse de tal manera que se domine toda la superficie regada, procurando que las tomas granja estén por lo menos 30 cms mas altas que el terreno a regar.

La localización podrá ser:

- Según la topografía
- Según la cuadrícula
- Respetando linderos.
- Localización combinado



Fig. N° 77 En la vista se observa una caída inclinada en un canal lateral.

b. Capacidades recomendadas de los canales laterales: Esta aumenta en los tramos finales, pues la capacidad debe permitir la concentración del riego en las parcelas, en especialmente en el caso de los riegos pesados o remojos.(ver cuadro adjunto).

CAPACIDAD RECOMENDADA DE CANALES LATERALES

| Área por servir has | Concentración lts/seg/ha | Capacidad teórica l/s | Capacidad practica l/s |
|---------------------|--------------------------|-----------------------|------------------------|
| 10 | 15 | 150 | 200 |
| 50 | 5 | 250 | 300 |
| 100 | 4 | 400 | 500 |
| 200 | 3,25 | 650 | 750 |
| 300 | 2,65 | 800 | 1000 |
| 400 | 2,4 | 960 | 1000 |
| 500 | 2,2 | 1100 | 1250 |
| 600 | 2,08 | 1250 | 1250 |
| 700 | 1,96 | 1370 | 1500 |
| 800 | 1,84 | 1470 | 1500 |
| 900 | 1,74 | 1570 | 1750 |
| 1000 | 1,67 | 1670 | 1750 |
| 2000 | 1,2 | 2400 | 2500 |
| 3000 | 1,1 | 3300 | 3500 |

| | | | |
|------|------|------|------|
| 4000 | 1,07 | 4280 | 4500 |
| 5000 | 1,04 | 5200 | 5500 |

Tabla N° 20 Se muestra la capacidad de los canales teórica Vs Practica.

Obras complementarias

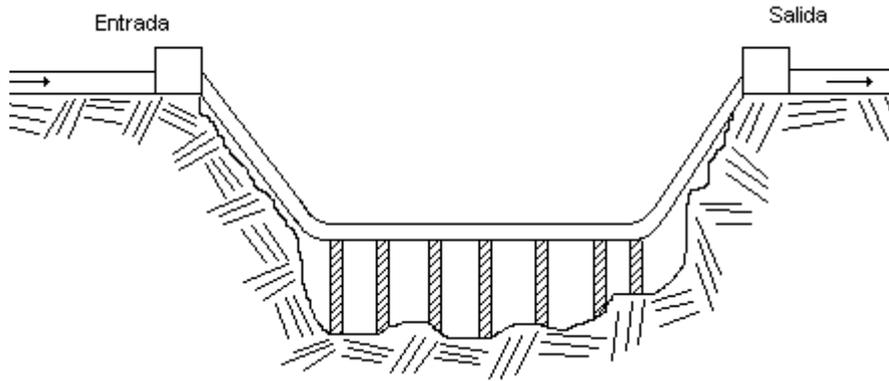


Fig. N°78 Se muestra un esquema de un sifón invertido



Fig. N° 79 Se muestra un acueducto hidráulico.

7.14 Practica dirigida – Hcanales

1. Hallar el tirante normal, el numero de Froude, y el tipo de flujo, para $Q=1$ m³/s; $n=0.025$; $s=0.001$; Para $Z=0$ y 1 , $b =2$ y 0 m.
2. Hallar el tirante normal, la velocidad y el tipo de flujo en un canal de forma parabólica, si se conoce que $Q= 2$ m³/s, el espejo de agua $T= 1$ m, $n=0.014$ y la pendiente $s= 0.001$.
3. Hallar el tirante normal, la velocidad y el tipo de flujo en un canal de forma circular, si se conoce que $Q= 1$ m³/s, el diámetro $d= 2.0$ m, $n=0.014$ y la pendiente $s= 0.001$.
4. Hallar tirante normal, la velocidad y el radio hidráulico, en un canal de tierra, con una máxima eficiencia hidráulica, si se conoce: $Q= 5$ m³/s, $Z= 1.5$; $n=0.030$ y $n=0.025$; $s= 0.0001$. Para $Z: 0, 1.5$
5. Hallar la sección de mínima infiltración, para $Q=1$ m³/s; $n=0.014$, y 0.025 ; $s=0.001$; Para $Z=0$; 2 .
6. Hallar el tirante critico, el numero de Froude, y el tipo de flujo, para $Q=1$ m³/s; Para $Z=0$ y 1 , $b =0- 2$ m.
7. Si se conoce que el canal tiene la siguiente información, $Q= 5$ m³/s, tirante $y_n= 1.5$, $T= 1.5$ $b= 1$ m; $d= 2$ m; $z= 1.5$ m; hallar el resalto hidráulico y su longitud, para los canales de tipo: rectangular, trapezoidal, circular y parabólico.
8. Calcular la curva de remanso para un canal aplicando los métodos de integración grafica, método de Bakhmeteff, Bresse, directo en tramos y en tramos fijos, para los siguientes datos: $Q=1.1$ m³/s, $b=1.0$ m, $z=1.5$ m, $s=0.0008$, $n= 0.014$, $y_1= 0.5$ m, $y_2= 0.95$ m, $y_n= 1.0$ m, $y_c= 0.70$.; $n=10$, $dx:0.1$
9. Hallar el caudal en una sección natural con una rugosidad constante, la velocidad promedio y el tipo de flujo, para los siguientes datos: $S= 0.001$; $n= 0.014$; $h_o=0$

| L | h |
|-----|-----|
| 0.5 | 1 |
| 0.5 | 1.2 |
| 0.5 | 1.3 |
| 0.5 | 0.7 |
| 0.5 | 0 |

10. Hallar el caudal en una sección natural con una rugosidad compuesta, la velocidad promedio y el tipo de flujo, para los siguientes datos: $S= 0.001$; la rugosidad en el margen final $n= 0.014$; no ; $ho=0$.

| L | h | n |
|-----|-----|-------|
| 0.5 | 1 | 0.014 |
| 0.5 | 1.2 | 0.015 |
| 0.5 | 1.3 | 0.016 |
| 0.5 | 0.7 | 0.014 |
| 0.5 | 0 | 0.014 |

11. Hallar el caudal en una compuerta para los siguientes datos: $b =1.2$ m, $y_1= 1.0$ m, $a= 0.20$ m.
12. Hallar el caudal en un orificio para Área del orificio= 0.25 m², carga del orificio= 0.6 m
13. Hallar el caudal en un vertedero rectangular, para los siguientes datos: $L= 2$ m, $h= 0.4$ m, cresta aguda, perfil creager, y cresta ancha.
14. Hallar el caudal en un vertedero triangular, para los siguientes datos: $h= 0.5$ m, para un ángulo de: 15° , 30° , 45° , 60° , 90° y 120° .
15. Hallar el caudal en un vertedero trapezoidal, para los siguientes datos: $L= 2$ m, $h= 0.4$ m
16. Realizar los cálculos para una transición de entrada alabeada si se tiene los siguientes datos de entrada: caudal: 5 m³/s, ancho de la solera en la sección C= 1 m; Ancho de la solera en la sección F= 4 m; Talud en la sección C= 1 m; Talud en la sección F= 1 m; tirante en la sección C= 1 m; diferencia de cotas $H_z=0.2$ m , coeficiente de pérdidas en transición $K= 0.1$.
17. Realizar los cálculos para una transición de salida alabeada si se tiene los siguientes datos de entrada: caudal: 5 m³/s, ancho de la solera en la sección C= 4 m; Ancho de la solera en la sección F= 1 m; Talud en la sección C= 1 m; Talud en la sección F= 1 m; tirante en la sección C= 2 m; diferencia de cotas $H_z=0.1$ m, coeficiente de pérdidas en transición $K= 0.2$.
18. Diseñar un vertedero lateral para un flujo subcritico, para los siguientes datos: tirante inicial (y_1)= 2 m; ancho de la solera(b) = 2 m; Talud (Z)= 1 m; rugosidad(n)= 0.014 ; pendiente(s)= 0.001 ; umbral del vertedero= 1 m; Delta(ΔL)= 3 m; Número de tramos= 10 .
19. Calcular las perdidas por infiltración en canales revestidos (%), para $Q= 5.0$ m, $b= 1.5$ m, talud= 1.5 , $n= 0.014$, pendiente $S= 0.001$. $L= 5$ km, $e= 0.1$ m
20. Calcular las perdidas por infiltración en canales en tierra (%), para $Q= 5.0$ m, $b= 1.5$ m, talud= 1.5 , $n= 0.025$, pendiente $S= 0.001$. $L= 5$ km, $e= 0.1$ m.

7.15 Practica dirigida diseño de canales

1. En un canal trapezoidal de ancho de solera 0,7 m y Talud 1 ($z = 1$), escurre un caudal de $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$, con una velocidad de $0,8 \text{ m/s}$, teniendo un valor de $n = 0,025$, Calcular la pendiente del Canal.
2. Calcular el tirante de un canal tipo trapezoidal, que conduce un canal de 500 L/s , el ancho de la solera tiene 0.50 m , el coeficiente "n" de Manning, es $0,014$, el talud 1, y la pendiente es $1/100$.
3. Se desea construir un canal de sección transversal trapezoidal, rectilínea y uniforme en todo el largo con una declividad de $0,04\%$. El caudal a transportar es 340 L/s . Dimensione la sección transversal de este canal, considerando que la velocidad media del agua no debe superar $0,8 \text{ m/s}$ y la inclinación lateral de las paredes debe ser de $1,5:1$. Con relación a la naturaleza de las paredes, utilice el coeficiente para canales con paredes de tierra, rectos, uniformes y en buen estado ($n = 0,025$)
4. Supongamos que necesitamos conducir un caudal, $Q = 3 \text{ m}^3/\text{s}$, con una gradiente de $S = 0.0009$, y un coeficiente de rugosidad $n = 0.020$; Se pide encontrar la sección y la forma más económica si el terreno es plano.
5. Se quiere diseñar un canal no revestido ($n = 0.030$), para un caudal de $Q = 8 \text{ m}^3/\text{s}$, y con una gradiente de $s = 0.0004$. La inclinación de los taludes es $m = 0.50$, la pendiente transversal del terreno es de 22° y la altura de seguridad o franco es de 0.8 m .
6. Tenemos un canal no revestido ($n = 0.028$), de sección trapezoidal, que lleva un caudal de $Q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$, con un gradiente de $J = 0.0003$. El ancho de solera es $b = 3 \text{ m}$, el calado $d_0 = 3 \text{ m}$ y los taludes tienen una inclinación de $m = 1$. la sección mojada es $A = 18.0 \text{ m}^2$ El perímetro mojado es de $P = 11.5 \text{ m}$ La velocidad es $V = 0.835 \text{ m/s}$, El canal fue excavado en un suelo franco arenoso cuyo coeficiente de permeabilidad es de $K = 5 \cdot 10^{-4} \text{ cm/s}$.

Si la longitud del canal es de 60 km se pide encontrar las pérdidas por km y el caudal final

VIII. Diseño hidráulico de alcantarillas:

En el recorrido de un canal, pueden presentarse diversos accidentes y obstáculos como son: Depresiones del terreno, debido a quebradas secas, fallas o cursos de agua y en otros la necesidad de cruzar las vías de comunicación (carreteras, líneas férreas u otro canal).

Las soluciones mediante estructuras hidráulicas son las siguientes:

- ✓ Alcantarilla
- ✓ Acueducto
- ✓ Sifón
- ✓ Puente canal.

8.1 Definición:

Son estructuras que permiten el paso de agua por debajo de vías, pero con la diferencia de que en éstas la tubería está al mismo nivel del agua que en el canal de riego.

Estas estructuras se deben diseñar con una capacidad suficiente para eliminar la máxima avenida de la cuenca hidrográfica aguas arriba de la ubicación de la alcantarilla.

8.2 Tipos de salida en la alcantarilla:

- Tipo I Salida sumergida: alcantarilla llena
- Tipo II Salida no sumergida: Alcantarilla llena
- Tipo III Salida no sumergida: Parcialmente llena.
- Tipo IV Salida no sumergida: Flujo subcrítico en la alcantarilla.
- Tipo V Salida no sumergida: Flujo subcrítico en la alcantarilla y flujo supercrítico en la salida.
- Tipo VI Salida no sumergida: Flujo supercrítico en la alcantarilla, flujo supercrítico en la entrada.



Fig. N° 80 Se muestra una alcantarilla que traslada las aguas del dren tambo real.

8.3 Consideraciones hidráulicas:

Se debe tener en cuenta los siguientes factores:

- Pendiente del fondo de la alcantarilla.
- Altura de ahogamiento permitido a la entrada.
- Tipo de entrada.
- Rugosidad de las paredes de la alcantarilla.
- Altura del remanso de salida.

8.4 Criterios de diseño:

- Las alcantarillas son diseñadas para una presión hidrostática interna mínima.
- La elección del diámetro de la alcantarilla se hace en función del caudal de tal forma que no sobrepase la velocidad admisible promedio.
- El diseño hidráulico de una alcantarilla consiste en la selección de su diámetro de manera que resulte una velocidad promedio de 1.27 m/seg.
- La pendiente mínima de la alcantarilla es de 0.005 ($S_o=5$ o/oo).

- El relleno encima de la alcantarilla o cobertura mínima de terreno para caminos parcelarios es de **0.60 m** y para cruces con caminos principales (la panamericana), de **0.9 m**.
- Las transiciones de concreto son necesarias en los siguientes casos:
 - En los cruces de ferrocarriles y carreteras principales.
 - En las alcantarillas con diámetros mayores a 36'', y con velocidades mayores a 1.06 m/s.
 - La pendiente de la alcantarilla debe ser igual a la pendiente del canal.
 - La transición tanto de entrada como de salida en algunos casos se conectan a la alcantarilla mediante una rampa con inclinación máxima de 4:1.
 - El talud máximo del camino encima de la alcantarilla no debe ser mayor a 1.5:1.
 - En el cruce de canales con camino, las alcantarillas no deben diseñarse en **flujo supercrítico**.
 - Se debe determinar la necesidad de collarines en la alcantarilla (remoción de partículas y fallas en las estructuras).
 - Normalmente las alcantarillas trabajan con nivel de agua libre, llegando a mojar toda su sección en periodos con **caudales máximos**.
 - Las pérdidas de energía máximas pueden ser calculadas según la fórmula:

$$perdida = (P_e + P_f + P_s) * \frac{V_a^2}{2 * g}$$

De donde:

P_e = pérdida de entrada

P_f = pérdida por fricción

P_s = pérdida de salida

V_a = Velocidad de alcantarilla

8.5 Tipos de Alcantarilla por su capacidad:

- **Alcantarilla de un tubo:** Para caudales iguales o menores a 1.2 m³/s

$$Q_{max} = D_i^2$$

Longitud de transición:

$$L_t > 3 * D_i$$

Diámetro interno mínimo: $D_i = 0.51 \text{ m}$

- **Alcantarillas de 2 tubos:** Para caudales que oscilan entre 0.5 m³/s y 2.2 m³/s.

$$Q_{max} = 2 * D_i^2$$

Longitud de transición:

$$L_t >= 5 * D_i$$

Longitud de protección en la entrada

$$L_t >= 4 * D_i$$

Longitud de protección en la salida:

Diámetro interno mínimo: $D_i = 0.51 \text{ m}$

Alcantarilla de 02 ojos: Para caudales que oscilan entre 1.5 m³/s, y 4.5 m³/s.

$$L_p >= 5 * D_i$$

Sección del ojo= ancho * altura

Capacidad máxima de la alcantarilla:

$$Q_{max} = 3.1 * D^2$$

Entrada y salida con protección de enrocado y con espesor de la capa de roca de 0.25 m.

Longitud de la transiciones:

$$L_t = D + b$$

b= Plantilla del canal

Longitud de protección en la entrada

$$L_p = 3 * d$$

Longitud de protección de la salida:

$$L_p=5*d$$

Diámetro interno mínimo:

$$D_i= 0.80 \text{ m}$$

Alcantarilla de 03 Ojos: Para caudales que oscilan entre 2.3 m³/s y 10.5 m³/s.

$$Q_{max} = 4.8 * D^2$$

Sección del ojo = Ancho * Altura

Entrada y salida con protección de enrocado y con espesor de la capa de 0.25 m.

Longitud de transiciones:

$$L_t=D+b$$

b= Plantilla del canal

Longitud de protección de la entrada:

$$L_p \geq 3 D$$

Longitud de la protección de la salida:

$$L_p \geq 5 D$$

Diámetro interno mínimo:

$$D_i= 0.80 \text{ m}$$

Collarines para los tubos :

Estos se construyen cuando existe la posibilidad de una remoción de las partículas del suelo en los puntos de emergencia y existe peligro de falla de la **estructura por tubificación**, debido al agua que se mueve alrededor de la periferia del tubo en toda su longitud.

Collarines para tubos

| | | |
|-------------|---|---|
| \emptyset | h | e |
|-------------|---|---|

| tubo | (m) | (m) |
|------|------|------|
| 18" | 1,52 | 0,15 |
| 21" | 1,6 | 0,15 |
| 24" | 1,68 | 0,15 |
| 27" | 1,9 | 0,15 |
| 30" | 2,13 | 0,15 |
| 36" | 2,6 | 0,15 |
| 42" | 2,82 | 0,2 |
| 48" | 3 | 0,2 |
| 54" | 3,5 | 0,2 |
| 60" | 3,65 | 0,2 |

Tabla N° 21 Se muestra el diámetro, la altura y el espesor de las tuberías.

$$h_v = \frac{v^2}{2 * g}$$

$$h_{t2} = Q^2 \left(\frac{0.0828(1 + K_e)}{D^4} + \frac{10.2907 * n^2 L}{D^{16/3}} \right)$$

8.6 Para el diseño de una alcantarilla, el proyectista se debe fijar en:

- ✓ Existen dos tipos de alcantarillas: flujo con control a la entrada y flujo con control a la salida.

Una alcantarilla que trabaja con control a la entrada recibe el nombre de alcantarilla hidráulicamente corta.

Una alcantarilla que trabaja con control a la salida recibe el nombre de alcantarilla hidráulicamente larga.

- ✓ Cuando la altura de agua en la entrada no es determinante en el diseño de una alcantarilla la selección del tipo de entrada no reviste mayor importancia.

DATOS PARA LA SELECCIÓN DEL DIAMETRO DE TUBERIAS

| Transición de Tierra Vmax= 1,06 m/s | Transición de Concreto Vmax= 1,52 m/s | Tuberías | | | |
|--|--|---------------|---------------|-------------------|-----------------|
| | | Caudal (m3/s) | Caudal (m3/s) | Diámetro (pulg.) | Diámetro (cm.) |
| 0 -0,076 | 0-0,11 | | 12 | 30,48 | 0,073 |
| 0,077 - 0,112 | 0,111-0,173 | | 15 | 38,1 | 0,114 |
| 0,123 - 0,176 | 0,174-0,249 | | 18 | 45,72 | 0,164 |
| 0,177 - 0,238 | 0,250-0,340 | | 21 | 53,34 | 0,223 |
| 0,239-0,311 | 0,341-0,445 | | 24 | 60,96 | 0,292 |
| 0,312-0,393 | 0,446-0,564 | | 27 | 68,58 | 0,369 |
| 0,394-0,487 | 0,565-0,694 | | 30 | 76,2 | 0,456 |
| 0,488-0,589 | 0,695-0,841 | | 33 | 83,82 | 0,552 |
| 0,590-0,699 | 0,842-1,00 | | 36 | 91,44 | 0,656 |
| 0,700-0,821 | 1,001-1,175 | | 39 | 99,06 | 0,771 |
| 0,822-0,954 | 1,176-1,362 | | 42 | 106,68 | 0,894 |
| 0,955-1,096 | 1,363-1,563 | | 45 | 114,3 | 1,026 |
| 1,097-1,246 | 1,564-1,778 | | 48 | 121,92 | 1,167 |
| 1,247-1,407 | 1,779-2,008 | | 51 | 129,54 | 1,318 |
| 1,408-1,578 | 2,009-2,251 | | 54 | 137,16 | 1,478 |
| 1,579-1,756 | 2,252-2,509 | | 57 | 144,78 | 1,646 |
| 1,757-1,946 | 2,510-2,781 | | 60 | 152,4 | 1,824 |
| 1,947-2,146 | | | 63 | 160,02 | 2,011 |
| 2,147-2,356 | | | 66 | 167,64 | 2,207 |
| 2,357-2,574 | | | 69 | 175,26 | 2,412 |
| 2,575-2,803 | | | 72 | 182,88 | 2,626 |

Tabla N° 22 Se muestra los diámetros de la tubería tomando en cuenta las velocidades máximas

EL VALOR DE K_e , PARA LAS DIFERENTES CONDICIONES DE ENTRADA

| TIPO DE ENTRADA | VARIACION | PROMEDIO |
|---|-------------|----------|
| Para entradas con aristas rectangulares instaladas al ras en los muros de cabeza verticales | 0,43-0,70 | 0,5 |
| Para entradas con aristas redondeadas instaladas al ras en muros de cabeza verticales $r/D \geq 0,15$ | 0,08 -0,270 | 0,1 |
| Para tubo de concreto de espiga o de campana instalado al ras en el muro de cabeza vertical | 0,10 -0,33 | 0,15 |
| Para tubos de concreto salientes con extremos de espiga o campana | 0 | 0,2 |
| Para tubos de acero o de metal ondulado | 0,5-0,9 | 0,85 |

Tabla N° 23 Se muestra los coeficiente de pérdidas de entrada en las tuberías.

Hay casos en que las recomendaciones anteriores deben variarse.

- ✓ En zonas recientemente niveladas de declive relativamente suave, puede haber sedimentación; la alcantarilla puede colocarse unos centímetros más alta que el lecho de la corriente, pero considerando la misma pendiente
- ✓ Cuando la altura del terraplén es reducida, el colocar la alcantarilla más baja que el lecho de la corriente produce sedimentación y reduce el área hidráulica, así como debe usarse una estructura ancha de poca altura, como un tubo abovedado, en algunos casos se puede elevarse la cota del camino.
- ✓ Bajos terraplenes altos no siempre es necesario colocar el conducto al mismo nivel que el fondo de la corriente, si se puede admitirse una elevación de agua a la entrada, la alcantarilla se puede colocar en un nivel más alto, reduciendo su longitud.
- ✓ En terrenos con pendientes fuertes, como las laderas, no siempre es necesario dar a las alcantarillas la misma pendiente abrupta; puede dársele la pendiente crítica y una salida con vertedero, que evite la socavación; esto acorta el conducto y rebaja la cubierta.
- ✓ En pendientes fuertes también es posible colocar bajo el terraplén un tubo con codo, aun que generalmente no se aconseja. Una entrada a un pozo colector permite dar a la alcantarilla una pendiente correcta.

8.7 Los siguientes factores afectan la vida de una alcantarilla:

- ✓ Gasto que fluye a través de la alcantarilla.
- ✓ Velocidad del flujo.
- ✓ Contenido de los sedimentos abrasivos
- ✓ Concentración de iones hidrogeno(PH) en el agua y en el suelo
- ✓ Contenido de carbono de calcio, sulfatos y sólidos disueltos en el agua.
- ✓ Características geológicas de los manantiales, presencia de compuestos orgánicos en el agua y afectación de la hoya por materiales contaminantes

Borde Libre :

El borde libre para la transición en la parte adyacente al canal, debe ser igual al bordo del revestimiento del canal en el caso de un canal revestido, en el caso de un canal en tierra el borde libre de la transición será.

- 0.15 m, para tirantes de agua hasta 0.40 m
- 0.25 m, para tirantes de agua desde 0.40 m hasta 0.60 m
- **0.30 m, para tirantes de agua desde 0.60 m, hasta a1.50 m.**
- El borde libre de la transacción en la parte adyacente al acueducto, debe ser igual al borde libre del acueducto mismo.

8.8 Diseño hidráulico de una alcantarilla

Diseñar una alcantarilla similar a la que se muestra en la fig. adjunta que permita el cruce del canal, con un camino y cuyos parámetros se indican.

| | |
|--|--------------------------|
| Datos del canal | Datos de la alcantarilla |
| Q= 0.50 m ³ /s | n=0.014 |
| B=0.80 m | S=0.005 (mínimo) |
| Z=1 | L1=3D o 5´ |
| n=0.025 | L2=4D o 5´ mínimo |
| S=0.0005 | ancho del camino= 6.0 m |
| Pendiente de la transición a la orilla = 1.5:1 | |
| Cota de inicio: 105.50 msnm. | |

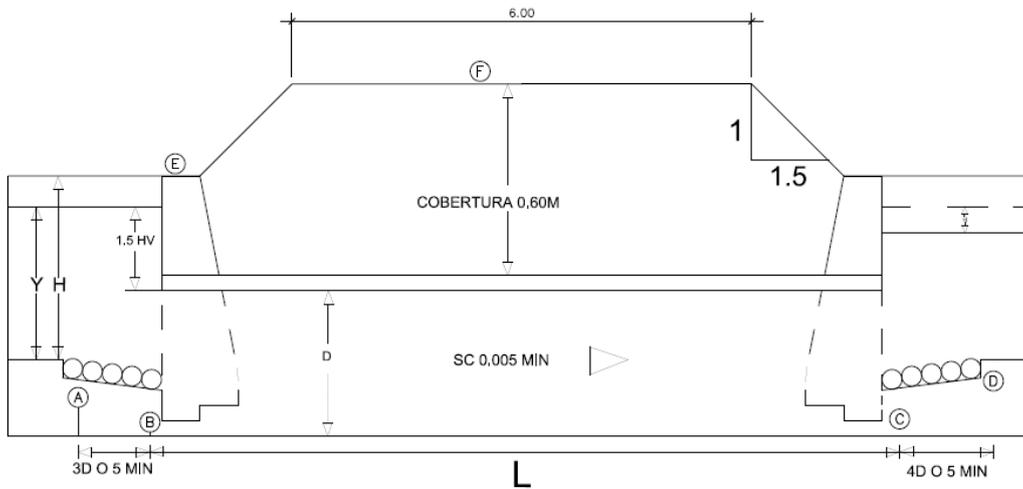


Fig. N° 81 se muestra el esquema de una alcantarilla

Solución:

Calcular el diámetro:

$$A = \pi \cdot D^2 / 4$$

Calcular la velocidad en el conducto:

$$V = Q/A$$

Calcular la carga de velocidad en la alcantarilla:

$$H_v = V^2 / 2 \cdot g$$

Calcular la elevación del agua en la entrada de la alcantarilla:

$$NAEA = COTA A + y$$

Nota: Para hallar y, se puede aplicar Manning o hcanales.

Calcular las cotas:

$$Cota B = NAEA - 1.5 h_v - D$$

$$Cota F = Cota B + D + Cobertura$$

$$Cota E = Cota A + H$$

Calcular la longitud total de la alcantarilla:

$$L = 2 * Z(\text{cota F} - \text{cota E}) + \text{ancho del camino}$$

Calcular la caída en la tubería:

$$\Delta Z = L * S_o$$

Calcular la cota C:

$$\text{Cota C} = \text{Cota B} - \Delta Z$$

Calcular la pendiente de la línea de energía:

$$S_e = \left(\frac{V * n}{R^{2/3}} \right)^2$$

Si: $R_h = D/4$

Calcular h_{fe} :

$$h_{fe} = L * S_e$$

Calcular las pérdidas asumidas h_{t1} :

$$h_{t1} = 1.5 h_v + h_{fe}$$

Calcular el nivel de agua a la salida del agua NASA:

$$\text{NASA} = \text{NAEA} - h_{t1}$$

Calcular la cota en D:

$$\text{Cota D} = \text{NASA} - y$$

Calcular las longitudes de transición de entrada y salida:

$$L_1 = 3D$$

$$L_2 = 4D$$

Calcular el talud de transición :

$$Z = \frac{L}{\text{Elev A} - \text{Elev B}}$$

Calcular las pérdidas totales :

$$h_{t2} = Q^2 \left(\frac{0.0828(1 + K_e)}{D^4} + \frac{10.2907 * n^2 L}{D^{16/3}} \right)$$

8.9 Practica dirigida

1. Diseñar una alcantarilla similar a la que se muestra en la figura adjunta, que permite el cruce del canal, con un camino y cuyos parámetros se indican. Datos del canal datos de la alcantarilla para el cruce de un camino parcelario.

Q: 0.50 m³/s

n: 0.014

b: 0.80 m

S: 0.005 mínimo

Z: 1

L1: 3D o 5' mínimo

n: 0.025

L2: 4D o 5' mínimo

S: 0.0005

Ancho del camino: 6.00 m.

Talud de la orilla del camino: 1.5:1

La elevación en A: 105.50 (de acuerdo al plano topográfico)

2. Diseñar una alcantarilla que se muestra en la figura adjunta, que cruza un camino parcelario con ancho de 5.5 m.

Características del canal aguas arriba y aguas abajo

Q: 0.7 m³/s (Máximo).

Z: 1.5

s: 1‰ (canal); s: 2‰ (Tubería)

n: 0.025

b: 1.0 m

Y1: Y2 = 0.59

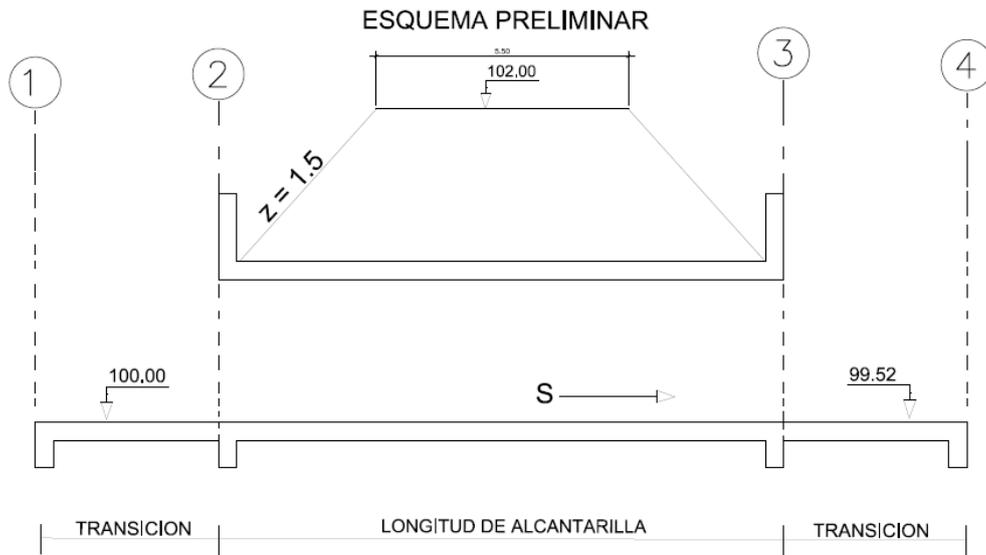
v: 0.63 m/s

$v^2/2g$: 0.02

3. Calcular hidráulicamente la alcantarilla en el cruce del canal La mora, con un camino parcelario, la pendiente del canal es de 4 ‰, y que no es posible modificarlo, ni antes ni después del cruce, puesto que el canal ya está construido, además el lecho y los taludes son de material pedregoso (canto rodado medio).

Características del canal en tierra:

Q: 5 m³/s, b: 2.5 m, n: 0.035, Z: 1.5, Y:



IX. Diseño hidráulico de un acueducto

Es un conducto que fluye como canal encima de un puente diseñado, para resistir la carga de agua y su propio peso para atravesar una vía de transporte o para cruzar una depresión o curso de agua no muy profunda.

Desde el punto de vista de la estructura civil, los acueductos pueden ser de dos tipos:

- Acueducto sobre una estructura de soporte (puente).
- Canal cuyas paredes y base forman parte estructural del puente

9.1 Criterios de diseño:

- Estas obras constan de transición de entrada y transición de salida, siendo siempre rectangular la sección de la canoa.
- La energía de la canoa debe ser en lo posible igual a la energía del canal, para lo cual se trata de dar velocidades en la canoa igual a la del canal, despreciándose las pérdidas de carga en este caso, normalmente suele darse a las transiciones, ángulos de $12^{\circ} 30'$.
- La pendiente en la sección de la canoa, debe ajustarse lo más cercano posible a la pendiente del canal a fin de evitar cambios en la rasante.
- Se recomienda diseñar considerando un tirante en la canoa igual al del canal.
- La condición de flujo en la canoa debe ser subcrítico.
- Cuando el nivel de la superficie libre del agua es mayor que la rasante del obstáculo, se puede utilizar como estructura de cruce un puente canal (acueducto) o un sifón invertido.
- El puente canal se puede utilizar cuando la diferencia de niveles entre la rasante del canal y la rasante del obstáculo permite un espacio libre suficiente para lograr el paso.

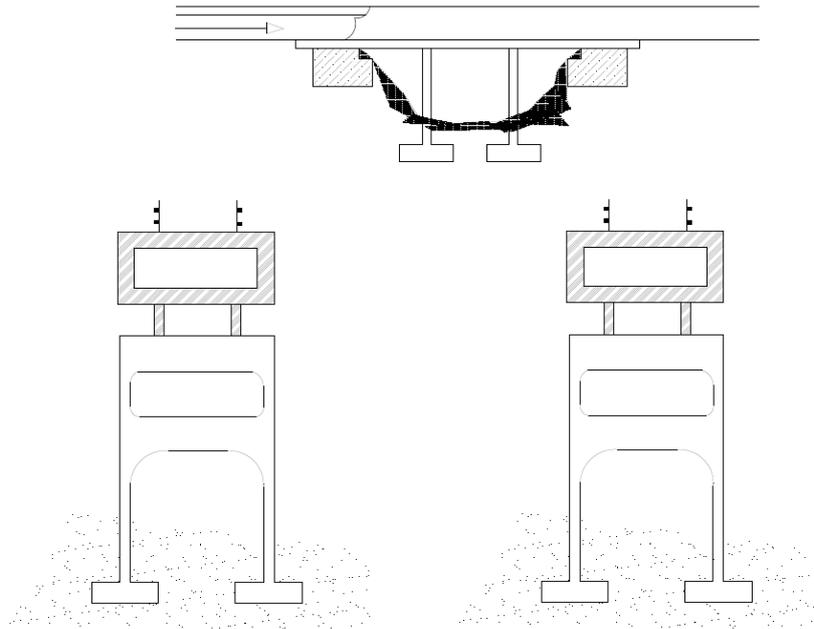


Fig. N° 82 se muestra un acueducto hidráulico.

9.2 Elementos hidráulicos de un puente canal:

- Transición de entrada
- Conducto elevado
- Transición de salida

Valores de K_e y K_s , según el tipo de transición

| Tipo de transición | K_e | K_s |
|-----------------------------|------------|------------|
| Curvado | 0.1 | 0.2 |
| Cuadrado cilíndrico | 0.15 | 0.25 |
| Simplificado en línea recta | 0.2 | 0.3 |
| Línea recta | 0.3 | 0.5 |
| Extremos cuadrados | > 0.3 | 0.75 |

Tabla N° 24 Se muestra los coeficientes de pérdidas de entrada y salida.

9.3 Diseño de un acueducto:

Diseño del conducto elevado

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 * g}}$$

$y_c = 2/3 E_{min}$

$$b = \sqrt{\frac{27 * Q^2}{8 * E_{min} * g}}$$

Para el cálculo de consideramos $E_{min} = E_4$

$$E_4 = y_4 + \frac{v_4^2}{2 * g} = y_n + \frac{v_n^2}{2 * g}$$

Calculo de la transición de salida

$$L = \frac{T_1 - T_2}{2 * \tan(22.5)}$$

La transición de entrada se diseña en forma similar.

Calculo de las perdidas en las transiciones

$$h_{1-2} = K * \Delta h_v$$

De donde:

h_{1-2} :perdidas por transición entre 1 y 2

K= coeficiente de perdidas en la transición de entrada.

K_s=coeficiente de pérdidas de transición de salida

Δh_v=diferencia de cargas de velocidad, debe tener un valor positivo

$$\Delta h_v = \frac{v_1^2}{2 * g} - \frac{v_2^2}{2 * g}$$

si: V1>V2

Calculo de los efectos de la curva de remanso

Calculo de y3:

$$\Delta Z_{3-4} + y_3 + \frac{v_3^2}{2 * g} = y_4 + \frac{v_4^2}{2 * g} + K_s \left(\frac{v_3^2}{2 * g} - \frac{v_4^2}{2 * g} \right)$$

De donde:

L= Longitud de la transición

$$\Delta Z_{3-4} = S \cdot L$$



Fig. N° 83 se muestra una vista de planta de un acueducto

Calculo de y_2

$$\Delta Z_{2-3} + y_2 + \frac{v_2^2}{2 \cdot g} = y_3 + \frac{v_3^2}{2 \cdot g} + hf_{2-3}$$

$$\Delta Z_{3-4} = S \cdot L \quad hf_{2-3} = SE \cdot L$$

Donde:

L= Longitud del acueducto

$$S_E = \left(\frac{V \cdot n}{R^{2/3}} \right)^2$$

$$v = (v_2 + v_3) / 2$$

$$R = (R_2 + R_3) / 2$$

Calculo de Y_1

$$\Delta Z_{1-2} + y_1 + \frac{v_1^2}{2 \cdot g} = y_2 + \frac{v_2^2}{2 \cdot g} + K_s \left(\frac{v_2^2}{2 \cdot g} - \frac{v_1^2}{2 \cdot g} \right)$$

Calculo de la altura de remanso:

$$h_{\text{remanso}} = y_1 - y_4$$



Fig. N° 84 Se muestra el acueducto del canal Chimbote a la entrada del distrito de cascajal.

9.4 Practica dirigida

1. Diseño de un acueducto que cruza un dren existente, teniendo en cuenta lo siguiente información:

Características del canal trapezoidal de tierra aguas arriba:

$$Q=0.20 \text{ m}^3/\text{s}; S=0.0008; B=?; Z=1,0; n=0.028 \text{ (tierra)}; V=?; Y=?; F=?$$

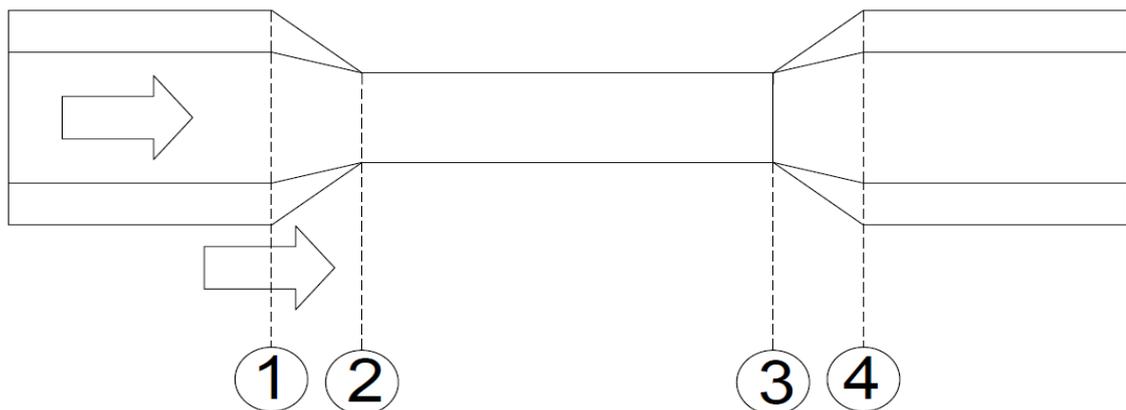
Además se conocen las cotas de llegada del canal aguas arriba y de inicio del canal aguas arriba:

$$E_a=2700.93 \text{ msnm}; E_d=2700.82 \text{ msnm}$$

2. Diseñar hidráulicamente una canoa por donde fluye un caudal de 0.45 m³/s, las características del canal aguas arriba y aguas abajo de la canoa son las siguientes:

$$S= 0.3 \text{ o/oo} ; b= 0.60 \text{ m}; n=0.025; Z= 1 ; v= ??; V^2/2g=??$$

3. Un canal como se observa en el perfil longitudinal de la figura adjunta, se debe atravesar un rio. La depresión está ubicado el rio tiene una longitud de 25 m. El canal de sección trapezoidal, con talud 1.5, con un ancho de solera de 0.8 m, trazado en tierra con una pendiente del 0.5 o/oo debe conducir un caudal de 0.8 m³/s. Se pide diseñar un puente canal que permita salvar la depresión.



X. Diseño hidráulico de un aliviadero lateral

Cuando un canal está excavado en ladera es inevitable que algún día y en alguna parte, imposibles de predecir, esta ladera se derrumbe obstruyendo el canal. En este momento, como el agua sigue llegando sin poder pasar el obstáculo, el nivel en el canal comienza a subir hasta en un momento dado este desborda sobre el labio. Debido a la pendiente transversal fuerte del terreno, las velocidades adquiridas son grandes, la erosión intensa y en poco tiempo pueden destruirse tramos del canal bastante grandes; la reparación de los cuales sería sumamente costosa.

10.1 Definición: Es una estructura de protección que permite evacuar los excedentes de caudal, cuando el nivel de agua en el canal pasa de un cierto límite adoptado.

Son estructuras destinadas a evacuar en forma segura siempre que el nivel del agua en el canal pase de un cierto nivel adoptado.

Los aliviaderos se proyectan en forma de vertederos laterales o sifones ubicados en el labio del canal.

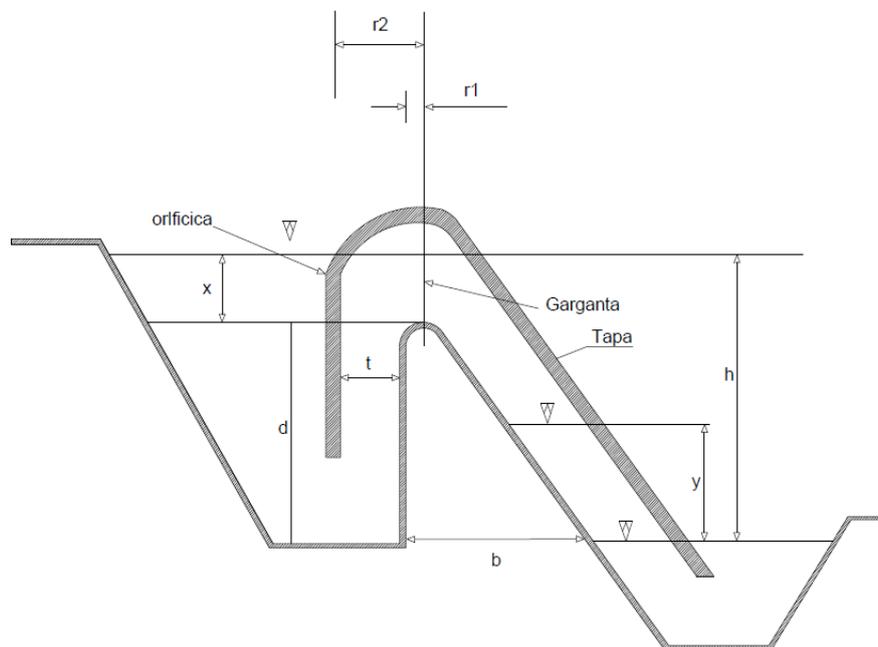


Fig. N° 85 se muestra un aliviadero tipo sifón.

10.2 Aliviaderos en forma de vertederos: consiste en un vertedero en el canal, con la cresta unos pocos cms encima del tirante normal del agua. El agua que pasa por el vertedero es recogida por un canal de recolección

que se diseña para un caudal variable, el cual lo lleva hacia una quebrada o río, en donde no produzca erosión o ningún otro daño.

El vertedero de un aliviadero es lateral, es decir que tiene la cresta paralela al eje del canal.

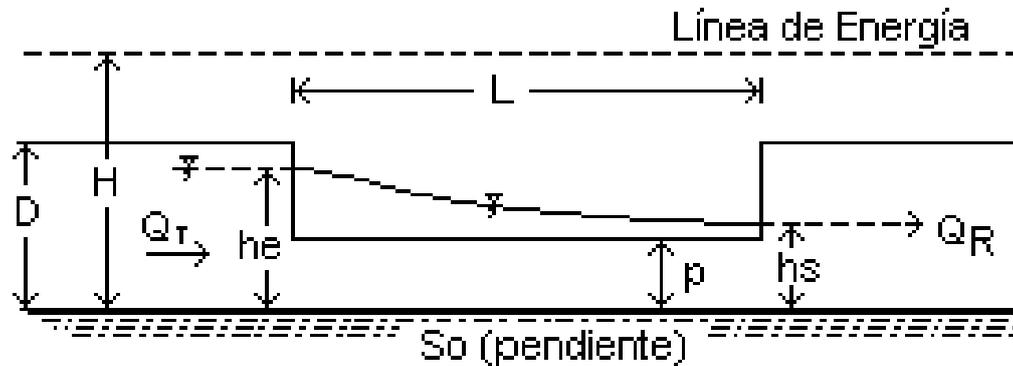


Fig. N° 86 Se muestra una vista de un aliviadero lateral.

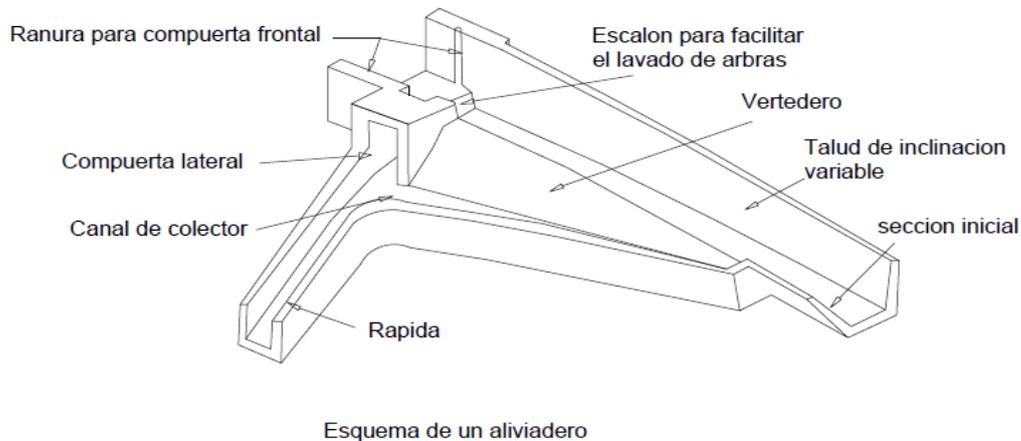


Fig. N° 87 Se muestra el esquema de un aliviadero

10.3 Aliviaderos en forma de sifón: Tienen la forma de un vertedero cubierto por una losa curva de hormigón armado o a veces de metal en forma de una **U** invertida. También pueden utilizarse tubos y piezas especiales prefabricadas de hormigón que se colocan en el sitio y sobre las que se funde después una tapa para asegurar su inmovilidad.

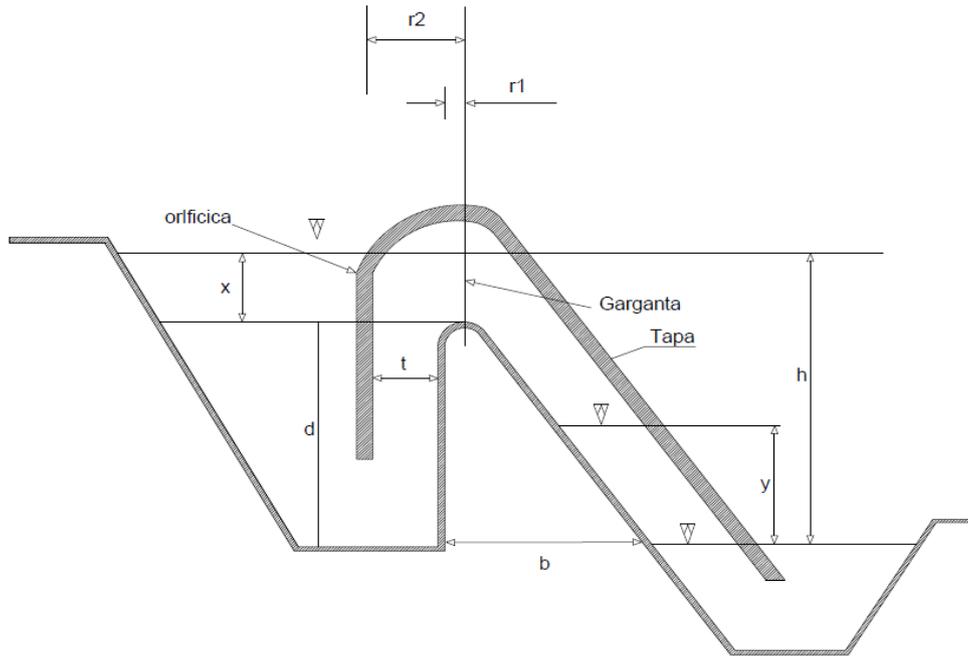


Fig. N° 88 Se muestra una aliviadero tipo sifón.

Las principales ventajas de los sifones estas en que:

- Permiten pasar grandes caudales con pequeñas dimensiones.
- Se conectan y se desconectan automáticamente sin tener partes móviles.
- Permiten regular los tirantes con una exactitud dentro de 10 a 20 cm.

10.4. Criterios de diseño

- El caudal de diseño de un vertedero se puede establecer como aquel caudal que circula en el canal por encima de su tirante normal, hasta el nivel máximo de su caja hidráulica o hasta el nivel que ocupa en el canal, el caudal considerado como de máxima avenida.
- El vertedero lateral no permite eliminar todo el excedente de caudal, siempre quedará un excedente que corresponde teóricamente a unos 10 cm encima del tirante normal.
- La altura del vertedor o diferencia entre la cresta de éste y el fondo del canal, corresponde al valor Y_n .

Para dimensionar el vertedero existen gran variedad de formulas, a continuación se describe la fórmula de Forchheiner.

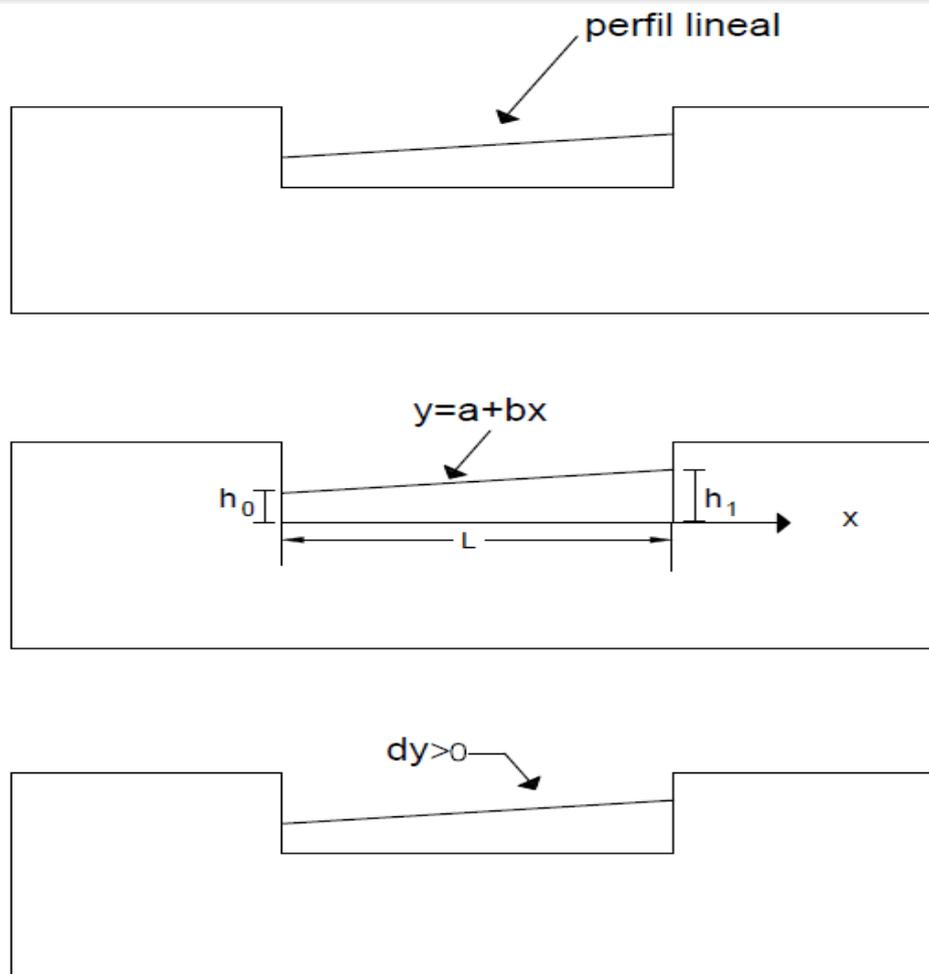


Fig. N° 89 se muestra un aliviadero lateral para su diseño.

$$Q = \frac{\phi * 2 * \mu \sqrt{2 * g}}{3} L * h^{3/2}$$

De donde:

- $\phi=0.95$
- μ =Coeficiente de contracción
- L=longitud del vertedero
- h=Carga promedio encima de la cresta.

10.5. Teorías para el diseño hidráulica:

- La suma de las energías en cualquier sección a lo largo de la cresta vertedora es constante.

$$E_o = E_1 = E = y + \frac{v^2}{2 * g} = cte$$

- El perfil de la lamina vertiente sobre el vertedero sigue una ley lineal.
- El coeficiente de gasto a lo largo del vertedero es constante y se acepta que su valor es el promedio de considerar su variación según las cargas extremas.

10.6. Tipos de flujo en un vertedero lateral:

El flujo a través de un vertedero lateral, es un caso de flujo espacialmente variado con descarga decreciente.

De acuerdo a Frazer, se pueden producir los siguientes cinco tipos de perfiles de flujo.

Tipo a: Condiciones críticas en o cerca de la entrada, con un flujo supercritico en el tramo del vertedero, el tirante de flujo decreciendo a lo largo del vertedero

Tipo b: El tirante del flujo más grande que el crítico en la entrada, con flujo subcritico en el tramo del vertedero, el tirante de flujo creciente a lo largo del vertedero.

Tipo c: el flujo de tipo a en el inicio del vertedero, con un resalto hidráulico ocurriendo en el tramo del vertedero, y el flujo del tipo b después del resalto, con un nivel de energía menor debido a las pérdidas ocasionadas por el resalto hidráulico.

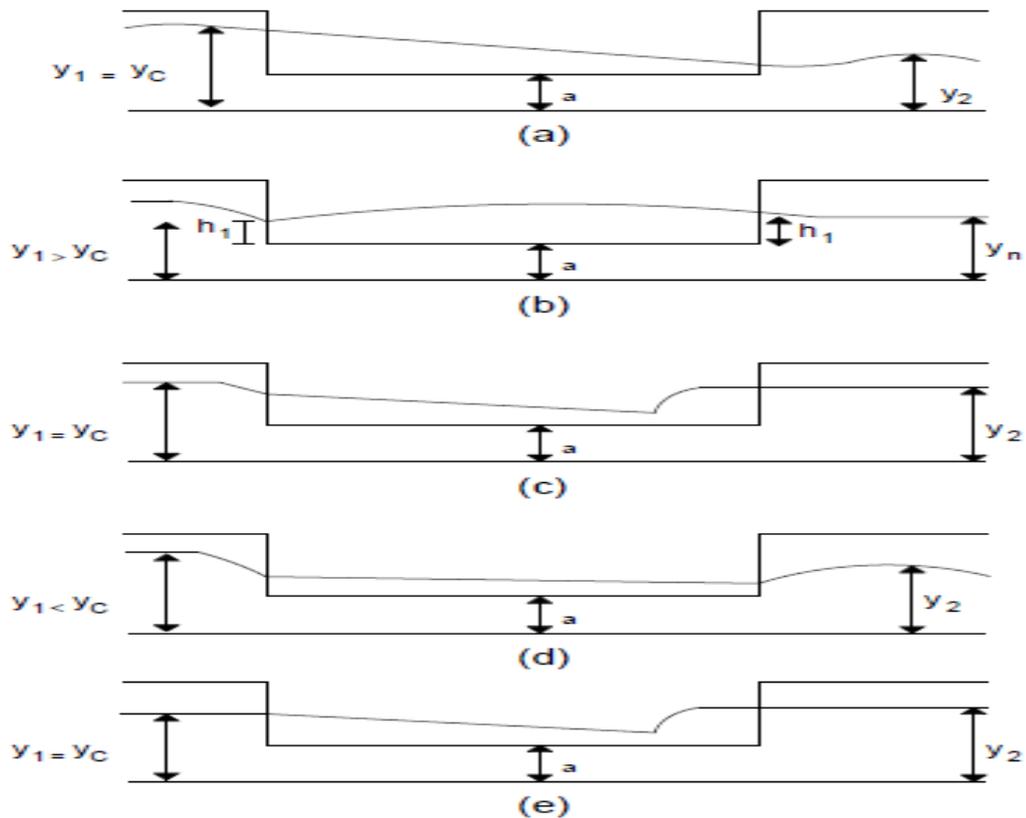
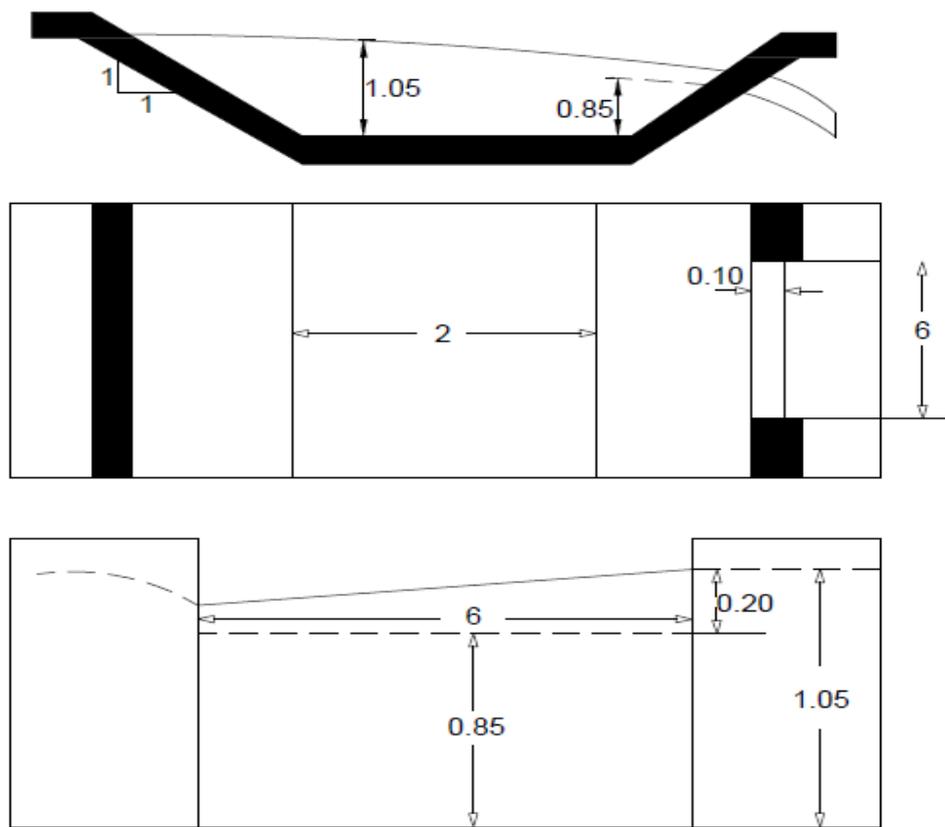


Fig. N° 90 Se muestra tipos de flujo en un vertedero lateral.

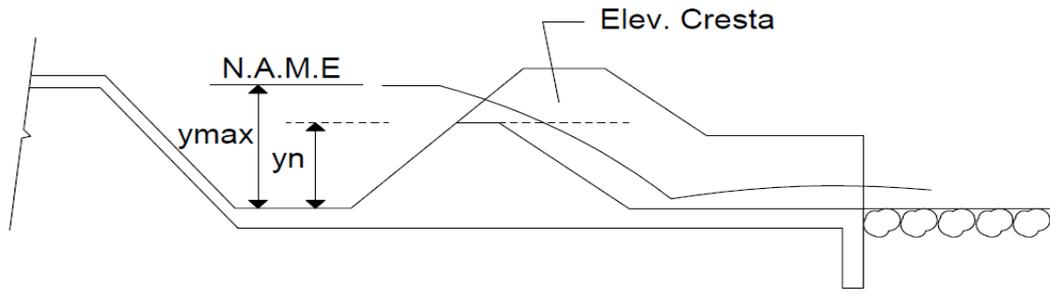
Tipo d: El tirante del flujo más pequeño que el crítico en la entrada, con flujo **supercrítico en el tramo del vertedero**, el tirante de flujo decreciente a lo largo del vertedero.

Tipo e: El flujo de tipo d en la sección de entrada, con un resalto hidráulico ocurriendo en el vertedero, y un flujo de tipo b después del resalto, con un nivel de energía menor debido a las pérdidas ocasionadas por el resalto hidráulico.



Vertedero Lateral

Fig. N° 91 Tipos de flujo en un vertedero lateral.



Seccion transversal

Fig. N° 93 se muestra la sección transversal de un vertedero lateral

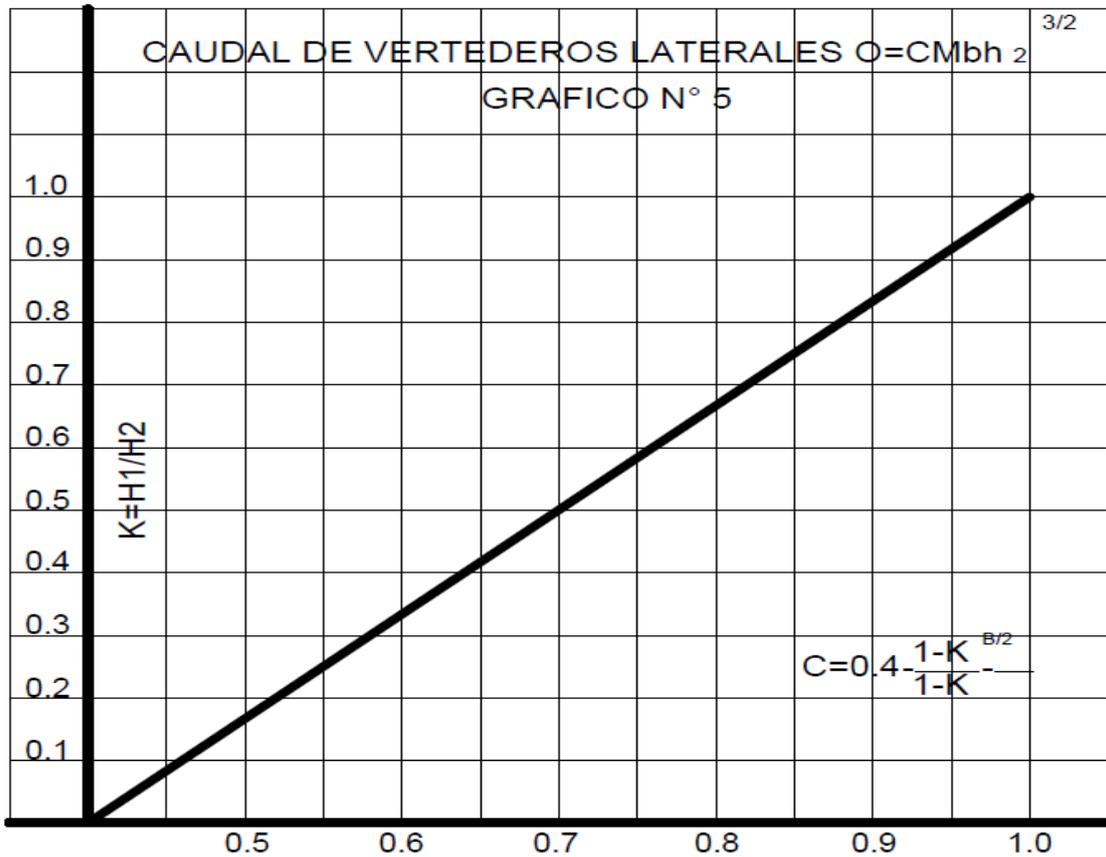
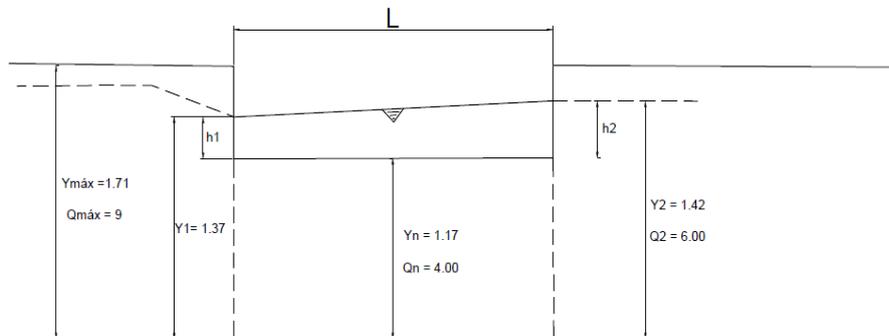


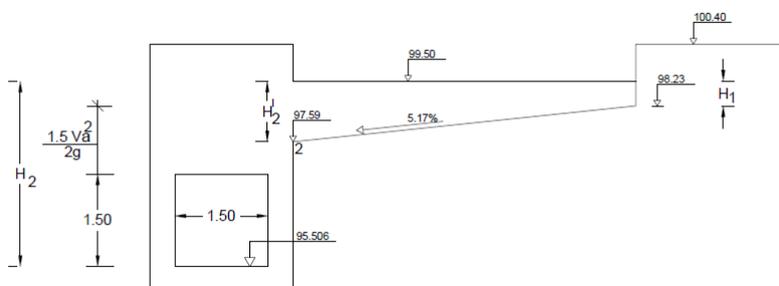
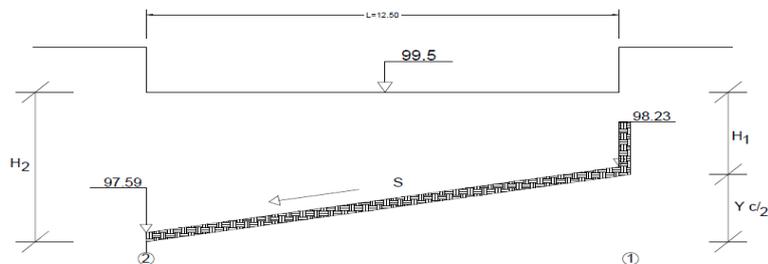
Fig. N° 94 se muestra un grafico para el cálculo de vertedero lateral.

10.7 Practica dirigida

1. Un canal trapezoidal de rugosidad 0.014, con taludes 1:1 plantilla 1m y pendiente 1 o/oo, recibe en épocas de crecidas un caudal de 9 m³/s, el canal ha sido construido para 4 m³/s. pero puede admitir un caudal de 6 m³/s. calcular la longitud del vertedero para aliviar el exceso de agua.



2. A la altura del km. 15+790 de un canal principal se plantea la necesidad de eliminar 9 m³/s. Provenientes de los excesos de lluvia y con la finalidad de prevenir desbordes del canal, se desea proyectar un aliviadero, si el canal presenta un borde libre de 0.9 m, se pide: dimensionar hidráulicamente el aliviadero.



XI Diseño hidráulico de un sifón

En el presente sesión de aprendizaje “Diseño hidráulico de un sifón” desarrollaremos los siguientes temas:

Iniciaremos con una breve revisión de conceptos, básicos: tuberías, ecuación de energía, ecuación de continuidad, transiciones, Numero de Froude, acueducto, diferencias entre acueductos y sifones, posteriormente expondré todo sobre sifón, sus aplicaciones, criterios para su diseño; Diseño de un sifón, concluyendo con una práctica dirigida, conclusiones finales.

11.1. Conceptos generales

Tuberías: Se denomina tuberías a los conductos que escurren agua completamente llenos y bajo presión.



Fig. N°95 se muestra un sifón invertido.

Salida y entrada sumergida

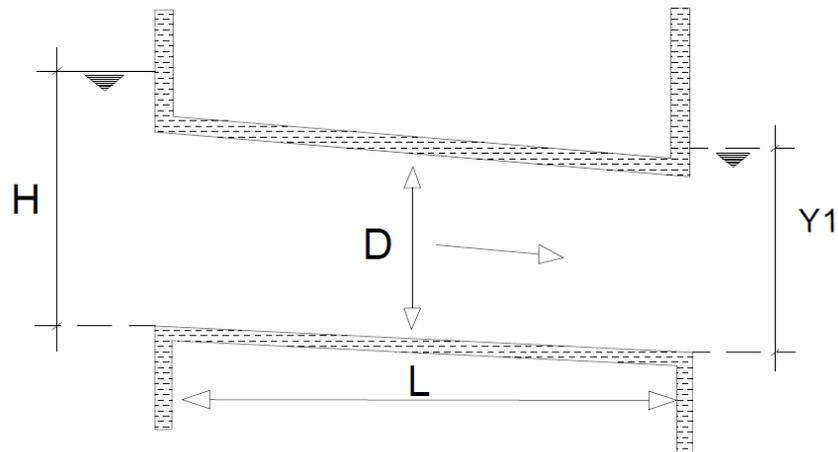


Fig. N° 96 se muestra un conducto ahogado.

La ecuación de la energía:

$$\frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2 * g} + Z_1 + HB = \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2 * g} + Z_2 + HT + h_t$$

$$h_t = h_p + h_s$$

$$h_p = fLV^2 / (D * 2 * g)$$

$$h_s = KV^2 / 2g$$

$$\frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2 * g} + Z_1 = \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2 * g} + Z_2 + h_t$$

11.2 Líneas de gradiente hidráulico y de energía:

- La ecuación de energía en su forma general nos da dimensiones de longitud.
- La Línea de Gradiente Hidráulico es la suma de la carga potencial más la carga de presión: $P/\gamma + z$
- La Línea de Gradiente de Energía está formado por la suma total de energía en el punto analizado: $V^2 / 2g + P/\gamma + z$.

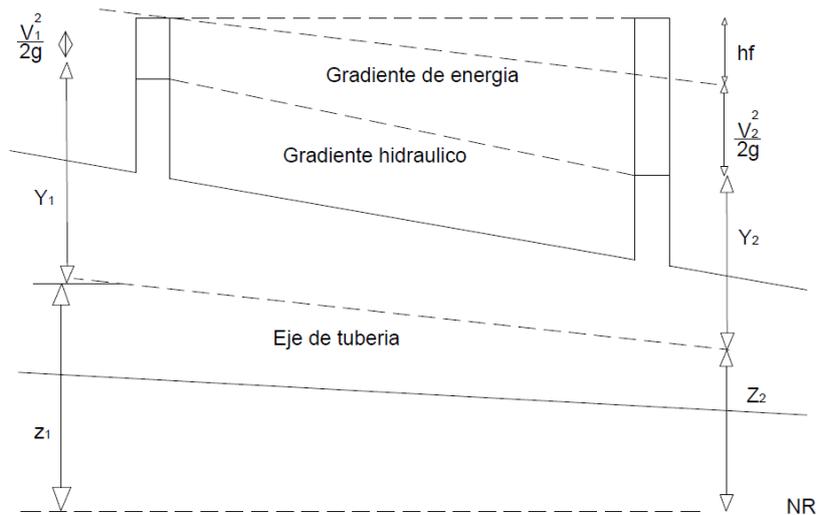


Fig. N° 97 Se muestra el análisis de un conducto aplicando la ecuación de Bernoulli.

- A medida que la velocidad se acerca a cero, la LGH y la LGE se acercan una a la otra. Así, en un depósito, esas líneas son idénticas y están en la superficie.
- La LGE y la LGH tienen una pendiente descendente en la dirección del flujo a causa de la pérdida de carga en la tubería. Cuanto mayor es la pérdida por unidad de longitud, mayor es la pendiente.

11.3 Transición: La transición en un canal es una estructura diseñada para cambiar la forma de un canal o área de la sección transversal del flujo. Bajo condiciones normales de diseño, e instalación prácticamente todos los canales y canaletas requieren de algún tipo de estructura de transición hacia o desde los cursos de agua.

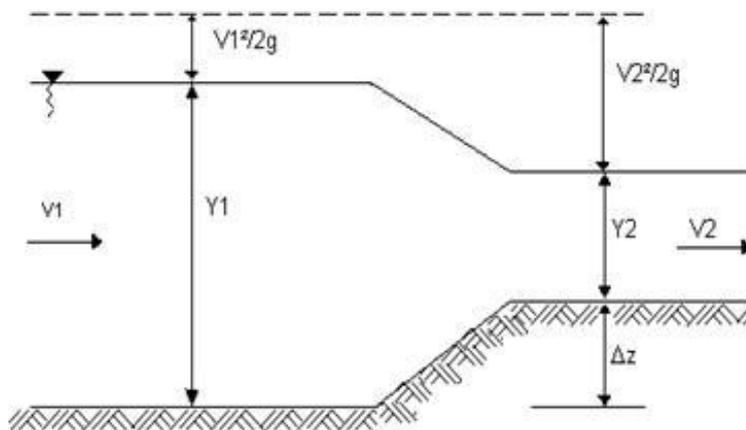


Fig. N° 98 Se muestra una transición en un canal.

- La función de dicha estructura es evitar excesivas pérdidas de energía, eliminar las ondas transversales, otras turbulencias y suministrar seguridad y curso de agua.
- Cuando la transición está diseñada para mantener las líneas de corriente suaves y casi paralelas y para minimizar las ondas estacionarias, se puede utilizar en el diseño la teoría del flujo gradualmente variado.
- Los tipos más comunes de transición son transición de entrada y salida entre canal y canaleta, transiciones de entrada y salida entre canal y túnel y transiciones de entrada y entre canal y sifón invertido.
- Si el cambio en profundidad o ancho es muy rápido, el flujo puede hacerse rápidamente variado y pueden suceder ondas estacionarias.
- **Transiciones entre canal y sifón invertido:**
- Se recomienda lo siguiente:
- En el diseño de una transición de salida, es deseable generalmente tener la parte superior de la abertura del sifón ligeramente debajo de la superficie normal de agua a la entrada. Esta práctica minimiza la posible reducción de la capacidad del sifón causada por la introducción de aire del sifón.
- La profundidad de la sumergencia de la parte superior de la altura del sifón es conocida como sello de agua.

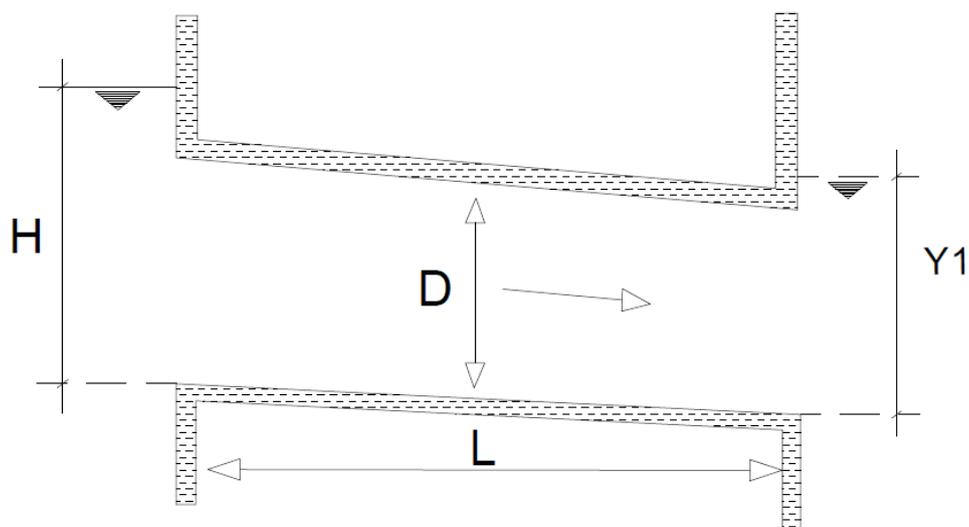


Fig. N° 99 Se muestra un conducto ahogado.

Después de que se ha determinado el sello de agua se calcula, la velocidad en el muro cabezal, y la caída total en la superficie del agua, despreciando las pérdidas de fricción, es tomado como $1.1 \Delta h_v$. Un perfil de la superficie suave se asumió entonces, tangente a la superficie del agua en el canal en el inicio de la transición y pasando a través del punto en el muro determinado por el cálculo aguas arriba dado.

El diseño de una estructura de salida, la pendiente del fondo no necesita ser tangente a la pendiente del conducto cerrado en el muro, como era el caso de la entrada a menos que la velocidad del sifón sea alta y la pendiente de transición sea empinada.

Número de froude: Se aplica en flujos de superficie libre, donde existen fenómenos ondulatorios. Las formaciones de ondas dependen especialmente de las fuerzas gravitacionales.

Debemos saber que:

- ✓ $F = 1$: Flujo crítico.
- ✓ $F < 1$: flujo subcrítico.
- ✓ $F > 1$: Flujo supercrítico.

De donde: ($F = \text{Numero de Froude}$).

11.4 Sifón: Es una estructura que cruza el desnivel por medio de un conducto que se desplace por debajo del accidente topográfico, lo cual dará lugar a la configuración de un sifón invertido.

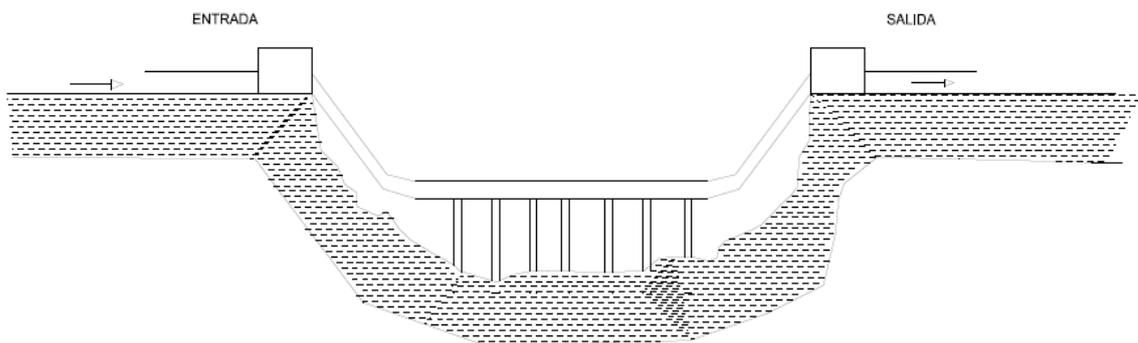


Fig. N° 100 Se muestra un esquema de un sifón invertido

11.5. Aplicaciones:

- Como estructuras de conducción.
- Como estructuras de protección, en este caso se emplean para dar pase a las aguas de lluvia o excesos de agua de un canal por debajo de otro canal.

El canal, por medio de los sifones, incorporará estructuras que trabajarán bajo presión.

Los sifones pueden ser construidos superficiales o enterrados. Las estructuras superficiales se apoyan sobre el suelo, en trincheras, túneles o galerías, los cuales permiten una mejor accesibilidad.

Las estructuras enterradas son más simples y normalmente de menor costo, ya que no cuentan con soportes, pero su desventaja está asociada al mantenimiento, por cuanto su accesibilidad resulta más complicada.



Fig. N° 101 se muestra un sifón invertido

11.6 Aliviaderos en forma de sifón: tiene las siguientes ventajas:

- Permiten pasar grandes caudales con pequeñas dimensiones.
- Se conectan y desconectan automáticamente sin tener partes móviles.
- Permiten regular los tirantes con una exactitud de 10 a 20 cm.

Un gran caudal que comienza a fluir subidamente a través de un sifón produce una onda que requiere de costosas estructuras de disipación de energía.

La magnitud de la velocidad media en el conducto que conforma el sifón, puede variar entre 2 a 4 m/s.

La velocidad de flujo está asociada también al tipo de material del conducto; Zurita considera los siguientes valores:

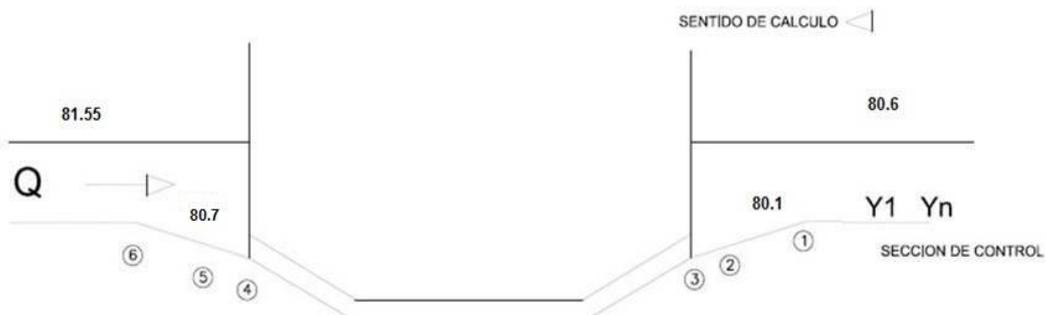
- Conductos de fábrica 1.0 a 1.5 m/s
- Tubos de hormigón 1.5 a 2.5 m/s

En todos los casos se deberá incorporar elementos que permitan la limpieza periódica de los sedimentos que se acumulen en los sectores bajos a consecuencia de las reducidas velocidades de flujo que se presenten durante la operación del sistema.

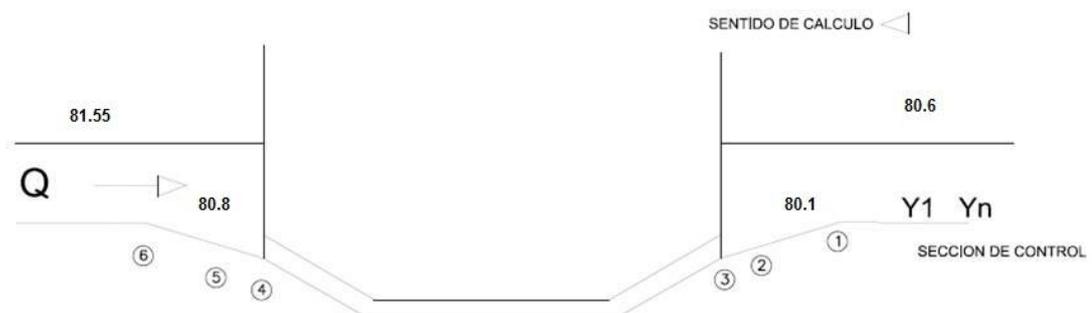
11.7 Practica dirigida

1. Un canal trapezoidal de ancho de solera de 1m , talud 1, en la tierra($n=0.025$), esta trazado con una pendiente de 0.5 oo y conduce un caudal de 1 m³/s.

En cierto tramo de su perfil longitudinal como se muestra en la figura. Realizar el diseño hidráulico del sifón invertido($l=80$ m).



2. Un canal trapezoidal de ancho de solera de 2m , talud 1.5, en la tierra($n=0.025$), esta trazado con una pendiente de 0.5 oo y conduce un caudal de 5 m³/s. En cierto tramo de su perfil longitudinal como se muestra en la figura. Realizar el diseño hidráulico del sifón invertido($L=150$ m).



3. Diseñar un sifón invertido en el cruce de un canal con la panamericana las características del cruce se representan en la figura adjunta y las características del canal aguas arriba y aguas abajo del cruce son:

$Z = 1.5$; $Q = 1 \text{ m}^3/\text{s}$, $S = 1/100$, $b = 1.0 \text{ m}$, $n = 0.025$; $Y = ??$; $V = ??$; $V^2/2g = ??$

La pendiente aguas arriba y aguas abajo es de $1/100$ y las cotas según el perfil del canal son:

Km. 1+030 = 46.725 msnm

Km. 1+070 = 46.443 msnm

XII Diseño de una caída

Las caídas o gradas según **Domínguez**, son estructuras utilizadas en aquellos puntos donde es necesario salvar desniveles bruscos en la rasante del canal; permite unir dos tramos (uno superior y otro inferior) de un canal, por medio de un plano vertical, permitiendo que el agua salte libremente y caiga en el tramo de abajo. El plano vertical es un muro <le sostenimiento de tierra capaz de soportar el empuje que estas ocasionan. La finalidad de una caída es conducir agua desde una elevación alta hasta una elevación baja y disipar la energía generada por esta diferencia de niveles. La diferencia de nivel en forma de una caída, se introduce cuando sea necesario de reducir la pendiente de un canal. La caída vertical se puede utilizar para medir el caudal que vierte sobre ella, si se coloca un vertedero calibrado.

12.1. Caídas: Son estructuras utilizadas en aquellos puntos donde es necesario salvar desniveles bruscos en la rasante del canal. El salto puede ser vertical o inclinado. A este último suele denominarlo canal inclinado

La finalidad de una caída es conducir agua desde una elevación alta hasta una elevación baja y disipar la energía generada por esta diferencia de niveles.

La caída es una estructura, que garantiza la disipación controlada y segura de la energía generada. Los diferentes tipos de estructura que pueden ser usados:

- Caídas inclinadas
- Caídas verticales
- “Bafflen apron “
- Rápidas abiertas (“chutes”)
- Rápidas entubadas (“pipe chutes”)

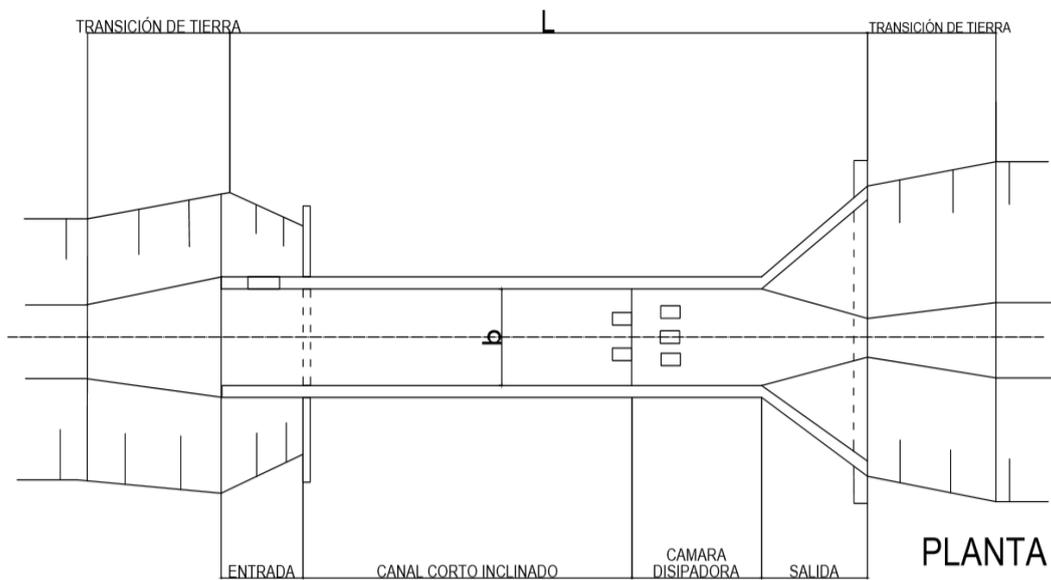


Fig. N° 102 se observa las partes de una caída inclinada

- Por lo general se usa una caída sin obstáculos cuando la diferencia en el nivel es menos de 1.0 m.
- Cuando la diferencia de niveles es entre 1.0 a 4.5 m. Se puede usar una con obstáculos.
- Dependen de la economía y los criterios hidráulicos para determinar el tipo de estructura que debería aplicarse.
- Cuando la diferencia de niveles es mayor a 4.5 m. y el agua es conducida sobre distancias grandes y con pendientes menores para caídas inclinadas, pero si suficiente para fuerte para mantener un flujo supercrítico, se puede aplicar una rápida(chute).
- La decisión de cuando usar una rápida o una serie de caídas(inclinadas y/o verticales), tendría que tomarse en base a un estudio o un estudio hidráulico y económico de las dos alternativas.

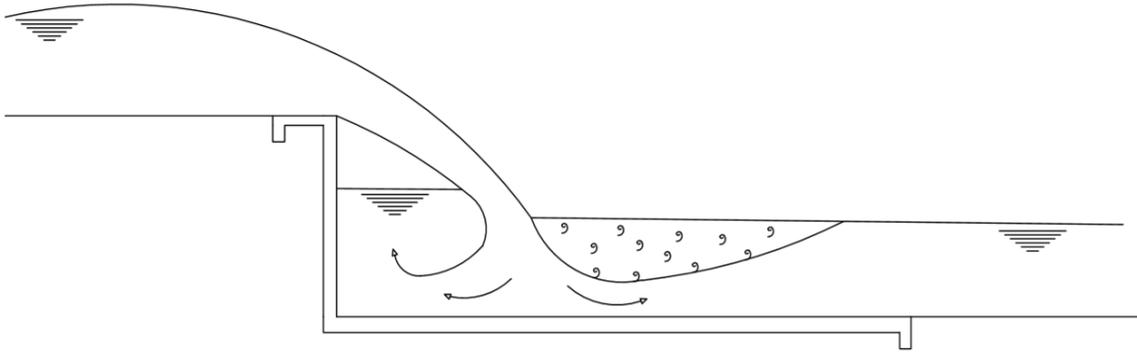


Fig. N° 103 se observa las partes de una caída vertical.

12.2 Ventajas de una caída:

- ❖ Las caídas son fáciles de diseñar, construir y mantener.
- ❖ Las entradas y salidas pueden ser adaptadas fácilmente, tanto a un canal en tierra como revestido.
- ❖ Una entrada deberían incluir un check, o una sección de control de tirante crítico, que tendría que incluir vertederos laterales aguas debajo de dicha sección en casos de emergencia.
- ❖ Dar una protección adecuada a la salida cuando desemboca a un canal de tierra.

12.3 Criterios hidráulicos: Caídas inclinadas

Existen las siguientes limitaciones para el diseño:

- ❖ Solo se trata de caídas inclinadas de sección rectangular.
- ❖ La pendiente del tramo inclinado será mayor de 1:3
- ❖ La longitud máxima del tramo inclinado es de 13.5 m
- ❖ La altura máxima será de 4.5 m.

12.4 Los elementos hidráulicos principales son:

- ❖ La transición aguas arriba de la entrada.
- ❖ La entrada
- ❖ El tramo inclinado
- ❖ La poza disipadora
- ❖ La salida
- ❖ La transición aguas debajo de la salida.

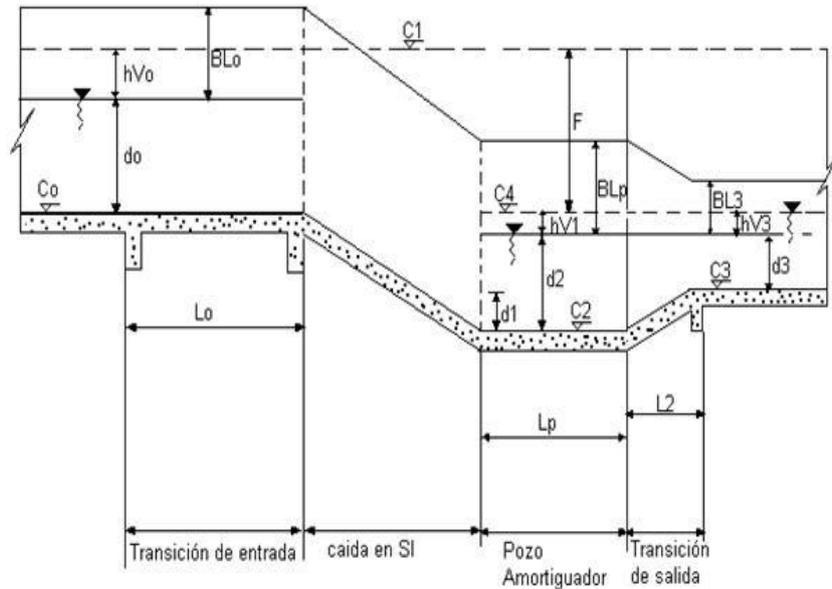


Fig. N° 104 se observa las partes de una caída inclinada

12.4.1 Criterios hidráulicos: Caídas verticales

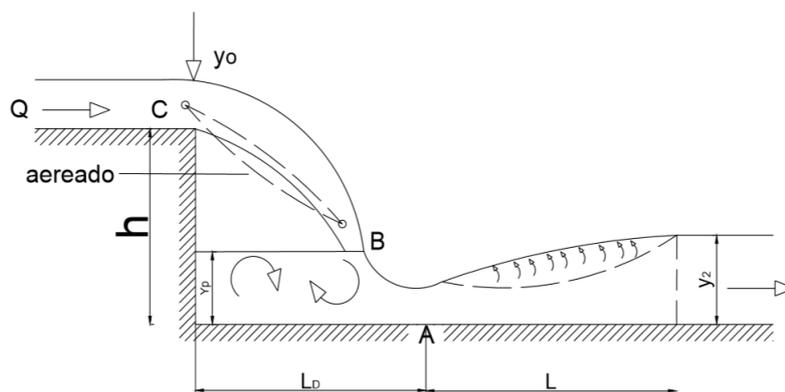
Se debe distinguir lo siguiente:

- ▶ La caída con poza de disipación rectangular.
- ▶ La caída con poza de disipación de sección trapezoidal.

12.4.2 Los elementos hidráulicos principales son:

- ❖ La transición aguas arriba de la entrada.
- ❖ La entrada
- ❖ La poza disipadora
- ❖ La salida
- ❖ La transición aguas debajo de la salida

Para el diseño de la transición hacia la entrada, la misma entrada, la salida y la transición entre salida y el canal debe seguirse el mismo procedimiento que para el diseño de una caída inclinada.



geometría del flujo en un vertedero de caída recta

Fig. N° 105 se observa las partes de una caída vertical

Aparte del costo, que evidentemente, será un factor importante a la hora de diseñar, es necesario considerar los factores tales como:

- Facilidad de construcción y la disponibilidad de materiales
- Rendimiento en sistemas llevando sedimento, los desechos y malas hierbas.
- Capacidad de realizar otras funciones tales como puente
- Conocer los diversos tipos de caídas y sus características
- Conocer los criterios de diseño de las caídas

12.5 Criterios de diseño:

- Se construyen caídas verticales, cuando se necesita para salvar un desnivel de 1m como máximo, solo en casos excepcionales se construyen para desniveles mayores.
- Se recomienda para caudales unitarios mayores a 300 l/s*m de ancho, siempre se debe construir caídas inclinadas.
- Cuando el desnivel es de ≤ 0.30 y el caudal ≤ 300 l/s*m, no es necesario poza disipadora.
- El caudal del vertimiento en el borde superior de la caída se calcula con la fórmula para el caudal unitario "q".

$$\frac{Y_2}{\Delta z} = 1.66 * D^{0.27}$$

$$L_j = 6.9 * (Y_2 - Y_1)$$

De donde:

$$D = \frac{q^2}{g * \Delta * z^3}$$

Se le conoce como numero de salto:

$$\cos\theta = \frac{1.06}{\sqrt{\frac{\Delta z}{y_c} + \frac{3}{2}}}$$

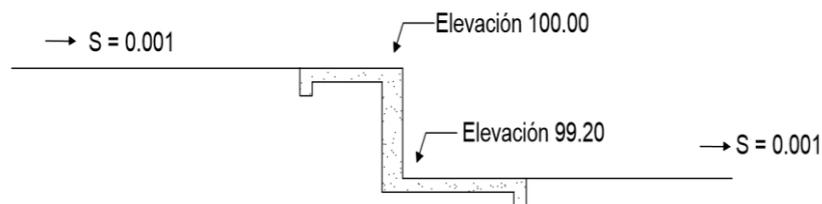


Fig. N° 107 se observa las partes de una caída vertical

- Al caer la lamina vertiente extrae una cantidad de aire de la cámara, el cual se debe reemplazar para evitar la cavitación o resonancia sobre toda la estructura.
- Para facilitar la aireación se puede adoptar cualquier de las soluciones siguientes:
 - a) Contracción lateral completa en cresta vertiente, disponiéndose de este modo de espacio lateral para el acceso de aire debajo de la lamina vertiente.

$$q_a = 0.1 * \frac{q_w}{\left(\frac{Y_p}{Y}\right)^{1.5}}$$

- b) Agujeros de ventilación, cuya capacidad de suministro de aire en m³/s*m. de ancho de cresta de la caída, según ILRI , es igual a:

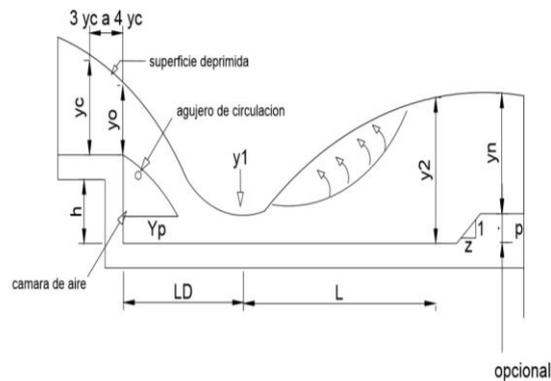


Fig. N° 108 Se observa las partes de una caída inclinada con obstáculos.

De donde:

- q_a = Suministro de aire por metro de ancho de cresta
- Y = Tirante normal aguas arriba de la caída
- q_w = Máxima descarga unitaria sobre una caída.

$$\frac{P}{\rho * g} = \frac{\rho_a}{\rho_w} \left(K_e + \frac{f * L}{D} + K_b + K_{ex} \right) \frac{V_a^2}{2 * g}$$

De donde:

- $P/\rho * g$ = Baja presión permisible debajo de la lamina vertiente, en m de columna de agua. (se supone = 0.04 m de columna de agua).
- K_e = perdida de entrada
- f = Factor de fricción
- L = Longitud de la tubería de ventilación (m)
- D = Diámetro del agujero de ventilación (m).
- K_b = Coeficiente de perdida por curvatura ($k_b=1.1$)
- K_{ex} = Perdida de salida ($K_{ex}= 1,0$)
- V_a = Velocidad media del flujo de aire a través de la tubería de ventilación.
- ρ_a/ρ_w = Es aproximadamente 1/830 de aire a 20 °C.

12.6 Disipadores de energía: La función es la de disipar la energía cinética excedente en un flujo, es decir transformar parte de la misma en calor, para evitar el riesgo de socavación del canal aguas abajo y con el tiempo de toda la estructura.

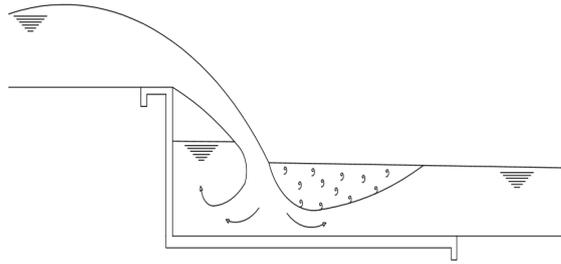


Fig. N° 109 Se observa las partes de una caída inclinada con obstáculos.

12.7 Procedimiento para el diseño de una caída sin obstáculo:

- Diseño del canal, aguas arriba y aguas abajo de la caída Utilizar las consideraciones prácticas que existen para el diseño de canales.

$$y_c = \frac{2}{3} E_{min}$$

- Cálculo del ancho de la caída y el tirante en la sección de control.

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 * g}}$$

En la sección de control se presentan las condiciones críticas. Para una sección rectangular las ecuaciones que se cumplen son las siguientes:

Se puede asumir que $n E = E_{min}$ (energía específica en el canal), para inicio de los cálculos realizar la verificación.

$$b = \sqrt[3]{\frac{27 * Q^2}{8 * E_{min}^3 * g}}$$

También se puede suponer un ancho en la sección de control de la caída, calcular el tirante crítico y por la ecuación de la energía calcular el tirante al inicio de la transición.

$$D = \frac{y_c}{n}$$

Existen fórmulas empíricas para el cálculo del ancho de la rápida, las cuales son:

- De acuerdo a Dadenkov, puede tomarse:

$$b = 0.765 * Q^{2/5}$$

$$b = \frac{18.78 * \sqrt{Q}}{10.11 + \sqrt{Q}}$$

Por lo general el ancho de solera con esta última fórmula, resulta de donde: mayor magnitud que con la fórmula de Dadenkov.

Diseño de la transición de entrada

Para el caso de una transición recta la ecuación utilizada es:

$$L = \frac{T_1 - T_2}{2 * \tan 12.5^\circ}$$

Donde:

T1 = espejo de agua en el canal.

T2 = b = ancho de solera en la caída.

Cálculo de la transición de salida

Se realiza de la misma forma que la transición de entrada.

Dimensiones de la caída (Q < 0.1 m3/s)

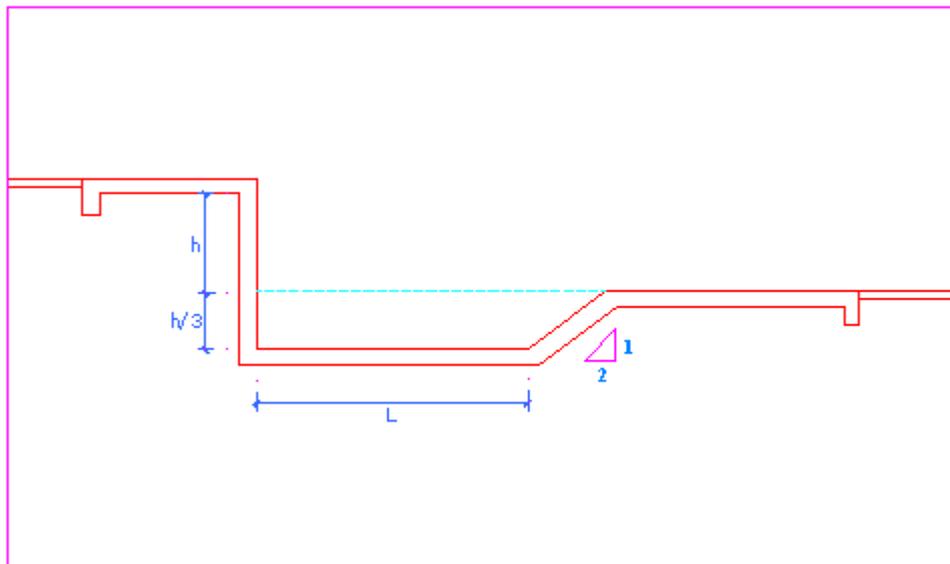


Fig. 110 Se observa las partes de una caída vertical.

Caídas pequeñas

De acuerdo con los diseños realizados por el SENARA, en canales con caudales menores o iguales que 100 l.p.s (Q ::; 0.1 m3/s), se tiene:

Caídas verticales sin obstáculos

El proceso de cálculo para caídas verticales sin obstáculos es como

Sigue:

- Calcular el número de caída utilizando la siguiente relación:

$$D = \left(\frac{y_c}{h}\right)^3 = \frac{q^2}{g * h^3}$$

Donde:

D = Número de caída

Y_c = Tirante crítico de la sección de control

h = Desnivel

q = caudal unitario

Calcular los parámetros de la caída vertical, los cuales se muestran en la figura 4.2. Estos parámetros, según Rand (1955), se calculan con un error inferior al 5 %, con las siguientes ecuaciones:

$$L_d = 4.30 * h * D^{0.27}$$

$$y_1 = 0.54 * h * D^{0.425}$$

$$y_2 = 1.66 * h * D^{0.27}$$

$$y_p = h D^{0.22}$$

YP es la altura que aporta el impulso horizontal necesario para que el chorro de agua marche hacia abajo

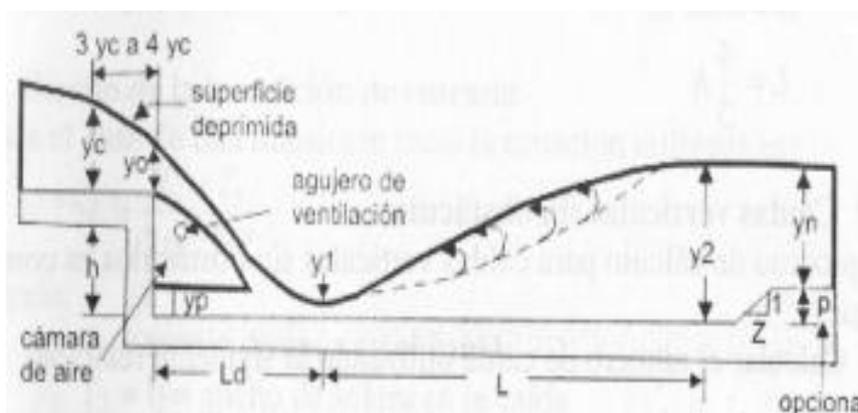


Fig. N° 111 Se observa las partes de una caída inclinada con obstáculos.

Calcular la longitud del resalto, se puede calcular con la fórmula de Sieñchin:

$$L = 5(Y_2 - Y_1)$$

Calcular la longitud total del colchón, la cual será:

$$L_c = L_d + L$$

- Debe evitarse que en la cámara de aire se produzca vacío, porque esto produce una succión que puede destruir la estructura por cavitación, para evitar esto se puede hacer agujeros en las paredes laterales o incrementar en la poza 10 ó 20 cm a ambos lados.
- Para las filtraciones que se produce en la pared vertical, se recomienda hacer lloraderas (drenes de desagüe).

Caídas verticales con obstáculos

Cuando la energía cinética es muy grande se construyen *dados* que ayudan a disipar la energía en una longitud más pequeña de la poza de disipación.

Según el U.S. Bureau of Reclamation, las relaciones de los Parámetros de una caída vertical con obstáculos (figura 4.3), son:

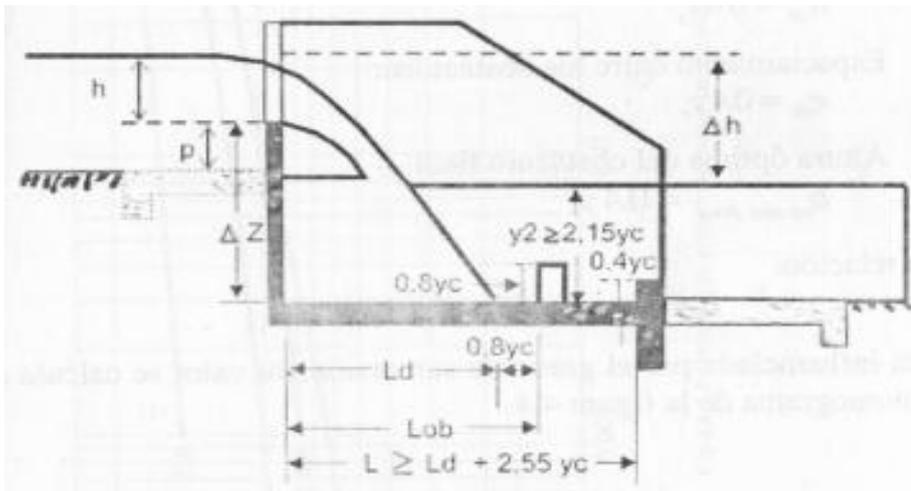


Fig. N° 112 Se observa las partes de una caída inclinada con obstáculos.

Longitud mínima del colchón:

$$L \geq L_d + 2.55 y_c$$

Donde:

L = longitud mínima del colchón

L_d = longitud de la caída

y_c = Tirante crítico en la sección de control

Ubicación de los obstáculos

$$L_{ob} = L_d + 0.8 * y_c$$

Profundidad mínima de la capa de agua.

$$y_2 \geq 2.15 * y_c$$

Altura óptima de los obstáculos

$$h_{obs} = 0.8 * y_c$$

Ancho de los obstáculos:

$$a_{obs} = 0.4 y_c$$

Espaciamiento entre obstáculos.

$$e_{obs} = 0.4 y_c$$

Altura óptima del obstáculo final:

$$h_{obs \text{ final}} = 0.4 y_c$$

La relación $L/\Delta h$

12.8 Practica dirigida

- Determinar las características del colchón amortiguador de un vertedero lateral del canal de la figura adjunta, donde el caudal de vertimiento máximo es de 10 m³/s.

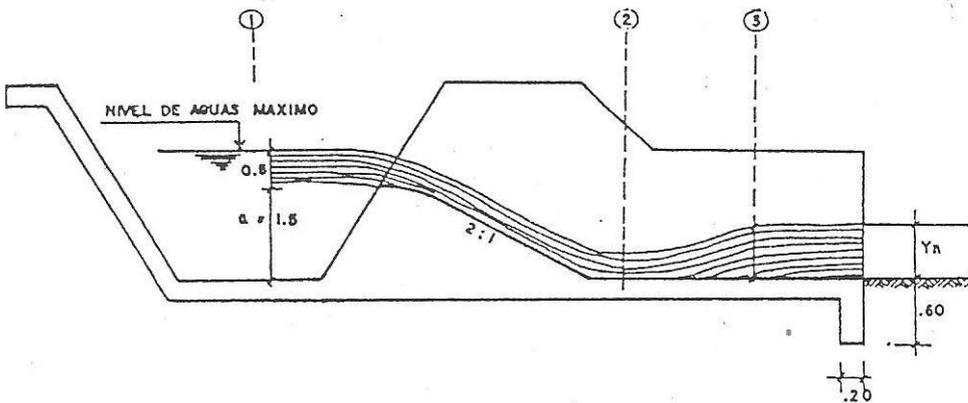
Si se sabe que:

Caudal de vertimiento Q: 6.6 m³/s

Carga sobre el vertedor h: 0.5 m

Longitud del vertedero L: 8 m

Coefficiente de descarga μ : 0.79



- Calcular los diámetros de los agujeros de los agujeros de ventilación si:
Características del canal aguas arriba y aguas abajo.

Q: 2 m³/s

Q: 2 m³/s

s: 1 0/00

s: 0.7 0/00

n: 0.015

n: 0.015

Z: 1 (talud)

Z: 1 (talud)

b: 1.0 m

b: 1.0 m

Y: 0.85 m

Y: 0.935 m

A: 1.57 m²

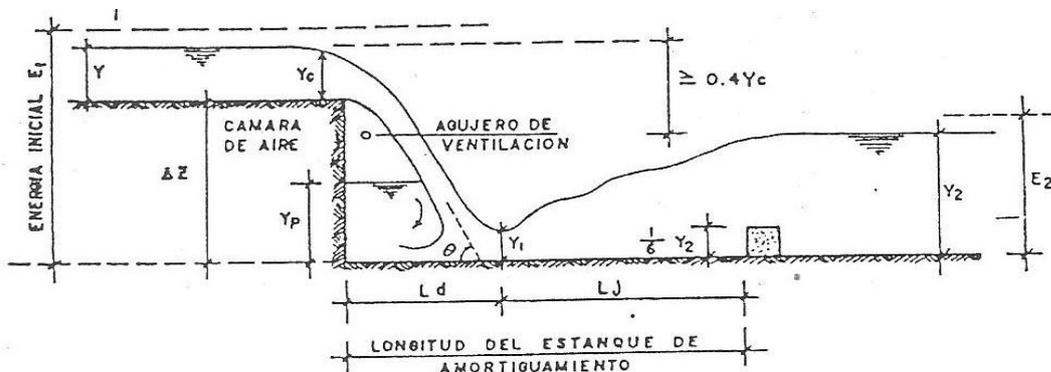
A: 1.81 m²

V: 1.27 m/s

V: 1.1 m/s

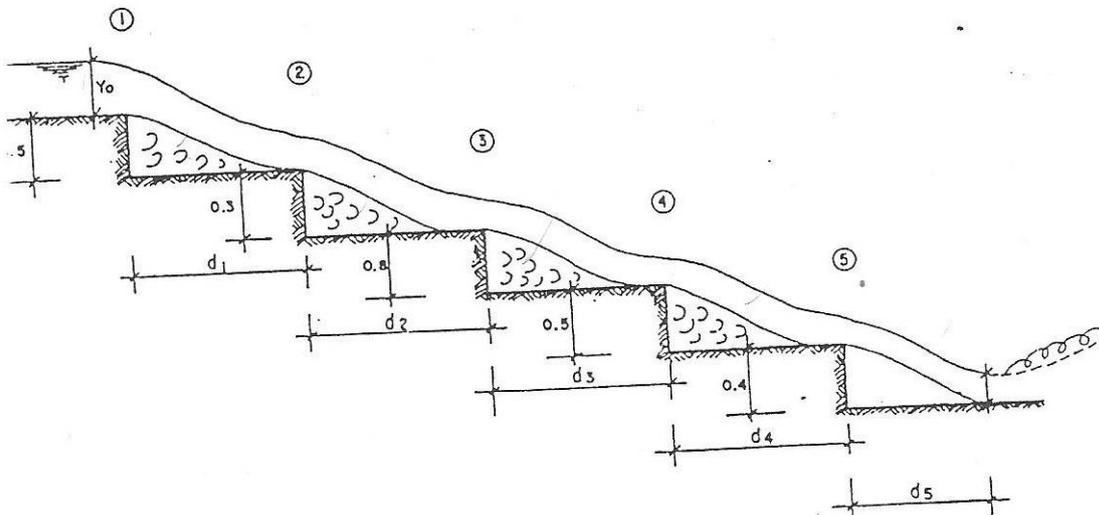
H: 0.935 m

H: 0.997 m



- Proyectar un desnivel en forma de gradas siendo estas de 0.5, 0.3, 0.8, 0.5 y la última de 0.40 m de altura en un canal de 2.0 m de ancho, cuyo gasto es

de 1.4 m³/s, de tal forma que entre grada y otra que asegure la formación perfecta del flujo supercrítico que sigue a cada grada, el canal aguas arriba y aguas abajo tiene pendiente de 1 ‰ y es de tierra.



4. El diseño de un canal revestido de concreto plantea la necesidad de proyectar una caída a la altura del km. 0.293.7, siendo el caudal del canal de 17 m³/s. Las características de la caída según el perfil longitudinal del canal son las siguientes:

| Canal aguas arriba | canal aguas abajo |
|------------------------|------------------------|
| Q=17 m ³ /s | Q=17 m ³ /s |
| b=3.4 m | b= 2.0 m |
| n=0.014 | n=0.014 |
| Z=0 | Z=1.5 |
| s=1.7 ‰ | s=1.1 ‰ |
| y= ? | y=? |

5. A la altura del km. 0+160 del canal Batan grande por donde fluyen 5 m³/s, se proyecta una caída de sección trapezoidal siendo el desnivel de la caída de 1.20 m.

Las características del canal aguas arriba y aguas abajo son las mismas y son las siguientes:

$Q= 5 \text{ m}^3/\text{s}$; $n= 0.035$; $z=1.5$; $b= 2.5 \text{ m}$; $3 \text{ o}/\text{oo}$; $Y= 1.03 \text{ m}$; $V^2/2g=0.073 \text{ m}$.

Proyectar un desnivel en forma de gradas siendo estas de 0.5, 0.30, 0.80, 0.5, y la ultima de 0.40 m. en un canal de 2.00 m de anchura, cuyo gasto es de $1.4 \text{ m}^3/\text{s}$, de tal manera que entre grada y otra se asegure la formación perfecta del flujo supercrítico que sigue a cada grada, el canal aguas arriba y aguas abajo tienen una pendiente $1 \text{ o}/\text{oo}$ y es de tierra.

13. Diseño hidráulico de una rápida:

La topografía de las cuencas andinas exige en muchos casos la aplicación de canales de elevada pendiente, que permiten superar diferencias de nivel importantes. En estos canales se desarrollarán grandes velocidades de flujo que deberán ser reducidas por medio de disipadores de dimensiones no siempre posibles de ser conseguidas. Estos canales se denominan rápidas.

13.1 Rápidas: Son estructuras que sirven para enlazar dos tramos de un canal donde existe un desnivel considerable en una longitud relativamente corta.

Son estructuras diseñadas en tramos de terreno con pendientes muy pronunciada y por ello la corriente adquiere mayor velocidad y escurre con régimen turbulento, siempre es conveniente trazar una línea tentativa de la rasante para optar por el perfil más conveniente.

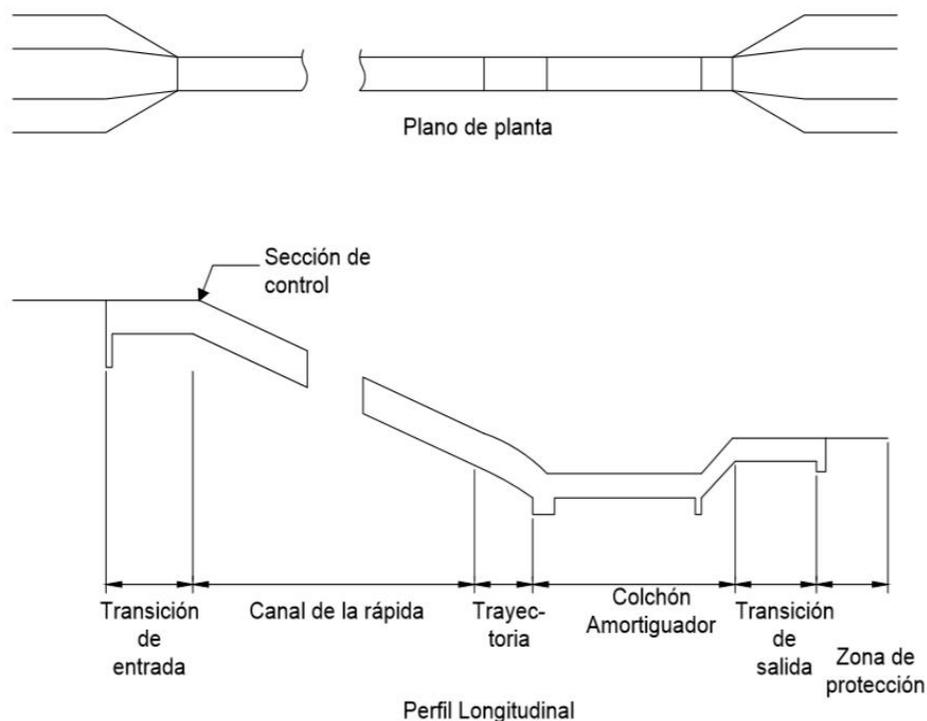


Fig. N° 113 Se observa las partes de una rápida.

- Son usadas para conducir agua desde una elevación mayor a una más baja.
- La estructura puede consistir en una entrada, un tramo inclinado, un disipador de energía, y una transición de salida.

- El tramo inclinado puede ser un tubo o una sección abierta.

Las rápidas son similares a las caídas excepto que ellas transportan el agua sobre distancias más largas, con pendientes más suaves y a través de distancias más largas

- La parte de la entrada de la estructura transicional el flujo desde el canal aguas arriba de la estructura hacia el tramo inclinado.
- La entrada usada debería ser simétrica con respecto al eje de la rápida, permitir el paso de la capacidad total del canal aguas arriba de la rápida con el tirante normal de aguas arriba, y donde sea requerido, permitir la evacuación de las aguas del canal cuando la operación de la rápida sea suspendida.
- Debería tener uñas para proveer una suficiente longitud de camino de percolación, calculado según el método de Lane.
- Las pérdidas de carga a través de la entrada podrían ser despreciables en el caso de que sean lo suficientemente pequeñas que no afecten el resultado final.
- Si la pendiente del fondo de entrada es suave puede asumirse que el flujo crítico ocurre en donde la pendiente suave de la entrada cambia a la pendiente del tramo inclinado.
- Si la pendiente de la entrada sea suficientemente pronunciada para soportar una velocidad mayor que la velocidad crítica, debería calcularse dicha velocidad y tirante correspondiente, para determinar la gradiente de energía al inicio del tramo inclinado.
- El tramo inclinado con tubo o canal abierto , generalmente sigue la superficie original del terreno y se conecta con el dissipador de energía en un tramo las bajo.
- La pendiente pronunciada y en saltos hidráulicos y derivan las ecuaciones usadas para determinar las características del flujo bajo estas circunstancias.
- Las pozas dissipadoras y salidas con obstáculos (baffled outlets), son usadas como dissipadores de energía en este tipo de estructuras.
- Si se construye una transición de salida de concreto y cuando no hay control del flujo, después en el canal, la transición puede ser usada para proveer al remanso elevando el piso de la transición en el piso de la uña.

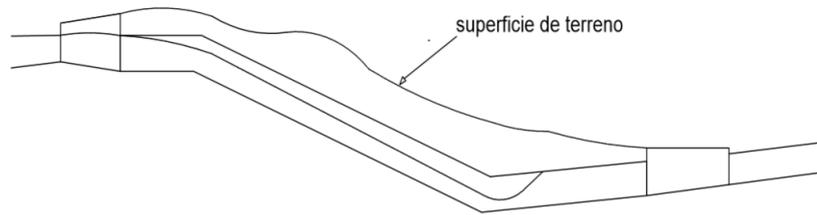


Fig. N° 114 Se observa las curvas que debe superar un canal en su conducción del recurso hídrico.

13.2 Formas constructivas más comunes para gradientes con fuertes:

Las formas constructivas más comunes utilizadas para gradientes fuertes son las siguientes:

- I. Canal de gran pendiente.
- II. Sucesión de colchones en forma de escalera.
- III. Rápida con rugosidad artificial.

13.3 Canal de gran pendiente: Cuando un canal pasa por una pendiente fuerte se producen **altas velocidades en régimen supercrítico**. En este caso el flujo es acelerado y la superficie del agua sigue una curva que asintóticamente se acerca al calado normal.

El flujo de altas velocidades es muy sensible a todo cambio de sección y de dirección.

La obra que compone de las tres partes siguientes:

- Sección de control a la entrada
- La rápida propiamente
- La estructura de disipación al final.

Sección de control a la entrada: Debe conseguirse una entrada adecuada desde el canal de poca pendiente a la rápida, con un flujo simétrico respecto al

eje, pues en caso contrario puede producirse salpicaduras, fuerte oleaje e inclusive salto del agua fuera del cauce.

- Un estrechamiento del ancho en forma de una transición para evitar la formación de remolinos que producirán ondas y flujo inestable en el canal.
- Por lo general la forma de la transición se determina mediante el estudio con modelos hidráulicos.
- La rápida propiamente: Se calculan con las ecuaciones del flujo no uniforme.
- Disipación de energía: Al final de la rápida el régimen pasa de supercrítico a subcrítico con la formación de un resalto hidráulico.
- Curvas verticales de enlace: Cuando en la alineación vertical de una rápida se presentan cambios de pendiente, la unión entre las dos debe hacerse con una curva. La curva debe construirse en tal forma para que siga la trayectoria parabólica del agua por la ecuación.

$$y = L * \tan\alpha + \frac{g * L}{2V^2 * \cos^2\alpha}$$

13.4 Curvas horizontales: En este caso se puede adoptar tres soluciones.

- Construir un estanque de disipación en el cambio de dirección.
- Reemplazar el canal en el tramo correspondiente por una sección cerrada que trabajara como tubería de presión.
- Construir una curva en el canal. Esta es la solución usual que consiste en unir dos alineaciones rectas mediante una serie de arcos circulares de radios decrecientes desde el comienzo de la curva hasta el centro de la misma. A veces se usan también curvas de tipo parabólica o espiral.

Aireación: Consiste en la incorporación de burbujas de aire dentro de la sección mojada.

- La cantidad de aire aumenta con la velocidad y gradualmente se obtiene una emulsión blanca de un peso específico menor que el agua. Algunos investigadores creen que la absorción y transporte de aire consume parte de la energía del flujo y reduce su velocidad. Sin embargo esto no se toma en cuenta y se asume que el flujo aireado y el no aireado tienen la misma velocidad.

Formación de ondas: En el diseño de rápidas se debe tener en cuenta la posibilidad de formación de ondas que son un fenómeno indeseable pues

obligan a levantar los muros del canal y además producen fuertes oscilaciones en el dissipador al pie. De este modo el dissipador no trabaja bien pues no pueden formarse un resalto hidráulico estable.

- Estas ondas se producen por lo general solo en pendientes menores de 20° . La altura de una onda puede llegar a ser doble del calado normal. Se ha observado que la ocurrencia de ondas es tanto más probable cuando más ancho es el canal.

Deflectores: Para ahorrar revestimientos costosos, siempre y cuando el terreno lo permita, se construyen estructuras en forma de trampolines que lanzan el agua hacia arriba en forma de un chorro.

- El deflector desde que salta el agua se construye de tal manera que el chorro se divida en dos o cuatro chorros menores.
- De este modo se consigue que los chorros se fragmenten en el aire y caigan en forma de una lluvia gruesa lo que unido al aumento de la superficie de impacto disminuye el efecto erosivo.

13.3 Rápidas en forma de escalera: La estructura consiste en una serie de cajones dissipadores de energía puesto que uno a continuación de otro a manera de una escalera. El agua cae dentro del primer cajón, disipa su energía mediante la formación de un resalto hidráulico y pasa sobre un vertedero frontal al siguiente cajón donde se repite el proceso.

- a) De este modo no se produce ninguna aceleración a lo largo de la rápida como sucede con los canales de gran pendiente, pues la energía se disipa en cada cajón antes de que el agua pase al siguiente.
- b) Este tipo de rápidas funciona igualmente bien en todos los caudales intermedios hasta llegar al máximo para el cual ha sido diseñado.

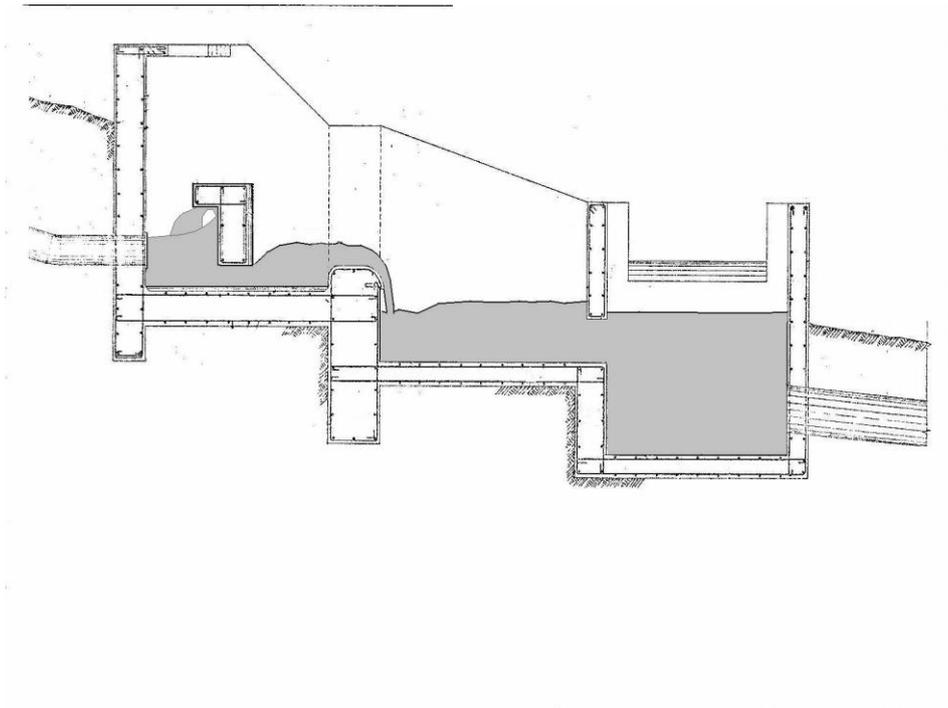


Fig. N° 115 Se observa las partes de una caída graduada por gradas.

Por lo general este tipo de rápidas se utiliza para caudales menores a 10 m³/s.

Se han introducido algunas variantes al diseno indicado arriba, de las cuales las principales son:

- a) Se suprime el vertedero frontal con lo que la rápida se transforma en una escalera simple, con el consiguiente ahorro de material.
- b) Los tabiques al final de cada cajón dissipador estn abiertos junto al fondo y el agua pasa por encima del vertedero y por debajo del orificio.

13.3.4 Rugosidad artificial: Las velocidades que se producen en canales con gran pendiente pueden ser inadmisibles sea porque llegan a destruir el revestimiento o por que se requieren de obras de disipación demasiado costosas. La rugosidad artificial consiste en introducir en la solera saliente de forma geométricamente regular.

Estos elementos producen resistencias locales que equivalen a un aumento de rugosidad y disminuyen por lo tanto la velocidad.

Los elementos pueden colocarse en el fondo y/o paredes de del canal pero por lo general se coloca solo en el fondo , ya que muchas veces los otros producen un flujo demasiado inestable.

13.5 Consideraciones para el diseño:

Coefficiente de rugosidad: cuando se calcula la altura de muros en una rápida de concreto, $n=0.014$; y en el cálculo de niveles de energía $n=0.010$.

- Para caudales mayores de 3 m³/s, deberá chequearse, el numero de froude a lo largo del tramo rápido, para evitar que el **flujo se despegue del fondo**.

Transiciones: Deben ser diseñadas para prevenir la formación de ondas, puesto que ellas viajan a través del tramo inclinado y el dissipador de energía.

Cotang $\alpha=3.375$ F

$$F = \frac{V}{\sqrt{(1 - K) * gdcos\theta}}$$

De donde:

d: Tirante de agua normal al piso de la rápida , si d=área de la sección/ancho superior de la sección.

g=aceleración de la gravedad.

K= factor de aceleración determinado abajo:

Con el piso de la transición en un plano , K=0

Con el piso de la transición en una curva circular.

$$K = \frac{V^2}{gRcos\theta}$$

Con el piso de la transición en una curva parabólica.

$$K = \frac{(\tan\theta_L - \tan\theta_o) * 2h_v * \cos^2\theta_o}{L_T}$$

El Bureau of Reclamation limita el valor de K, hasta un máximo de 0.5, para asegurar una presión positiva sobre el piso.

Puede ser usado el promedio de los valores de F en el inicio y final de la transición.

De donde:

h_v = carga de la velocidad en el origen de la trayectoria(a).

L_t =longitud de trayectoria (m).

R= radio de la curvatura del piso(m)

V=velocidad en el punto que esta siendo considerado en (m/s).

Θ =Angulo de la gradiente del piso en el punto que está siendo considerado.

Θ_L =Ángulo de la gradiente del piso en el inicio de la trayectoria θ .

Θ_o =Ángulo de la gradiente del piso en el final de la trayectoria L

El ángulo acampanado y los anchos para varios puntos a lo largo de la transición pueden ser calculados y trazados. Una cuerda que se aproxime a la curva teórica puede ser dibujada para determinar el acompañamiento a ser usado.

Las transiciones de entrada asimétricas y cambios de alineamiento inmediatamente aguas arriba de la estructura deben evitarse por que pueden producir ondas cruzadas o flujo transversal que continuara en el tramo inclinado.

Tramo inclinado: La sección usual para una rápida abierta rectangular, pero las características del flujo de otras formas de sección deben ser consideradas donde la supresión de ondas es una importante parte del diseño. La economía y facilidad de construcción son siempre consideradas en la elección de una sección. Cuando es necesario incrementar la resistencia del tramo inclinado al deslizamiento se usan uñas para mantener una estructura dentro de la cimentación.

Para rápidas menores de 9 m (30 pies) de longitud, la fricción en la rápida puede ser despreciable. La ecuación de Bernoulli es usada para calcular las variables de flujo al final del tramo inclinado.

La ecuación:

$$d_1+h_v+Z=d_2+h_v$$

Es resuelto por tanteo. La distancia Z, es el cambio en la elevación del piso. Para tramos inclinados de longitud mayor que 9 m (30 pies), se incluyen las perdidas por fricción y la ecuación será:

$$d_1+h_{v1}+Z=d_2+h_{v2} +h_f$$

De las ecuaciones anteriores, se tiene:

d_1 =Tirante en el extremo aguas arriba del tramo (m)

h_{v1} =carga de velocidad en el extremo aguas arriba del tramo (m).

d_2 =Tirante en el extremo aguas abajo del tramo (m)

h_{v2} =carga de velocidad en el extremo aguas abajo del tramo (m)

La cantidad h_o es la perdida por fricción en el tramo y es igual a la pendiente de fricción promedio S_o en el tramo, multiplicado por la longitud del tramo L. El coeficiente n de Manning es asumido en 0.010. La pendiente de fricción, S_f , en un punto del tramo inclinado es calculado como:

$$S_f = \frac{h^2 * V^2}{R^{4/3}}$$

Otra forma de la ecuación en que la fricción es considerada como:

$$L = \frac{(d_1 + d_{V1}) - (d_2 - d_{V2})}{S_a - S}$$

De donde:

S_a =Pendiente de fricción promedio.

S= Pendiente de fondo del tramo inclinado.

La trayectoria: Cuando el disipador de energía es una poza, un tramo corto pronunciado debe conectar la trayectoria con la poza disipadora. La pendiente en este tramo sería entre 1,5:1 y 3:1, con una pendiente de 2:1 preferentemente. Pueden usarse pendientes más suaves en casos especiales, pero no más suaves que 6:1. Se requiere de una curva vertical en el tramo inclinado y el tramo con pendiente pronunciada. Una curva parabólica resultaría de un valor K constante en la longitud de la curva y es generalmente usado. Una trayectoria parabólica puede ser determinada con la siguiente ecuación:

$$Y = X * \tan\theta_0 + \frac{(\tan\theta_L - \tan\theta_0)X^2}{2L_T}$$

De donde:

X=Distancia horizontal desde el origen hasta un punto sobre la trayectoria (m)

Y=Distancia vertical desde el origen hasta un punto X en la trayectoria(m).

L_T =Longitud horizontal desde el origen hasta el fin de la trayectoria(m)

θ_0 =ángulo de inclinación del tramo inclinado al comienzo de la trayectoria.

θ_L =ángulo de inclinación del tramo inclinado al final de la trayectoria

Poza disipadora: Es dimensionada para contener el salto. Para que una poza disipadora opere adecuadamente, el número de Froude.

$$F = \frac{V_1}{\sqrt[3]{gd_1}}$$

Que debería estar entre 4.5 y 15, donde el agua ingresa a la poza disipadora. Para estructuras F, fuera de este rango se requiere estudios especiales o pruebas de modelos a escala reducida.

Si F es menor a 4.5, no ocurriría un salto hidráulico estable.

Si F es mayor a 10, una poza disipadora no sería la mejor alternativa para disipar la energía

Las pozas disipadoras requieren de un tirante aguas abajo para asegurar que el salto ocurra donde la turbulencia puede ser contenida.

Las pozas disipadoras tienen usualmente una sección transversal rectangular, muros paralelos y un piso a nivel.

Las siguientes ecuaciones se aplican a este tipo de poza, para determinar el ancho de la poza y el tirante después del salto.

Para estructuras donde la caída vertical es menor a 4.5 m, la cota del nivel de energía después del salto hidráulico debería balancearse con la cota del nivel de energía del canal, aguas debajo de la estructura. El tirante de agua después del salto hidráulico puede ser calculado de la formula:

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{\frac{2 * V_1^2}{g} + \frac{d_1^2}{4}}$$

De donde:

d_1 =Tirante antes del salto(m)

v_1 = velocidad antes del salto(m/s)

d_2 = tirante después del salto(m)

g =aceleración de la gravedad(m/s²).

Se pueden usar **lloradores con filtro de grava** para aliviar la presión hidrostática sobre el piso para romper el **flujo en chorro** y para estabilizar el salto hidráulico.

Si una transición de salida no es provista, se requeriría de un sólido umbral terminal. La cara aguas arriba del umbral debería tener una pendiente 2:1 y la cara después debería ser vertical. La cota de la cima del umbral debería ser colocado para proveer el tirante aguas abajo en el salto hidráulico.

La poza disipadora y una transición de salida construidas para las dimensiones recomendadas tal vez no contengan completamente la salpicadura causada por el agua turbulenta, pero la estructura debe contener suficiente de la turbulencia para prevenir daños por erosión des pues de la estructura.

13.6 Procedimiento para el diseño de una rápida:

- a) Seleccionar y diseñar el tipo de entrada
- b) Determinar el gradiente de energía al comienzo de la rápida.
- c) Calcular las variables del flujo al final de la rápida
- d) Diseñar la trayectoria y el tramo corto empinado
- e) Asumir una cota para el piso de la cámara disipadora y calcular las características de flujo aguas arriba del resalto. Determinar d_2 y el gradiente de la energía después de resalto.

- f) Asumir una nueva cota para el piso de la cámara y calcular los valores de arriba varias veces antes de obtener una coincidencia en los gradientes de energía.
- g) Revisar que la operación sea apropiada a flujo parcial
- h) Determinar la longitud de la cámara y la altura de sus paredes
- i) Diseñar los bloque de chute y el piso y el umbral terminal o la transición de salida según se requiera.
- j) Chequear la posibilidad de que se desarrollen ondas de estructuras
- k) Proveer de protección en el canal de aguas abajo si se requiere.

Si los gráficos indican que ocurrirá flujo inestable y pulsátil, el diseño puede ser modificando para reducir la probabilidad de que sean generadas estas ondas o la estructura puede ser adaptada para acomodar ese flujo inestable y pulsátil que ocurra. Posibles cambios de diseño incluyen:

- ▶ Dividir el flujo en la sección de la rápida con un muro en el centro de la rápida
- ▶ Cambiar la forma de la sección, las secciones de forma teórica que no forman ondas podrían ser consideradas.
- ▶ Reducir la longitud de la rápida. Una serie de rápidas mas cortas o caídas podrían ser consideradas.
- ▶ Haciendo más pronunciada la pendiente de la rápida
- ▶ Reemplazando la rápida abierta por una rápida entubada.

Si estos cambios de diseño son impracticables la sección de la rápida puede ser adaptada para acomodar el **flujo inestable y pulsátil**.

- ▶ Incrementando el borde libre de los muros de la rápida
- ▶ Proveyendo una cubierta o techo para la sección de la rápida, para contener las ondas.
- ▶ Protegiendo el relleno alrededor de la sección de la rápida con rip rap o pavimento.

Las adaptaciones para la poza disipadora podrían incluir.

- ▶ Diseñar la poza para tomar precauciones por la descarga momentánea del flujo inestable y pulsátil. Esta debe proporcionar una poza más larga y muros más altos en la poza para contener las ondas.
- ▶ Proveer rip rap adicional para proteger el canal después y el relleno alrededor de la poza.
- Proveer un dispositivo supresor de ondas en la poza disipadora. Una superficie de choque o muro vertedero en la poza, podría evitar que el flujo pase con mucha velocidad a través de la poza y de la transición de salida. Los muros vertederos podrían proveer tirante después de

sumergir las ondas “Rafts” u otros amortiguadores flotantes de ondas que podrían usarse.

- ▶ Un disipador de energía menos sensible para el flujo inestable y pulsátil que podría ser usado.

13.7 Practica dirigida

1. Se debe diseñar una rápida para $Q= 200 \text{ m}^3/\text{s}$. el canal de sección rectangular cuya rugosidad $n= 0.014$ tiene una longitud de 200 m y de 12.5% de pendiente. Se pide calcular la velocidad al final de la rápida si al principio el tirante es crítico.
2. Diseñar una rápida abierta que conducirá $1 \text{ m}^3/\text{s}$; sobre el perfil mostrado. Se usara una poza disipadora para eliminar el exceso de energía al final de la rápida.

El canal aguas arriba y aguas abajo de la rápida es de tierra ($n=0.025$), de sección trapezoidal con $z=1.5$; $b=1.8 \text{ m}$; y $So=0.00035$; cota: 1128.73.

3. Se diseña una rápida abierta que conducirá $1 \text{ m}^3/\text{s}$; se usara una poza disipadora para eliminar el exceso de energía después al final de la rápida. diseño de entrada, las características del canal en el punto 1 son:

$Q= 1 \text{ m}^3/\text{s}$; $d=0.73 \text{ m}$; $s=0.00035$; $b=1.83 \text{ m}$; $n=0.025$

La elevación del nivel de energía en el punto 1, es calculada como sigue a continuación:

$A_1=2.14 \text{ m}^2$; $V_1=0.46 \text{ m/s}$; $H_v=0.01 \text{ m}$; $E_1=0.74 \text{ m}$

FIG. 4.22 GRADAS DE BAJADA ANTECEDIDAS Y SEGUIDAS DE FLUJO SUPERCRITICO

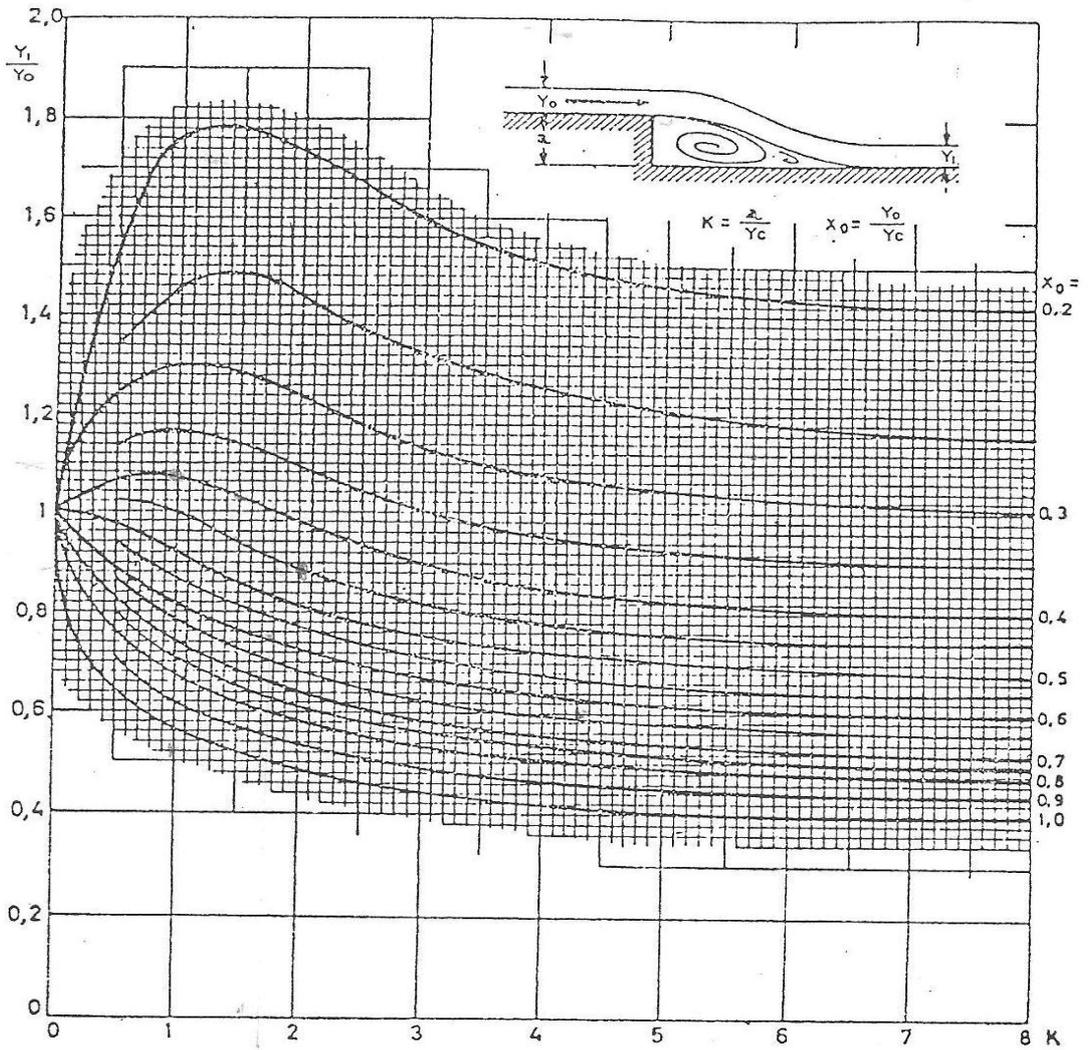
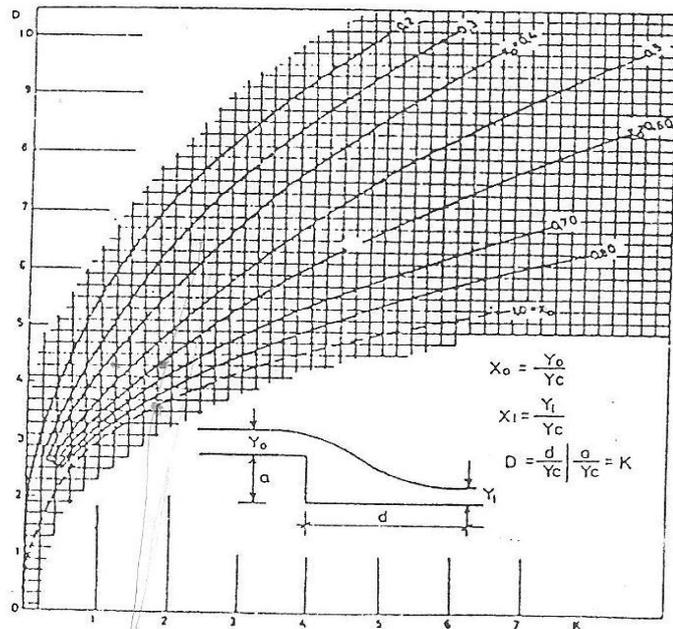


FIG. 4.23 DISTANCIA ENTRE GRADAS EN FLUJO SUPERCRITICO



XIV Bibliografía y Linkografía

14.1 Bibliografía

- Ramos Taipe, Cayo, Diseño de estructuras hidráulicas I. Primera edición. Lima Perú. 2014. 296p.
- Hinojosa Javier. Obras hidráulicas I y II. Universidad Mayor de San Simón. 2013. 7748p
- RODRIGUEZ Díaz, Héctor. Hidráulica Fluvial. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. 2010. 372p
- Krochin, Sviatoslav. Diseño Hidráulico. Tercera edición. Editorial De la Universidad Técnica Particular de Loja. 2010. 446p
- VILLON, Máximo. Diseño de Estructuras Hidráulicas. 3era Ed. Editorial Villón. Costa Rica. 2003. 200p
- Moran, Chereque. Diseño de estructuras hidráulicas pequeñas. Primera edición. Editorial Pontificia Universidad Católica. 2003. 190p
- Naudascher E. Canals Hydraulics. Editorial Limusa. 2002. 380p
- Ven te Chow. Hidráulica de canales abiertos. Primera edición. Editorial editorial Mac Graw Hill. México. 1983
- Coronado Francisco. El desarenador, una guía para su diseño. Primera edición. Lima Perú. 1982
- Domínguez Francisco. Hidráulica. primera edición. Editorial universitaria, Santiago de Chile, Chile 1978.

14.2 Linkografía

- <https://es.slideshare.net/secret/mpL9hjQEcb1eir>
- <https://es.slideshare.net/secret/34QHWciS6M8SmB>
- <http://es.slideshare.net/gioveneperezcampomanes/diseo-hidraulico-de-alcantarillas>
- <http://es.slideshare.net/gioveneperezcampomanes/diseo-hidraulica-de-una-rapida>
- <http://es.slideshare.net/gioveneperezcampomanes/diseo-de-canales-por-fuertes-pendientes-caidas>
- <https://es.slideshare.net/secret/Jv0Dkx71RhbwYS>
- <https://es.slideshare.net/secret/KA8fHZxbY45iKN>
- <https://es.slideshare.net/secret/CgCpeXyHS7Xp1d>
- <https://es.slideshare.net/secret/IILPpWpfPBJdTt>
- <https://es.slideshare.net/secret/IILPpWpfPBJdTt>
- <https://es.slideshare.net/secret/Jzm9ADZOeAJQNe>
- <https://es.slideshare.net/secret/c3UNMdYT66pmvh>
- <https://es.slideshare.net/secret/v1VTYYB5aa0WJ1>