



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Factores que influyen en el
diseño, planeación y
construcción de una obra de
desvío**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Enrique Cortés Hernández

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Sadoth Fabián Huerta Loera



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2023

A la Universidad Nacional Autónoma de México

Agradezco infinitamente a la Universidad Nacional Autónoma de México por darme la oportunidad de prepararme en la mejor Universidad y Facultad de Ingeniería del país, agradezco a cada uno de los profesores que ayudo en mi formación, gracias por su paciencia, talento, empeño y pasión por su trabajo, sin ustedes no sería posible lograrlo. Agradezco la paciencia, la entrega, el talento y la responsabilidad del Dr. Sadoth Fabián Huerta Loera por ser mi asesor de tesis y colaborar conmigo en este trabajo.

A mis padres y hermanos

Le doy gracias a Dios por permitir que mis padres estén en mi proceso de formación y finalización de mis objetivos, gracias a mi padre Enrique Cortés Puebla por ayudarme a solventar la carrera, por ayudarme en la medida de sus posibilidades, el terminar esta carrera también es un logro de él. Gracias a mí madre Mónica Hernández González por sus palabras de apoyo y cariño, y confiar que puedo lograr mis objetivos, gracias a mi hermano Diego Cortés Hernández y gracias a mi hermano Carlos Antonio Cortés Hernández, una de las razones más importantes de terminar la carrera es para que visualice que los objetivos se logran con trabajo, constancia y disciplina.

A mis amigos

Gracias a mi mejor amiga Diana Vázquez Martínez, gracias por estar en los momentos más duros y complejos, gracias por confiar en mí y mi capacidad para lograrlo, gracias por escucharme y dar tu punto de vista para encontrar la solución más factible a cada situación. Gracias a Juan Fernando Sánchez Morales, José Luis González Hernández, Mario Alberto Alanís Hernández, y a todos los que me faltan nombrar, sin ustedes la carrera no sería lo mismo, gracias por su compañerismo, trabajo en equipo y risas.

Al futbol

Gracias enseñarme que es lo que me mueve por dentro, que es lo que me pone nervioso, gracias por enseñarme lo que quiero, sueño, imagino, gracias por enseñarme a tener un contrato blindado conmigo mismo, un contrato imposible de corromper, imposible de quebrantar y con una sola clausula, no puedo para hasta lograr mi objetivo. Gracias por mostrarme lo que realmente hace enorgullecerme de quien soy.

OBJETIVO	1
ESTRUCTURA DEL DOCUMENTO	1
1. INTRODUCCIÓN	3
1.1 ELEMENTOS QUE COMPONEN UNA PRESA	3
1.2 NIVELES DE OPERACIÓN Y COMPONENTES DE UN VASO DE ALMACENAMIENTO.....	5
2. ANTECEDENTES HISTORICOS DE LAS OBRAS DE DESVÍO	6
2.1 ÉPOCA PREHISPÁNICA.....	6
2.2 LA COLONIA	7
2.3 MÉXICO, DE LOS AÑOS 40 A LA FECHA.....	8
2.4 OBRAS DE DESVÍO MÁS IMPORTANTE EN EL MUNDO.....	9
3. OBRA DE DESVÍO	11
3.1 DEFINICIÓN DE OBRA DE DESVÍO Y SU IMPORTANCIA.....	11
3.2 ELEMENTOS QUE COMPONEN UNA OBRA DE DESVÍO.....	12
3.2.1 Ataguías.....	12
3.2.1.1 Tipos de ataguías.....	12
3.2.2 Túneles de desvío.....	30
3.2.2.1 Características de los túneles.....	30
3.2.2.2 Localización de túneles	32
3.2.2.3 Problemas hidráulicos.....	33
3.2.2.4 Cálculo hidráulico.....	33
3.2.2.5 Tiempo y costos.....	34
3.2.3 Diseño de tapones para cierre final de túneles.....	34
3.2.3.1 Requerimientos de estudio	35
3.2.3.2 Diseño por corte.....	36
3.2.3.3 Diseño por viga gruesa	37
3.2.4 Canal o tajo de desvío.....	37
3.2.4.1 Definición de canal de desvío.....	38
3.2.4.2 Tipos de canal.....	39
3.2.4.3 Selección del talud	41
3.2.5 Desvío en obras permanentes.....	42
3.2.6 Importancia de modelos hidráulicos en las obras de desvío.....	43
3.2.6.1 Modelos físicos.....	43
3.2.6.2 Modelos matemáticos.....	45
4. FACTORES DE DISEÑO	47
4.1 GEOLOGÍA.....	47
4.1.1 Importancia de la geología en las obras de desvío.....	47
4.1.1.1 Tipos de rocas.....	47
4.2 GEOMORFOLOGÍA.....	51
4.2.1 Tectónica de placas en México y su impacto en las obras de desvío.....	53
4.3 GEOTECNIA.....	54
4.3.1 Suelos en las obras de desvío.....	54
4.4 TOPOGRAFÍA.....	55
4.4.1 Factores topográficos en la ubicación de una obra de desvío.....	55

4.5	MODELO DIGITAL DE ELEVACIONES	58
4.5.1	<i>Software empleado</i>	58
4.6	ANÁLISIS HIDROLÓGICO	58
4.6.1	<i>Definición de hidrología</i>	58
4.6.2	<i>Datos Históricos en México</i>	59
4.6.3	<i>Hidrograma</i>	61
4.6.4	<i>Avenida de Diseño</i>	62
4.6.4.1	Definición de avenida de diseño	62
4.6.4.2	Métodos para el cálculo de la avenida de diseño	63
4.6.4.2.1	Modelos lluvia-escorrentamiento.....	63
4.6.4.2.2	Estadísticos.....	64
4.6.5	<i>Tránsito de avenidas</i>	74
4.6.5.1	Tránsito de avenidas en el vaso	74
4.6.5.2	Tránsito de avenidas en el cauce	75
4.7	ANÁLISIS HIDRÁULICO	80
4.7.1	<i>Objetivo del análisis hidráulico</i>	80
4.7.2	<i>Aspectos teóricos</i>	81
4.7.2.1	Fuerzas preponderantes en el flujo.....	82
4.7.2.1.1	Fuerzas viscosas: Número de Reynolds	82
4.7.2.1.2	Fuerzas de gravedad: Número de Froude	82
4.7.2.2	Energía específica.....	83
4.7.2.3	Condición de régimen crítico.....	84
4.7.2.4	Resistencia al flujo.....	85
4.7.3	<i>Flujo Uniforme</i>	86
4.7.4	<i>Flujo gradualmente variado</i>	91
4.7.5	<i>Túneles de desvío funcionando a superficie libre</i>	91
4.7.6	<i>Túneles trabajando a presión</i>	102
4.7.7	<i>Rugosidad compuesta en túneles y canales de desvío</i>	105
5.	CIERRE DE CAUCES.....	111
5.1	MÉTODOS DE CIERRE DE CAUCE	113
5.1.1	<i>Método frontal u horizontal</i>	113
5.1.1.1	Condiciones de la ataguía durante su construcción por el método frontal	114
5.1.2	<i>Método pionero o lateral</i>	121
5.1.2.1	Condiciones de la ataguía durante su construcción por el método lateral	122
5.1.3	<i>Método combinado</i>	124
5.2	GASTOS	124
5.2.1	<i>Gasto desviado</i>	125
5.2.2	<i>Gasto vertido</i>	125
5.2.3	<i>Gasto filtrado</i>	129
5.3	VELOCIDAD QUE RESISTEN LOS MATERIALES.....	131
6.	EJECUCIÓN DE UNA OBRA DE DESVÍO.....	133
6.1	PREPARACIÓN DEL SITIO	133
6.2	ETAPAS DEL DESVÍO	135

7. SEGURIDAD Y RIESGO EN LAS OBRAS DE DESVÍO.....	147
7.1 DEFINICIÓN DE SEGURIDAD, RIESGO Y FALLA	147
7.2 MÉTODOS PARA EVALUAR EL RIESGO.....	151
7.3 MÉTODO PARA EVALUAR LA CONFIABILIDAD	153
7.4 EROSIÓN DEL RÍO	160
8. EFECTOS AMBIENTALES QUE INFLUYEN EN LA OPERACIÓN Y CONSTRUCCIÓN DE UNA OBRA DE DESVÍO	167
8.1 MÉTODO PARA EVALUAR EL IMPACTO AMBIENTAL	172
9. CONCLUSIONES	179
BIBLIOGRAFÍA	184

CAPÍTULO II

Imagen 2. 1 Presa Agua Azul, Cuadrilla de Álvarez, Oaxaca.....	6
Imagen 2. 2 Parte más profunda del Tajo de Nochistongo.	7
Imagen 2. 3 Tajo de Nochistongo, actualmente.	7
Imagen 2. 4 Túneles de desvío en la presa El Cajón, Nayarit, México.....	8
Imagen 2. 5 Operación de cierre en la presa Tres Gargantas, China.....	9
Imagen 2. 6 Desvío del río Paraná, Brasil.....	10

CAPÍTULO III

Imagen 3. 1 Construcción de ataguía tipo terraplén en la presa El Cajón, Nayarit, México.....	13
Imagen 3. 2 Obra de excedencia en la presa Peñitas, Chiapas, México.....	42
Imagen 3. 3 Modelo físico escala 1:92 de la obra de desvío del proyecto hidroagrícola de la presa de almacenamiento Santa María, IMTA.	44
Imagen 3. 4 Modelo físico de contorno móvil del río Suchiate, Instituto de Ingeniería, UNAM.	45
Imagen 3. 5 Modelación del río mediante el software Hec Ras.....	46

CAPÍTULO IV

Imagen 4. 1 Media sección del túnel de desvío y bifurcación hacia el túnel crucero en la presa El Cajón.	48
Imagen 4. 2 Macizo rocoso calcáreo en la presa Zimapán, Hidalgo, México.....	51
Imagen 4. 3 Frente de excavación del túnel uno en la presa La Yesca.	52
Imagen 4. 4 Regiones hidrológicas de la República Mexicana.....	60
Imagen 4. 5 Desnivel en túneles de desvío en la presa La Yesca.	92

CAPÍTULO VII

Imagen 8. 1 Falla asociada a filtración de flujo, presa Ralco, Chile.	149
Imagen 8. 2 Vista de las fallas presentes en el proceso constructivo de los túneles de desvío en la presa La Yesca.	150

CAPÍTULO I

Figura 1. 1 Componentes de una presa.	4
Figura 1. 2 Niveles de operación y componentes de un vaso de almacenamiento.....	5

CAPÍTULO III

Figura 3. 1 Elementos que componen una obra de desvío.	11
Figura 3. 2 Elementos que componen una ataguía tipo terraplén.....	13
Figura 3. 3 Terraplén.....	14
Figura 3. 4 Fuerzas actuantes en el método de Spencer.	16
Figura 3. 5 Núcleo de la ataguía y pantalla impermeable.	17
Figura 3. 6 Talud de la ataguía.....	18
Figura 3. 7 Corona de la ataguía.	19
Figura 3. 8 Bordo libre de la ataguía.....	20
Figura 3. 9 Fuerzas de filtración.....	24
Figura 3. 10 Ataguía celular.....	28
Figura 3. 11 Emparrillado circular.	29
Figura 3. 12 Sección B-B, emparrillado circular.....	29
Figura 3. 13 Emparrillado tipo diafragma.....	30
Figura 3. 14 Componentes típicos de un túnel.	30
Figura 3. 15 Secciones transversales típicas de un túnel de desvío.....	31
Figura 3. 16 Portales de entrada y salida de un túnel de desvío.	31
Figura 3. 17 Perfil de un túnel de desvío.....	32
Figura 3. 18 Geometría de tapones.....	35
Figura 3. 19 Arreglo típico de un canal de desvío.....	38
Figura 3. 20 Sección transversal de un canal trapecial.....	38
Figura 3. 21 Canal de desvío en la boquilla.	39
Figura 3. 22 Canal de desvío con ataguías paralelas.....	39
Figura 3. 23 Ataguías integradas al cuerpo de la cortina.	40
Figura 3. 24 Pendiente después de limpiar el material de acarreo.	41

CAPÍTULO IV

Figura 4. 1 Fallas con desplazamiento vertical.	52
Figura 4. 2 Regionalización sísmica (CFE).....	53
Figura 4. 3 Obra de desvío con túneles en la presa La Yesca, Nayarit, México.	55
Figura 4. 4 Obra de desvío con canal en la presa Amatas, Sinaloa, México.....	56
Figura 4. 5 Obra de desvío en la presa El Cajón, Nayarit, México.	56
Figura 4. 6 Obra de desvío en la presa El Infiernillo, Michoacán-Guerrero, México.....	57
Figura 4. 7 Hidrograma.	61
Figura 4. 8 Ecurrimiento anual (en hm ³) de los ríos más importantes de México.....	62
Figura 4. 9 Forma de hidrograma de entrada (I) e hidrograma de salida (O).....	75
Figura 4. 10 Almacenamiento en prisma.....	76
Figura 4. 11 Almacenamiento en cuña.....	77

Figura 4. 12 Flujo permanente.	81
Figura 4. 13 Flujo no permanente.	81
Figura 4. 14 Flujo turbulento o laminar.	86
Figura 4. 15 Flujo gradualmente variado.	91
Figura 4. 16 Perfil hidráulico escenario uno.	93
Figura 4. 17 Perfil tipo <i>M2</i>	93
Figura 4. 18 Perfil hidráulico escenario dos.	96
Figura 4. 19 Perfil tipo <i>M1</i> (remanso).	96
Figura 4. 20 Túnel ahogado parcialmente.	98
Figura 4. 21 Perfil con salto hidráulico.	100
Figura 4. 22 Perfil tipo <i>S1</i>	101
Figura 4. 23 Túnel funcionando a tubo lleno.	102
Figura 4. 24 Tirante aguas abajo ahoga la salida del túnel.	104
Figura 4. 25 Túnel con rugosidad compuesta.	105
Figura 4. 26 División de sección con líneas sensiblemente verticales hasta la superficie libre del agua.	107
Figura 4. 27 División de sección con líneas sensiblemente horizontales.	107
Figura 4. 28 División de sección con líneas sensiblemente verticales.	108

CAPÍTULO V

Figura 5. 1 Primera etapa en la construcción de la ataguía.	111
Figura 5. 2 Segunda etapa en la construcción de la ataguía.	112
Figura 5. 3 Tercera etapa en la construcción de la ataguía.	112
Figura 5. 4 Cuarta etapa, construcción de la ataguía aguas abajo.	112
Figura 5. 5 Método de cierre frontal.	113
Figura 5. 6 Primera condición de la ataguía.	116
Figura 5. 7 Segunda condición de la ataguía.	117
Figura 5. 8 Tercera condición de la ataguía.	120
Figura 5. 9 Cuarta condición de la ataguía.	121
Figura 5. 10 Método de cierre lateral o pionero.	121
Figura 5. 11 Primera condición del método de cierre lateral.	122
Figura 5. 12 Método de cierre combinado.	124

CAPÍTULO VI

Figura 6. 1 Preparación del sitio para la construcción de una obra de desvío.	134
Figura 6. 2 Etapas del desvío.	135
Figura 6. 3 Portales de entrada de túneles de desvío en el río Magdalena, Colombia.	136
Figura 6. 4 Excavación de túnel de desvío en la presa La Yesca.	137
Figura 6. 5 Excavación de túnel en etapas.	137
Figura 6. 6 Sección media superior.	138
Figura 6. 7 Banqueo.	139
Figura 6. 8 Excavación del canal de llamada en el desvío del río Magdalena, Colombia.	140

Figura 6. 9 Cierre parcial del río Sogamoso, Colombia.	140
Figura 6. 10 Manejo del río Sogamoso por los túneles de desvío, Colombia.	141
Figura 6. 11 Inicio del desvío por el túnel 1.....	142
Figura 6. 12 Operación de túneles gemelos en época de avenidas.....	142
Figura 6. 13 Inicio del segundo periodo de estiaje y cierre de túnel 2.	143
Figura 6. 14 Inicio de los trabajos en la descarga de fondo.	143
Figura 6. 15 Inicio de montaje de la bifurcación de la descarga de fondo.	144
Figura 6. 16 Montaje de la válvula de cierre.	144
Figura 6. 17 Túneles gemelos operados en el tercer periodo de avenidas.	145
Figura 6. 18 Cierre definitivo del túnel 1.	145
Figura 6. 19 Cierre definitivo del túnel 2.	146

CAPÍTULO VII

Figura 7. 1 Mapa de peligro por incidencia de ciclones.....	148
Figura 7. 2 Tirantes Y_f y Y_i	162
Figura 7. 3 Obtención de la erosión general en material homogéneo.	165
Figura 7. 4 Obtención de la erosión general en material heterogéneo..	166

CAPÍTULO VII

Figura 8. 1 Caminos de acceso a la presa La Yesca, Nayarit, México.....	169
Figura 8. 2 Talleres temporales en la presa El Realito, Guanajuato, México.	169
Figura 8. 3 Voladura en la presa La Yesca.....	170
Figura 8. 4 Construcción de túnel de desvío.	171

TABLAS

Tabla 1 Tipos de materiales para el núcleo de una ataguía (USBR, 1976).....	18
Tabla 2 Valores de coeficiente de Manning (Sotelo, 2002).	32
Tabla 3 Talud recomendado para canales de tierra (Sotelo, 2002)	41
Tabla 4 Estaciones hidrométricas para cada región hidrológica administrativa.	59
Tabla 5 Fórmulas para calcular n_c (Marengo, 2019).....	108
Tabla 6 Relación empírica entre la resistencia a la tubificación y el tipo de suelo (Sherard et al., 1976)	149
Tabla 7 Niveles de comportamiento esperados en términos de probabilidad de falla y sus correspondientes índices de confiabilidad (Sivkmur & Murthy, 2005).	159
Tabla 8 Obras principales del proyecto hidroeléctrico El Cajón.....	173
Tabla 9 Ubicación de las acciones susceptibles de producir un impacto ambiental.	175
Tabla 10 Ubicación de los factores ambientales con posibilidad de ser afectados.	175
Tabla 11 Celda que compone la matriz de Leopold.....	176
Tabla 12 Estrategias para prevenir, mitigar, compensar y corregir impactos ambientales negativos de la P.H. Chicoasén II.....	177

GRÁFICAS

Gráfica 1 Ejemplo de curva-elevaciones-áreas capacidades.	57
Gráfica 2 Avenida de diseño por el método de bloques alternados.	72
Gráfica 3 Tirante- Energía específica.....	84
Gráfica 4 Curva elevaciones-gastos del desvío.....	100
Gráfica 5 Variación de la velocidad sobre la cresta de la ataguía (Lozoya, 1998).	126
Gráfica 6 Tirantes-altura de ataguía, gasto vertido-elevaciones del agua y gasto vertido- altura de la ataguía (Lozoya, 1998).....	127
Gráfica 7 Variación del coeficiente de gasto m y la relación z/H (Lozoya, 1998).	128
Gráfica 8 Gastos del cierre (Lozoya, 1998).	131
Gráfica 9 Variables reducidas (Marengo, 2019).	157
Gráfica 10 Índice de confiabilidad.	159

OBJETIVO

El objetivo de este trabajo es describir los principales factores que influyen en el diseño, planeación y construcción de una obra de desvío dentro del campo de la ingeniería civil en la disciplina de Obras Hidráulicas. Se analizará desde un punto de vista técnico e identificando los factores más relevantes, y se presentarán los métodos que se aplican para el diseño, planeación y construcción de obras de desvío.

ESTRUCTURA DEL DOCUMENTO

El presente trabajo expone nueve capítulos en donde se distinguen 4 partes: la primera parte comienza en el capítulo I y se extiende al capítulo II en donde se pone en contexto sobre la historia de las obras de desvío y su relación con las presas, la segunda parte comprende desde el capítulo III a VI y es donde se presentan definiciones, aspectos teóricos, criterios y metodologías que se utilizan al momento de diseñar, planear y construir una obra de desvío, la tercera parte comprende desde el capítulo VII al capítulo VIII, la cual presenta los riesgos y modificaciones ambientales que conlleva la ejecución de una obra de desvío y cómo influyen en su construcción y operación, y en la última parte se presenta el capítulo IX donde se concluye sobre aspectos más relevantes en el diseño, planeación y construcción de una obra de desvío.

Capítulo I. Se desarrolla la introducción analizando la importancia del agua dentro del marco de la ingeniería civil, y su relación con el desarrollo de las actividades humanas. Se desarrollan los antecedentes para entender la función de una obra de desvío, así como los elementos que componen a una presa, obras permanentes y obras provisionales, así como volúmenes y elevaciones de operación de un vaso de almacenamiento.

Capítulo II. Se describe la historia de las obras de desvío en tres épocas de México, así como obras de desvío en el mundo que por su importancia han destacado.

Capítulo III. Se define que es una obra de desvío, se describen los elementos que la componen y se muestra su configuración en túnel y canal, presentando los aspectos más relevantes de dichas configuraciones.

Capítulo IV. Se describen los aspectos teóricos para el diseño, planeación y construcción de una obra de desvío tales como: geología, geomorfología, geotecnia, topografía, modelo digital de elevaciones, análisis hidrológico, análisis hidráulico enfocado en túneles de desvío y rugosidad utilizada en los mismos.

Capítulo V. Se describen los métodos de cierre para dirigir la corriente hacia el conducto de desvío.

Capítulo VI. Se describen las fases secuenciales para la correcta ejecución de una obra de desvío enfatizando en conductos con túnel, denotando la prioridad y control de cada una de las fases para ejecutar cada una de ellas con la calidad deseada.

Capítulo VII. Se describen las fallas potenciales que representa realizar una obra de desvío tanto para los bienes humanos, económicos e infraestructura, así como tomar las consideraciones necesarias de análisis de riesgo y confiabilidad.

Capítulo VIII. Se describen las posibles afectaciones ambientales al construir y operar una obra de desvío, y se presenta una metodología para identificar los impactos más importantes.

Capítulo IX. Se concluye sobre los factores más importantes que influyen en la planeación, diseño y construcción de una obra de desvío.

Capítulo I

1. INTRODUCCIÓN

A lo largo de la historia, el hombre ha empleado a la naturaleza para mejorar su calidad de vida y satisfacer sus necesidades básicas, de las cuales una de las más importantes es el almacenamiento y suministro de agua dulce. El agua dulce en el mundo es finita y representa aproximadamente el 2.5% del volumen total del líquido que hay en nuestro planeta. El agua dulce es fundamental para el desarrollo socioeconómico, la generación de energía, la producción de alimentos y para la supervivencia misma de los seres humanos.

Debido a las condiciones geográficas, climatológicas e hidrológicas de las distintas regiones de México, los caudales que escurren por los ríos de la República Mexicana varían continuamente en el tiempo, es decir, generan una variación estacional del escurrimiento bajo dos frentes, la época de avenidas, la cual se presenta durante los meses de julio a octubre, y la época de estiaje el resto del año. Esto ocasiona que la distribución del recurso hídrico no sea uniforme durante todo el año, por ello ha surgido la necesidad de alterar el régimen del río para almacenar, regular, controlar y aprovechar los escurrimientos, lo que ha dado como resultado el surgimiento de grandes obras de infraestructura hidráulica, en específico las presas, obras que le han permitido al hombre aprovechar los recursos hídricos de manera segura y eficiente.

1.1 Elementos que componen una presa

Una presa es un grupo de estructuras (figura 1.1) que tiene como objetivo limitar el paso de un río para poder captar, almacenar, conducir y aprovechar los escurrimientos del mismo. A continuación se describen sus estructuras:

Cortina o dique principal: Barrera fabricada de concreto o materiales sueltos construida al paso de un río con la finalidad de limitar el paso del flujo y formar un embalse para su posterior aprovechamiento.

Embalse o vaso de almacenamiento: Es una depresión natural del terreno que constituye el área donde queda almacenada el agua por la presencia de la cortina o dique, formando un lago artificial. La función del vaso es la de regular los escurrimientos de agua que llegan a él, esto es, almacenar el agua que escurre por la cuenca, principalmente en época de avenidas y posteriormente proporcionar la demanda en el tiempo y volúmenes requeridos.

Obra de toma: Es una estructura mediante la cual se realiza la extracción de agua del vaso de almacenamiento de forma controlada y de acuerdo con la demanda requerida. Las obras de toma pueden ser de distintos tipos como: conducto en túnel, tubería ahogada en la cortina, o un orificio en la cortina. En cualquier caso, la característica común es que existe un elemento de control, válvula o compuerta que permite regular a voluntad el caudal extraído.

Obra de control: Su objetivo es regular el agua que es desalojada por la obra de excedencias y así garantizar la seguridad de las poblaciones o infraestructura ubicada aguas abajo.

Obra de excedencias: Es la estructura que permite la descarga adecuada de los volúmenes de agua que exceden la capacidad del vaso de almacenamiento, de tal manera que el nivel en el embalse ante una creciente extraordinaria no sea sobrepasado.

Obra de desvío: Es la estructura que permite desviar la corriente original del río y preservar seco el sitio sobre el cual se construirán los elementos permanentes de la presa.

Bordo Libre: Es la capacidad extra de almacenamiento que se deja sobre la elevación del NAME. Evita que el agua sobrepase la corona de la cortina en caso de oleaje producido por vientos que pudieran actuar sobre la superficie del agua en el vaso de almacenamiento.

Casa de Maquinas (específicamente, en el caso de una central hidroeléctrica): La casa de máquinas alberga el equipo turbo generador, tableros de control, etc.

Como se puede apreciar, a excepción de la obra de desvío, el resto de las estructuras son de carácter permanente. En la figura 1.1 se presenta un esquema en planta con la ubicación de las obras descritas.

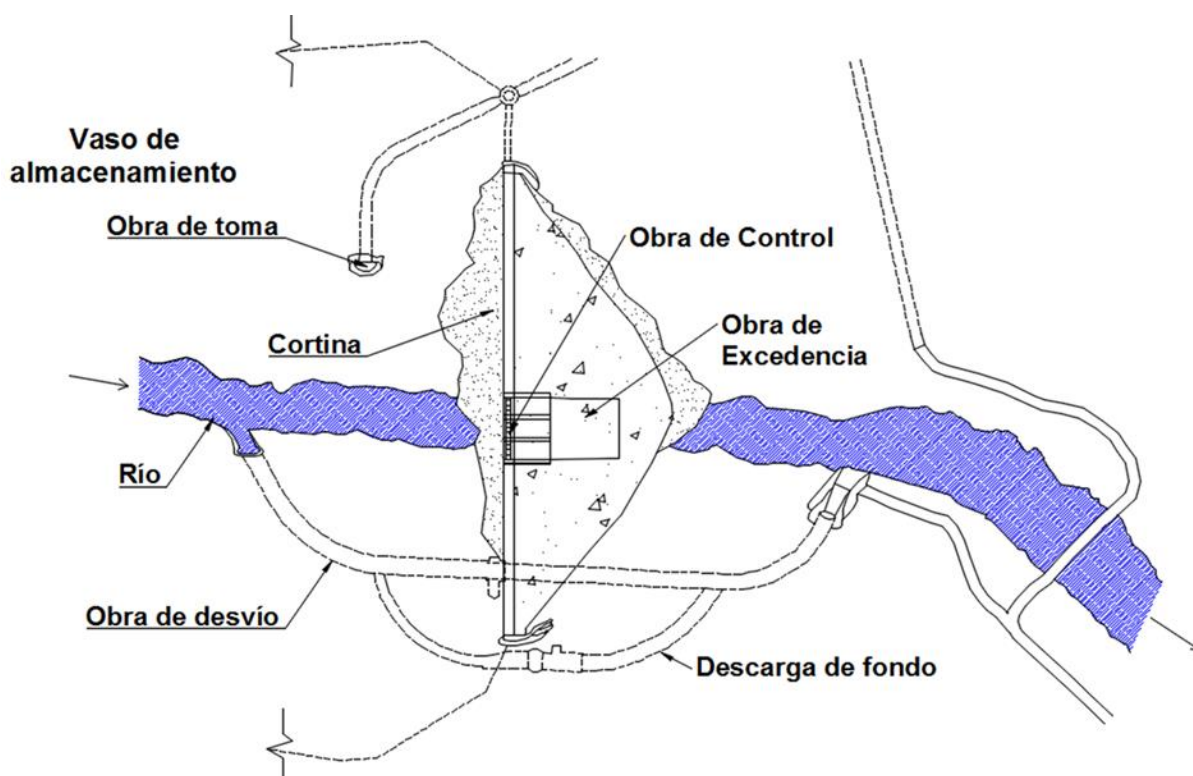


Figura 1. 1 Componentes de una presa.

1.2 Niveles de operación y componentes de un vaso de almacenamiento

A continuación se indican aquellos volúmenes y elevaciones que comúnmente se encontrarán en cualquier proyecto y se muestran en la figura 1.2, con la advertencia que puede haber variaciones tanto en la conceptualización, como en la nomenclatura “típica”.

NAMÍN (Nivel de aguas mínimo): Es el nivel de aguas mínimo que puede alcanzar el embalse, ubicado en la misma elevación que el nivel de la obra de toma.

NAMÍNO (Nivel de aguas mínimo de operación): Determina el nivel mínimo en el que puede operar la presa para satisfacer una cierta demanda.

NAMO (Nivel de aguas máximo de operación): Determina el nivel máximo en el que puede operar una presa para satisfacer cierta demanda, al sobrepasar este nivel se presenta la necesidad de derramar agua por la obra de excedencias.

NAME (Nivel de aguas máximo extraordinario): Cota a la cual puede llegar un almacenamiento ante la presencia de una avenida máxima, es cuando el vertedor trabaja a su capacidad límite de descarga.

Volumen Muerto: Es el volumen de agua comprendido entre por el NAMÍNO y NAMÍN, se desprecia para la operación de la turbina.

Volumen de azolves: Volumen acumulado debido al transporte de sedimentos y acarreo de sólidos. Este volumen garantizará que la obra (presa) cumpla con su vida útil.

Volumen útil: Volumen comprendido entre el NAMÍNO y el NAMO, destinado a la regulación de los escurrimientos aprovechables de la cuenca.

Volumen de regulación: Volumen comprendido entre el NAMO y el NAME el cual tiene la función de regular el escurrimiento generado por un evento extraordinario.

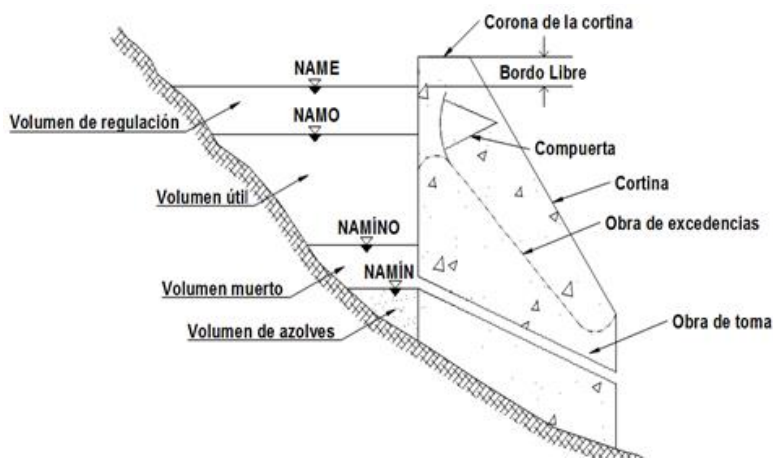


Figura 1. 2 Niveles de operación y componentes de un vaso de almacenamiento.

Capítulo II

2. ANTECEDENTES HISTORICOS DE LAS OBRAS DE DESVÍO

2.1 Época Prehispánica

La información histórica, arqueológica y etnográfica han documentado y sustentado la existencia de obras hidráulicas (obras de desvío y represas de derivación temporales) en la época prehispánica, en la que se construían estructuras de poca altura, elaboradas con materiales circundantes que los campesinos aprovechaban de su entorno y que alineaban hasta formar bordos de piedra (imagen 2.1), tierra o arena compactada, conformando una especie de bordo o dique que se coloca sesgado o perpendicular en el cauce del arroyo o río perenne con el objetivo de desviar la corriente por un canal artificial previamente construido y así poder elevar su nivel e irrigar por gravedad las parcelas agua abajo, aprovechando el desnivel (Obras hidráulicas en la América colonial, 1990: 240).

En algunas de las regiones como en el valle de Xiquila en Oaxaca, además de construir una represa, también construyeron acueductos hechos de piedras y troncos que conducían el agua hasta el lugar de interés. Con la crecida del río, muchas de estas estructuras quedaban sumergidas o destruidas por el paso de la corriente y con frecuencia se volvía a construir la misma obra para la temporada siguiente.

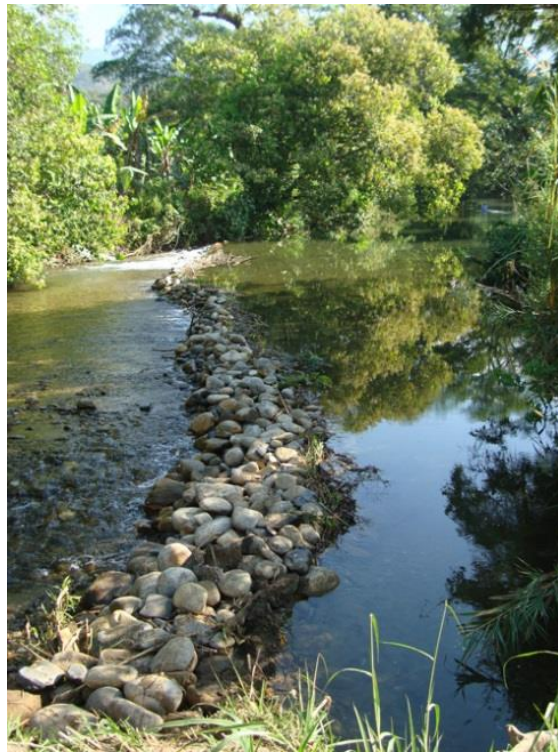


Imagen 2. 1 Presa Agua Azul, Cuadrilla de Álvarez, Oaxaca.

2.2 La colonia

En la época colonial se destaca el canal de desagüe de la Ciudad de México iniciado en 1607 por el Ing. Enrico Martínez que incluye un túnel en la parte más baja de la ciudad conocido como el túnel de Tequixquiac, con una abertura entre los cerros de Nochistongo. Sin embargo, la falta de revestimiento en la galería del túnel ocasionó varios derrumbes que lo dejaron inservible por muchos años; finalmente en 1789, 182 años después del inicio de las obras, se inauguró el tajo a cielo abierto.

El tajo de Nochistongo es uno de los primeros antecedentes que existe de una obra de desvío construida con el objetivo de desalojar los escurrimientos excedentes provocadas durante la época de lluvias en el valle de México las cuales afectaban de manera indirecta en las elevaciones del lago de Texcoco provocando inundaciones en la capital de la Nueva España.



Imagen 2. 2 Parte más profunda del Tajo de Nochistongo.



Imagen 2. 3 Tajo de Nochistongo, actualmente.

2.3 México, de los años 40 a la fecha

México es un país con alto potencial para la producción de energía renovable a través de la explotación de sus recursos hídricos. En el año de 1927, México contaba con 18.3 millones de habitantes, de los cuales únicamente siete millones contaban con electricidad proporcionada con serias dificultades por tres empresas privadas. Para resolver esa situación que no permitía el desarrollo del país, el gobierno federal creó el 14 de agosto de 1937 la Comisión Federal de Electricidad (CFE), que tendría por objetivo organizar y dirigir un sistema nacional de generación, transmisión y distribución de energía eléctrica, basado en principios técnicos y económicos, sin propósitos de lucro. Con su creación inician los proyectos hidroeléctricos Valle de Bravo, Las Juntas, El Cóbano y Mazatepec-Apulco. En años recientes (2007) se inauguró la presa El Cajón que ocupa el segundo lugar en potencia y generación en el país. Para su construcción, fue necesario desviar el río Santiago de su cauce original. La primera fase del desvío consistió en construir la ataguía aguas arriba y la ataguía aguas abajo, formadas de materiales graduados con un núcleo impermeable que permitieron la excavación de dos túneles de desvío (imagen 2.4) de sección portal, localizados en la margen izquierda del río, excavados en roca y revestidos de concreto hidráulico en la plantilla y paredes, así como de concreto lanzado en bóveda, diseñados para transitar una avenida de diseño de 6 481 m³/s.

Los portales de entrada y salida se excavaron en roca, cada túnel contó con una lumbrera revestida de concreto para alojar y operar los obturadores accionados por malacates estacionarios para el control del flujo de agua. Una vez construidos los túneles, se encauzó el río hacia los mismos para mantener aislado y seco el recinto de construcción de la cortina. La construcción de los dos túneles de desvío requirió trabajar desde nueve direcciones simultáneamente: dos de entrada y dos de salida de cada túnel; una para interceptar diagonalmente los dos túneles principales, y a partir de esta intersección, dos para atacar hacia la entrada y dos hacia la salida de ambos túneles.

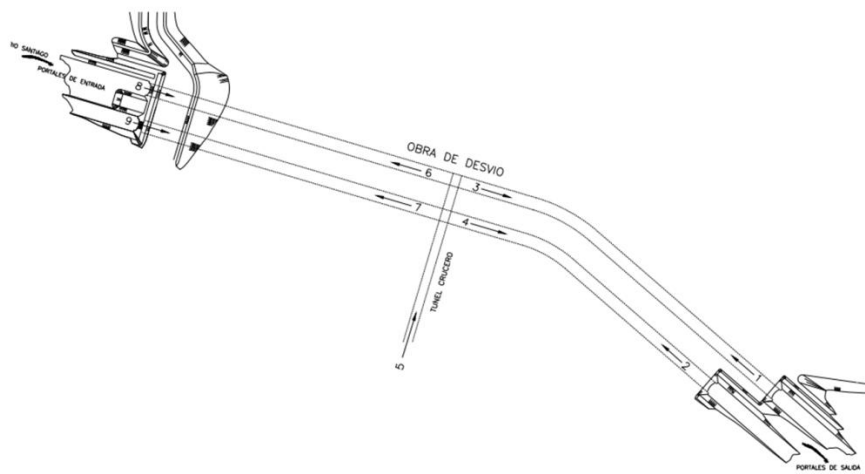


Imagen 2. 4 Túneles de desvío en la presa El Cajón, Nayarit, México.

A la fecha, existen más de 4,462 presas y bordos en México, de las cuales 667 están clasificadas como grandes presas, de acuerdo con la definición de la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD, por sus siglas en inglés) las grandes presas tienen una altura mayor a 15 metros, la longitud de su corona es mayor a 500 metros y la capacidad del vaso excede 1 Mm³.

2.4 Obras de desvío más importante en el mundo

Obra de desvío en la presa Tres Gargantas, China.

Las provincias de Hubei han sido propensas a inundarse durante la época de lluvias, debido a la crecida de los niveles de los afluentes del río Yangtze (río más largo de China y el tercero del mundo) lo que ha provocado pérdidas humanas, económicas e infraestructura. Desde la década de los cincuenta se han construido diques, diversas áreas de desvío y contención para minimizar los daños. Para reducir las posibilidades de daños por inundaciones y crear una fuente de generación de energía limpia, se construyó la presa de las Tres Gargantas situada en la ciudad de Sandouping, cerca de la ciudad de Yichang en la provincia de Hubei, en China central.

La ejecución de dicho proyecto iniciado en 1993 se dividió en tres etapas. Los preparativos y la primera etapa de construcción se llevaron a cabo entre 1993 y 1997. Para comenzar con la construcción de la presa, se excavó un canal lateral por la margen derecha del río Yangtze y de esa forma desviar la corriente principal, posteriormente el canal también sirvió para desviar la navegación fluvial. La mayor parte de las zonas de desvío estaban pobladas, lo que provocó la reubicación de más de 500 000 personas.



Imagen 2. 5 Operación de cierre en la presa Tres Gargantas, China.

Obra de desvío en la presa Itaipú, Brasil – Paraguay.

La construcción de la presa Binacional Itaipú se desarrolló en la cuenca del río Paraná. En la primera etapa de su construcción, se excavó y construyó un canal de desvío con una longitud de más de dos kilómetros y 80 m de profundidad. Teniendo en cuenta de que se trata de uno de los ríos más caudalosos del mundo, les tomó a los constructores casi tres años construir el canal, en donde más de 50 millones de toneladas de tierra y roca fueron removidas en el proceso. El nuevo canal permitió uno de los desvíos más grandes que se han construido con una capacidad de 35 000 m³/s.



Imagen 2. 6 Desvío del río Paraná, Brasil.

Capítulo III

3. OBRA DE DESVÍO

3.1 Definición de obra de desvío y su importancia

Su objetivo es desviar los escurrimientos del cauce original para aislar un determinado sitio destinado a la construcción de las obras permanentes durante el tiempo que tarde la ejecución de estas. Su diseño es especialmente crítico cuando ríos de descargas medias a altas están sujetos a escurrimientos súbitos e importantes. La obra de desvío debe formar parte de todo el diseño del proyecto, ya que la selección de la solución más idónea tendrá repercusión en el costo de las obras temporales y obras permanentes. La obra de desvío está integrada por las ataguías aguas arriba y aguas abajo, el portal de entrada, portal de salida, y la conducción puede efectuarse a través de canal o tajo y uno o varios túneles. En la figura 3.1 se presenta un esquema en planta de los elementos que componen una obra de desvío.

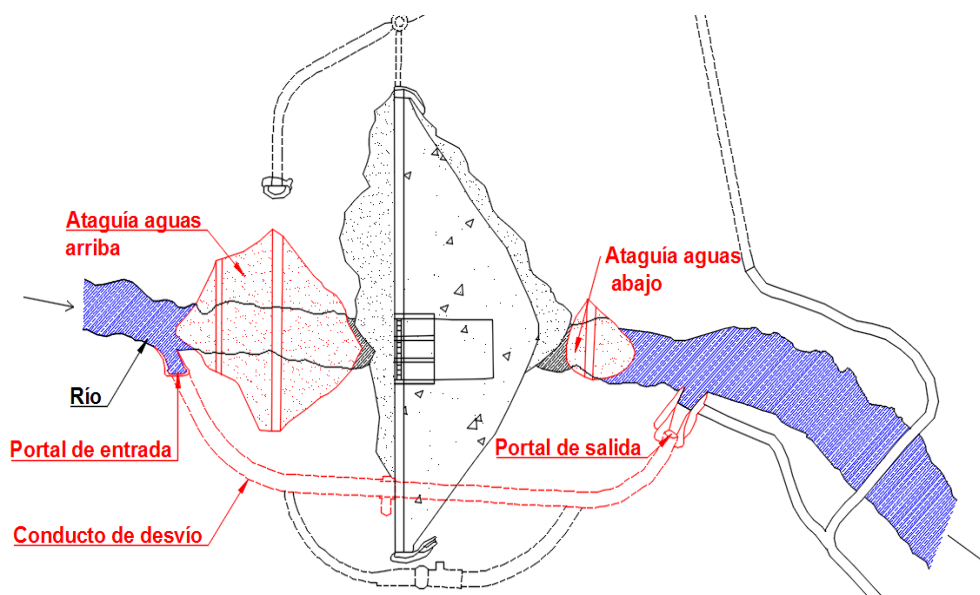


Figura 3. 1 Elementos que componen una obra de desvío.

El tamaño de la presa puede influir en la elección del desvío; en una estructura relativamente pequeña en la que el tiempo de construcción sea menor que el periodo de estiaje, el desvío será distinto que para una estructura relativamente grande en la que el tiempo de construcción sea mayor a uno o varios periodos hidrológicos anuales consecutivos comprendiendo periodos lluviosos y de estiaje. La obra de desvío cumple su objetivo cuando se comienza el llenado del embalse por efecto de la construcción del tapón de cierre final. En algunos casos, las obras de desvío pasan de ser una obra de carácter temporal a permanente y se puede utilizar como obra de excedencias, obra de descarga de fondo o toma ecológica.

3.2 Elementos que componen una obra de desvío

3.2.1 Ataguías

Ataguías aguas arriba: Cortinas provisionales impermeables generalmente hechas de materiales graduados que sirven para impedir el paso del caudal sobre el cauce original del río, dirigiendo los escurrimientos al conducto de desvío. Los materiales para la construcción de las ataguías son comúnmente extraídos de bancos de materiales previamente determinados y de las excavaciones realizadas en el canal, tajo o túnel de desvío.

Ataguía aguas abajo: Compuestas del mismo modo que las ataguías aguas arriba, su función es evitar que el caudal que ha sido desviado por los túneles o canal de desvío retroceda hacia el sitio de trabajo y pueda inundarlo. La función de las ataguías aguas arriba y aguas abajo es preservar seco el sitio de la obra a construir, protegiéndolo del mismo modo a ser inundado ante una creciente asociada generalmente de 20 a 50 años de periodo de retorno.

3.2.1.1 Tipos de ataguías

Dependiendo de factores como a su geometría y disposición de materiales en el sitio de la obra, las ataguías pueden clasificarse en: tipo terraplén, celulares y emparrillados de madera, concreto o acero, cuyas características se describen a continuación.

Ataguías tipo terraplén

El tipo más común de ataguía (imagen 3.1), la cual está compuesta de un núcleo central impermeable cubierto por zonas considerablemente más permeables que protegen el mismo. Se construyen con materiales disponibles en el sitio de trabajo como tierra y materiales graduados, o rocas comúnmente provenientes de las excavaciones realizadas en el conducto de desvío (canal, tajo o túneles de desvío).

Las ataguías que están integradas al cuerpo de la cortina son obras permanentes, también se utilizan para formar un tanque o colchón de agua al pie de la cortina con el fin de reducir el problema de socavación y fractura en el caso de la descarga de vertedor de excedencias (Marengo, 2019).



Imagen 3. 1 Construcción de ataguía tipo terraplén en la presa El Cajón, Nayarit, México.

Elementos que componen una ataguía tipo terraplén.

La altura total de la ataguía está determinada por la profundidad de desplante, la altura máxima obtenida de un análisis hidráulico e hidrológico más un bordo libre. Su geometría dependerá de las características de los materiales a emplear en su construcción y de la geología del sitio, cumpliendo con las condiciones de impermeabilidad y estabilidad establecidas en su diseño. En la figura 3.2 se describen los elementos que componen una ataguía tipo terraplén.

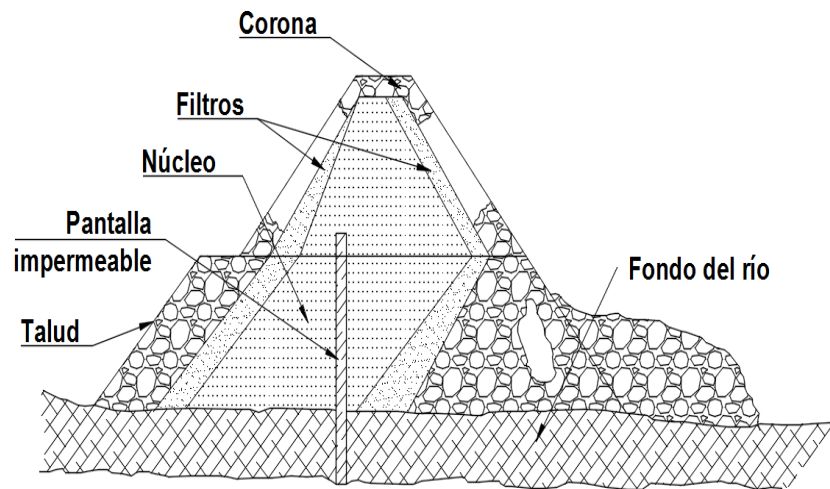


Figura 3. 2 Elementos que componen una ataguía tipo terraplén.

Terraplén

La obtención de la sección transversal de la ataguía es indispensable; una vez construida con los materiales seleccionados, esta debe cumplir con las condiciones para desviar la corriente hacia el portal de entrada del conducto de desvío. Sus filtros y capas pueden tener distintas combinaciones de granulometría y composición por lo que su forma de trabajo varía según las condiciones de saturación y carga a la que están expuestos.

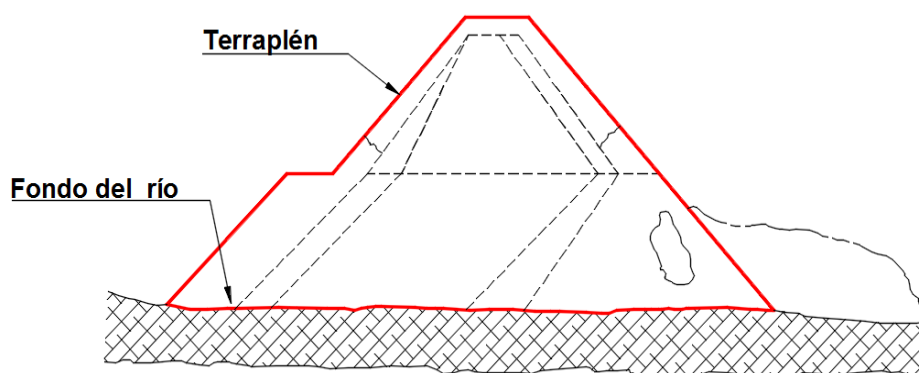


Figura 3. 3 Terraplén.

Estabilidad del terraplén

La estabilidad del terraplén se determina por su capacidad para resistir los esfuerzos cortantes, puesto que la falla se produce por deslizamiento a lo largo de su superficie. Las tensiones tangenciales se producen por fuerzas externas como un sismo o fuerzas internas como su peso propio. Estas tensiones contribuyen al desarrollo de presiones intersticiales que pueden aumentar su inestabilidad.

Los materiales granulares tienen mayor resistencia al rozamiento y mayor permeabilidad lo que les permite una rápida disipación de la presión intersticial generada por las fuerzas de compresión, por lo que las ataguías construidas de materiales granulares no cohesivos son más estables que las ataguías formadas por materiales cohesivos.

La magnitud de la presión intersticial debido a la fuerza de compresión depende de la compresibilidad del material compactado y la cantidad de aire que contenga. Colocar material con el contenido óptimo de humedad incrementa su plasticidad lo que permite adaptarse a la forma del cimientó y los taludes de la ataguía reduciendo la posible rotura por tensión en los taludes. La condición más crítica del talud aguas arriba de la ataguía es la que se produce cuando el nivel de agua baja de manera súbita (vaciado rápido) produciendo presiones extremas remanentes por lo que se debe tomar la debida precaución en el diseño de la ataguía.

Una ataguía se puede considerar como una cortina construida con materiales graduados y de dimensiones reducidas, por lo que existen distintos métodos para el análisis de su estabilidad que se basan en la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. El método sueco o círculo de deslizamiento supone que la superficie de rotura es una superficie cilíndrica, la fuerza ejercida por cualquier segmento comprendido dentro del círculo de deslizamiento es igual a su peso, actúa verticalmente hacia abajo y esta aplicada en su centro de gravedad.

Las componentes que actúan en una parte del círculo son la fuerza normal y tangencial al arco las cuales se determinan mediante un triángulo de fuerzas. El coeficiente de seguridad contra el deslizamiento se define como la relación del valor medio del esfuerzo cortante a la tensión tangencial media determinada estáticamente en una superficie potencial de deslizamiento, el cual se determina con la siguiente expresión (U.S.B.R., 1976):

$$C.S. = \frac{c' L (\tan \phi' (N - U))}{T} \quad (1)$$

donde:

- $C.S.$ coeficiente de seguridad.
- N resultante de fuerzas normales a lo largo del arco, en N/m.
- U resultante de las fuerzas de supresión debido a las presiones intersticiales a lo largo del arco, en N/m.
- T suma algebraica de las fuerzas tangenciales a lo largo del arco, en N/m.
- L longitud del arco del círculo de deslizamiento, en m.
- c' cohesión efectiva, en N/m².
- ϕ' ángulo efectivo de rozamiento interno, en grados.

Estos procedimientos no se limitan a superficies cilíndricas de deslizamiento, se pueden aplicar a cualquier tipo de geometría admisible.

Spencer propone un método basándose en el equilibrio límite donde la masa deslizante se divide en una serie de bloques individuales, considerando la magnitud y orientación de las fuerzas actuando (figura 3.4) en los bordes de cada elemento y de esa forma se obtiene el coeficiente de seguridad.

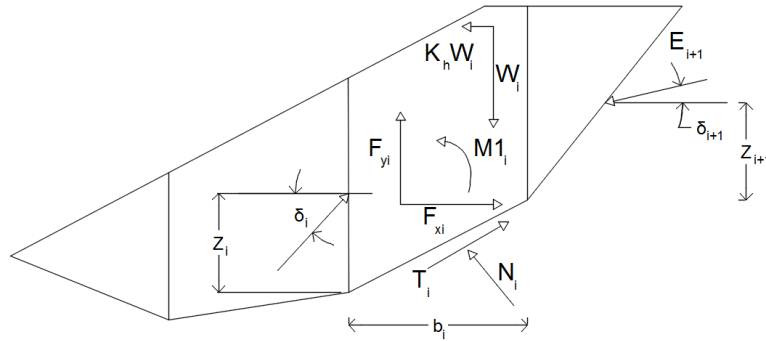


Figura 3. 4 Fuerzas actuantes en el método de Spencer.

Cada bloque asume una contribución debido a las siguientes fuerzas.

W_i	peso del bloque, incluyendo material de sobrecarga y la influencia del coeficiente vertical del sismo K_V .
$K_h * W_i$	fuerza de inercia horizontal representando el efecto del sismo.
K_h	factor de aceleración horizontal durante el sismo.
N_i	fuerza normal actuando en la superficie de deslizamiento.
T_i	fuerza de corte actuando en la superficie de deslizamiento.
E_i, E_{i+1}	fuerzas ejercidas por bloques vecinos, inclinados desde el plano horizontal por el ángulo δ .
F_{xi}, F_{yi}	fuerza horizontal y vertical actuando en el bloque.
$M1_i$	momento de fuerzas F_{xi}, F_{yi} rotando alrededor del punto M.

Las siguientes suposiciones se introducen en el método de Spencer para calcular el equilibrio límite de fuerzas y momento de bloques individuales:

- 1) La división de los planos entre bloques es siempre vertical.
- 2) La línea de acción del peso (W_i) pasa a través del centro del segmento de la superficie de deslizamiento por el punto M.
- 3) La fuerza normal N_i está activa en el centro del segmento i de la superficie de deslizamiento, en el punto M.
- 4) La inclinación de fuerzas E_i actuando entre bloques es constante para todos los bloques y es igual δ , solo en el punto final de la superficie de deslizamiento es $\delta = 0$.

Núcleo

El núcleo de la ataguía (figura 3.5) debe ser impermeable y estar protegido con capas de material gruesos que eviten el arrastre del material que compone el núcleo. Es importante resaltar que el núcleo de la ataguía debe estar ligado a una pantalla impermeable construida hasta la roca sana del fondo del cauce; esto con el objetivo de reducir considerablemente el flujo de agua hacia el sitio de construcción y tener las condiciones necesarias para el desplante de la cortina. Dichas condiciones consisten básicamente en tener seco el sitio de trabajo, en caso de filtraciones se utilizarán cárcamos de bombeo los cuales representan altos costos de operación

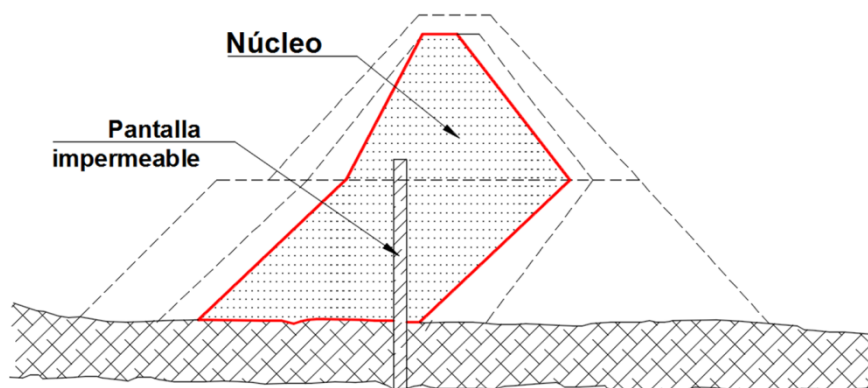


Figura 3. 5 Núcleo de la ataguía y pantalla impermeable.

El núcleo proporciona resistencia a la filtración, la cual es necesaria para mantener seco el recinto de construcción. El ancho del núcleo debe permitir la colocación del material que se va a compactar, así como las maniobras de los equipos de compactación como niveladoras, rodillos o camiones.

Debe buscarse que el gradiente hidráulico sea menor a la unidad, gradientes mayores a la unidad producen fuerzas de filtración y la necesidad de construir filtros que aumentan los costos de la construcción de la ataguía. Debe tener un espesor suficiente para evitar su rotura por hundimientos diferenciales.

El flujo a través del núcleo impermeable depende de la variación de los niveles del río desviado, la permeabilidad del núcleo en la dirección horizontal, vertical y las presiones remanentes producidas por las cargas en el tiempo de su construcción. En la tabla 1 se mencionan los materiales con potencial de uso en un núcleo impermeable.

Tabla 1 Tipos de materiales para el núcleo de una ataguía (USBR, 1976).

Clasificación del material del núcleo	Talud aguas arriba	Talud aguas abajo	Sujeto a variación súbita de niveles
GC, GM, GP, SW (con gravas) o SP (con gravas)	2:1	2:1	No crítica
GC, GM	2:1	2:1	No
SC, SM	2.25:1	2.25:1	
CL, ML	2.5:1	2.5:1	
CH, MH	3:1	3:1	
GC, GM	2.5:1	2:1	Si
SC, SM	2.5:1	2.25:1	
CL, ML	3:1	2.5:1	
CH, MH	3.5:1	3:1	

Taludes

Es la superficie inclinada y componente estructural fundamental de la ataguía. La estabilidad de los taludes influye directamente en la seguridad y el funcionamiento de estas estructuras hidráulicas. Los taludes se pueden clasificar en dos: taludes naturales y taludes artificiales (figura 3.6), en obras de desvío es frecuente utilizar taludes que requieren la intervención del hombre. La formación del talud dependerá del procedimiento constructivo y de las características de los materiales con los que será construida la ataguía.

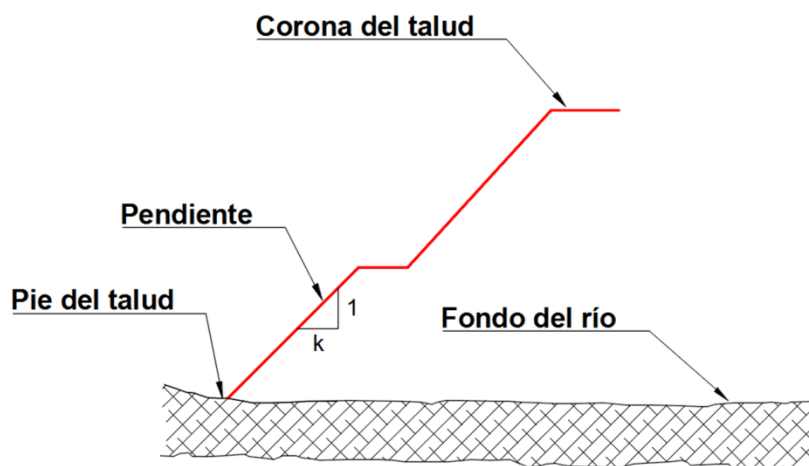


Figura 3. 6 Talud de la ataguía.

El diseño de los taludes se relaciona con las características de los materiales disponibles, el método de cierre, la condición del cimiento y la altura de la ataguía. El talud aguas arriba puede variar desde 2:1 hasta 4:1 cuando el terraplén se proyecta con una zona permeable y frecuentemente se toman de 2.5:1 y 3:1 cuando se cimienta sobre suelo impermeable.

Los taludes aguas arriba son menos inclinados con el objetivo de evitar un tratamiento para la protección del mismo y aumentar el costo de su construcción. En ocasiones se coloca una berma a una cota inferior al nivel máximo que puede alcanzar el escurrimiento del río con la finalidad de formar una base de protección del talud aguas arriba.

Corona

El ancho de una corona (figura 3.7) depende de los siguientes factores: naturaleza de los materiales empleados en la construcción de la ataguía, distancia mínima admisible de filtración a través de la ataguía, altura e importancia de esta, y la necesidad de acondicionarla para el tránsito de vehículos. El ancho mínimo de la corona debe ser tal que proporcione un coeficiente de seguridad adecuado. Se determina empíricamente según el U.S.B.R (1976) con la siguiente ecuación:

$$w = \frac{h_t}{5} + 3 \tag{2}$$

donde:

w ancho de la corona, en m.

h_t altura de la ataguía desde el punto más bajo del lecho del río, en m.

Se debe colocar material en la corona para protegerla de erosión por oleaje, viento, lluvia y en caso de ser utilizada como vía de circulación, protegerla contra el desgaste producido por el paso de vehículos y personas. El tratamiento usual consiste colocar en una capa de roca o gravas con un espesor mínimo de 10 cm.

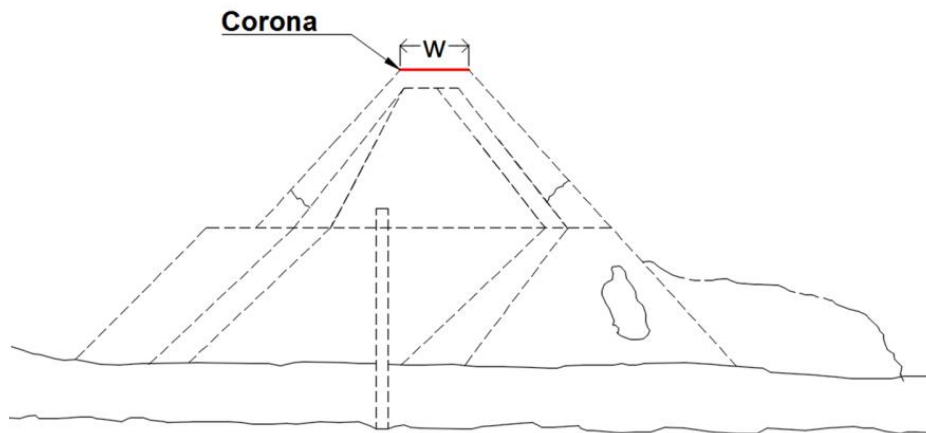


Figura 3. 7 Corona de la ataguía.

Bordo Libre

Es la distancia vertical entre la corona y el máximo nivel que se puede producir por un evento extremo asociado a un determinado periodo de retorno; lo descrito se puede observar en la figura 3.8. Debe cumplir con las necesidades de evitar el vertido de flujo al recinto de trabajo debido a la presencia de una posible avenida mayor a la estimada, por lo que es frecuente considerar un bordo libre de 1.5 y 2.0 m, sin embargo, se puede calcular según el U.S.B.R con la siguiente expresión:

$$L_b = 0.552\sqrt{cy} \tag{3}$$

donde:

y tirante, en m.

c coeficiente que varía de 1.5 en canales pequeños hasta 2.5 en canales grandes.

Si la corriente presenta un régimen supercrítico, el U.S. Bureau of Reclamation recomienda calcular el bordo libre con la siguiente ecuación empírica:

$$L_b = 0.6 + 0.0372 Vy^{1/3} \tag{3.1}$$

donde:

y tirante, en m.

V velocidad del flujo, en m/s.

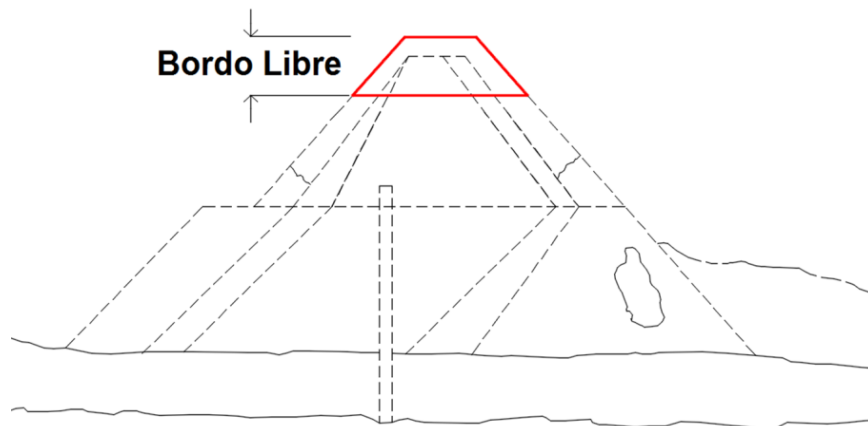


Figura 3. 8 Bordo libre de la ataguía.

Compactación de materiales

Dependiendo del análisis de estabilidad y del carácter provisional o definitivo de la ataguía, los materiales con los que se construye la misma se compactan con alguno de los siguientes métodos:

- Compactación por impacto: va desde diferentes tipos de pisones (algunos manuales y otros con dispositivo que proporciona automáticamente el rebote) que reciben su acción de impacto a base de velocidades de operación. Tienen una amplia utilización para la compactación de zonas donde no es factible utilizar un rodillo convencional.
- Compactación por amasado: la compactación por amasado se identifica en el campo con la acción del rodillo pata de cabra, el cual compacta concentrando grandes presiones en las áreas de apoyo relativamente pequeñas de sus vástagos, éstos penetran profundamente en la capa tendida de material suelto, especialmente en las primeras pasadas y esta penetración va siendo menor a medida que se densifica la capa, de esta manera el rodillo pata de cabra va compactando a la capa de abajo hacia arriba.

- Compactación con presión estática:

Rodillos lisos: la superficie metálica de estos rodillos presenta una rigidez que, sobre todo después de las primeras pasadas produce un área de contacto muy pequeña con la capa de suelo que se está compactando. Es sabido que el efecto de la presión aplicada a la capa se disipa muy rápidamente cuando el área de contacto con la que se aplica la presión es poco considerable, de manera que se emplean capas con poco espesor, lo que en ocasiones es antieconómico.

Rodillos neumáticos: en la actualidad se les considera apropiados para la compactación de prácticamente todos los tipos de suelos, incluyendo grandes enrocamientos. La llanta flexible llena de aire proporciona áreas de transmisión de presión suficientemente grandes como para poder utilizar espesores de capa económicos.

- Compactación por vibración: los rodillos de cualquiera de los tipos ya descritos a los que se les incorporan aditamentos vibratorios para producir fuerzas verticales han mostrado utilidad en la compactación de todo tipo de suelos, desde enrocamientos y formaciones de fragmentos de roca hasta arcillas.

Una ataguía tipo terraplén debe ser segura y estable durante el tiempo de ejecución de las fases de construcción de las obras permanentes y debe cumplir las siguientes condiciones:

- La cimentación y los taludes deben ser estables y no sufrir deformaciones inaceptables bajo ninguna condición debido al desvío de la corriente o sismos.
- Debe controlarse el caudal de filtración para que no se produzcan supresiones, erosiones internas, inestabilidades, o eliminación de material por erosión.
- El terraplén debe tener el resguardo necesario para evitar desbordamientos por efecto de avenidas extraordinarias.
- El talud de aguas arriba debe estar protegido contra la erosión producida por el oleaje del río y la corona debe estar protegida contra la erosión debido al viento, lluvia y posible tránsito de vehículos y personas.

De acuerdo con los procesos de erosión, desintegración y sedimentación que dan origen a los sitios donde se va a construir la ataguía, estos se pueden clasificar en 3 tipos.

a. Ataguías tipo terraplén cimentadas en roca

Son los sitios menos frecuentes para desplantar una ataguía, pero cuando la roca es homogénea, es el sitio más adecuado para la construcción de la cimentación de la misma. Deben ser cuidadosamente investigados para asegurarse que el macizo rocoso es lo suficientemente resistente e impermeable. Si en el análisis de la roca se determina que existen fracturas, zonas de falla y áreas con irregularidades pronunciadas, la superficie de la roca debe tener un tratamiento con el objetivo de evitar filtraciones en la interfaz de la cimentación y el relleno de la ataguía. Si la roca presenta grietas y planos de fractura, uno de los tratamientos más utilizados es inyectar fluidos sellantes a presión en las formaciones existentes a través de agujeros previamente taladrados. La presión de inyección depende del tipo de rocas, el grado de fracturación y estratificación de las rocas, profundidad de la zona inyectada y la localización de los agujeros.

Su objetivo es sellar en lo posible fracturas, fisuras, planos de corte, cavidades u otras aperturas que favorecen a la filtración del caudal. Es común que la inyección se lleve a cabo a lo largo de una única línea de taladros, espaciados entre 3 y 6 m del centro, y si la roca es muy permeable o se encuentra muy fracturada será necesario múltiples líneas de agujeros de inyección. La mezcla sellante se compone de cemento, agua y en algunos casos se combina con bentonita y arena para obtener una mezcla con mayor facilidad de bombeo.

La inyección de fluidos sellantes se realiza con alguno de los dos siguientes métodos:

- a) Método descendiendo: Consiste en taladrar un agujero hasta una profundidad determinada, lavar el agujero con agua a presión, se coloca una junta de sellado cerca del fondo del agujero y posteriormente se inyecta el líquido sellante. Después de inyectar y antes de que el líquido haya fraguado por completo, se comienza a taladrar la segunda etapa. Desde esta etapa y las siguientes se realiza el mismo procedimiento hasta lograr que la longitud total del agujero sea sellada.
- b) Método ascendiendo: Consiste en taladra la longitud total del agujero, se lava con agua a presión y se coloca una junta de sellado al final de la tubería de inyección, la cual se baja y se coloca a una distancia predeterminada del fondo del agujero. Se comienza a inyectar el líquido sellante desde el fondo del agujero mientras la tubería es elevada y se repite el procedimiento hasta sellar la longitud total del agujero.

b. *Ataguías tipo terraplén cimentadas en material de grano grueso (grava y arena)*

Es frecuente que los sitios donde se van a construir las ataguías estén formados por depósitos aluviales recientes, compuestos por capas de materiales que van desde arena fina hasta grava, apoyándose en formaciones geológicas permeables. El conocimiento de la formación de estos materiales es clave para determinar la resistencia de los mismos. Existen dos problemas que afectan a las capas de materiales permeables y en específico cuando las capas son de poco espesor, los cuales se describen a continuación:

Caudal de filtración: Para calcularlo es necesario conocer el coeficiente de permeabilidad el cual es función del tamaño y granulometría de las partículas gruesas, la cantidad de finos y la densidad de la mezcla. Para su estimación se utilizan tres ensayos:

- 1.- Ensayo de bombeo.
- 2.- Ensayo por medio de observación de velocidades.
- 3.- Ensayo de filtración.

Una vez obtenido el coeficiente de permeabilidad, el caudal de filtración se puede calcular con la siguiente expresión de Darcy la cual depende del coeficiente mismo:

$$Q = kiA \tag{4}$$

donde:

Q gasto, en m^3/s .

A área del cimienta a través del cual circula la corriente, en m^2 .

k coeficiente de permeabilidad para el cimienta, en m/s .

i gradiente hidráulico igual a la diferencia de la altura piezométrico entre la longitud del camino recorrido.

$$i = \frac{h}{L}$$

(4.1)

Fuerzas ejercidas por el caudal de filtración: La corriente que circula a través del cimiento permeable de la ataguía produce presiones de filtración debidas al contacto entre el caudal filtrado y las paredes de los poros del suelo, generando erosión a lo largo de la línea donde se filtra la corriente, formando un sifón y la posible rotura de la ataguía. El sifón se puede presentar de manera súbita o gradual si una capa impermeable en la superficie se superpone a una permeable en la cimentación, puede presentarse una elevación repentina del cimiento de la ataguía, a este problema se le domina rotura por sifón, levantamiento, o rotura por afloramiento. La magnitud de las presiones de filtración a través del cimiento de la ataguía depende del gradiente de filtración y pueden determinarse por la red de filtración (representación gráfica de las líneas de corriente y de las líneas equipotenciales)

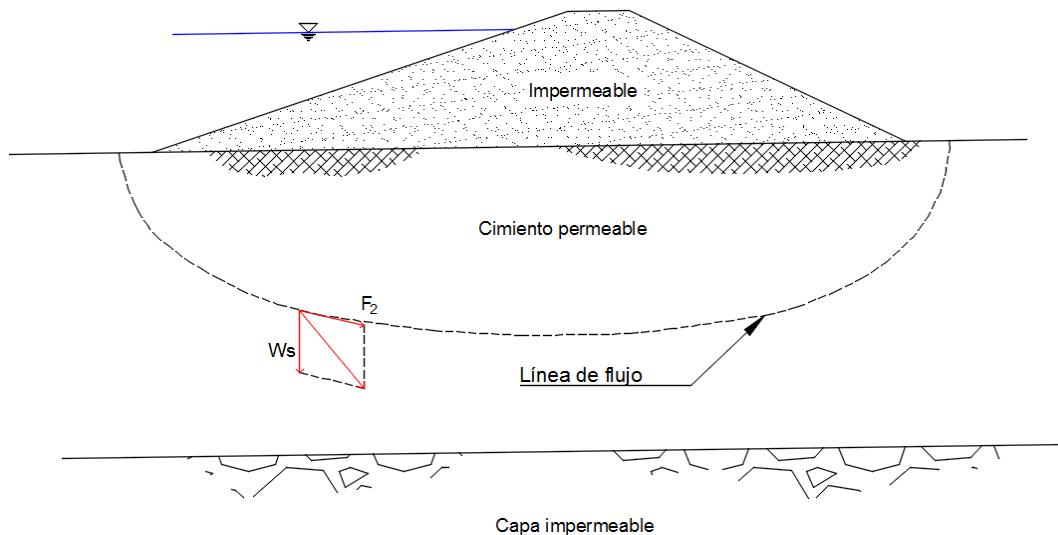


Figura 3. 9 Fuerzas de filtración.

Para reducir las filtraciones se puede emplear los siguientes métodos:

- **Zanjas de impermeabilización:** Se pueden clasificar como zanjas con taludes suaves y zanjas con taludes inclinados. Se realiza una excavación y se rellena con materiales impermeables que se compactan de la misma manera que el núcleo de la ataguía. Las zanjas con taludes verticales también se utilizan como pantallas.

Las zanjas deben estar situadas aguas arriba del eje de la ataguía y paralelas a la misma, a lo largo del valle o cañón, pero debe converger hacia el eje de la ataguía. El ancho necesario de una zanja está relacionado con la carga del río sobre la superficie del terreno, para su determinación se utiliza la siguiente ecuación:

$$w_z = H - d \tag{5}$$

donde:

- w_z ancho del fondo de la zanja de impermeabilización, en m.
- H carga del río sobre la superficie del terreno, en m.
- d profundidad de la zanja por debajo del terreno, en m.

- **Capas de materiales impermeables:** Se emplean cuando la pantalla de la ataguía no puede alcanzar el lecho rocoso o estrato impermeable. Son capas de drenaje horizontales o inclinadas o una combinación de ellas a través de las cuales puede fluir el caudal filtrado y de esa forma proteger parcialmente el núcleo. La topografía y la disposición de materiales son los factores más importantes que influyen en la decisión de su posible empleo. Deben construirse donde la cimentación de la ataguía sea permeable. Se puede determinar la longitud de la capa por medio del diagrama de líneas de corriente, si se conoce la relación de la permeabilidad horizontal a la vertical basándose en el procedimiento de las secciones transformadas estudiado por Terzaghi, Peck y Cedegren. Es recomendable que la longitud de la capa sea 3 veces mayor a la altura de la ataguía.

Estas capas de drenaje deben cumplir con los siguientes criterios:

- 1) La granulometría debe ser tal que las partículas del suelo de la cimentación, aguas arriba y del talud por encima no entren en el filtro y lo taponen.
- 2) La capacidad del filtro debe ser tal que pueda con todo el caudal de filtración del talud y la cimentación.
- 3) La permeabilidad debe ser suficiente para prevenir la supresión o reducirla.

Para la capa de material se sugiere 1 m de espesor como mínimo para asegurar la adecuada filtración de caudales. En la situación donde se presentan grandes cantidades de agua filtrada es recomendable utilizar filtros multicapa. El U.S. Bureau of Reclamation recomienda límites para satisfacer los criterios de estabilidad del filtro. Estos criterios son adecuados tanto para arenas como para gravas, para filtros uniformes y de granulometría determinada.

$$\frac{D_{15} \text{ filtro}}{D_{15} \text{ material de base}} D_{15} \geq 5 \quad (6)$$

Si el material del filtro no contiene más de un 5% de partículas más finas, de 0.074 mm (Tamiz No. 200) después de la compactación.

$$\frac{D_{15} \text{ filtro}}{D_{85} \text{ material de base}} \leq 5 \quad (6.1)$$

D_{15} tamaño que el 15 % de las partículas del suelo son más pequeñas.

D_{85} tamaño que el 85% de las partículas del suelo son más pequeñas.

Generalmente, el material que compone el filtro debe tener una curva granulométrica uniforme para proporcionar permeabilidad y prevenir segregación durante su proceso de manejo y colocación. Si se necesita más de una capa en el filtro se siguen los mismos criterios, el filtro más fino se considera material base. Para un adecuado diseño de los filtros, las partículas máximas utilizadas deben tener un tamaño de 7.5 cm (Tamiz No. 4), para evitar la segregación y formación de cavidades durante su colocación del material del filtro.

c. Ataguías tipo terraplén cimentadas en material de grano fino (limo y arcilla)

Lo sitios con gran cantidad de materiales finos son suficientemente impermeables y se puede excluir la necesidad de colocar dispositivos para evitar la filtración de flujo. Las capas de drenaje-filtro proporcionan protección de la ataguía cuando las condiciones geológicas del sitio son desfavorables o desconocidas. El principal problema en los sitios con materiales impermeables es la estabilidad de los mismos, y su capacidad para resistir el esfuerzo cortante está relacionada con el peso del terraplén.

Los suelos que nunca han estado sometidos a cargas geológicas mayores que las que soportan en la actualidad se denominan suelos normalmente consolidados. Estos suelos tienen una capacidad resistente relativamente baja comparado con suelos consolidados por capas de hielo o suelo que posteriormente han desaparecido. Los depósitos en lagos antiguos tienen características de suelos preconsolidados debido a que las fuerzas capilares han consolidado por desecación al suelo. Cuando estos suelos son saturados por la elevación del nivel del río, se producen grandes asentamientos diferenciales que pueden provocar la rotura del núcleo impermeable de la ataguía y un desbordamiento de la misma.

El tratamiento necesario depende de las características de compresibilidad del suelo, y estas se determinarán con pruebas de laboratorio. Los métodos de tratamiento aplicables para suelos impermeables saturados son:

- Quitar el suelo de poca resistencia al esfuerzo cortante.
- Drenar el cimientó para aumentar la resistencia durante la construcción de la ataguía.
- Reducir la magnitud de la tensión cortante media a lo largo de la superficie potencial de deslizamiento disminuyendo la pendiente de los taludes.

La solución más práctica en los suelos muy finos saturados es suavizar los taludes de la ataguía obligando al alargamiento de la superficie de deslizamiento con lo que se disminuye la tensión cortante media a lo largo de esta superficie, con lo cual aumenta el coeficiente de seguridad contra el deslizamiento. Si el espesor del material es tal que puede ser económico excavar el material y posteriormente sustituirlo por un material compactado. Si el espesor del suelo limita su excavación se deben tomar medidas para asegurar la consolidación del suelo y evitar asentamientos extremos.

Ataguías celulares

Se emplean ataguías celulares para desviar las corrientes o encerrar un área lo suficientemente extensa para abarcar el sitio para la construcción de presas, muelles, y en general sitios donde se tenga que trabajar en seco. Se forman con tablaestacas de acero enganchadas entre sí, su vista en planta son circunferencias con un pequeño traslape; esto se observa en la figura 3.10.

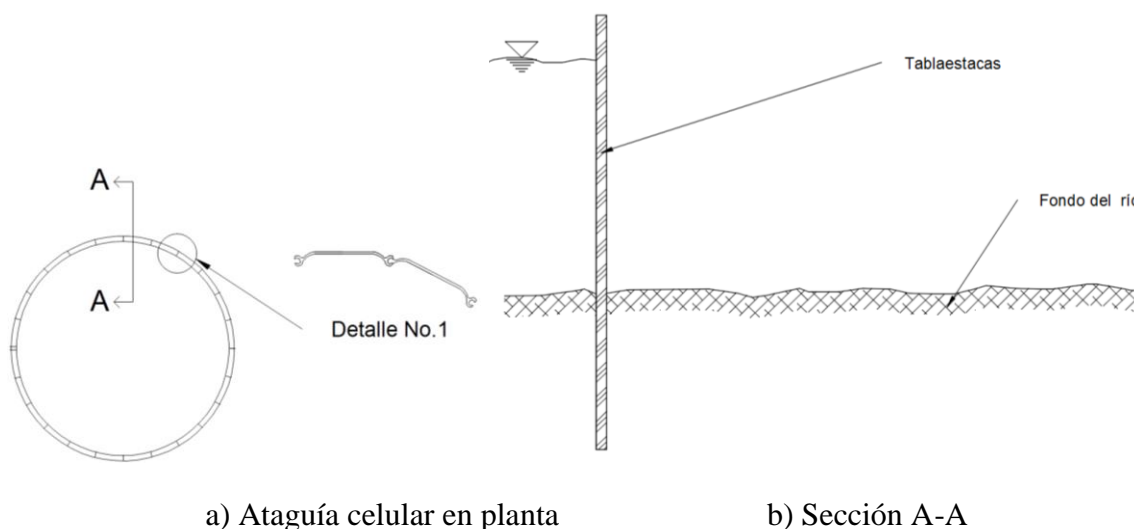
Es importante conocer el campo de velocidades dentro del río donde se colocarán las ataguías celulares, en este caso, la propia ataguía reduce la sección del mismo y provoca un aumento de la velocidad del flujo, lo que genera la posible erosión del cauce, en especial hacia los márgenes y fondo del mismo.

Las ataguías celulares están compuestas de celdas metálicas (tablaestacas) y tienen la ventaja de que cada celda es independientemente estable, por lo tanto, durante la construcción de una presa, la ataguía es poco vulnerable a las avenidas repentinas o a las tormentas ya que son resistentes a grandes velocidades y además ocupan menor área que las ataguías tipo terraplén.

Como no pueden rellenarse de materiales, en ocasiones es común que las celdas metálicas (tablestacas) se apoyen en anillos circulares. Las ataguías celulares se pueden construir sobre terrenos firmes o de calidad media, los depósitos de suelos blandos hasta gran profundidad pueden ser inadecuados.

Las ataguías celulares se deben diseñar para ofrecer seguridad estructural en distintos aspectos tales como:

- Se debe evitar el volteo de la ataguía.
- Se debe evitar el deslizamiento.
- Las juntas no deben romperse (considerando la corrosión).
- Las almas de las tablestacas deben presentar un factor de seguridad razonable frente a la rotura.
- No debe haber distorsiones ni deformaciones fuera de límites aceptables.



a) Ataguía celular en planta

b) Sección A-A

Figura 3. 10 Ataguía celular.

Emparrillados

Los emparrillados se forman con tablestacas conformadas ya sea de madera, concreto o acero, las cuales son rellenas con un material del mayor peso específico posible, normalmente con tierra, roca o una mezcla de arenas y grava. En varios casos, las dimensiones y características de los emparrillados son función de la velocidad de la corriente y la carga de agua. Existen distintas configuraciones de recintos que se construyen con formas circulares de tablestacas planas, creando celdas independientes que después se unen mediante arcos con formas especiales.

En las figuras 3.11 y 3.12 se presentan esquemas en planta de las celdas circulares conectadas por arcos circulares; por otra parte, en la figura 3.13 se observan arcos circulares conectados por diafragmas rectos. Con los recintos circulares, se pueden rellenar las celdas de forma independiente.

Con los recintos de diafragmas, el relleno se realiza simultáneamente utilizándose un mayor número de tablestacas. Su posible ventaja radica en menores esfuerzos en la tablestaca para un mismo calado. En el caso de desmontar el emparrillado, antes debe extraerse el material de relleno. En cambio, si se rellenan de concreto quedan como estructuras permanentes, como es el caso de la construcción de diques en obras portuarias. Cabe mencionar que se deben cumplir las condiciones de seguridad estructural mencionadas, además considerar el factor de seguridad correspondiente ante la falla por cortante en el relleno interior del emparrillado.

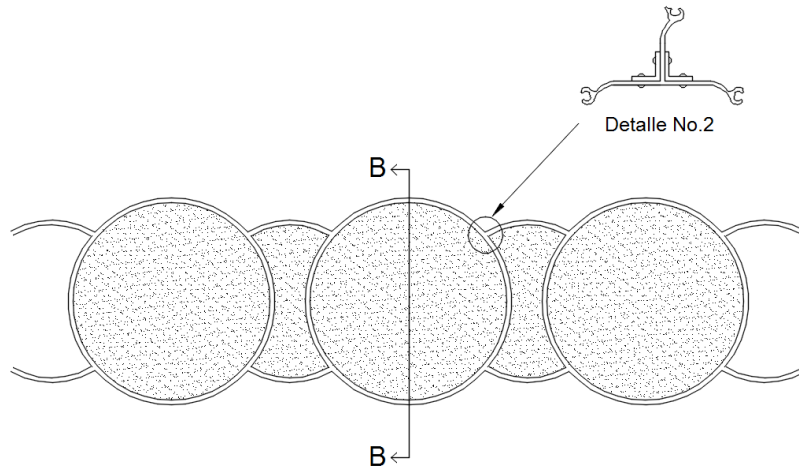


Figura 3. 11 Emparrillado circular.

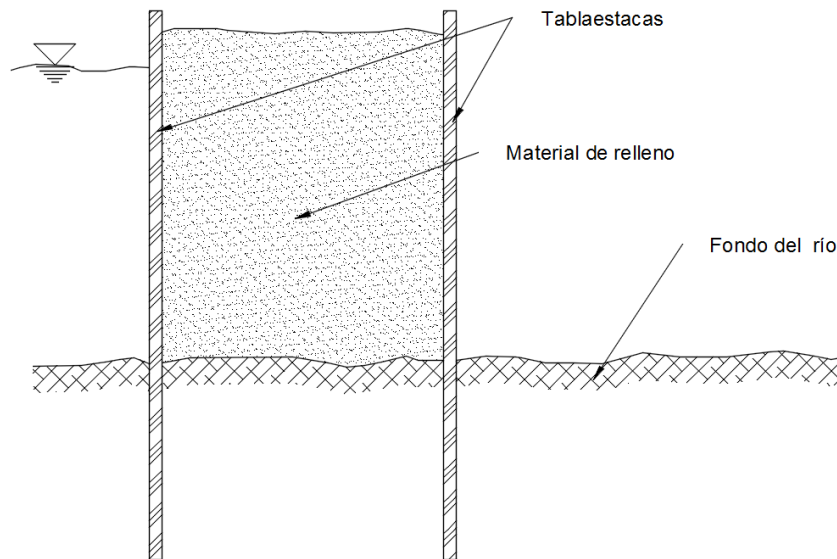


Figura 3. 12 Sección B-B, emparrillado circular.

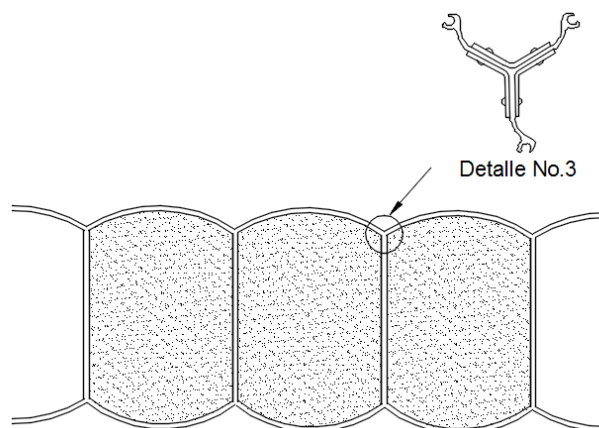


Figura 3. 13 Emparrillado tipo diafragma.

3.2.2 Túneles de desvío

Es una excavación artificial cerrada subterránea hecha en el relieve terrestre (montañas) con barrenos, explosivos o tuneladora, comúnmente empleados en boquillas angostas con laderas muy inclinadas. El túnel tiene el objetivo de transportar la corriente desde aguas arriba hacia aguas abajo del río mientras se realizan los trabajos de construcción en el sitio de la obra. Su ventaja radica en que no interfieren con la excavación de la cimentación, ni en los trabajos de construcción de la cortina.

3.2.2.1 Características de los túneles

Las principales características de los túneles de desvío son: su sección, longitud y rugosidad del conducto. En la figura 3.14 se observa un esquema típico de un túnel. El punto más alto del túnel se denomina clave, las partes laterales reciben el nombre de paredes o hastiales, la parte superior del túnel es llamada bóveda y la parte inferior es la cubeta. La sección de túnel más usadas en obras de desvío son circular, de herradura o portal (figura 3.15), esta última es la que tiene el procedimiento constructivo más sencillo y económico.

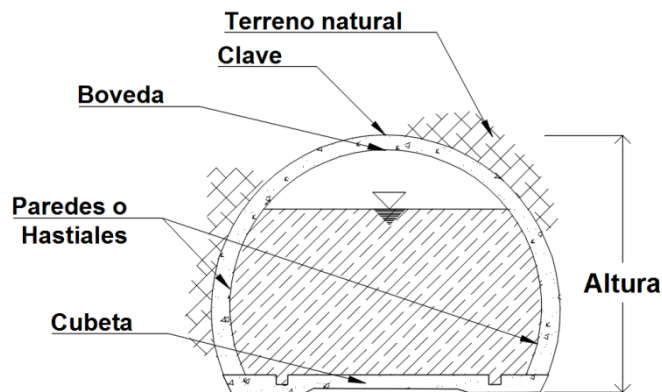


Figura 3. 14 Componentes típicos de un túnel.

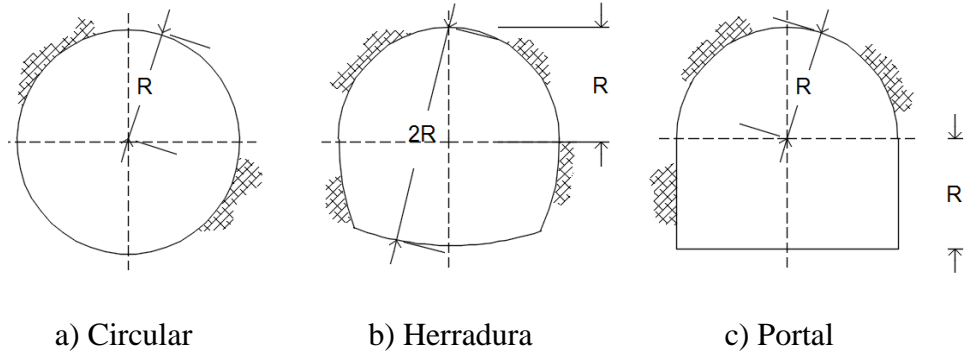


Figura 3. 15 Secciones transversales típicas de un túnel de desvío.

La longitud del túnel está en función del ancho de la base de la cortina, las obras asociadas, así como si las ataguías formarán parte o no del cuerpo de la cortina. En el primer caso, si las ataguías no formarán parte de la cortina, el portal de entrada y salida se localizarán antes y después de las ataguías, recordando que estas deberán colocarse de forma que quede un área lo suficientemente extensa entre cortina y ataguías, para realizar las maniobras de trabajo. En el segundo caso, si las ataguías formarán parte del cuerpo de la cortina, el portal de entrada y salida de los túneles deberán localizarse antes y después de la traza de la cortina.

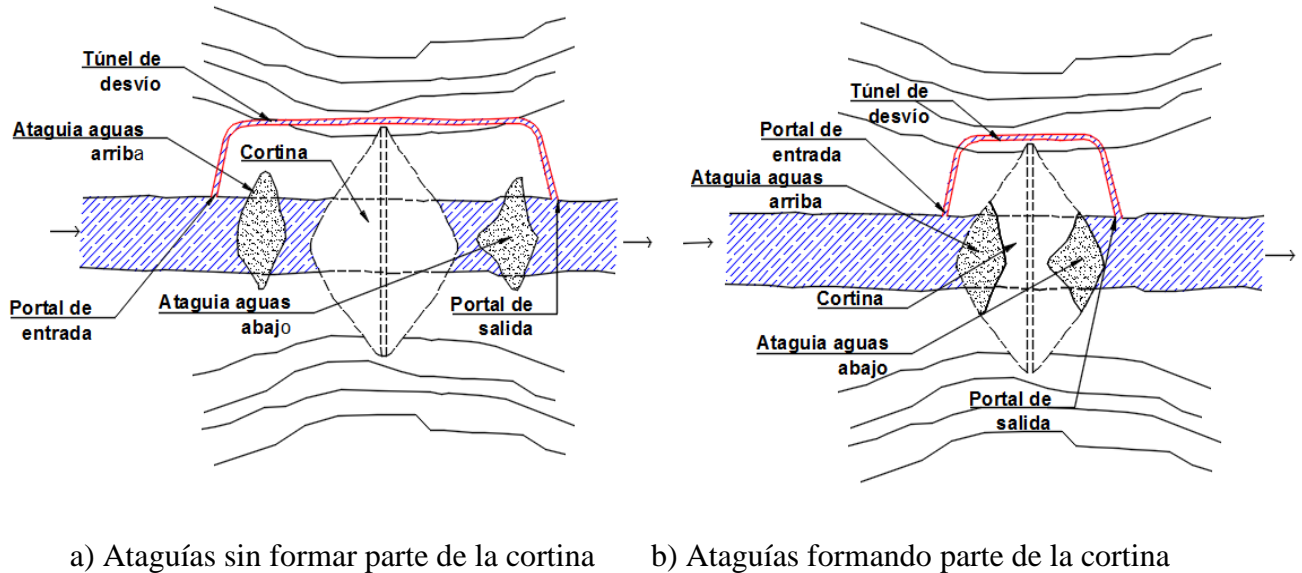


Figura 3. 16 Portales de entrada y salida de un túnel de desvío.

La rugosidad del túnel se determina por el tipo de acabado que va a estar en contacto con el flujo. La sección transversal puede estar expuesta a la roca, revestimiento de concreto lanzado, tener concreto únicamente en la plantilla, de concreto armado o una mezcla compuesta de todos los revestimientos mencionados. En la tabla 2 se muestran coeficientes de rugosidad (n) más empleados para conductos cerrados operados parcialmente llenos.

Tabla 2 Valores de coeficiente de Manning (Sotelo, 2002).

Material	Coeficiente de rugosidad (n)		
	Mínimo	Normal	Máximo
Concreto colado en molde de acero, sin acabado	0.012	0.013	0.014
Concreto colado en molde de madera, sin acabado	0.012	0.014	0.016
Concreto colado en molde de madera rugosa, sin acabado	0.015	0.017	0.020

Las dimensiones de la sección del túnel están relacionadas al análisis hidráulico e hidrológico que determina la creciente de diseño que deben mitigar en conjunto con la altura de las ataguías. Otra de las variables que se debe tomar en cuenta son las características y dimensiones del equipo de excavación ya que la sección del túnel se limitará a dichas dimensiones. Por otra parte, se debe considerar la posible aparición de material de arrastre como troncos, desechos, fauna endémica (peces) y en determinados casos deshielo, para lo cual se debe tener el suficiente espacio sobre la superficie libre del agua para proveer la cantidad de aire necesaria al túnel y evitar la obstrucción del paso del flujo.

3.2.2.2 Localización de túneles

Para la localización más conveniente de los túneles se deberá tomar en cuenta criterios topográficos, geológicos y de planeación. Deberá buscarse que los túneles queden ubicados en sitios convenientes topográficamente y en formaciones geológicas sanas. Los portales de entrada y salida deben localizarse por lo general en donde el túnel tiene un techo mínimo de 1.5 a 2 veces su diámetro (figura 3.17).

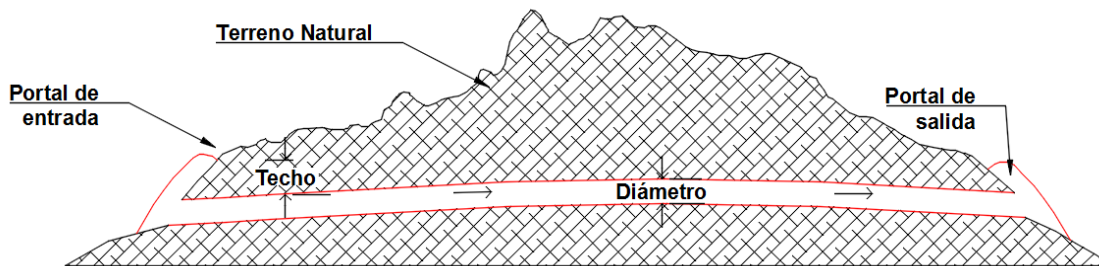


Figura 3. 17 Perfil de un túnel de desvío.

La cantidad de túneles a utilizar está definida por el análisis hidráulico, hidrológico, las condiciones topográficas, geológicas y económicas del sitio. El análisis de los cinco aspectos mencionados puede determinar la posibilidad construir más de un túnel y cada uno de ellos tengan características distintas respecto a su longitud, sección trasversal, geometría y revestimiento.

Es frecuente que la separación entre túneles sea de dos veces su diámetro. Comúnmente ante la construcción de dos túneles y la magnitud del caudal a desviar, al término de la construcción de uno de ellos se puede comenzar las maniobras de desvío del cauce por el mismo y el otro túnel será puesto en operación cuando se presenten escurrimientos extremos, esto dependerá del programa de obra y el manejo del río a definir del mismo. En ríos con caudales moderados no será necesaria la construcción de túneles gemelos.

Portal de entrada: Es el punto inicial del túnel donde la corriente comienza su desvío hacia aguas abajo. La posición del portal debe ubicarse de manera que favorezca a los primeros metros de excavación del túnel de desvío y evitar problemas de estabilidad. Se debe tomar en cuenta la interacción terreno estructura en el perímetro de la sección, buscando que las fuerzas de interacción sean únicamente de compresión. La geometría influye en el comportamiento estructural del portal y debe procurarse que sea lo más simétrica posible ya que si se presentan cargas asimétricas pueden ser muy desfavorables para su estabilidad.

Portal de salida: Es el punto final del túnel de desvío donde la corriente se reincorpora a su cauce original y su análisis es similar al portal de entrada.

3.2.2.3 Problemas hidráulicos

Los túneles se diseñan para flujo a presión o superficie libre. En el último caso no se debe trabajar a más del 70% de ahogamiento con el gasto de diseño o a un 80% si el gasto máximo tiene poca duración (Lozoya, 1998). Sin embargo, las dimensiones son regularmente mayores que lo indicado debido a la necesidad de realizar ranuras y trabajos de preparación para alojar compuertas u obturadores.

A la salida del túnel se presentará la transición de régimen supercrítico a régimen subcrítico, el flujo inicialmente en supercrítico reduce su velocidad por la fricción, generando un salto hidráulico, el cual se debe localizar a una distancia suficientemente extensa aguas abajo del portal de salida, ya que debido a la turbulencia generada podría ocasionar una gran erosión que afectaría la integridad estructural del propio portal. El túnel puede presentar problemas de variación de presiones por flujo no establecido y debe asegurarse que el cambio de flujo a superficie libre a flujo con presión se presente gradualmente.

3.2.2.4 Cálculo hidráulico

Definidas las características del túnel (sección, longitud y rugosidad), se procede al cálculo de la elevación del agua. De la enorme posibilidad de alternativas de selección de las características de los túneles, se definen varias alternativas de desvío que se analizan hidráulicamente y se comparan económicamente tomando en cuenta ataguías y túneles. En el capítulo IV se presenta el análisis hidráulico enfocado en túneles de desvío.

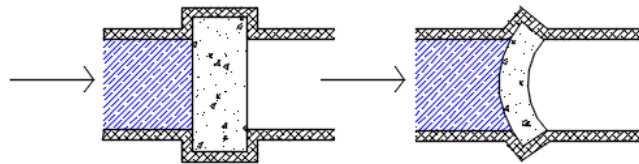
3.2.2.5 Tiempo y costos

En ocasiones, la construcción de túneles de desvío se prolonga más allá del tiempo estimado, sobre todo si la roca resulta inestable y se requiere realizar tratamientos para consolidarla (colocación de soportes y revestimiento). El programa de construcción se mejora construyendo las obras del cierre en un periodo de estiaje después de que el o los túneles han sido operados.

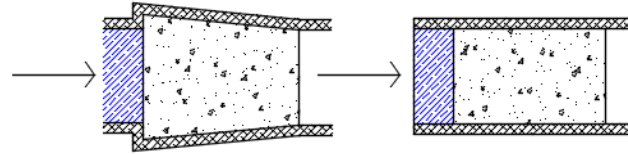
La construcción del túnel, así como de sus respectivos portales de entrada y salida corresponden a la ruta crítica del programa de obra debido que, al finalizar su construcción, el flujo podrá ser desviado de su cauce natural, y se podrá comenzar con la construcción de las obras permanentes (cortina, obra de excedencia, obra de generación, etc.) Los túneles de desvío son costosos cuando se requiere tratamientos para consolidar roca pobre, prevenir erosión de cuerpos sólidos y reducir pérdidas de carga. Los ahorros que se logran por su uso permanente (descarga de fondo, toma ecológica u obra de excedencia) en ocasiones se equilibran por los incrementos en los precios unitarios derivados del retraso en los programas de construcción. Si se estiman ahorros limitados, es preferible construir las diferentes obras en forma independiente.

3.2.3 Diseño de tapones para cierre final de túneles

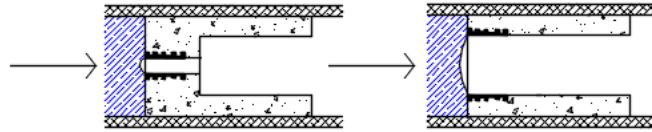
Cuando se ha realizado el desvío con túneles y estos no se van a utilizar como obra permanente (descarga de fondo, toma ecológica u obra de excedencia), y los avances en la construcción en la cortina son suficientes como para alcanzar una altura que no represente un riesgo por desbordamiento, se procede al llenado del embalse cerrando los túneles de desvío. El cierre definitivo se realiza por efecto de construir un tapón de concreto colado en el plano impermeable de la presa para evitar en la medida de lo posible pérdida excesiva de agua en la superficie del concreto, logrando un mejor fraguado. Para el cierre, previamente se debe instalar un mecanismo diseñado de acuerdo con el programa de manejo del río. En la figura 3.18 se presentan las geometrías comúnmente utilizadas para tapones de cierre.



a) Tapones indentados.



b) Tapón acuñaado y tapón de lados paralelos



c) Tapones con puerta de acceso

Figura 3. 18 Geometría de tapones.

3.2.3.1 Requerimientos de estudio

En túneles donde es necesario construir un tapón de cierre, se deberán realizar los estudios geotécnicos y estructurales adecuados para garantizar la estabilidad del tapón a largo plazo. Los estudios deberán incluir la siguiente información:

- a) El tipo de excavación dentro de la cual se va a instalar el tapón.
- b) El área y perímetro de la sección del túnel donde se va a instalar el tapón.
- c) Los impactos ambientales subterráneos que podrían ser causados por una falla del tapón propuesto.
- d) La geometría más adecuada del tapón (figura 3.18) y sus dimensiones.
- e) La actividad sísmica de la zona.
- f) La geología de la zona donde se colocará el tapón.
- g) El esfuerzo cortante en la interfaz de la roca.
- h) La calidad del macizo rocoso y los esfuerzos in situ en la roca que rodea al tapón.
- i) La resistencia del material (concreto), peso del tapón, así como la presión del agua aplicada sobre la cara del tapón.
- j) El método de construcción del tapón.
- k) Preparación de los planos de obra y las especificaciones para la geometría del tapón, el concreto, cimbrado, refuerzos de acero, inyecciones e instrumentación.

3.2.3.2 Diseño por corte

Si la presión del agua aplicada sobre la cara aguas arriba del tapón supera la resistencia al corte del mismo, puede provocar que el tapón se mueva con respecto al macizo rocoso. La metodología en el diseño para evaluar y determinar la falla por corte se explica a continuación:

- Evaluar la periferia del tapón, en su caso incluir la evaluación de los efectos de la voladura.
- Obtener un factor de seguridad a través del macizo rocoso y en la interfaz concreto/roca el cual proporcionará una medida de seguridad contra el deslizamiento.

La ecuación que determina el factor de seguridad de fricción-cortante según U.S.B.R. (1976) se describe a continuación:

$$F.S. = \frac{\tan\phi(\sum W - \sum Pu) + \tau_c A}{\sum F} \quad (7)$$

donde:

$\sum W$ peso del tapón.

$\sum Pu$ fuerza total de supresión.

$\sum F$ fuerza total del empuje sobre el tapón.

$\tan\phi$ coeficiente de fricción interna del material.

τ_c esfuerzo cortante permisible.

A área en consideración expuesta a la presión.

Se debe examinar la litología de las paredes laterales respecto a potenciales lugares de corte, incluyendo la presentación de un plano del desplazamiento mostrando la geología y la litología, así como la ubicación del tapón indicado.

Aunado se debe determinar el ángulo de fricción entre el material de la roca, del concreto reforzado y determinar esfuerzo cortante de la interfaz concreto-roca. Frecuentemente, el valor del esfuerzo cortante permisible en la roca es menor que 3.5 kg/cm^2 (50 psi), a expensas que se justifiquen valores más altos en pruebas de laboratorio (Marengo, 2019).

3.2.3.3 Diseño por viga gruesa

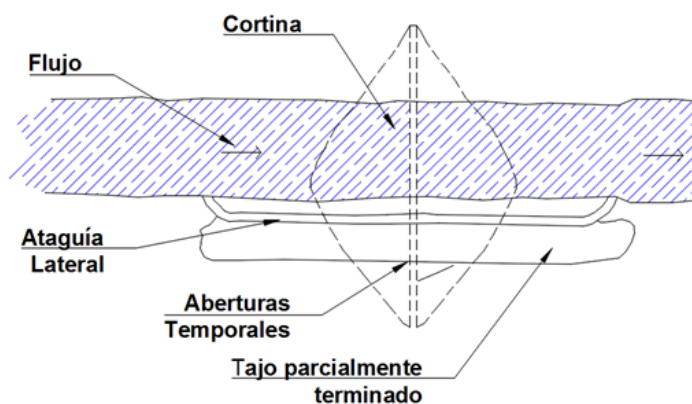
Si el diseño por corte da como resultado una longitud de tapón menor que la máxima dimensión aproximada del túnel, deberá revisarse la resistencia a la flexión por viga gruesa de acuerdo con el código ACI 318-95 (American Concrete Institute's – Building Code Requirements for Reinforced Concrete). El diseño para evitar la falla por flexión de viga gruesa debe considerar los siguientes aspectos:

- Los esfuerzos de flexión y tensión en la cara aguas abajo del tapón.
- El esfuerzo de tensión admisible del concreto.
- Estimar el momento flector ponderado de diseño.
- Estimar la longitud necesaria del tapón de concreto no reforzado para mantener los esfuerzos de tensión por flexión en la cara aguas abajo por debajo del esfuerzo a la tensión admisible del concreto.

Si al término del desvío del río, el túnel está definido a cumplir otra función (por ejemplo, descarga de fondo) previamente deben estar colocados y probados en su sitio los elementos terminales para el flujo a alta velocidad y los de cierre (válvulas, compuertas planas o radiales, etc.), además de la alimentación eléctrica con la que se operarán dichas estructuras.

3.2.4 Canal o tajo de desvío

Los desvíos con canal son comúnmente utilizados en valles anchos donde la topografía hace antieconómico la construcción de túneles. En la figura 3.19 se presenta un esquema en planta de un arreglo típico.



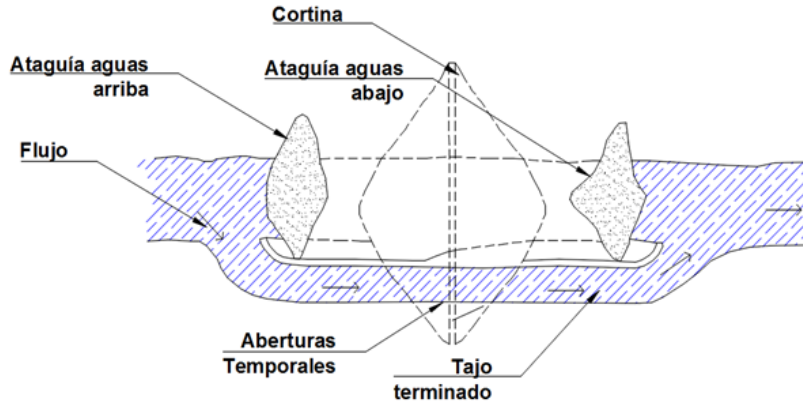


Figura 3. 19 Arreglo típico de un canal de desvío.

3.2.4.1 Definición de canal de desvío

Es un paso a cielo abierto natural o construido artificialmente que tiene como objetivo transportar la corriente desde aguas arriba hacia aguas debajo de un río. Pueden ser depresiones naturales en la corteza terrestre según la topografía del sitio donde se va a construir la obra de desvío, o pueden ser construidos artificialmente de distintos materiales. En canales de desvío comúnmente se utiliza el concreto, con geometrías determinadas tales como: rectangulares, trapeciales (figura 3.20), triangulares o en forma de “U”, etc.

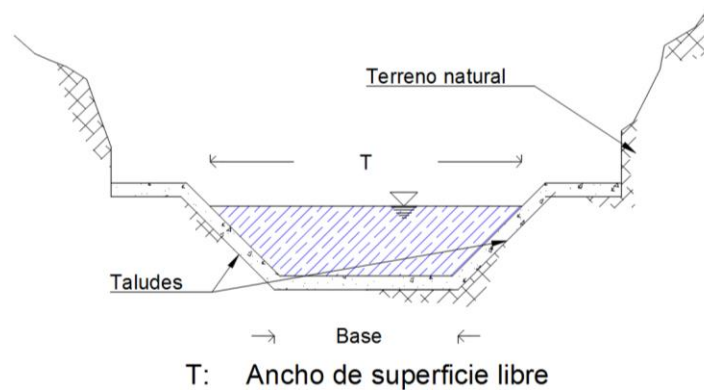


Figura 3. 20 Sección transversal de un canal trapecial.

En ocasiones se describen giros agudos en la entrada y salida del canal, cambiando las condiciones de flujo provocando erosión y alto riesgo de socavación en el mismo. Para minimizar dichos riesgos, con frecuencia se utiliza concreto para impermeabilizar los taludes y la plantilla del canal, de igual forma se utilizan otros materiales (tablaestacas, enrocamientos, mampostería). Al revestir (aun en roca sana) una parte o todo el canal se minimiza el riesgo de deslizamiento o colapso del talud, sobre todo si el canal tiene una profundidad considerable.

3.2.4.2 Tipos de canal

Comúnmente se tiene dos tipos de canales de desvío, el primero consiste cuando el canal de desvío está formado por ataguías en forma de “U” y se emplazan en la boquilla ocupando temporalmente el sitio de construcción de la cortina. Se construyen dejando que una de las laderas de la boquilla sea uno de los taludes del canal mientras que el otro se forma con otra ataguía. El arreglo se puede observar en la figura 3.21.

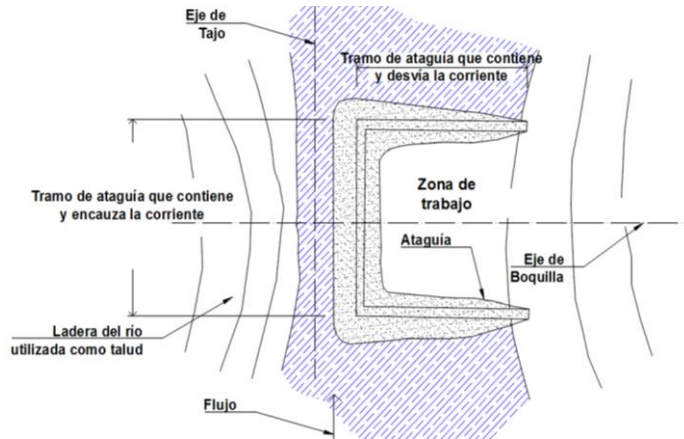


Figura 3. 21 Canal de desvío en la boquilla.

Cuando el canal de desvío es labrado y construido en las laderas del río, se colocan dos tramos de ataguías sensiblemente paralelas para formar el canal; en la figura 3.22 se observa lo descrito. Éstas se construyen cuando el caudal que se debe desviar es importante y no es propicio desviarlo por la boquilla o cuando la construcción de un túnel resulta más costosa que el mismo canal.

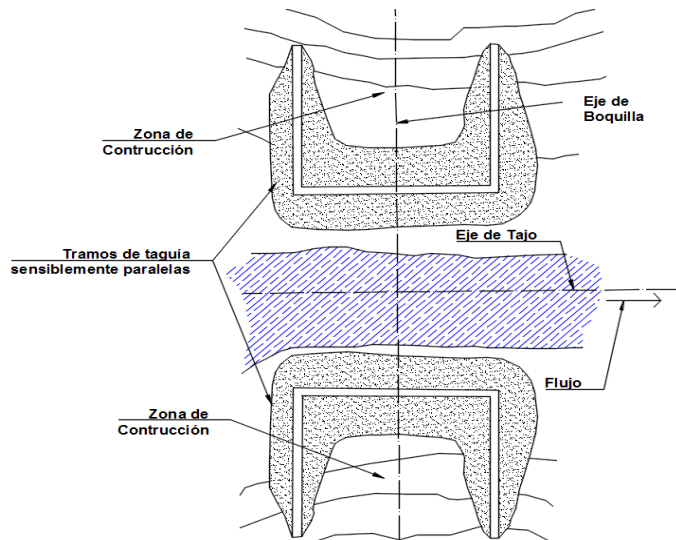


Figura 3. 22 Canal de desvío con ataguías paralelas.

La localización del canal de desvío se sustenta en el análisis de factores topográficos, geológicos, hidráulicos, hidrológicos, de planeación general y económicos. Una vez que se determinó la localización definitiva del canal, se procede a la estimación de las características geométricas del mismo.

La longitud del canal está definida por el ancho de la base de la cortina y por la disposición de las ataguías. En el caso de que las ataguías formen parte de la cortina, la longitud quedará definida por los taludes, la altura del canal y la posición final de las ataguías dentro del cuerpo de la cortina (figura 3.23). Si no van a formar parte del cuerpo de la cortina, la longitud del canal va a aumentar, ya que la misma depende del área destinada a los trabajos y maniobras de construcción de los taludes de las ataguías y la cortina.

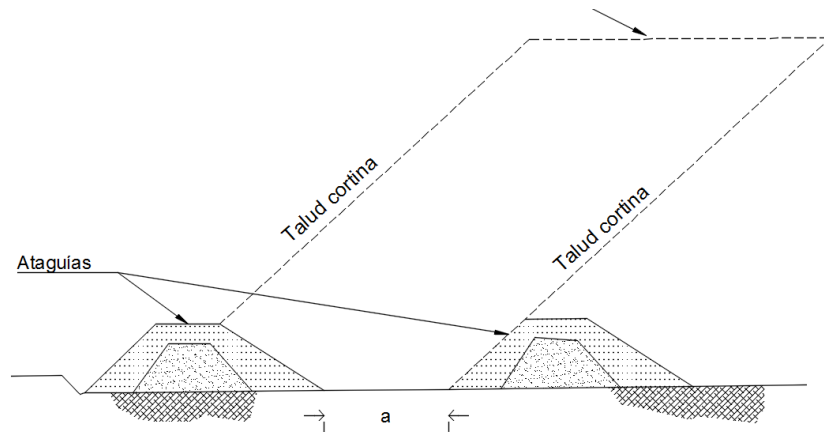


Figura 3. 23 Ataguías integradas al cuerpo de la cortina.

Cuando un canal desvío se labra en alguna ladera, se presentan dos situaciones:

- 1) Cuando el gasto de desvío se deriva a otra corriente, la longitud del canal dependerá solo de la optimización del mismo.
- 2) Cuando el canal descarga el gasto desviado a la misma corriente, la longitud depende del ancho de la base de la cortina, la disposición final de las ataguías, y además del desarrollo optimizado que se le da al labrarlo.

Es frecuente encontrar casos donde las alternativas de estructura de desvío dependen del resultado de ligar las elevaciones de la plantilla a la entrada y la de salida del canal siguiendo el eje de este, después de haber hecho una limpia del material de acarreo de la plantilla (Lozoya, 1998) (figura 3.24).

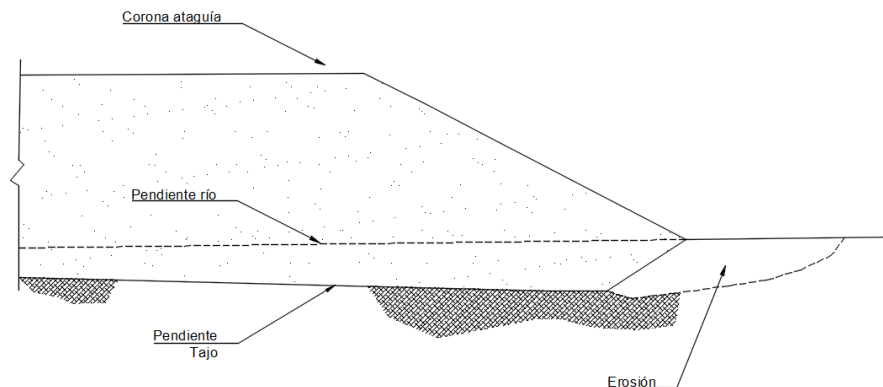


Figura 3. 24 Pendiente después de limpiar el material de acarreo.

3.2.4.3 Selección del talud

Los taludes de un canal deben estar basados en un análisis de estabilidad y seguridad mientras se construyen. Si se coloca un revestimiento, se busca que el mismo no tenga que resistir el total del empuje del suelo, si no hay revestimiento se busca que resistan a la erosión y posible fluctuación del nivel de agua provocada durante la operación del canal. Cuando el corte del talud sea profundo, los taludes en cortes y rellenos deben ser adecuados al ángulo de reposo del material (ϕ) tomando en cuenta la saturación e infiltración del mismo y el ángulo de inclinación del talud (θ) (Sotelo, 2002). En la práctica se debe cumplir en lo posible que $\theta < \phi$. En la tabla 3 se presentan los valores de taludes recomendables para canales de tierra.

Tabla 3 Talud recomendado para canales de tierra (Sotelo, 2002)

Tipo de suelo	Tirante hasta 1.20 m	Tirantes mayores a 1.20 m
Turba	0	---
Arcilla dura	0.5	1.0
Limo arcilloso	1.0	1.5
Limo arenoso	1.5	2.0
Arena	2.0	3.0

Si el talud es menor a 1:1 y el revestimiento es concreto, requiere de moldes para colado, y cuando son menores 0.74:1, el revestimiento se debe diseñar para resistir el empuje activo del terreno sobre las paredes cuando el suelo es granular. Los taludes cortados en roca pueden ser verticales por las características de la roca y la profundidad del corte. El talud en canales de tierra sin recubrimiento es 1.5:1 o 2:1, este último es el más frecuente. El talud 1:1 se utiliza en canales labrados en materiales cohesivos (Sotelo, 2002).

3.2.5 Desvío en obras permanentes

Consiste en reducir al mínimo la construcción de obras de desvío transportando parte del flujo sobre o a través de la cortina mientras se construye la misma. Estos arreglos de desvío predominan para presas de concreto y en menor frecuencia presas de tierra y enrocamientos. Un ejemplo son las presas de arco en donde el desvío se realiza con túneles de dimensiones reducidas que transportan los escurrimientos del río en conjunto de aberturas temporales en la propia cortina las cuales posteriormente son utilizadas como obras de excedencia.

El diseño, la planeación, construcción y los costos determinan la posibilidad de utilizar la obra de desvío como obra de excedencia, tal es el caso de la obra de desvío construida para la presa Ángel Albino Corzo “Peñitas”, en donde se excavó un canal de desvío a cielo abierto de 35 m de ancho en la margen derecha del río Grijalva, lo que permitió la construcción de la cortina y obras asociadas. La obra de excedencia se compone de dos vertedores alojados en la margen derecha controlados por compuertas radiales observados en la imagen 3.2.



Imagen 3. 2 Obra de excedencia en la presa Peñitas, Chiapas, México.

Se puede analizar la posibilidad de evitar utilizar un desvío y que la corriente fluya a través de la cortina. En ocasiones el caudal tiene tales características que no hacen económicamente factible ni práctico construir un desvío y la alternativa es dejar que el mismo fluya a través de la cortina, por ejemplo, en las cortinas de tierra pueden diseñarse arreglos para permitir que flujo se vierta a través de la misma. Un primer arreglo es proteger la cresta y el talud con roca o con grandes bloques de concreto de 20 t y posteriormente se pueden utilizar enrocamientos reforzados con adaptaciones para prevenir que se destruya el refuerzo por el material acarreado por la corriente y de esta forma permitir mayores descargas.

3.2.6 Importancia de modelos hidráulicos en las obras de desvío

La experimentación hidráulica se lleva a cabo habitualmente a escala ya sea en vertederos, canales, tuberías y presas. A lo largo del tiempo se han desarrollado modelos a escala reducida que predicen el comportamiento de una estructura hidráulica. Los principios en que se basa dicha experimentación incluyen las teorías de similitud hidráulica.

Aplicación de modelos a las obras de desvío

En hidráulica, la modelación se utiliza como una herramienta técnica para la simulación de situaciones reales que involucran fenómenos complejos o desconocidos para los cuales no hay certeza de su comportamiento. Puesto que modelo y prototipo están ligados el uno con el otro, las observaciones y estudio del modelo constituyen la información necesaria para comprender la naturaleza del prototipo. Debido a que las simulaciones hidráulicas se producen bajo condiciones seguras y controladas de laboratorio, dicha simulación tiene múltiples aplicaciones para estructuras hidráulicas (conductos de desvío), fenómenos de infiltración o simulación de tramos de ríos que sería muy difícil o costoso investigar con un prototipo.

Los modelos en obras de desvío se utilizan para determinar la capacidad hidráulica, reducir las pérdidas de carga en la entrada del conducto de desvío o en transiciones, desarrollar métodos eficientes de disipación de energía al pie de portal de salida y de ese modo evitar la erosión de las márgenes y fondo de ríos, determinar la mejor sección transversal, altura y ubicación, así como la posición de la entrada y salida del conducto de desvío.

Los modelos de ríos se utilizan para resolver problemas de regulación o conocer su potencial hidroenergético, determinar el riesgo de desbordamiento por efectos de obstáculos o transiciones, altura de los remansos provocados por estructuras permanentes o temporales, construidas en medio de un cauce; dirección y fuerzas de corriente en ríos y sus efectos sobre la navegación etc. Los modelos se clasifican en físicos y matemáticos, los cuales se presentan a continuación.

3.2.6.1 Modelos físicos

Es una réplica a escala (imagen 3.3) del prototipo la cual representa las características y comportamientos aproximados del mismo. Una obra de desvío puede ser representada mediante un modelo físico, controlado con relativa facilidad el cual permite observar los efectos de los fenómenos hidráulicos que se pueden presentar y deberán ser considerados en la operación del desvío, también permite reunir suficiente información para formular un criterio sobre el diseño, sustentar la validez del mismo, realizar correcciones y su posible optimización.



Imagen 3. 3 Modelo físico escala 1:92 de la obra de desvío del proyecto hidroagrícola de la presa de almacenamiento Santa María, IMTA.

Dependiendo de las características propias del modelo físico, estos se pueden clasificar en:

a) Clasificación respecto de la semejanza geométrica con el prototipo:

Modelos geoméricamente semejantes: son modelos que se construyen con un único factor de escala de reducción o ampliación, conservando las características y variables geométricas del prototipo, además de la igualdad de ángulos correspondientes entre prototipo y modelo.

Modelos geoméricamente distorsionados: son modelos que conservan la semejanza con el prototipo, pero los factores de escala de reducción o ampliación a emplear son distintos para diferentes dimensiones de estos. Es común que las dimensiones horizontales tengan un factor de escala y las dimensiones verticales otro.

En ocasiones, la variación del factor de escala resulta necesaria cuando el mismo produce reducciones o ampliaciones que originarían efectos significativos en el modelo y que en el prototipo son despreciables o inexistentes.

b) Clasificación respecto de la movilidad y deformabilidad del contorno:

Modelos de contorno fijo: existen situaciones en que la movilidad y deformabilidad del contorno es irrelevante al fenómeno que se puede presentar, por lo que se puede representar de manera simplificada en el modelo como si fuera fijo o indeformable. Los modelos de este tipo no experimentan muchos cambios en el fondo tal es el caso de un canal revestido.

Modelos de contorno móvil: se emplean cuando en el modelo se deben representar las características del contorno de una forma casi exacta para estudiar alteraciones en el fondo del mismo. Los problemas más frecuentes que se atienden con este tipo de modelos son los siguientes:

- a) Cambios longitudinales y transversales del cauce generados por la erosión y sedimentación asociados a obras hidráulicas instaladas en el mismo.
- b) Rectificación de cauces (imagen 3.4), eliminando curvas o meandros.

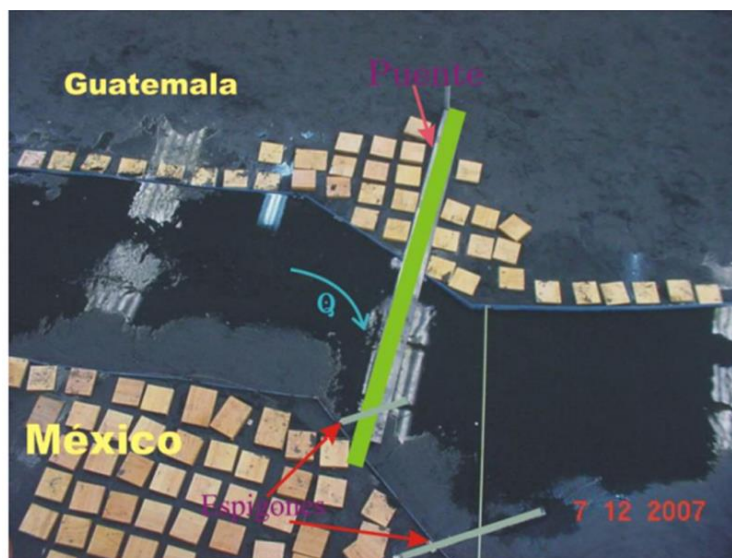


Imagen 3. 4 Modelo físico de contorno móvil del río Suchiate, Instituto de Ingeniería, UNAM.

3.2.6.2 Modelos matemáticos

Son aquellos en los que se utilizan ecuaciones o expresiones matemáticas que representan y describen las características del fenómeno en estudio. A continuación se describen tres modelos matemáticos:

Modelos determinísticos: se supone que se tiene toda la información necesaria de los procesos físicos involucrados para la toma de decisiones y se expresan a través de relaciones funcionales determinísticas en los que no se contempla la probabilidad de ocurrencia del fenómeno ni el principio de incertidumbre.

Modelos estocásticos: en los cuales, los procesos físicos se representan haciendo uso de variables aleatorias probabilísticas que involucran al fenómeno en estudio. La modelación de series de tiempo son técnicas y procedimientos para estimar los modelos y sus parámetros a partir de los datos disponibles, son elaborados para reproducir o asemejar las características estadísticas más importantes de las series históricas.

Modelos de simulación numérica: son modelos en los que se emplea, principalmente, ecuaciones diferenciales y condiciones iniciales, los cuales son resueltos utilizando métodos numéricos, tales como métodos de diferencias finitas y elementos finitos. Estos modelos numéricos proporcionan mucho más detalle y precisión que los métodos analíticos convencionales, siendo capaces de manejar condiciones iniciales complejas para las cuales, en la mayoría de los casos no existen soluciones analíticas.

Los métodos de diferencias finitas son capaces de simular algunos procesos que son imposibles de resolver con procedimientos convencionales. El método de elementos finitos discretiza el área de estudio mediante una malla conformada por pequeños elementos que tienen formas triangulares o cuadrangulares. Los vértices de estos elementos representan los nodos de la malla en los cuales se busca encontrar el valor de la variable incógnita, ya sea el nivel de agua, tirante, velocidad, dirección del flujo, etc. Cuando la variable incógnita (tirante, velocidad, etc.) es encontrada en dichos nodos, la solución en cualquier otro punto puede ser aproximada mediante métodos de interpolación.

Un ejemplo es la modelación a través del software Hec-Ras (imagen 3.5) que cuenta con una extensión que permite simular el flujo de agua combinando modelos 1D/2D, así como totalmente 2D. Este último (el análisis 2D) basa su aplicación en las ecuaciones Saint Venant (a criterio del usuario) las cuales resuelve mediante el algoritmo de volúmenes finitos implícitos.

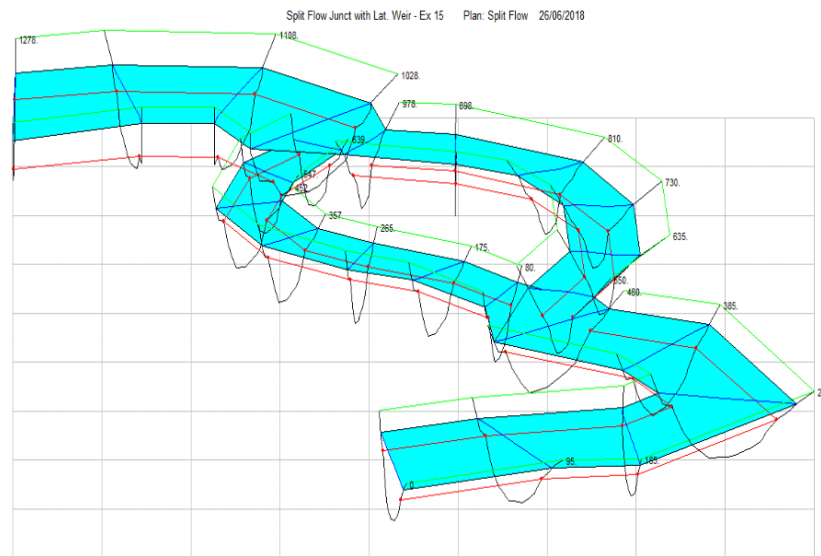


Imagen 3. 5 Modelación del río mediante el software Hec Ras.

Capítulo IV

4. FACTORES DE DISEÑO

Para determinar la efectividad en la elección de una obra de desvío es necesario analizar los factores técnicos que intervienen tales como: la localización más adecuada de la obra partiendo de las características del sitio, la estimación de valores y pronósticos extremos de variables hidrológicas e hidráulicas que van a definir el tamaño, la capacidad de la obra de desvío y además permiten una apreciación de la viabilidad del proyecto y los recursos necesarios para llevarlo a cabo. Los factores más importantes para el diseño de una obra de desvío son:

4.1 Geología

4.1.1 Importancia de la geología en las obras de desvío

Cuando se plantea la elección del sitio para la construcción de una obra de desvío, es obligatorio realizar exploraciones geológicas superficiales y profundas para conocer y definir las características como porosidad, resistencia a la compresión o resistencia a la tracción de las rocas que componen el macizo rocoso en donde se va a construir la obra de desvío y asegurar que las estructuras funcionen de manera óptima y eficiente. Conocer las características geológicas del sitio permite controlar la estabilidad e impermeabilidad de las ataguías, la erosión de las mismas, así como de los conductos de desvío. Las características de la roca influyen en el desempeño, la eficiencia y seguridad de la obra de desvío y en específico en el perfil de los túneles de desvío ya que tanto en el portal de entrada como en el de salida deben situarse en roca sana.

Además, las características de la roca tienen gran impacto en el costo de la obra. Si se tienen sitios vulnerables, es decir que se tenga evidencia de roca de mala calidad, se pueden presentar deslizamiento de taludes, o caídos en túneles que afectan la seguridad de la obra, y puedan ocasionar pérdidas humanas, retraso en el proceso constructivo o la falla de alguna estructura de la presa, y será necesario realizar tratamientos asegurando su estabilidad lo cual impactará en sobrecostos de la obra. A continuación se describen las rocas que frecuentemente se encuentran en la construcción de una obra de desvío.

4.1.1.1 Tipos de rocas

Ígnea

Son rocas con estructura primaria que han sido formadas por la solidificación del magma al interior o sobre la superficie terrestre a distintos niveles, se clasifican de acuerdo con la profundidad en la que se formaron.

Las rocas ígneas intrusivas se solidifican en el interior de la corteza terrestre, por otra parte, las rocas ígneas extrusivas o efusivas se forman cuando el magma fluye sobre la superficie de corteza terrestre y se solidifica.

También se pueden clasificar de acuerdo a su color y a la presencia o ausencia de cuarzo, sus características son de gran importancia para la interpretación de facies, ambientes de depósito y procesos de emplazamiento.

Las rocas ígneas, tanto intrusivas como extrusivas tienen texturas diferentes, las cuales indican las condiciones bajo las cuales se enfriaron. Las texturas entrelazadas gruesas (fanerítica, granitoide o granítica) resultan de un enfriamiento lento, ayudadas notablemente por enormes cantidades de agua y otras sustancias volátiles.

Las texturas finas (afaníticas o felsíticas) resultan de un enfriamiento rápido el cual ocurre con tanta velocidad que únicamente se forma vidrio. Las texturas mezcladas (porfiríticas) por lo general explican dos etapas de solidificación, consisten de grandes cristales que se llaman fenocristales embebidos en una pasta de cristales afaníticos más finos, los que se solidificaron alrededor de los fenocristales.

La obra de desvío presentada en la imagen 4.1 perteneciente a la presa Leonardo Rodríguez Alcaine “El Cajón”, se construyó en el río Santiago sobre rocas ígneas ignimbríticas también llamadas tobas soldadas de composición riódacítica presentando una estructura masiva pseudoestratificada de resistencia y dureza alta.



Imagen 4. 1 Media sección del túnel de desvío y bifurcación hacia el túnel crucero en la presa El Cajón.

Metamórfica

Las rocas metamórficas resultan de la transformación de rocas preexistentes que han sufrido ajustes en sus características estructurales y mineralógicas bajo determinadas condiciones de temperatura, presión y/o la actividad química de los fluidos agentes del metamorfismo.

La roca generada depende de la composición y textura de la roca original, de los agentes del metamorfismo, así como del tiempo en que la roca original estuvo sometida a los efectos del llamado proceso metamórfico. Para clasificar una roca metamórfica se debe conocer el tipo de metamorfismo que intervino, es usual definir tres principales tipos según el agente metamórfico predominante: Regional, de Contacto y Dinámico.

Metamorfismo Regional: Ocurre en áreas muy grandes que están sometidas a temperaturas, presiones y deformaciones extremas dentro de las porciones más profundas de la corteza; esto hace que sean más visible a lo largo de las placas tectónicas. En las rocas de este tipo suele existir una variación en el tamaño de las partículas según el grado de presión y/o la temperatura a que fueron sometidas, reconocidas por los minerales índices que se hallan presentes.

Metamorfismo de contacto: Se presenta cuando el magma altera la roca circundante debido a la temperatura, causando una alteración térmica. La emisión de fluidos calientes en la roca original contribuye a la formación de nuevos minerales.

Metamorfismo dinámico: Este metamorfismo se asocia en mayor medida con las zonas de falla en las cuales las rocas están sometidas a grandes presiones diferenciales. Se caracterizan por ser rocas duras, densas, de grano fino, por presentar delgadas laminaciones y por limitarse a estrechas zonas adyacentes a las fallas.

Conocidos los tipos de metamorfismo, las rocas metamórficas se pueden clasificar en:

Rocas metamórficas foliadas: son rocas sometidas a temperatura y presión diferencial durante el metamorfismo, se caracterizan por presentar alineación paralela de minerales, lo cual da a la roca una apariencia de capas o bandas.

Rocas metamórficas no foliadas: son rocas en donde los granos minerales presentan un mosaico de minerales un tanto equidimensionales que son el resultado del metamorfismo de contacto o regional en rocas donde no hay presencia de minerales laminados o alargados.

Rocas metamórficas cataclásticas: son rocas deformadas por grandes presiones y/o esfuerzos que originan plegamiento, fallamiento, o granulación, producto de un metamorfismo dinámico.

Sedimentaria

Son rocas que se forman por la consolidación de sedimentos. Sus características dependen de una serie de factores previos, durante la consolidación y posterior a su formación al quedar la roca expuesta a diversos procesos de alteración y erosión.

Los factores que determinan las propiedades particulares de la roca son principalmente: la fuente o fuentes de los sedimentos, el agente erosivo, los medios ambientes de transporte y de depósito y la forma en que la roca se consolida.

Después de la formación de la roca, esta queda expuesta a la influencia de fenómenos como metaforismo e intemperismo los cuales fracturan y deforman la roca modificando sus propiedades y características. Estos fenómenos pueden afectar de tal manera que adopta otras características dando lugar a una roca metamórfica o suelo.

De acuerdo a su origen se clasifican en:

Rocas sedimentarias detríticas o clásticas: Comprenden acumulaciones mecánicas preexistentes (detríticos o clastos) formados por los materiales producto de la erosión e intemperismo, presentando agregados sueltos que son transportados, y finalmente acaban por depositarse. Dan lugar a la formación de una roca por proceso de compactación o cementación.

Rocas sedimentarias de origen químico: Son las rocas (caliza, dolomía o yeso, etc.) que se originan a partir de los materiales depositados por medios químicos, donde los cristales se mantienen juntos por uniones químicas. Los materiales, ya disueltos, son transportados y concentrados, formando minerales que se acumulan en agregados y posteriormente son litificados como en las rocas detríticas. Casi todas estas rocas se originan por precipitación química en extensiones de agua superficial, ya sea por procesos químicos inorgánicos o por la actividad química de los organismos (Servicio Geológico Nacional).

Rocas sedimentarias de origen orgánico: Son las rocas que se originan por las partes duras de restos orgánicos que al unirse por cementación constituyen a una roca. Son las menos abundantes en la naturaleza.

Las obras provisionales y permanentes de la presa de Zimapán se construyeron en un cañón calcáreo (imagen 4.2) en una zona montañosa abrupta en el centro del país, caracterizada por calizas masivas de origen marino depositadas en ambiente de plataforma y arrecifal (Arvízu y Alcántara, 1987).



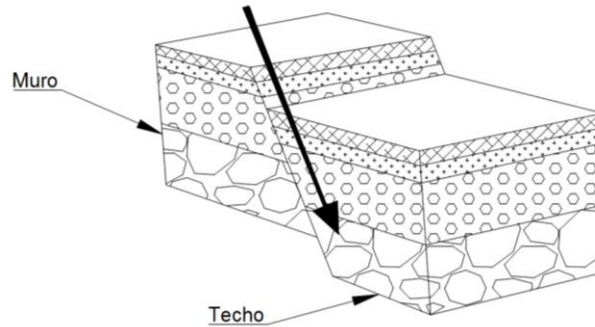
Imagen 4. 2 Macizo rocoso calcáreo en la presa Zimapán, Hidalgo, México.

4.2 Geomorfología

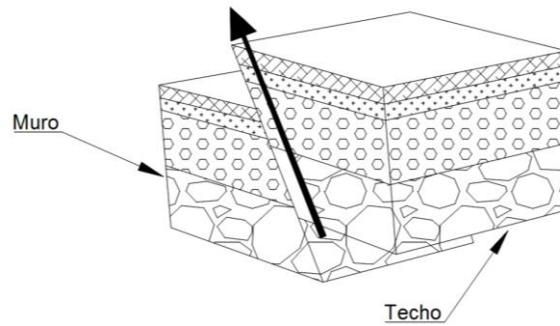
Para la construcción de una obra de desvío, la descripción de la geomorfología se basa en la investigación y análisis de las estructuras que conforman el sitio de construcción de la obra, ya que nos proporcionará información de las zonas que podrían presentar fallas, fracturas y manifestaciones volcánicas, conociendo su ubicación, extensión y características. Además de mostrar la ubicación y orientación de estas estructuras, también se analiza el movimiento tectónico que las provocó, su edad y la posibilidad de afectación en las etapas de construcción en el sitio de la obra de desvío.

La geomorfología es una conexión entre la geología y geografía ya que estudia las formas del relieve, su edad, composición topográfica, pendientes, orientación y los procesos exógenos y endógenos que dan origen al relieve terrestre (La geomorfología moderna y su importancia en los estudios del relieve mexicano, s.f). Permite analizar las deformaciones tectónicas activas e inactivas expresadas en el relieve de la superficie terrestre con dimensiones y configuraciones variables dependientes de los posibles sitios propuestos para la construcción de una obra de desvío.

Para la construcción de obras de desvío, las fallas y fracturas son las partes fundamentales de análisis, una fractura es el resultado de la pérdida de cohesión del material lo que produce rompimientos y planos o superficies discontinuas en las rocas, un ejemplo son las diaclasas. Cuando la roca ha tenido movimiento relativo a lo largo del plano de la fractura se le denomina falla. Las fallas con desplazamiento vertical se clasifican en dos tipos: falla normal, la cual se producen cuando el bloque de techo se desplaza hacia abajo con respecto al bloque de muro y la falla inversa se produce cuando el bloque de techos se mueve hacia arriba con respecto al bloque del muro, esto se puede observar en la figura 4.1.



a) Falla normal



b) Falla inversa

Figura 4. 1 Fallas con desplazamiento vertical.

El movimiento de las fallas proporciona información que influye en el proceso de construcción de una obra de desvío, las fallas normales indican esfuerzos tensionales que separan la corteza, lo cual genera que la superficie se rompa, un ejemplo de lo descrito es la alteración en el proceso constructivo en los túneles de desvío en la margen izquierda de la presa La Yesca por la presencia de fallas con potencial de deslizamiento.



Imagen 4. 3 Frente de excavación del túnel uno en la presa La Yesca.

4.2.1 Tectónica de placas en México y su impacto en las obras de desvío

La República Mexicana está situada en el Cinturón Circumpacífico o Anillo de fuego del Pacífico, una de las regiones sísmicas más activas en el mundo. La alta sismicidad en el país se debe a la interacción de la placa Norteamericana, placa de Cocos, placa del Pacífico, la placa de Rivera y la placa del Caribe, así como las fallas locales ubicadas en los distintos estados de la república tales como: Jalisco, Colima, Michoacán, Oaxaca, Guerrero y Chiapas, los cuales presentan mayor sismicidad en la República Mexicana.

La configuración del relieve en la República Mexicana se debe al movimiento simultáneo de las placas mencionadas, la placa de Cocos se desplaza hacia el noroeste, la Norteamericana se desplaza al suroccidente, la placa del Pacífico hacia el noroeste y la del Caribe se desplaza hacia el oriente.

Para fines de diseño sísmico, la República Mexicana se ha dividido en cuatro zonas sísmicas (figura 4.2) las cuales se describen a continuación:

Zona A: No se tienen registros históricos de sismos, no se han reportado sismos en los últimos 80 años y no se esperan aceleraciones del suelo mayores a un 10% de la aceleración de la gravedad a causa de sismos.

Zonas B y C: Son zonas intermedias, se registran sismos no tan frecuentemente o son zonas afectadas por altas aceleraciones pero que no sobrepasan el 70% de la aceleración de la gravedad.

Zona D: Es una zona donde se han reportado grandes sismos históricos, donde la ocurrencia de sismos es muy frecuente y las aceleraciones del suelo pueden sobrepasar el 70% de la aceleración de la gravedad.



Figura 4. 2 Regionalización sísmica (CFE, 2008).

4.3 Geotecnia

4.3.1 Suelos en las obras de desvío

En una obra de desvío, los suelos se visualizan como un elemento de desplante sobre el cual se va a construir los elementos de cierre del cauce, presentando una gran variedad en laderas y lechos del río. El objetivo de su análisis es obtener información confiable y oportuna de las propiedades índice y mecánicas de los materiales del sitio y de los diferentes bancos de materiales cercanos a la obra con los cuales se va a construir la misma. En función de las pruebas de campo y de laboratorio, se obtienen las propiedades mecánicas e hidráulica, como la resistencia al corte, cohesión, ángulo de fricción y permeabilidad, las cuales nos ayudan a establecer los parámetros de los suelos involucrados en procesos de inestabilidad. Conocidas las características del suelo, se analiza el mecanismo de falla probable, como la falla por sifón descrita en el capítulo III. Durante la etapa de diseño, es muy importante tomar en cuenta el estado de esfuerzos y deformaciones en las ataguías, cortina y en las laderas del vaso, ya que cambian substancialmente y se pueden activar antiguas fallas geológicas creando un nuevo estado de tectonismo regional.

Partiendo de las características de los materiales a utilizar en las ataguías es importante descartar aquellos que sean expansivos, licuables, colapsables o susceptibles a tubificación y alta compresibilidad. En caso de que la obra de desvío se localice en una zona sísmica se deberán obtener complementariamente el módulo cortante dinámico y el amortiguamiento de estos materiales (La geotecnia en la seguridad de presas y estructuras terreas en México, CONACYT, 2017). En función de los resultados obtenidos de las pruebas, se definen los detalles de la ataguía (tipo, inclinación de los taludes, espesores y características de los filtros, granulometrías de las zonas de transición, etc.), así como el tipo de tratamiento en su cimentación.

Con base en la permeabilidad de los materiales, se definirá la cantidad de flujo que puede pasar a través de la cimentación, así como las medidas de prevención y alternativas que conviene estudiar para el control o disminución de dicho flujo. Adicionalmente, se deberá analizar la susceptibilidad a la tubificación, para lo cual es importante tomar en cuenta el diseño e instalación de filtros graduados, así como en las zonas de transición. El fenómeno de licuación de suelos granulares en la cimentación es otro factor muy importante que se deberá también tomar en cuenta, principalmente cuando la obra de desvío se ubica en una zona sísmica o susceptible a vibraciones (como las que se tienen cerca de los bancos de materiales donde se usan explosivos para su aprovechamiento). Los taludes, espesores de capas de materiales, tipo de materiales y procedimientos constructivos, son función del análisis de estabilidad tomando en cuenta la posible presencia de avenidas extremas, vaciado rápido y efectos sísmicos.

4.4 Topografía

La topografía se define como el conjunto de métodos e instrumentos necesarios para representar el terreno con todos sus detalles naturales y artificiales. Los mapas topográficos pueden generarse de levantamientos hechos especialmente para el sitio, analizando sus características físicas y geográficas, así como las alteraciones que pueda tener el terreno. Una vez que se han levantado todos los datos, se elabora un plano en planta del sitio que refleje las curvas de nivel referidas a su elevación correspondiente y los detalles del terreno. Por otra parte, los modelos topográficos pueden ser consultados en las publicaciones del INEGI (Instituto Nacional de Estadística y Geografía) los cuales están a diversas escalas y en versión digital o impresa.

4.4.1 Factores topográficos en la ubicación de una obra de desvío

Uno de los factores que se debe investigar a detalle es la topografía del lugar propuesto, si el sitio tiene las características de boquilla estrecha o boquilla abierta. La boquilla estrecha obliga al empleo del desvío con túneles (figura 4.3 y 4.5), por otra parte, en el caso de las boquillas abiertas, es adecuado el empleo de desvíos en tajo o en canal (figura 4.4). Si se trata de una boquilla con características entre abierta y una estrecha, existe la posibilidad de comparar las alternativas (Marengo, 2019). Otro caso que se puede presentar es si el sitio de la boquilla se encuentra en un meandro pronunciado, la alternativa es ubicar el portal de entrada de los túneles en el punto de inflexión del meandro y construir los túneles de desvío en el interior del relieve (montañas) hasta conectar con el siguiente punto de inflexión, como se realizó en la presa El Infiernillo (figura 4.6).

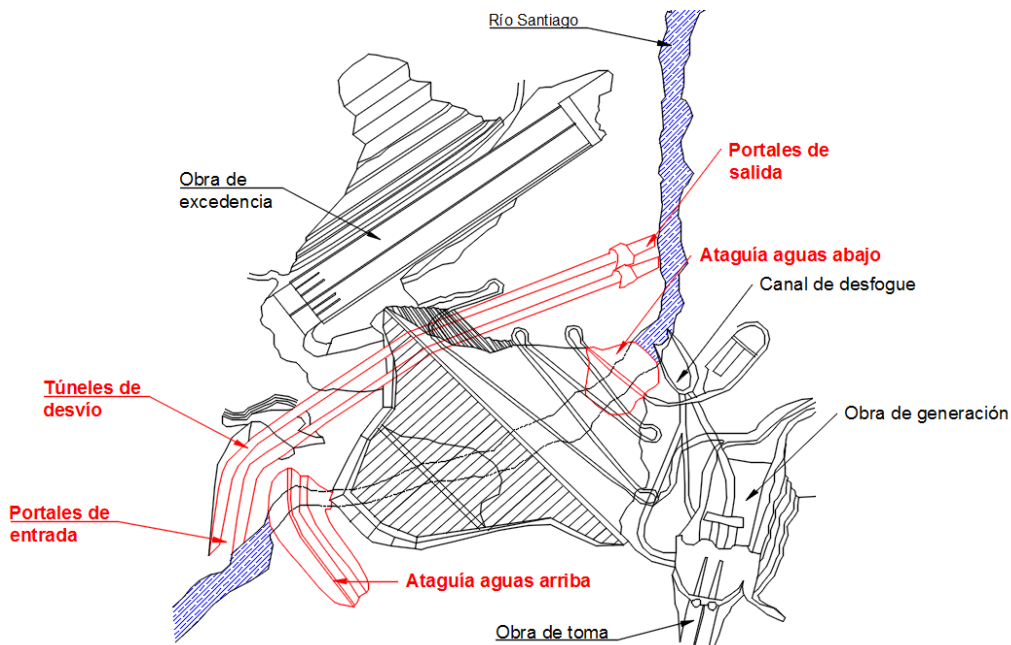


Figura 4. 3 Obra de desvío con túneles en la presa La Yesca, Nayarit, México.

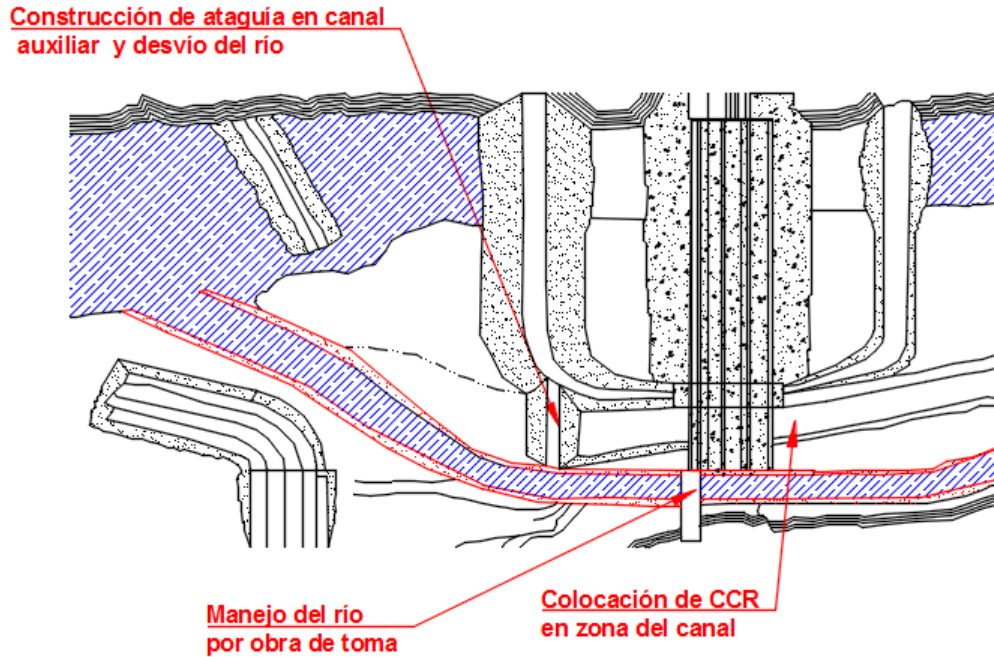


Figura 4. 4 Obra de desvío con canal en la presa Amatas, Sinaloa, México.

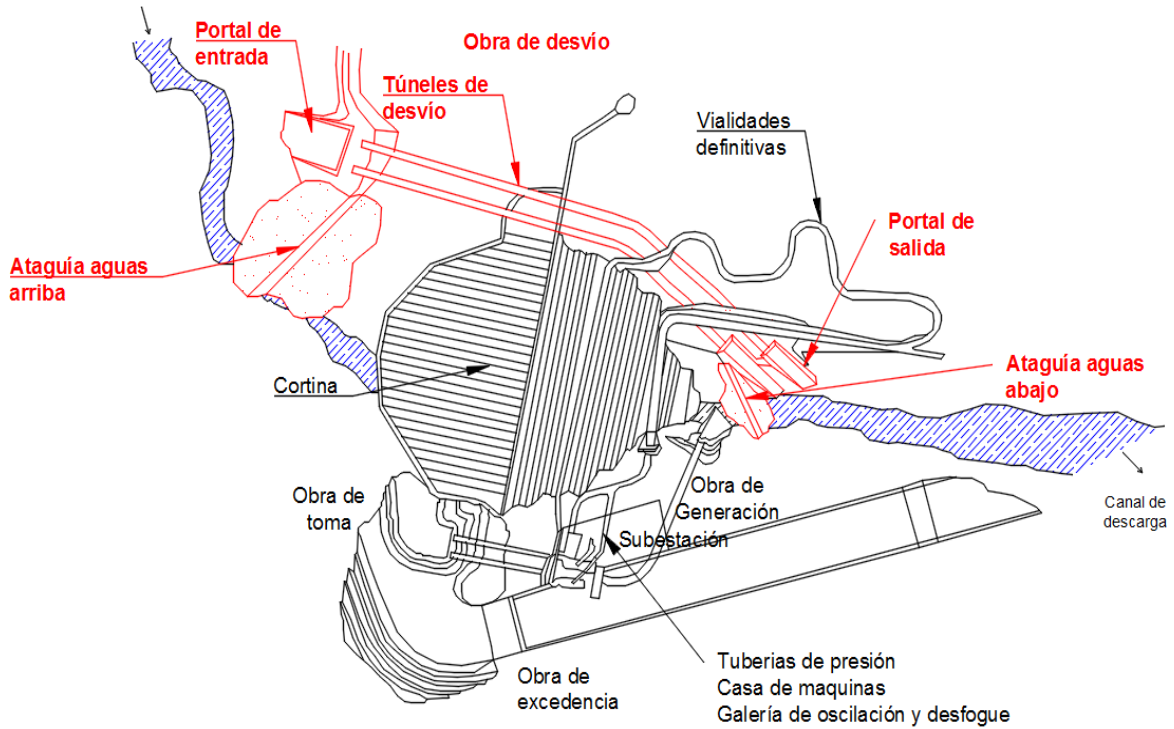


Figura 4. 5 Obra de desvío en la presa El Cajón, Nayarit, México.

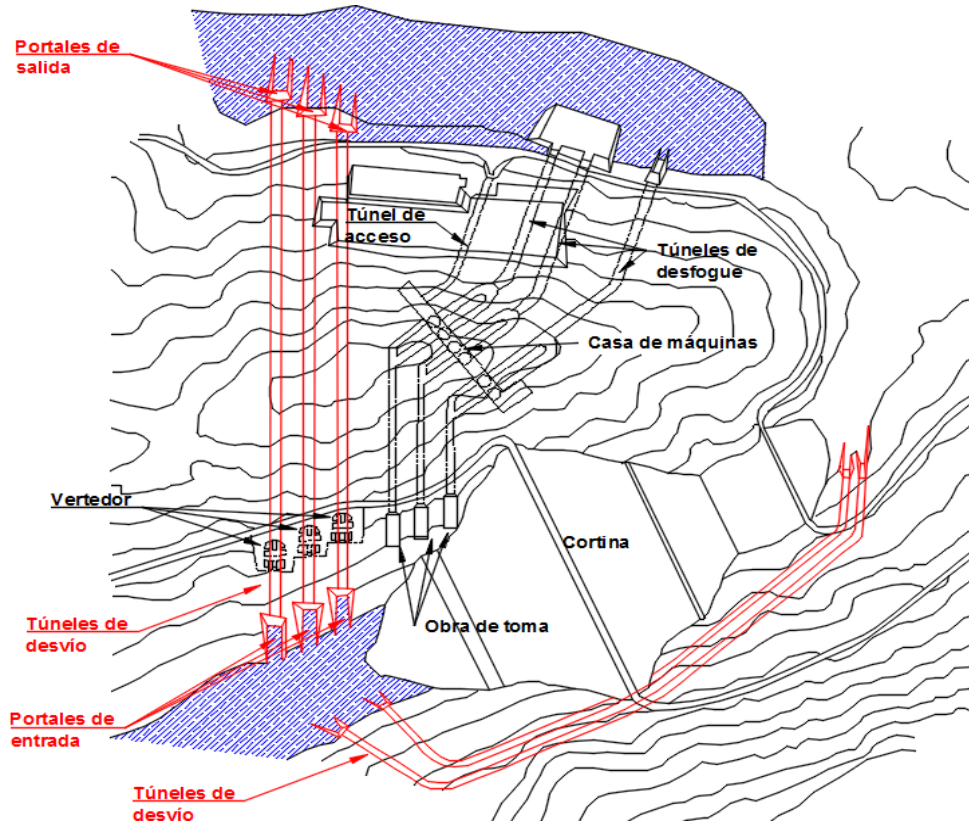
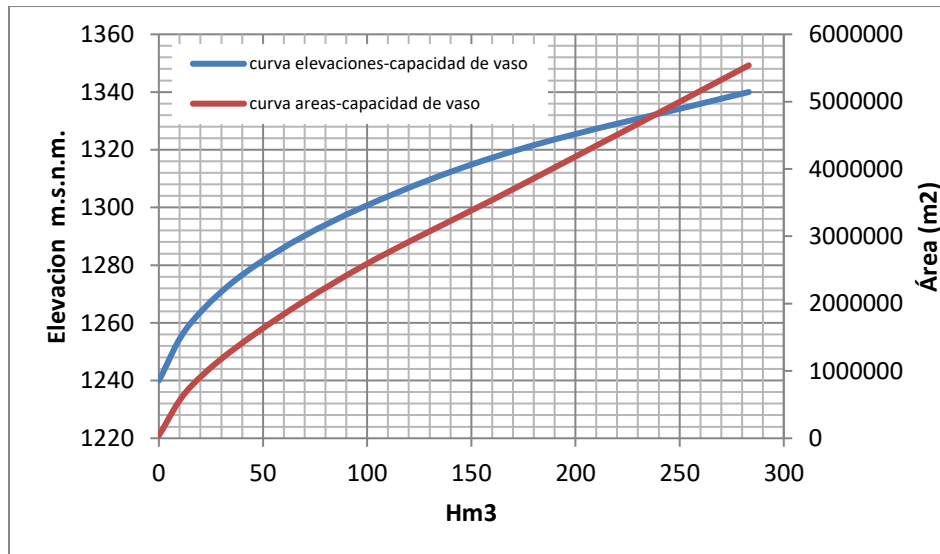


Figura 4. 6 Obra de desvío en la presa El Infiernillo, Michoacán-Guerrero, México.

Con los mapas topográficos es posible calcular las curvas elevaciones-áreas-capacidades (gráfica 1), las cuales permitirán definir la altura óptima de la cortina y ataguías, así como las áreas a inundar por el almacenamiento del recurso hídrico.



Gráfica 1 Ejemplo de curva-elevaciones-áreas capacidades.

4.5 Modelo Digital de Elevaciones

Los Modelos Digitales de Elevación (MDE) son definidos como una estructura numérica de datos que representan la distribución espacial de la altitud en la superficie terrestre, almacenados en una base de datos digital, georreferenciada en un sistema de proyección cartográfica (Felicísimo, 1994). Una de las ventajas del almacenamiento de la información digital es que no sufre alteraciones como sucede con los mapas tradicionales; la integración, adición y actualización de información se realiza con menor trabajo y tiempo, y se puede representar en distintas escalas y resoluciones.

4.5.1 Software empleado

La captura, modelación, análisis, almacenamiento, manejo y visualización de datos georreferenciados se pueden realizar mediante los softwares tales como AutoCAD, Global Mapper, ArcGis o QGis, entre otros. Estos softwares trabajan con datos vectoriales, formato ráster o LiDAR y proporcionan facilidades de manejo e integración de datos de diferentes fuentes y escalas.

Debido a su confiabilidad, eficiencia y exactitud espacial que logra el MDE, constituyen una herramienta fundamental para el diseño de obras de desvío. Los softwares mencionados (Global Mapper, ArcGis y QGis) cuentan con un gran soporte para convertir archivos a diferentes formatos (vectoriales, de imagen o conjunto de datos ráster), lo que los hace apropiado para el manejo de la cartografía obtenida del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), generalmente en formatos shp., tiff., gif., bil., grid., etc.; archivos de AutoCAD (.dwg y .dxf) y formatos de ráster (imágenes/mapa escaneado en formato .kml y .kmz). Mediante el manejo del MDE se puede obtener la representación del terreno en curvas de nivel con las cuales se puede calcular la curva elevaciones-áreas-capacidades, observar a detalle las elevaciones del terreno y si estas cumplen con características de una boquilla estrecha o abierta, así como delimitar una cuenca hidrológica, representar las redes de drenaje, obtener el área de la cuenca y la longitud del cauce principal, información necesaria para calcular el gasto que genera una cuenca.

4.6 Análisis hidrológico

4.6.1 Definición de hidrología

La hidrología es la ciencia natural que estudia el agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades físicas y químicas, y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos (Aparicio, 1989). En el diseño de obras de desvío, el análisis hidrológico describe las características fisiográficas del sitio, analiza los datos de evaporación, y precipitación, la relación lluvia escurrimiento y a través de estos análisis se determina los caudales y la avenida de diseño.

El análisis hidrológico es uno de los factores más importantes para determinar la factibilidad de una obra de desvío, así como el diseño del vertedor y otras obras permanentes. El análisis hidrológico ha ido evolucionando a lo largo del tiempo, y uno de los factores más importantes es la recolección de datos. Cuando las cuencas están instrumentadas es posible obtener un conjunto de datos y con ellos elaborar análisis más sofisticados con los que se puede determinar con mayor precisión las características de la cuenca en estudio.

4.6.2 Datos Históricos en México

Es indispensable que los estudios hidrológicos estén fundamentados en información hidrométrica confiable y suficiente. México cuenta con bastos recursos hídricos los cuales están constituidos por ríos, arroyos, lagos y lagunas, así como por almacenamientos subterráneos y las grandes masas de agua oceánica.

Para conocer las condiciones de precipitación y escurrimientos de sus recursos, México ha instrumentado sus 13 regiones hidrológicas-administrativas (imagen 4.4) con estaciones hidrométricas las cuales miden la cantidad de agua que fluye en ríos, canales, tuberías y a la salida de las presas, información que sirven para estimar la cantidad disponible del recurso. El conocimiento de la cantidad y la calidad del agua son de vital importancia para el control de avenidas, la generación de energía eléctrica, abastecimiento de agua potable, riego, y el diseño y operación de presas.

Al día 31 de diciembre de 2014, México contaba con 861 estaciones hidrométricas en operación, cuya distribución por regiones hidrológicas se ilustra en la tabla 4.

Tabla 4 Estaciones hidrométricas para cada región hidrológica administrativa.

Clave	Región Hidrológica Administrativa	Número de estaciones
I	Península de Baja California	1
II	Noroeste	14
III	Pacífico Norte	50
IV	Balsas	81
V	Pacífico Sur	19
VI	Rio Bravo	57
VII	Cuencas Centrales del Norte	19
VII	Lerma-Santiago-Pacífico	267
IX	Golfo Norte	133
X	Golfo Centro	52
XI	Frontera Sur	121
XII	Península de Yucatán	12
XIII	Aguas del Valle de México	35
Total		861

Actualmente, la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) a través del Servicio Meteorológico Nacional (SMN) administra el archivo histórico y banco de datos en materia de meteorología y climatología, encargada de proporcionar al servicio público la consulta de información meteorológica y climatológica. Para poder acceder a la información de cada estación es necesario recurrir a la base de datos proporcionada por el Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS), sistema que integra la información de la red hidrométrica nacional en donde se encuentra información histórica para la gestión de recursos hídricos. Los datos que se encontrarán son los siguientes:

- Valores diarios: Gasto medio diario (m^3/s) día 1 a día 29-31.
- Valores mensuales: Se incluyen la hora y el día del gasto máximo y el gasto mínimo (m^3/s). Además de la lectura de volumen máximo y medio de escurrimientos (miles de m^3), sedimentos (miles de m^3) y la lectura del día y hora de las escalas para el gasto mínimo, medio y máximo.
- Valores anuales: Menciona el mes, día y hora en que ocurre el gasto máximo y gasto mínimo (m^3/s). La lectura de escala para el gasto máximo y mínimo (m), además del volumen anual de escurrimientos (miles de m^3), gasto medio anual (m^3/s) y volumen anual de sedimentos (miles de m^3).
- Hidrograma: Incluye la fecha en que ocurre el gasto, hora en que ocurre el gasto y Gasto instantáneo (m^3/s).
- Limnigrama: Muestra la fecha de lectura, hora de lectura y lectura de escala (m).
- Sedimentos: Se incluye la fecha de lectura, hora de lectura y porcentaje de sedimento.

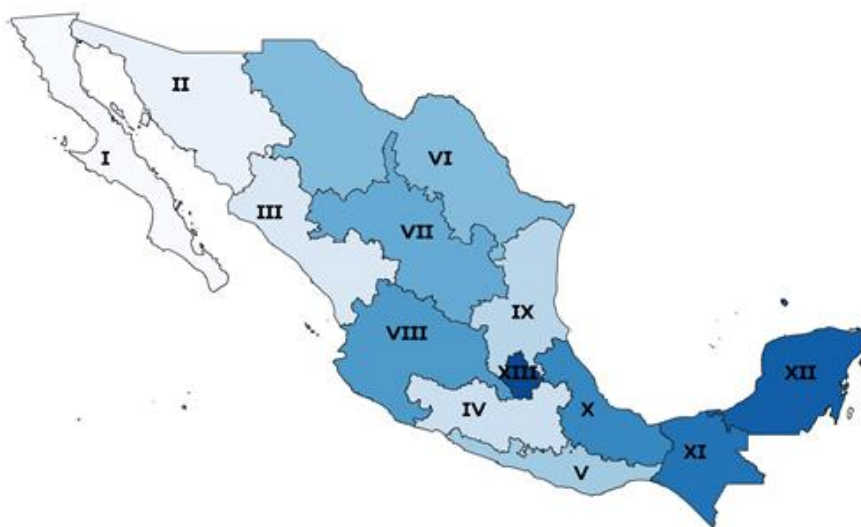


Imagen 4. 4 Regiones hidrológicas de la República Mexicana.

Además de la base de datos proporcionada por la CONAGUA, actualmente la Comisión Federal de Electricidad (CFE) cuenta con infraestructura la cual monitorea los embalses y cuencas enfocadas en la generación hidroeléctrica a través del Departamento de Hidrometeorología (DHM), el cual elabora base de datos y sistemas de información. En marzo del año 1938 se instaló la primera estación hidrométrica de la recién creada CFE.

4.6.3 Hidrograma

El hidrograma (figura 4.7) es la representación gráfica de las variaciones de un gasto o escurrimiento en una corriente, ordenada cronológicamente. Las ordenadas representan el flujo (gasto en m^3/s) y las abscisas representan el tiempo comúnmente en horas. La forma de los hidrogramas producidos por tormentas varía entre una cuenca y otra. A continuación se describen los puntos que componen un hidrograma.

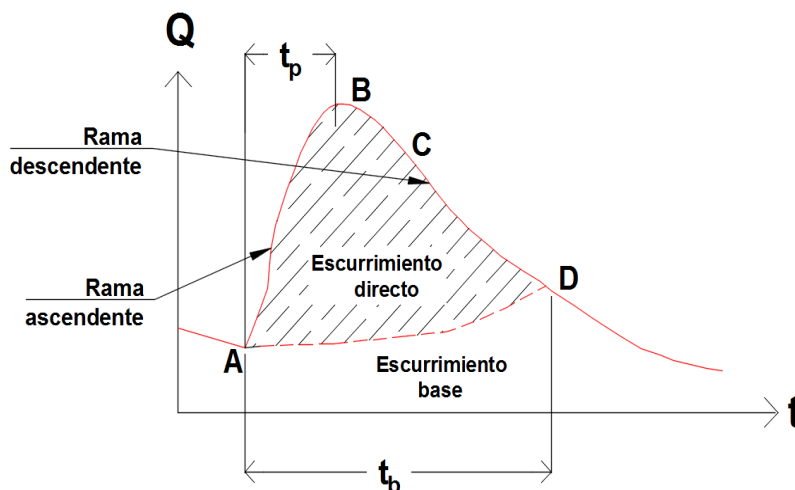


Figura 4. 7 Hidrograma.

Punto de levantamiento (A). Punto donde comienza el escurrimiento directo y se produce inmediatamente después, durante o incluso una vez terminada la tormenta dependiendo de las características fisiográficas de la cuenca como el tamaño, su sistema de drenaje y suelo, además de la intensidad y duración de la tormenta.

Pico (B). Es el gasto máximo que la tormenta logra producir. Comúnmente es el punto más importante en un hidrograma.

Punto de inflexión (C). Cambio en la curvatura en el descenso del hidrograma. Punto de aproximación cuando finaliza el escurrimiento superficial y lo que quede de agua después de este tiempo, escurre por los canales y también como escurrimiento subterráneo.

Final del escurrimiento directo (D). A partir de este punto el escurrimiento que se presenta es sólo subterráneo.

4.6.4 Avenida de Diseño

4.6.4.1 Definición de avenida de diseño

Las avenidas son escurrimientos (figura 4.8) que son consecuencia de eventos naturales como tormentas, derretimiento de zonas nevadas y glaciares, lluvias ocasionadas por ciclones o escurrimientos generados de manera artificial por la buena o mala operación de una obra hidráulica. Cuando los escurrimientos presentan variaciones extremas y constantes pueden ocasionar que el nivel de los ríos aumente a tal punto del desbordamiento del mismo y en muchas ocasiones generando inundaciones en poblados y sitios de trabajo dando como resultado pérdidas humanas, económicas y ambientales (Alvarado, 1993), (Aparicio, 1989).

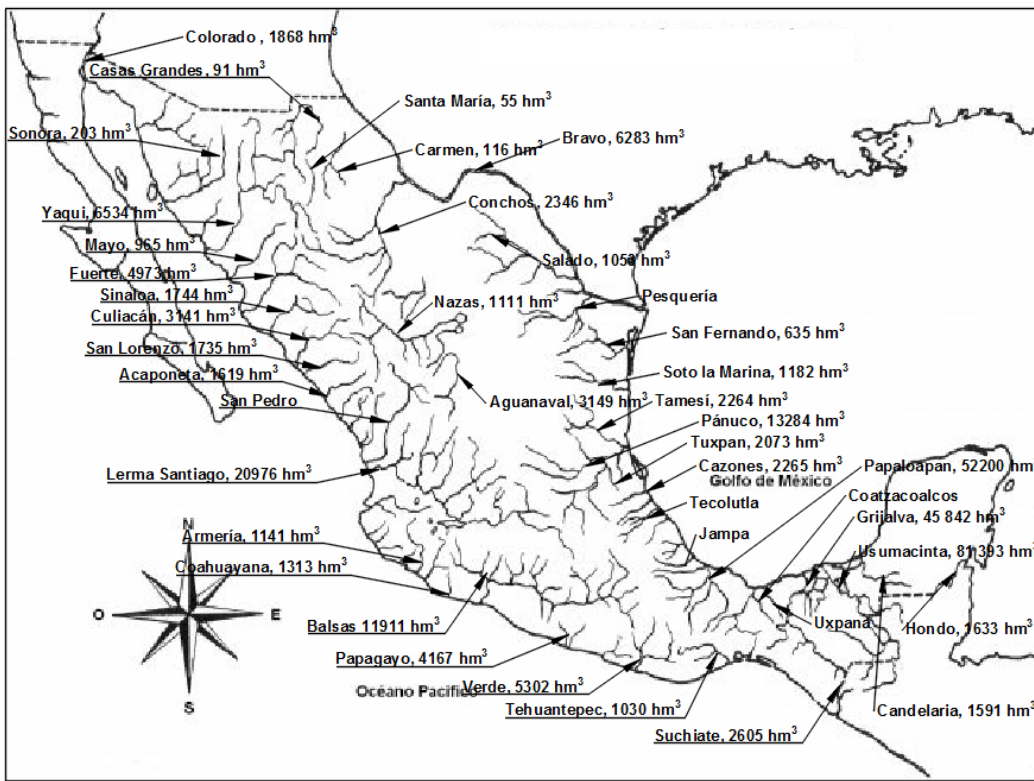


Figura 4. 8 Escurrimiento anual (en hm^3) de los ríos más importantes de México.

La avenida de diseño en conjunto con la capacidad de regulación define la capacidad de descarga a dimensionar para la obra de desvío y de excedencias (Actualización de las avenidas de diseño y tránsito de las avenidas por los vasos del sistema de presas del río Santiago, 2017). Existen distintos métodos para dimensionar el caudal de diseño, el método más común es el análisis de los caudales máximos instantáneos asociados a diversos periodos de retorno, y a este caudal se le da la forma de la avenida máxima histórica. A continuación, se describen los métodos más empleados haciendo énfasis en el análisis de caudales máximos instantáneos.

4.6.4.2 Métodos para el cálculo de la avenida de diseño

4.6.4.2.1 Modelos lluvia-escorrimento

La modelación de la relación lluvia-escorrimento parten de convertir los registros de precipitación en escurrimientos basándose en las características fisiográficas de la cuenca en estudio. Los principales parámetros que intervienen en el proceso de conversión de lluvia a escurrimiento son los siguientes.

- a. Área de la cuenca.
- b. Altura total de precipitación.
- c. Características generales de la cuenca (forma, pendiente, vegetación, etc.).
- d. Distribución de la lluvia en el tiempo.
- e. Distribución en el espacio de la lluvia y de las características de la cuenca.

A continuación, se presentan dos de los métodos de lluvia escurrimiento más empleados.

Formula Racional

La fórmula racional o Lloyd-Davies es uno de los modelos lluvia-escorrimento más antiguos. Este modelo toma en cuenta el área de la cuenca, y la altura o intensidad de la precipitación. Hoy en día es utilizado particularmente en cuencas urbanas.

En una cuenca no impermeable, sólo una parte de la lluvia con intensidad i escurre directamente hasta la salida. Si se acepta que, durante la lluvia, o al menos una vez que se ha establecido el gasto de equilibrio, no cambia la capacidad de infiltración en la cuenca, se puede escribir la llamada fórmula racional (Aparicio, 1989):

$$Q = CiA \tag{8}$$

donde:

- Q gasto máximo posible que puede producirse con una lluvia, en m^3/s .
- i intensidad de precipitación para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca, en mm/h .
- A área de la cuenca, en km^2 .
- C coeficiente de escurrimiento con ciertas características de la cuenca.

Hidrograma Unitario

El hidrograma unitario se define como el escurrimiento directo que se produce por una lluvia efectiva o en exceso de una lámina unitaria de duración específica distribuida uniformemente en la cuenca (Aparicio, 1989).

El método fue propuesto por Sherman en 1932 con las siguientes bases teóricas:

- Tiempo Base.
- Linealidad y proporcionalidad.
- Superposición de causas y efectos.

El hidrograma unitario toma en cuenta la variación de gastos entre una cuenca, la variación en la forma de una tormenta y otra, independiente de que el volumen de escurrimiento sea el mismo.

4.6.4.2 Estadísticos

Los fenómenos hidrometeorológicos comúnmente suceden de manera aleatoria y para el diseño de obras de desvío es fundamental su predicción, ya que los mismos están ligados a eventos futuros, es por ello que la probabilidad y la estadística son herramientas importantes en el análisis hidrológico, ya que mediante métodos estadísticos y principios matemáticos, permite presentar, organiza, filtrar y correlacionar valores observados para su posterior análisis, interpretación, evaluación y poder realizar pronósticos para obtener el caudal de diseño asociado a un determinado periodo de retorno.

Las avenidas de diseño pueden ser calculadas a partir de métodos estadísticos, en los cuales se estima la magnitud del caudal máximo considerando una serie de registros históricos siendo asignado el que presente mejor ajuste.

Análisis de frecuencias

El análisis de frecuencias de gastos máximos instantáneos se emplea comúnmente para tener una interpretación probabilística de un evento a futuro, a partir de registros históricos. En el caso de una obra de desvío, el propósito es pronosticar la magnitud de un cierto gasto máximo para un determinado periodo de retorno (Tr), por medio del ajuste a una función de distribución de probabilidad que proporcione el mínimo error estándar de ajuste.

La secuencia del análisis de frecuencias se explica a continuación:

1. Seleccionar los datos históricos necesarios de la máxima duración que se quiere analizar, posteriormente se organizan los datos de menor a mayor (ascendente) y se asigna un número de orden de registro “ k ” para cada valor de gasto.
2. Para cada gasto se calcula la probabilidad de no excedencia de la siguiente forma:

$$P(X \leq x) = \frac{k}{n + 1} \tag{9}$$

Para muestras ordenadas de manera ascendente:

$$P(X \leq x) = 1 - \frac{1}{Tr} \tag{9.1}$$

3. Para cada gasto se calcula un periodo de retorno, para muestras ordenadas Tr se calcula de la siguiente forma:

$$Tr = \frac{1}{1 - P(X \leq x)} \tag{9.2}$$

Para muestras ordenadas de manera ascendente:

$$Tr = \frac{n + 1}{k} \tag{9.3}$$

4. Se obtienen las medidas de tendencia central (media aritmética (\bar{x})) y la medida de dispersión (desviación estándar (S)).
5. Se ajusta la serie de gastos máximos históricos a diferentes distribuciones de probabilidad utilizadas, seleccionando la que proporcione el mínimo error estándar de ajuste.
6. Mediante la distribución de probabilidad con mejor ajuste y menor error, se procede a extrapolar diferentes gastos asociados a distintos periodos de retorno (Tr 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1 000, 2 000, 5 000 y 10 000 años) y de esta forma generar sus avenidas de diseño correspondientes.

Periodo de retorno en obras de desvío

El periodo de retorno de un evento con magnitud dada puede definirse como el intervalo de recurrencia promedio entre eventos que igualan o exceden una magnitud específica. El periodo de retorno sugerido para obras de desvío se encuentra en el intervalo de 20 y 50 años, sin embargo, debe calcularse el periodo de retorno óptimo con base a estudios económicos, buscando tener un balance entre costo de obra de desvío y el resto de perdida aguas abajo en caso de que falle y se puede calcular como:

$$Tr = \frac{n + 1}{m} \tag{9.4}$$

donde:

Tr periodo de retorno.

m evento.

n registros.

Funciones de probabilidad más empleadas

A continuación se presentan las principales funciones de distribución de probabilidad empleadas en el ámbito de la definición de los caudales de diseño en hidrología:

Normal

La distribución normal es una curva con forma de campana, con eje de simetría en el punto correspondiente al promedio (μ) y el área bajo la curva es uno. La ecuación matemática de la función de Gauss es la siguiente:

$$F(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx \tag{10}$$

Y la función de densidad se define de la siguiente forma:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2}; -\infty < x < \infty \tag{10.1}$$

donde:

μ media.

σ desviación estándar.

x variable aleatoria.

e 2.7182....

π 3.1416

Lognormal

Si la variable aleatoria $Y = \log X$ está normalmente distribuida, entonces se dice que X está distribuida en forma lognormal. La función de distribución de probabilidad es:

$$F(x) = \int_0^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \frac{1}{x\beta} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \alpha}{\sigma}\right)^2} dx \quad (11)$$

Y la función de densidad se define de la siguiente forma:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \frac{1}{x\beta} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \alpha}{\sigma}\right)^2}; \quad -\infty < x < \infty \quad (11.1)$$

donde:

Los valores de α y β se estiman a partir de n observaciones $x_i, i = 1, 2, \dots, n$:

α parámetro de distribución.

$$\alpha = \sum_{i=1}^n \frac{\ln x_i}{n} \quad (11.2)$$

β parámetro de distribución.

$$\beta = \left[\sum_{i=1}^n \frac{(\ln x_i - \alpha)^2}{n} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (11.3)$$

donde:

x variable aleatoria

e 2.7182...

π 3.1416

Person III o Gamma de tres parámetros

La distribución Pearson tipo III se usó en hidrológica por primera vez en 1924 por Foster para describir la distribución de probabilidad de picos de gastos máximos anuales.

Su función de distribución de probabilidad queda de la siguiente forma:

$$F(x) = \frac{1}{\Gamma(\beta_1)} \int_0^x e^{-\left(\frac{x-\delta_1}{\alpha_1}\right)} \left(\frac{x-\delta_1}{\alpha_1}\right)^{\beta_1-1} dx \tag{12}$$

donde:

α_1, β_1 parámetros de la función y $\Gamma(\beta_1)$ es la función Gamma

La función de densidad está dada por:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \left\{ \frac{x-\delta_1}{\alpha_1} \right\}^{\beta_1-1} e^{-\frac{x-\delta_1}{\alpha_1}} \tag{12.1}$$

Gumbel

Supóngase que se tienen N muestras, cada una de las cuales contiene n eventos. Si se selecciona el máximo x de los n eventos de cada muestra, es posible demostrar que, a medida que n aumenta, la función de distribución de probabilidad de x tiende a:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \tag{13}$$

La función densidad está dada por:

$$f(x) = \alpha e^{[-\alpha(x-\beta) - e^{-\alpha(x-\beta)}]} \tag{13.1}$$

donde:

α parámetro de forma:

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma} \tag{13.2}$$

β parámetro de escala:

$$\beta = \bar{x} - .045\sigma \tag{13.3}$$

σ desviación estándar

\bar{x} media aritmética de los datos

Cálculo de α y β por el método de los momentos de máxima verosimilitud.

$$\sum_{i=1}^n x_i e^{-\alpha x_i} - \left(\bar{x} - \frac{1}{\alpha}\right) \sum_{i=1}^n e^{-\alpha x_i} = 0 \tag{13.4}$$

$$\beta = \frac{1}{\alpha} \text{Ln} \frac{n}{\sum_{i=1}^n e^{-\alpha x_i}} \tag{13.5}$$

Despejando los eventos de diseño representados como variables aleatorias x se expresa:

$$x = \beta - \alpha \left[\text{Ln} \left(\text{Ln} \frac{T}{T-1} \right) \right] \tag{13.6}$$

Doble Gumbel

La función de distribución de probabilidad se puede expresar con la siguiente ecuación (González, 1970):

$$F(x) = F_1(x)[p + (1 - p)F_2(x)] \tag{14}$$

donde:

$F_1(x)$ y $F_2(x)$ son funciones de distribución de probabilidad de los gastos máximos anuales no producidos por tormentas ciclónicas y de los producidos por ellas.

p es la probabilidad de que en un año cualquiera el gasto máximo no sea producido por una tormenta ciclónica.

Se puede presentar que los gastos máximos anuales pertenezcan a dos poblaciones distintas, en estas situaciones se llega a tener dos poblaciones para una misma zona en estudio.

Como $F_1(x)$ y $F_2(x)$ son de tipo Gumbel, la función de distribución Doble Gumbel se puede expresar por la siguiente ecuación:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha_1(x-\beta_1)}} p + (1 - p)e^{-e^{-\alpha_2(x-\beta_2)}} \quad (14.1)$$

donde:

α_1 y β_1 parámetros correspondientes a la población no ciclónica

α_2 y β_2 parámetros correspondientes a la población ciclónica

Conclusiones de las funciones de distribución de probabilidad

Las funciones normal y lognormal son generalmente apropiadas para variables aleatorias que cubren todo el rango de valores de los resultados posibles del experimento bajo análisis, como por ejemplo los volúmenes de escurrimiento mensual en un río (Aparicio, 1989). En México hay grandes variaciones en la distribución de la precipitación de unas regiones a otras. Se ha demostrado teóricamente que las funciones de distribución de probabilidad Gumbel y Gumbel de dos poblaciones representan un mejor ajuste a los valores máximos, estas distribuciones de probabilidad se utilizan para determinar la probabilidad que se presenten grandes avenidas tomando en cuenta los eventos máximos históricos registrados. La función Pearson III o Gamma de tres parámetros ocupa un lugar intermedio.

Al paso del tiempo, los factores climáticos que influyen en la precipitación han tenido cambios graduales lo que da como resultado tendencia creciente o decreciente de lluvia, esto es importante ya que el diseño de la obra de desvío se realiza de acuerdo a datos históricos registrados en un tiempo determinado, y durante la construcción y operación de la misma pueden ocurrir eventos con variaciones importantes respecto a los datos ya registrados por lo que se deben realizar un seguimiento de las crecientes durante todo el procedimiento de manejo del río.

Cálculo de la avenida de diseño

Existe evidencia hidrológica que muchas de las avenidas extremas han ocurrido durante la etapa de construcción de la obra de desvío, causando daños severos al proceso constructivo. Un ejemplo de la presencia de una avenida extrema ocurrió en la presa Aguamilpa, los sucesos acontecidos en 1992 ocasionaron una falla total por desbordamiento de la obra de desvío la cual no tuvo consecuencias desastrosas debido a que el avance de la presa impidió el colapso total de la ataguía aguas arriba (Marengo, 2019). Debido a lo anterior es fundamental el cálculo de la avenida de diseño y a continuación se describe el Método de Bloques desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM. El método permite estimar la avenida de diseño a partir del análisis de los gastos históricos registrados, el cual requiere definir un número suficiente de días n para asegurar que se cumpla la forma completa de la avenida histórica, se describe el procedimiento para realizar dicho método.

1. De los registros disponibles se determinan los gastos medios diarios máximos asociados a distintas duraciones, que puede comprender desde un día hasta un número n de días suficientemente extensos. En un año dado, el gasto medio máximo para una duración de un día corresponde al gasto medio máximo anual. Para calcular el gasto medio máximo anual correspondiente a cada duración, se calcula el promedio máximo para n días de acuerdo con la duración analizada y se procede de la siguiente manera:

$$\bar{Q}_{M_n} = \frac{1}{n} \left[\sum_{k=i}^{k+n-1} Q_k \right] \quad (15)$$

donde:

\bar{Q}_{M_n} gasto medio diario máximo para n duración, en m^3/s .

Q_k gasto medio diario del día k .

n duración, en días.

k contador del día que inicia el lapso de la duración n .

Una vez obtenido el gasto medio diario máximo, se determina el gasto medio máximo anual (\bar{Q}_{Max}) eligiendo el valor máximo que se haya presentado durante la duración n .

$$\bar{Q}_{Max} = \max(\bar{Q}_{M_n}) \quad (15.1)$$

2. Para poder construir las diferentes avenidas de diseño, se seleccionan los gastos máximos extrapolados que presenten mejor ajuste para las distintas distribuciones de probabilidad utilizadas.
3. Para determinar la avenida de diseño con duración n , se toman los gastos medio máximos para los periodos de retorno y duraciones correspondientes, y con ellos se calcula los gastos que se presentan en cada día, los cuales son denominados gastos individuales. La expresión para estimar estos gastos proviene del concepto del valor promedio establecido en las ecuaciones (15) y (15.1).

$$Q_{individual_j} = t_i \bar{Q}_i - \sum_{j=1}^{i-1} Q_{individuales} \tag{15.2}$$

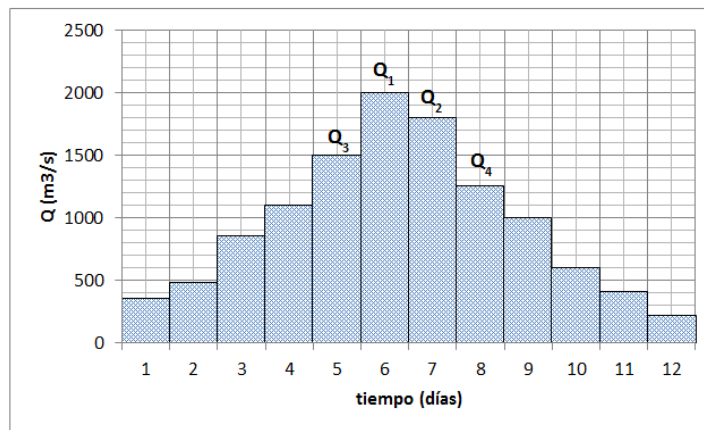
donde:

$Q_{individual_j}$ gasto individual, en m^3/s .

\bar{Q}_i gasto medio máximo (extrapolado), en m^3/s .

t_i duración, en días.

4. Para generar la avenida de diseño se organizan los gastos individuales aplicando el método de Alternar Bloques, colocando el gasto máximo individual del día 1 (Q_1) al centro del hidrograma (gasto pico), en la posición de la derecha se ubica el segundo valor de la lista de gastos individuales Q_2 , y a la izquierda se ubica el tercer valor Q_3 de la misma. Este proceso se realiza consecutivamente hasta n días y termina con la organización de los datos, de manera que se obtiene una avenida como la observada en la gráfica 2.



Gráfica 2 Avenida de diseño por el método de bloques alternados.

Para obtener el hidrograma de diseño para una serie de datos determinada para distintos periodos de retorno, se multiplican las ordenadas de un hidrograma conocido (ejemplo, el hidrograma que proporciona BANDAS) por un factor de mayoración que se obtiene de efectuar el cociente entre el caudal máximo extrapolado estimado con un análisis de frecuencias para un periodo de retorno determinado y el gasto pico de la avenida máxima registrada.

$$F.M. = \frac{\bar{Q}_i}{Q_r} \tag{15.3}$$

donde:

$F.M.$ factor de mayoración.

Q_r gasto pico de la avenida registrada, en m^3/s .

\bar{Q}_i gasto medio máximo (extrapolado), en m^3/s .

Para poder ajustar la avenida máxima histórica, se construye un hidrograma unitario efectuando el cociente de cada una de las ordenadas de la avenida máxima histórica entre del gasto pico de la misma, posteriormente se multiplica cada ordenada del hidrograma unitario por el caudal estimado con un análisis de frecuencias para un periodo de retorno determinado y de esta forma la avenida máxima histórica ha sido mayorada.

$$Avenida\ Máxima\ Histórica\ Mayorada = \left\{ \begin{array}{l} \frac{Q_{historico\ 1}}{Q_r} * \bar{Q}_i \\ \frac{Q_{historico\ 2}}{Q_r} * \bar{Q}_i \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \frac{Q_{historico\ n}}{Q_r} * \bar{Q}_i \end{array} \right\} \tag{15.4}$$

donde:

Q_r gasto pico de la avenida registrada, en m^3/s .

\bar{Q}_i gasto medio máximo (extrapolado), en m^3/s .

$Q_{historico}$ gasto histórico registrado, en m^3/s .

4.6.5 Tránsito de avenidas

4.6.5.1 Tránsito de avenidas en el vaso

El tránsito de avenidas en un vaso es el procedimiento mediante el cual se determina el hidrograma de salida de una obra de desvío o excedencias. A través del tránsito de avenidas se conoce la evolución de los niveles en el vaso, se fija la altura inicial de la simulación, la avenida de diseño, la curva elevaciones-capacidades del embalse, y la curva elevaciones-gastos del río. Del resultado de la simulación, con la elevación máxima en el embalse se definirá (más un bordo libre) la cota de la ataguía aguas arriba, por otra parte, con el caudal máximo de descarga ingresado a la curva elevaciones gastos del río (más un bordo libre) se obtendrá la altura de la ataguía aguas abajo. Es un proceso iterativo en el que se debe proponer el diámetro del túnel y la altura de ataguías que sean económicamente factibles para el proyecto. Para el tránsito de avenidas se utiliza la siguiente ecuación de continuidad en diferencias finitas:

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_s + O_{s+1}}{2} = \frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t} \quad (16)$$

donde:

I_i gasto de entrada en el instante i .

I_{i+1} gasto de entrada en el instante $i+1$.

O_s gasto de salida en el instante i .

O_{s+1} gasto de salida en el instante $i+1$.

V_i volumen almacenado en el instante i .

V_{i+1} volumen almacenado en el instante $i+1$.

Δt intervalo de tiempo en el instante i e $i+1$.

Durante el tránsito de avenidas en el vaso por lluvia directa, el Δt es representado en horas por lo que se puede desprestigiar la evaporación e infiltración. La forma común del hidrograma de entrada (I) e hidrograma de salida (O) se muestra en la figura 4.9. Se observa que cuando se encuentra en el intervalo t_0 y t_1 las entradas son mayores a las salidas y de acuerdo con la ecuación 16, el volumen almacenado el vaso aumenta elevando el nivel del mismo.

El área que se forma al intersecar el hidrograma de entrada con el de salida es el volumen máximo almacenado, el cual será el volumen de regulación requerido para la avenida de diseño considerada, en el tiempo t_t se observa que la intersección de los hidrogramas da como resultado el gasto máximo de descarga para la avenida de diseño considerada. Cuando t es mayor a t_t las salidas son mayores a las entradas lo que da como resultado que el nivel del vaso vaya disminuyendo.

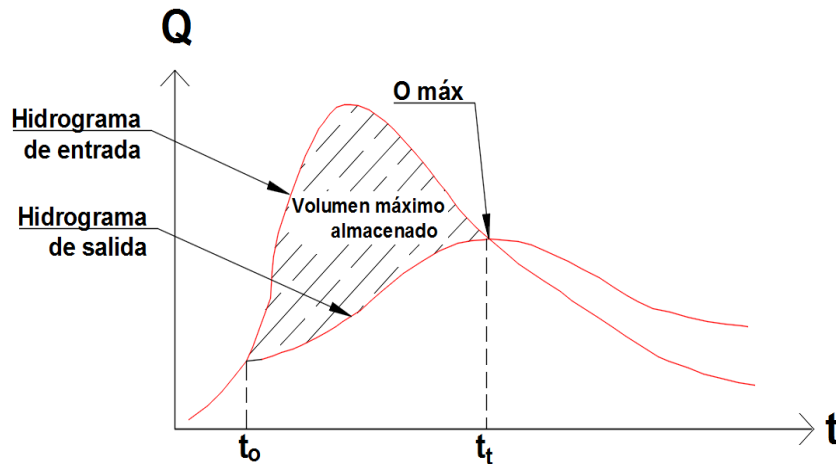


Figura 4. 9 Forma de hidrograma de entrada (I) e hidrograma de salida (O).

Para asentar la relación entre el almacenamiento en el vaso y los gastos de salida se utilizan dos curvas, la curva elevaciones capacidades del vaso y la curva elevaciones descargas de la obra a simular (desvío o vertedor).

4.6.5.2 Tránsito de avenidas en el cauce

El tránsito de avenidas en el cauce se define como el cálculo de los caudales en una sección transversal del río, en un sentido más amplio, el tránsito de avenidas en el cauce se puede considerar como un análisis para seguir el caudal a través de un río, y va enfocado en la obtención de la curva elevaciones gastos del río aguas abajo del eje de la presa, que en conjunto con el caudal máximo de descarga definido del tránsito de la avenidas por la obra de desvío, se determinará la altura de la ataguía aguas abajo, así mismo con esta curva se determinará las condiciones de descarga permitiendo el manejo del río aguas abajo. Es necesario contar con métodos que permitan conocer la variación de elevaciones en la salida del conducto de desvío y su efecto aguas abajo del río en la construcción de una presa.

A continuación, se describe el método de Muskingum ampliamente utilizado para el tránsito de avenidas en un cauce y un procedimiento práctico utilizando el software Hec Ras en conjunto con Civil 3D y un modelo digital de elevaciones (MDE).

Método de Muskingum

El método de Muskingum para el tránsito de avenidas en cauce fue desarrollado en el año 1938 por G.T. McCarthy a través del Servicio de Conservación del Distrito de Muskingum, Ohio, USA. Es un procedimiento para determinar la variación del caudal en función del tiempo en un punto en específico del curso de un río utilizando hidrogramas conocidos o superpuestos. El método de Muskingum se basa en la ecuación de continuidad en su forma discreta (ecuación 16.1.1), y una relación algebraica entre el almacenamiento (V) en el tramo de río analizado, las entradas (I) y las salidas (O) del mismo.

$$I - O = \frac{dV}{dt} \tag{16.1}$$

$$\Delta V = \frac{(I_i + I_{i+1})}{2} \Delta t - \frac{(O_i + O_{i+1})}{2} \Delta t \tag{16.1.1}$$

En un sentido más amplio, el método se basa en la modelación del almacenamiento natural de un cauce dividido en dos partes. La primera parte es un almacenamiento en prisma (figura 4.10), formada por un volumen de sección transversal constante a lo largo del cauce donde la superficie del agua es paralela al fondo del río. El volumen del prisma es proporcional al caudal de salida ya que se supone que el caudal de salida es proporcional al área de la sección del cauce, por lo que se puede calcular como:

$$S_{prisma} = KO \tag{16.2}$$

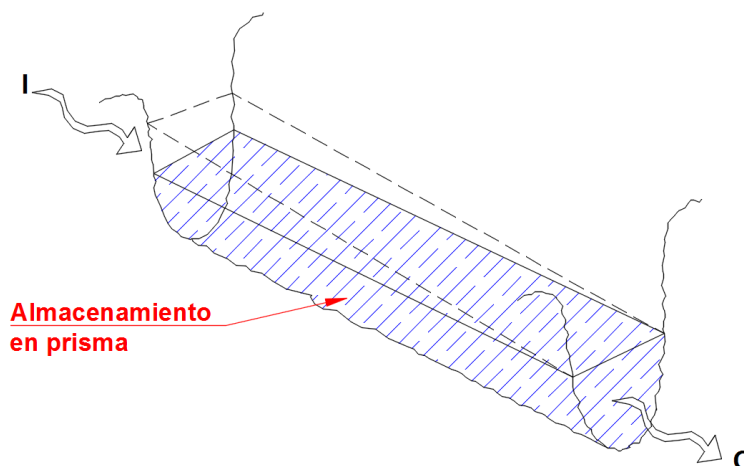


Figura 4. 10 Almacenamiento en prisma.

La segunda parte es el almacenamiento en cuña (figura 4.11), formado por la diferencia entre los caudales de entrada y salida, o bien por la pendiente de la superficie libre del agua en el tramo considerado, con los cuales se obtiene su almacenamiento como:

$$S_{cuña} = XK(I - O) \quad (16.3)$$

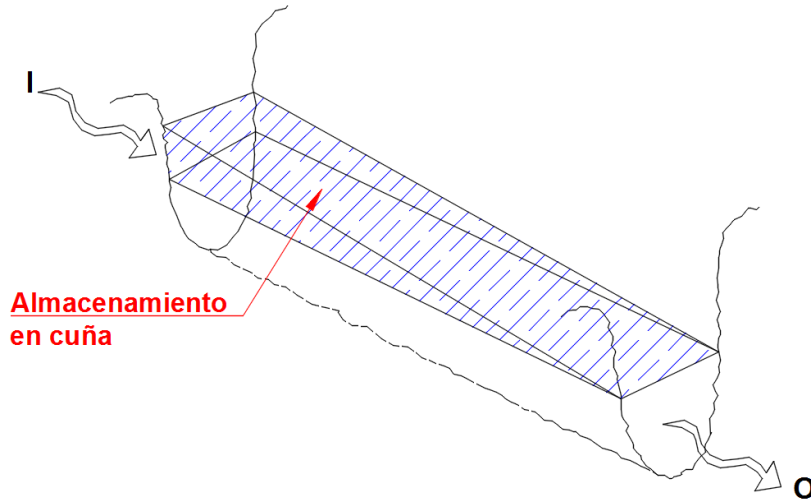


Figura 4. 11 Almacenamiento en cuña.

El almacenamiento total es la suma del volumen en prisma más el volumen en cuña (ecuaciones 16.2 y 16.3) resultando la ecuación 16.4 la cual representa un modelo lineal de almacenamiento en la propagación de avenidas en cauces por el método Muskingum.

$$\Delta V = S_{prisma} + S_{cuña}$$

$$V = KO + KX(I - O) = K[XI + (1 - X)O] \quad (16.4)$$

donde:

- V volumen de almacenamiento, en m^3/s .
- I gasto de entrada, en m^3/s .
- O gasto de salida, en m^3/s .
- K parámetro de almacenamiento.
- X factor de peso dentro del intervalo $0 \leq X \leq 0.5$.

Cuando $X = 0$ no existe cuña, por consiguiente, no existe curva de remanso. En este caso la ecuación 16.4 resulta en un modelo de embalse lineal $S = KO$. En flujos naturales, X se encuentra entre 0 y 0.5 con valor medio cercano a 0.2. No se necesita una gran precisión en la determinación de X debido a que los resultados del método no son relativamente sensibles al valor de este parámetro. El parámetro K es el tiempo de tránsito de la onda de flujo a través del tramo del cauce. Para su determinación se necesita el hidrograma de entrada y de salida, lo cual a partir de ello K queda definido como:

$$K = \frac{V}{XI(1-X)O} = \frac{0.5\Delta t(I_{i+1} + I_i) - (O_{i+1} + O_i)}{X(I_{i+1} - I_i) + (1-X)(O_{i+1} - O_i)} \quad (16.5)$$

donde:

V volumen de almacenamiento, en m^3/s .

I gasto de entrada, en m^3/s .

O gasto de salida, en m^3/s .

Los valores de los volúmenes de almacenamiento en dos instantes (i) e ($i + 1$), al comienzo y al final de un intervalo de tiempo Δ , pueden determinarse como:

$$V_i = K[XI_i + (1-X)O_i] \quad (16.6)$$

$$V_{i+1} = K[XI_{i+1} + (1-X)O_{i+1}] \quad (16.6.1)$$

Utilizando la ecuación 16.4, el cambio del almacenamiento durante el intervalo de tiempo Δt es:

$$\Delta V = V_{i+1} - V_i = K\{X[I_{i+1} - I_i] + [(1-X)(O_{i+1} - O_i)]\} \quad (16.7)$$

El cambio de almacenamiento también se puede expresar igualando la ecuación 16.1.1 con la ecuación 16.7 de la siguiente forma:

$$V_{i+1} - V_i = \frac{(I_i + I_{i+1})}{2} \Delta t - \frac{(O_i + O_{i+1})}{2} \Delta t \quad (16.7.1)$$

$$K\{X[I_{i+1} - I_i] + [(1 - X)(O_{i+1} - O_i)]\} = \frac{(I_{i+1} + I_i)}{2} \Delta t - \frac{O_i + O_{j+1}}{2} \Delta t \quad (16.7.2)$$

Y despejando O_{i+1} de la ecuación 16.7.2 queda como:

$$O_{i+1} = \frac{KX + \Delta t/2}{K(1 - X) + \Delta t/2} I_i + \frac{\Delta t/2 - KX}{K(1 - X) + \Delta t/2} I_{i+1} + \frac{K(1 - X) - \Delta t/2}{K(1 - X) + \Delta t/2} O_i \quad (16.7.3)$$

O bien:

$$O_{i+1} = C_1 I_i + C_2 I_{i+1} + C_3 O_i \quad (16.8)$$

La ecuación 16.8 es la ecuación de tránsito para el método de Muskingum donde:

$$C_1 = \frac{KX + \Delta t/2}{K(1 - X) + \Delta t/2} \quad (16.8.1)$$

$$C_2 = \frac{\Delta t/2 - KX}{K(1 - X) + \Delta t/2} \quad (16.8.2)$$

$$C_3 = \frac{K(1 - X) - \Delta t/2}{K(1 - X) + \Delta t/2} \quad (16.8.3)$$

Nótese que $C_1 + C_2 + C_3 = 1$

Procedimiento práctico

El procedimiento que se presenta a continuación se realiza a través de un MDE (Modelo Digital de Elevaciones), el software Civil 3D los cuales se utilizan para almacenar y transferir información de relieve topográfico del río aguas abajo y con el software Hec Ras (Hydrologic Engineering Center-Hydrologic Modeling System) el cual facilita la entrada de datos para realizar el tránsito de avenidas en el cauce y permite visualizar gráficamente los resultados, el uso de estos software es generalizado y estos se encuentran en un constantes procesos de actualización al introducir continuas mejoras. A continuación se describe el método.

Descargar el MDE con la información topográfica del estado actual del cauce a analizar y cambiar su proyección geográfica para que el formato coincida con Civil 3D.

1. Definir el tramo de río que se va a analizar, el centro del cauce, localizar las secciones en el tramo a analizar, la longitud de las mismas y la distancia que habrá entre cada sección.
2. Realizar las secciones transversales del río a lo largo de toda el área de interés.
3. Exportar la información geométrica generada al software Hec Ras.

Procedimiento para realizar el tránsito de avenidas en el cauce con Hec Ras

Para que la simulación sea exitosa es necesario revisar que la dirección del flujo sea contraria al flujo normal del río, a continuación se describe el procedimiento a emplear para el tránsito de avenidas:

1. Importar la geometría generada en Civil 3D revisando que las unidades en las que se realizó sean congruentes con las que se trabaja en Hec Ras. Por otra parte, se debe asignar el coeficiente de rugosidad del cauce del río, así como a sus laderas.
2. Depurar la geometría evitando la duplicidad de puntos generados en Civil 3D.
3. Se procede a ingresar las características del flujo, se indica el número de alternativas que se simulará, lo cual permite ingresar los gastos a simular.
4. Introducir las condiciones límite, el tipo de carga y la pendiente correspondiente en la última sección aguas abajo. Se guardan los datos cargados para la simulación.
5. Se selecciona el flujo subcrítico y se ejecuta la simulación. Una vez que la simulación es exitosa, se pueden observar los resultados de la simulación por cada sección y así mismo se puede construir la curva elevaciones gastos del río.

4.7 Análisis hidráulico

4.7.1 Objetivo del análisis hidráulico

El objetivo del análisis hidráulico es determinar la capacidad de descarga de la obra de desvío y la elevación máxima de las ataguías, desde el punto de vista técnico y económico. El estudio y análisis hidráulico de la obra de desvío se realiza aplicando las ecuaciones fundamentales de la hidráulica, principalmente la ecuación de continuidad y la ecuación de la conservación de la energía en conjunto de las pérdidas de energía, ya sea por fricción y locales (Marengo, 2019).

4.7.2 Aspectos teóricos

Cuando el flujo transita por el conducto de desvío (ya sea en canal, tajo o túnel), puede ser de dos formas, en un canal trabajando a superficie libre o en un túnel (superficie libre y a presión). En el caso de los flujos a superficie libre pueden ser clasificados de diferentes formas.

El flujo a superficie libre, de acuerdo al criterio del tiempo se clasifica en:

$$\text{Si } \frac{dv}{dt} = 0 ; v_{1t_0} = v_{1t_1} \rightarrow \text{Flujo Permanente}$$

$$\text{Si } \frac{dv}{dt} \neq 0 ; v_{1t_0} \neq v_{1t_1} \rightarrow \text{Flujo no Permanente}$$

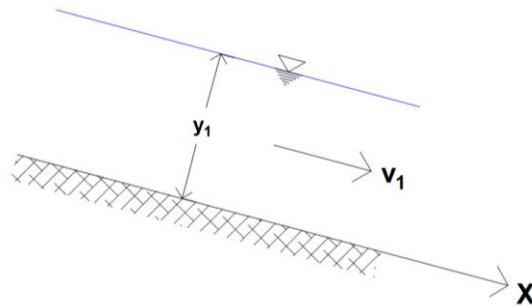


Figura 4. 12 Flujo permanente.

De acuerdo al criterio de espacio:

$$\text{Si } \frac{dv}{dx} = 0 \rightarrow \text{Flujo Uniforme}$$

$$\text{Si } \frac{dv}{dx} \neq 0 \rightarrow \text{Flujo Variado} \left\{ \begin{array}{l} \text{Rápidamente Variado (salto hidráulico)} \\ \text{Gradualmente Variado} \\ \text{Espacialmente Variado} \end{array} \right\}$$

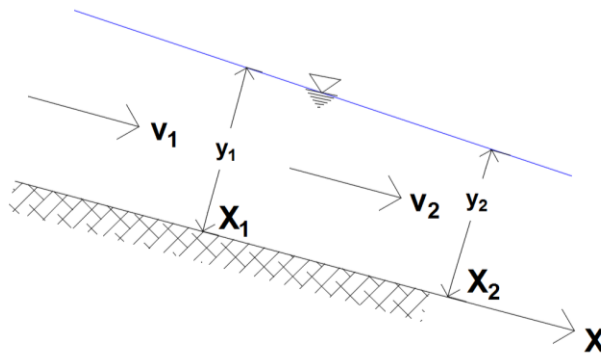


Figura 4. 13 Flujo no permanente.

4.7.2.1 Fuerzas preponderantes en el flujo

4.7.2.1.1 Fuerzas viscosas: Número de Reynolds

En 1883 Osborne Reynolds realizó estudios de un flujo en tubería transparente, en donde por medio de un trazador de color se identificaron dos condiciones de comportamiento del flujo. Una donde el colorante se comporta como una línea recta y otra donde el colorante tiene un movimiento ondulatorio, denominándolos comportamiento laminar y turbulento. A partir de sus observaciones se establece el número adimensional de Reynolds que relaciona las fuerzas de inercia con las debidas a la viscosidad mediante la siguiente expresión.

$$R = \frac{VL}{\nu} \tag{17}$$

donde:

L en tubos es el diámetro, en m.

L en canales es el radio hidráulico, en m.

V velocidad media del flujo, en m/s.

ν viscosidad cinemática del flujo, en m²/s.

De acuerdo con Sotelo (2002), para el caso de canales abiertos se tiene que el flujo laminar ocurre cuando $R < 500$, el flujo es en transición si $500 < R < 12\,500$ y el flujo es turbulento si $R > 12\,500$. Por las dimensiones de los túneles de desvío, la rugosidad absoluta es muy grande y como consecuencia el número de Reynolds también, lo que ocasiona que los efectos viscosos del flujo no influyan en la determinación de las pérdidas por fricción.

4.7.2.1.2 Fuerzas de gravedad: Número de Froude

Para evaluar los efectos de la gravedad sobre el estado del flujo, se expresa la relación entre las fuerzas inerciales y las fuerzas gravitacionales, la cual está dada por el número de Froude:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g' \frac{A}{T}}} \tag{18}$$

$$Si \theta > 8^\circ ; g' = \frac{g \cos \theta}{\alpha} \tag{18.1}$$

$$\text{Si } \theta < 8^\circ ; g' = g$$

donde:

g aceleración de la gravedad, en m/s^2 .

α número de Coriolis.

Los tipos de flujo que se describen a continuación están en función del número de Froude:

- a. Si $\text{Fr} < 1$ el flujo es subcrítico, tiene una velocidad baja y se describe como corriente lenta.
- b. Si $\text{Fr} = 1$ el flujo es crítico.
- c. Si $\text{Fr} > 1$ el flujo es supercrítico, tiene velocidad alta y se describe como rápido o torrencial.

4.7.2.2 Energía específica

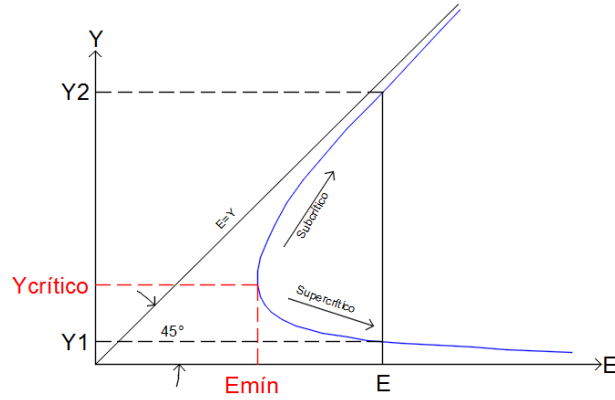
El análisis de la ecuación de la energía en un flujo rectilíneo a superficie libre se puede realizar en términos de carga de presión y carga de velocidad. La energía específica en una sección de un canal es la que corresponde al flujo de energía por unidad de peso líquido a través de ella y se mide con respecto al fondo de dicha sección. Para una sección de forma cualquiera y área hidráulica A donde fluye el gasto Q , con $V = Q/A$ y $z = 0$, la energía específica queda expresada como:

$$E = Y \cos \theta + \alpha \frac{V^2}{2g} \tag{19}$$

Si $\theta < 8^\circ$, $Y \cos \theta = Y$ y $\alpha = 1$ que es el caso común en flujo turbulento:

$$E = Y + \frac{V^2}{2g} = Y + \frac{Q^2}{A^2 2g} \tag{19.1}$$

En la gráfica 3 se observa que para determinada energía específica existen dos valores de tirantes llamados alternos, el menor Y_1 y el mayor Y_2 , así como dos valores de velocidad, V_1 para Y_1 y V_2 para Y_2 . Por otra parte, también se observa la energía mínima necesaria para que el gasto fluya en un canal (indicada en color rojo) en donde existe un solo tirante Y_c con una velocidad única y el régimen es crítico.



Gráfica 3 Tirante- Energía específica.

4.7.2.3 Condición de régimen crítico

La condición de régimen crítico se ubica en el punto de inflexión de la gráfica 3. Para determinar el tirante crítico que satisface la energía específica mínima, se debe derivar E con respecto al tirante Y , y se iguala a cero.

$$\frac{dE}{dY} = 0 \quad (20)$$

La derivada con respecto a Y es:

$$\frac{dE}{dY} \left[Y + \frac{Q^2}{A^2 2g} \right] = 1 - 2 \frac{Q^2}{A^3 2g} \frac{dA}{dY} \quad (20.1)$$

$$\frac{dE}{dY} \left[Y + \frac{Q^2 A^{-2}}{2g} \right] = 0 \quad (20.2)$$

$$\frac{dA}{dY} = T \quad (20.3)$$

$$\frac{dE}{dY} = 1 - 2 \frac{Q^2}{2gA^3} T = 1 - \frac{Q^2}{gA^3} T \quad (20.4)$$

$$\frac{dE}{dY} = 1 - \frac{Q^2}{gA^3} T \quad (20.5)$$

La condición crítica es:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{T_c} \quad (20.6)$$

4.7.2.4 Resistencia al flujo

En 1933 J. Nikuradse fue el primero en tratar de encontrar expresiones para predecir el comportamiento del flujo en conducciones, y desde entonces sus aportaciones han sido ampliadas por muchos otros investigadores. Por su parte, Rouse (1965) revisó la resistencia hidráulica en canales abiertos sobre la base de la mecánica de fluidos. Señaló los efectos de la forma de la sección transversal, la falta de uniformidad del límite y la inestabilidad del flujo, además de la viscosidad y la rugosidad de la pared que son comúnmente considerados. Clasificó la resistencia al flujo en cuatro componentes:

1. Superficie o fricción.
2. Resistencia a la forma o arrastre.
3. Resistencia a ondas de distorsión de superficie libre.
4. Resistencia asociada con la inestabilidad de flujo.

Al usar el coeficiente de resistencia de Weisbach f , la resistencia se expresa con la siguiente función simbólica adimensional:

$$f = F(R, K, \eta, N, Fr, U) \quad (21)$$

donde:

- F representación de una función.
- R número de Reynolds.
- η función geométrica de la sección transversal.
- N no uniformidad del canal en ambos perfiles.

Fr número de Froude.

U grado de inestabilidad del flujo.

K rugosidad relativa expresada en $K = \frac{k_s}{Rh}$.

donde:

k_s rugosidad equivalente de la superficie de la pared.

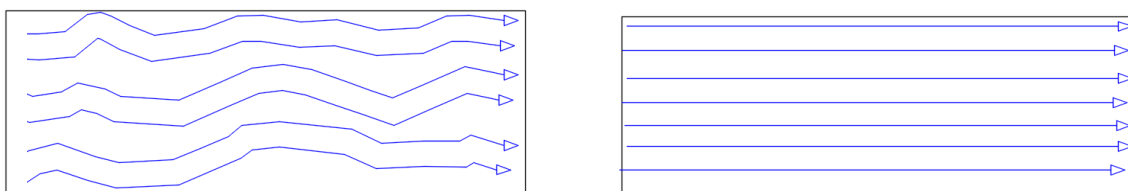
Rh radio hidráulico del flujo.

4.7.3 Flujo Uniforme

En un canal que conduce un gasto con determinada rugosidad y pendiente, el flujo uniforme se presenta cuando la velocidad, el tirante y el área hidráulica permanecen constantes y con ello la línea de energía, la superficie del agua y la plantilla del canal son paralelas. El flujo uniforme es una condición básica que se debe considerar en todos los problemas de diseño ya que los resultados bajo la suposición de flujo uniforme son aproximados y en ocasiones satisfactorios (Aparicio, 1989). El flujo uniforme es el criterio que rige el área de la sección transversal mínima requerida, por las dimensiones relativamente grandes de las secciones, el flujo uniforme puede ser laminar o turbulento los cuales se describen a continuación:

Flujo turbulento: El movimiento de las partículas es errático sin seguir un orden establecido (figura 4.14a). Existen pequeñas componentes de la velocidad en direcciones transversales a la del movimiento general las cuales fluctúan con el tiempo.

Flujo laminar: El movimiento de las partículas se produce siguiendo trayectorias separadas perfectamente definidas no necesariamente paralelas (figura 4.14b). Si se inyecta colorante artificial de la misma densidad del líquido, este se mueve como un filamento delgado que sigue las trayectorias del flujo.



a) Flujo Turbulento

b) Flujo Laminar.

Figura 4. 14 Flujo turbulento o laminar.

En la naturaleza, las corrientes están sometidas constantemente a procesos de erosión, cambios de curso o desbordamiento y debido a su irregularidad es raro que se presenten las condiciones hidráulicas para el flujo uniforme. Aún en los canales prismáticos es poco común que se presente por la existencia de controles, como vertedores o compuertas que dictan una relación distinta de gasto-tirante. Se describen las fórmulas comúnmente utilizadas que relacionan la velocidad de flujo de canales abiertos (V), con el coeficiente de resistencia.

Ecuación de Chézy

En 1775 Chézy publicó una proporcionalidad basada en un volumen de control donde la velocidad media y el tirante permanecen constantes, dicha propuesta fue que la velocidad en un canal variaba como:

$$V = C\sqrt{R_h * S} \tag{22}$$

Donde C es un factor de resistencia o fricción y K es un factor de proporcionalidad adimensional.

$$C = \sqrt{\frac{g}{K}} \tag{22.1}$$

La ecuación 22 se conoce como la ecuación de Chézy, y si se aplica a una tubería circular donde $D = 4R_h$ y considerando que la pendiente por fricción para flujo uniforme es:

$$S = \frac{hf}{L} \tag{22.2}$$

Sustituyendo la ecuación 22.2 en ecuación 22 queda de la siguiente forma:

$$V = C \sqrt{\frac{D}{4} * \frac{hf}{L}} \tag{22.3}$$

Despejando las pérdidas por fricción de la ecuación 22.3 queda de la siguiente forma:

$$hf = \frac{4V^2L}{C^2D} \quad (22.4)$$

donde:

hf pérdidas de energía por fricción, en m.

L longitud de análisis, en m.

V velocidad media del flujo, en m/s.

D diámetro del tubo, en m.

C factor de resistencia o fricción.

Ecuación de Manning

La ecuación de Manning es la más conocida y utilizada en la mayoría de los países occidentales para en el diseño hidráulico de canales. El factor de Chézy se puede expresar como:

$$C = \frac{R_h^{1/6}}{n} \quad (23)$$

Y sustituyendo la ecuación 23 en la ecuación 22 queda de la siguiente forma

$$V = \frac{k_n}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad (23.1)$$

donde:

$k_n = 1$, para SI.

La ecuación 23.1 es la ecuación de fricción de Manning y su aplicación se limita a flujo turbulento en canales rugosos cuyo fondo no cambia súbitamente a ondulaciones pronunciadas. La precisión de la ecuación sustancialmente depende de una correcta selección del coeficiente de rugosidad (n), considerado como un factor de fricción que es dependiente de la rugosidad en las paredes y en el fondo del canal, así como de la geometría de la sección y las características hidráulicas del flujo.

El flujo uniforme en canales, y en este caso túneles, se calcula normalmente al considerar que la rugosidad n es fija en la ecuación 23.1. Si se combinan los materiales de construcción se debe obtener un coeficiente de rugosidad equivalente que estrictamente cambia con cada tirante.

Ecuación de Darcy Weisbach

La ecuación tiene una larga historia de desarrollo que empezó en el siglo XVIII, con aportaciones de Weisbach, Darcy, Chézy, Hagen, Blasius, Poiseuille, Nikuradse, Write, Colebrook, Rousen y Moody. Se considera a la ecuación Darcy-Weisbach la ecuación más aceptada para el cálculo de pérdidas por fricción en donde se busca establecer la relación de la pérdida de energía con las propiedades del fluido, la velocidad, el diámetro, la longitud y el tipo de material para cualquier conducción, para conductos a presión de sección circular se expresa de la siguiente forma:

$$hf = f \frac{L V^2}{D 2g} \tag{24}$$

donde:

f factor de fricción dependiendo del número de Reynolds y la rugosidad relativa.

L longitud del conducto, en m.

D diámetro del conducto, en m.

V velocidad media del flujo en m/s.

Despejado la velocidad media V de la ecuación 24 se obtiene:

$$V = \sqrt{\frac{2g}{f} * D * \frac{hf}{L}} \tag{24.1}$$

Esta expresión al igual que la ecuación de Manning, es la más usada para el cálculo de pérdida de energía en tubos o canales tomando en cuenta que $D = 4R_h$, considerando flujo totalmente turbulento y superficie rugosa (Brown, 2005).

Ecuación de Hazen Williams

La ecuación de Hazen-Williams desde su aparición temprana en la primera década del siglo XX, ha sido una herramienta importante para los ingenieros dedicados al diseño de obras hidráulicas. La fórmula es sencilla y su cálculo es simple debido a que el coeficiente de resistencia C no está en función de la velocidad ni del diámetro de la tubería. La relación propuesta por Hazen-Williams es:

$$V = K_{HW} * C_{HW} * R_h^{0.63} * Sf^{0.54} \quad (25)$$

donde:

- V velocidad media del flujo en m/s.
- K_{HW} factor de conversión de unidades.
- K_{HW} 0.849 para sistema internacional.
- K_{HW} 1.318 para sistema inglés.
- C_{HW} coeficiente de resistencia.
- R_h radio hidráulico del flujo, en m.
- Sf pendiente de fricción.

Su uso está limitado al flujo turbulento o en transición en tubos rugosos y en conductos mayores de dos pulgadas (50.8 mm), y menores de seis pies (1 828.8 mm) de diámetro, considerando un coeficiente de rugosidad constante para cierto material a pesar del tamaño del tubo. La mayoría de los casos prácticos quedan fuera de las condiciones para las cuales se puede aplicar la ecuación por lo que su aplicación puede llevar a diseño de tuberías insuficientes o con mayores pérdidas de energía desde el punto de vista hidráulico.

Relación de los coeficientes de resistencia

Yen (1992^a,2002), obtuvo las siguientes relaciones entre las fórmulas de resistencia presentadas (Bombardelli, 2003):

$$\sqrt{\frac{8}{g}} = \frac{C}{\sqrt{g}} = \frac{K_n R^{\frac{1}{6}}}{\sqrt{g} n} = \frac{R^{\frac{1}{6}}}{n_g} = \frac{V}{\sqrt{g R_h S}} \quad (26)$$

El denominador de la parte derecha de la igualdad corresponde a la velocidad cortante:

$$V_* = \sqrt{gR_hS} \quad (26.1)$$

4.7.4 Flujo gradualmente variado

El flujo uniforme se presenta cuando la velocidad del flujo, las dimensiones de la sección y el tirante se mantiene constante a lo largo de un canal, esto lleva a que se logre la condición de equilibrio dinámico entre el componente de la fuerza de peso del líquido en la dirección del movimiento y la fuerza de fricción generada sobre la frontera sólida de la conducción, lo que equivale a la igualdad de la pérdida de fricción entre las dos secciones cualesquiera con el respectivo desnivel entre ellas.

Cualquier otro flujo aún en un canal prismático, que no satisfaga las condiciones de equilibrio uniforme, se convierte en variado (figura 4.15) dentro de uno o varios tramos de canal o en toda su longitud y puede ocurrir en cualquier canal (prismático o no), pero su tendencia será alcanzar el flujo uniforme el cual puede lograrse o no dependiendo de la rugosidad del canal y la pendiente que tenga. El flujo gradualmente variado se produce en un canal de gasto constante y está íntimamente relacionado con la pérdida de energía por fricción (Aparicio, 1989).

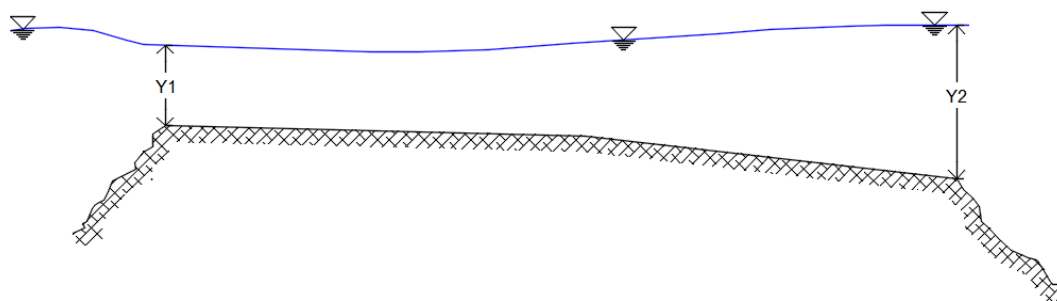


Figura 4. 15 Flujo gradualmente variado.

4.7.5 Túneles de desvío funcionando a superficie libre

El análisis se realiza aplicando la ecuación de continuidad, la ecuación de la conservación de la energía entre la entrada y la salida del túnel, empleando la ecuación de Manning para la determinación de las pérdidas por fricción. Este análisis es particularmente útil para definir el proceso de cierre parcial de los túneles, para realizar las maniobras para colocar los elementos de cierre y que el manejo del río sea exitoso.

Para la construcción de la obra de desvío, por lo general en el programa de obra y manejo del río se define construir uno de los túneles a una cota inferior al otro u otros (puede ser del orden de 2.0 m, observado en la imagen 4.5), ya que durante el estiaje (noviembre-junio) por la poca precipitación, es la época en la que el río tiene el menor caudal y la totalidad del mismo puede fluir sólo por uno de los túneles (puede ser en dos, cuando se tiene tres o más túneles en funcionamiento) y se puede trabajar en los preparativos para construir los elementos estructurales para el cierre final del río.



Imagen 4. 5 Desnivel en túneles de desvío en la presa La Yesca.

Cálculo de flujo en régimen subcrítico

Al inicio, en el túnel donde fluye el caudal funcionará como canal para gastos pequeños con régimen subcrítico (lento), trabajando a superficie libre, con la consideración de la variación del flujo a lo largo del túnel de desvío. A continuación se describe el procedimiento de cálculo en régimen subcrítico.

- a) Para el análisis de un gasto propuesto, se calcula el tirante crítico (Y_c) que se presentará en la salida o la entrada del túnel dependiendo si el flujo es subcrítico o supercrítico.
- b) Se calcula la pendiente crítica del flujo y se compara con la pendiente geométrica del túnel, lo cual determinará si se tiene un flujo en régimen subcrítico o supercrítico.

Cálculo del perfil hidráulico

Una vez que se estableció la sección de control, la dirección del cálculo y el régimen del flujo, se procede a determinar la variación del tirante a lo largo del túnel de desvío, en donde se conoce la pendiente, el coeficiente de rugosidad (n) y el caudal que conduce, y de esta forma determinar las características hidráulicas en la entrada y salida del mismo.

Se presentan los posibles escenarios planteados por Lozoya (1998) en los que podría transitar el flujo en el túnel de desvío.

Escenario 1

En el caso que en el desvío se presente $S_o < S_c$, pendiente subcrítica, $Y_r < Y_{tll}$ y que el tirante de salida se encuentre en el intervalo $Y_{tll} > Y_s \geq Y_c$ como se observa en la figura 4.16.

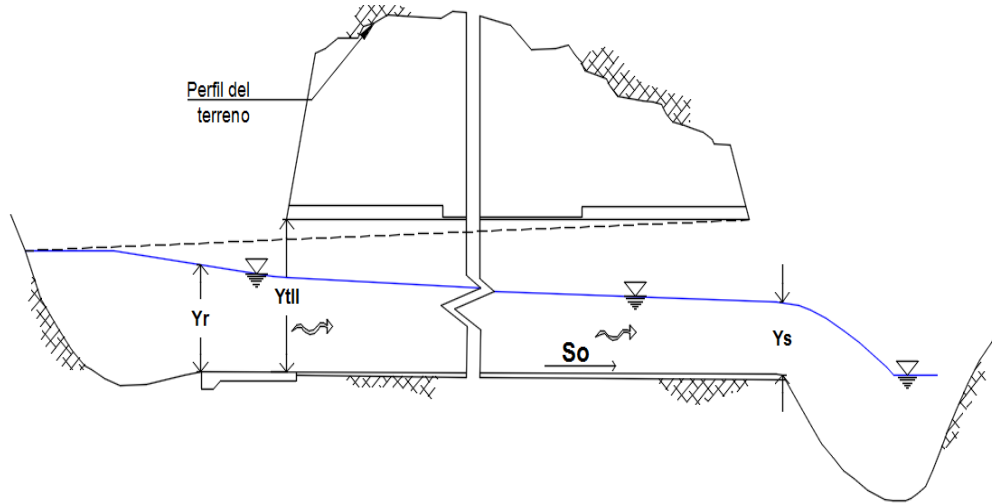


Figura 4. 16 Perfil hidráulico escenario uno.

Si el flujo se analiza de aguas abajo hacia aguas arriba, la sección de control se encontrará en la salida del mismo y el perfil que se puede presentar en la salida es una curva tipo M_2 (figura 4.17). Se aplica la ecuación de energía y la ecuación continuidad desde la sección aguas abajo hacia aguas arriba, para determinar la Y_r para cada gasto.

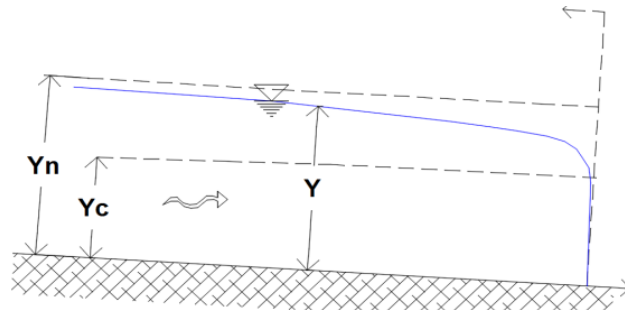


Figura 4. 17 Perfil tipo M_2 .

Si $Y_s = Y_c$

$$E_e = E_{mín} + [s * L - (S_o * L)] \quad (27)$$

$$Y_e + \frac{Q^2}{2g * A_e^2} = Y_c + \frac{Q^2}{2g * A_c^2} + \left[\left(\frac{V_{med} * n}{R_{med}^{2/3}} \right)^2 * L - (S_o * L) \right] \quad (27.1)$$

Si $Y_s > Y_c$

$$E_e = E_s + [s * L - (S_o * L)] \quad (27.2)$$

$$Y_e + \frac{Q^2}{2g * A_e^2} = Y_s + \frac{Q^2}{2g * A_s^2} + \left[\left(\frac{V_{med} * n}{R_{med}^{2/3}} \right)^2 * L - (S_o * L) \right] \quad (27.2.1)$$

Donde las variables de la ecuación son las siguientes:

- Y_e tirante inmediatamente después de la entrada del túnel, en m.
- Y_{tll} tirante correspondiente a tubo lleno, en m.
- Y_s tirante a la salida del túnel, en m.
- Y_c tirante crítico para el gasto considerado, en m.
- Q gasto considerado en el análisis, en m³/s.
- g aceleración de la gravedad, en m/s².
- A_e área hidráulica correspondiente al tirante Y_e , en m².
- A_c área hidráulica correspondiente al tirante crítico Y_c , en m².
- A_s área hidráulica correspondiente al tirante Y_s , en m².
- V_{med} velocidad promedio entre las velocidades a la salida del túnel y la del tirante Y_e , en m/s
- n coeficiente de Manning.

R_{med}	radio hidráulico promedio entre los radios hidráulicos de la salida del túnel y del tirante Y_e , en m.
S_o	pendiente de la plantilla del túnel.
s	pendiente mínima.
L	longitud del túnel, en m.

Con cualesquiera de las dos ecuaciones anteriores ($Y_s=Y_c$ o $Y_s>Y_c$) se determinarán las características hidráulicas del túnel en la sección inmediata después de la entrada. Si el túnel tiene una longitud considerable, para determinar el perfil del agua, se pueden aplicar métodos de incrementos finitos por ejemplo el paso directo o el del paso directo estándar. El método del paso directo consiste en calcular una distancia Δx entre dos secciones, donde se presentará un tirante propuesto.

$$\Delta x = \frac{\Delta E}{S_o - S_f} \tag{27.3}$$

donde:

Δx	distancia relativa a la que se presenta el tirante, en m.
$\Delta E = E_s - E_1$	diferencia de energías específicas entre dos tirantes, en m.
S_o	pendiente de la plantilla del canal, adimensional.
S_f	pendiente de fricción calculada con la ecuación de Manning.

Para conocer el tirante antes de la entrada se tiene:

$$E_{río} = Y_e + (1 + K_e) \frac{Q^2}{2g * A_e^2} \tag{27.4}$$

$$Y_r + \frac{Q_{río}^2}{2g * A_{río}^2} = Y_e + (1 + K_e) \frac{Q^2}{2g * A_e^2} \tag{27.4.1}$$

donde:

Y_r	tirante del río antes de la entrada del túnel medido desde la plantilla del túnel en la sección de entrada, en m.
-------	---

$Q_{río}$ gasto del río, en m^3/s .

$A_{río}$ área hidráulica del río en la sección donde se considere a la Y_r , en m^2 .

K_e coeficiente que vale 0.15 para bordes afilados a la entrada y 0.015 para bordes redondeados.

De lo anterior se va determinando la Y_r para gastos considerados.

Escenarios 2

En caso de que en el desvío se presenten las pendientes tal que $S_o < S_c$, pendiente subcrítica, $1.5Y_{tll} > Y_r > Y_{tll}$ y donde $Y_{tll} > Y_s \geq Y_c$ como se muestra en la figura 4.18.

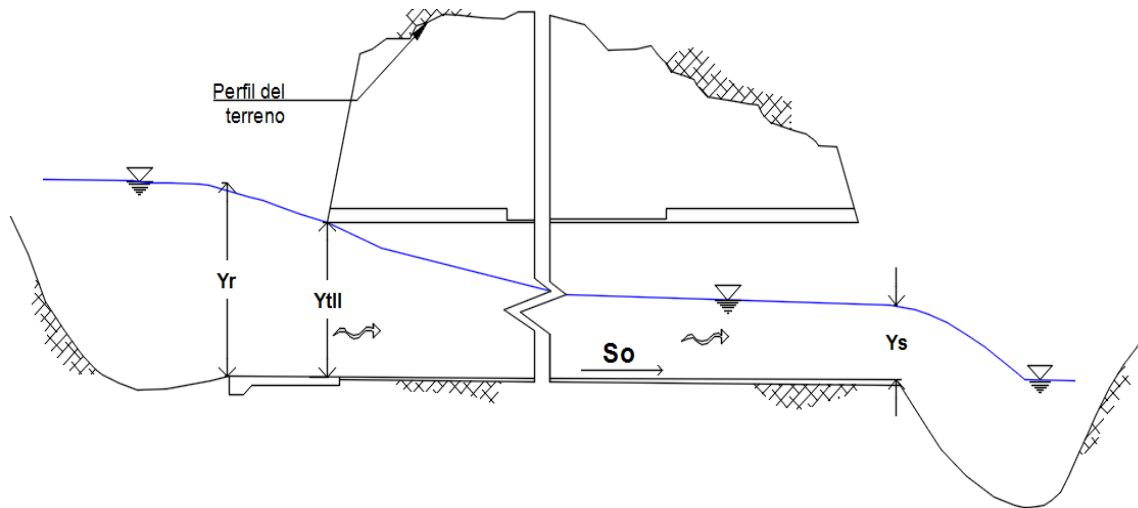


Figura 4. 18 Perfil hidráulico escenario dos.

La energía del río es mayor a la energía específica del túnel provocando un remanso y una curva tipo $M1$ mostrada en la figura 4.19. La sección de control se encuentra a la salida y se aplica la ecuación dinámica desde la sección de salida hacia aguas arriba hasta la entrada del túnel para llegar a determinar la Y_c para cada gasto.

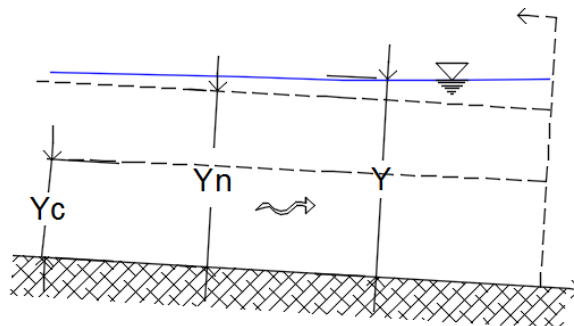


Figura 4. 19 Perfil tipo M1 (remanso).

Si $Y_s = Y_c$

$$E_e = E_{mín} + [s * L - (S_o * L)] \quad (27.5)$$

$$Y_e + \frac{Q^2}{2g * A_e^2} = Y_c + \frac{Q^2}{2g * A_c^2} + \left[\left(\frac{V_{med} * n}{R_{med}^{2/3}} \right)^2 * L - (S_o * L) \right] \quad (27.5.1)$$

Si $Y_s > Y_c$

$$E_e = E_s + [s * L - (S_o * L)] \quad (27.6)$$

$$Y_e + \frac{Q^2}{2g * A_e^2} = Y_s + \frac{Q^2}{2g * A_s^2} + \left[\left(\frac{V_{med} * n}{R_{med}^{2/3}} \right)^2 * L - (S_o * L) \right] \quad (27.6.1)$$

Las variables de las ecuaciones ya fueron definidas en el escenario 1. Por otra parte, si el túnel es de una longitud considerable, se aplicará el método de incrementos finitos como el paso directo definido en el escenario 1. Para conocer el tirante Y_r antes de la entrada se aplica la misma ecuación planteada en el escenario 1.

$$E_{río} = Y_e + (1 + K_e) \frac{Q^2}{2g * A_e^2} \quad (27.7)$$

$$Y_r + \frac{Q_{río}^2}{2g * A_{río}^2} = Y_e + (1 + K_e) \frac{Q^2}{2g * A_e^2} \quad (27.7.1)$$

Sin embargo, en este caso:

K_e coeficiente que vale 0.25 para bordes afilados a la entrada y 0.025 para bordes redondeados.

Con esto se determinará Y_r para cada gasto, pero deberá revisarse que $Y_r < 1.5 Y_{tll}$ para aceptar el análisis planteado.

Escenario 3

En el caso que en el desvío se presenten las pendientes tal que $S_o < S_c$, pendiente subcrítica, $Y_r > 1.5Y_{tll}$ y $Y_{tll} > Y_s \geq Y_c$ mostrado en la figura 4.20.

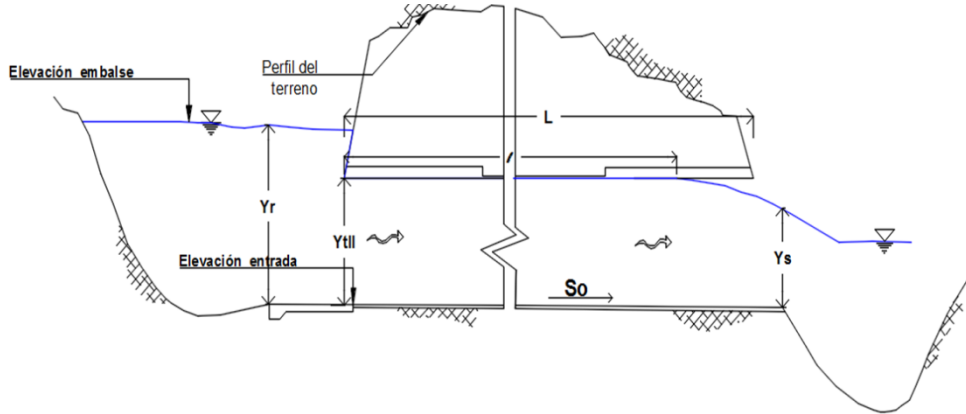


Figura 4. 20 Túnel ahogado parcialmente.

La sección de control se encuentra en la salida del túnel, partiendo de lo anterior, primero se aplica la ecuación de la energía entre la sección de salida y la sección del túnel en donde termina el ahogamiento de éste, de esta sección no se tiene el conocimiento de la longitud de ahogamiento por lo cual se realiza el siguiente procedimiento.

Si el tirante en la salida $Y_s = Y_c$ se tiene:

$$E_{tll} = E_{mín} + [s * (L - l) - (S_o * (L - l))] \tag{27.8}$$

$$Y_{tll} + \frac{Q^2}{2g * A_{tll}^2} = Y_c + \frac{Q^2}{2g * A_c^2} + \left[\left(\frac{V'_{med} * n}{R'_{med}{}^{\frac{2}{3}}} \right)^2 (L - l) - (S_o * (L - l)) \right] \tag{27.8.1}$$

Si el tirante de salida resulta $Y_s > Y_c$ resulta:

$$E_{tll} = E_s + [s * (L - l) - (S_o * (L - l))] \tag{27.9}$$

$$Y_{tll} + \frac{Q^2}{2g * A_{tll}^2} = Y_s + \frac{Q^2}{2g * A_s^2} + \left[\left(\frac{V'_{med} * n}{R'_{med}{}^{\frac{2}{3}}} \right)^2 (L - l) - (S_o * (L - l)) \right] \tag{27.9.1}$$

Las variables restantes ya fueron definidas en los escenarios anteriores. Se observa que con la ecuación 27.8 y 27.9 se puede despejar la longitud de ahogamiento (l), de la ecuación 27.9 despejando l queda de la siguiente forma:

$$l = \left[\frac{E_{TLL} - E_s - sL + SoL}{(So - s)} \right] \quad (27.9.1.1)$$

donde:

A_{tll} área hidráulica para tubo lleno, en m^2 .

V_{tll} velocidad para tubo lleno, en m/s .

R_{tll} radio hidráulico para tubo lleno, en m .

l longitud de túnel que trabaja como tubo lleno, en m .

V'_{med} velocidad promedio entre las velocidades a la salida del túnel y la del tubo lleno, en m/s .

R'_{med} radio hidráulico promedio entre los radios hidráulicos de la salida del túnel y del tubo lleno, en m .

Posteriormente se aplica la ecuación de la energía entre la sección en el túnel donde termina el ahogamiento y el río.

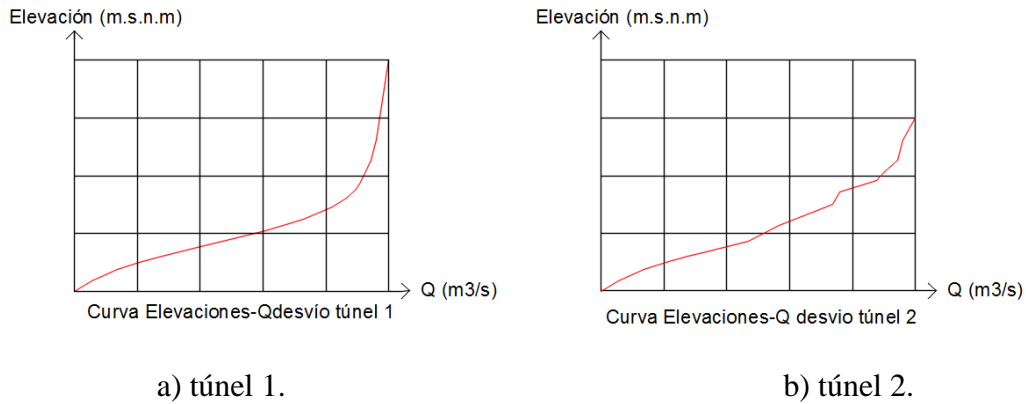
$$Y_r + \frac{Q_{rio}^2}{2g * A_{rio}^2} = Y_{tll} + (1 + K'_e) \frac{Q^2}{2g * A_{tll}^2} + \left[\frac{V_{tll} * n}{R_{tll}^{2/3}} \right]^2 l - (So * l) \quad (27.10)$$

donde:

K'_e coeficiente que vale 0.5 para bordes afilados a la entrada y 0.08 para bordes redondeados.

Con la ecuación 27.10 se determina por tanteos Y_r . Resulta que para las secciones próximas al ahogamiento del túnel presenta presiones menores a la atmosférica cerca de la clave, las cuales son provocadas por la fluctuación de los tirantes y la falta de ventilación, lo que genera que el perfil del agua se sobre eleve por encima del teórico calculado, aumentando la longitud de ahogamiento del tubo.

Con los diferentes valores de Y_r y Q para los distintos funcionamientos del túnel (1,2, y 3) se construye la curva de $Y_r - Q$ para cada el túnel de desvío (gráfica 4) y al final la suma de todos los túneles. Se calculan las parejas de valores elevaciones-gastos del desvío para diferentes tirantes que cumplan la condiciones señaladas.



Gráfica 4 Curva elevaciones-gastos del desvío.

Cálculo de flujo en régimen supercrítico

Para los túneles con flujo en régimen supercrítico, el agua tenderá rápidamente a fluir con su tirante normal. Para el cálculo se sugiere la siguiente secuencia (Marengo, 2019):

- a) Determinación del gasto. Es posible que el tirante Y_c se presente a la entrada del túnel, para ello el gasto descargado se determinará con la ecuación 20.6.
- b) En este caso es posible que se presente la transferencia de régimen supercrítico a subcrítico en un tramo corto de forma brusca acompañado de turbulencia y una gran pérdida de energía reduciendo la velocidad del flujo. Se puede presentar una curva tipo *SI* (figura 4.22), y el régimen puede volverse subcrítico a partir de la situación mostrada en la figura 4.21.

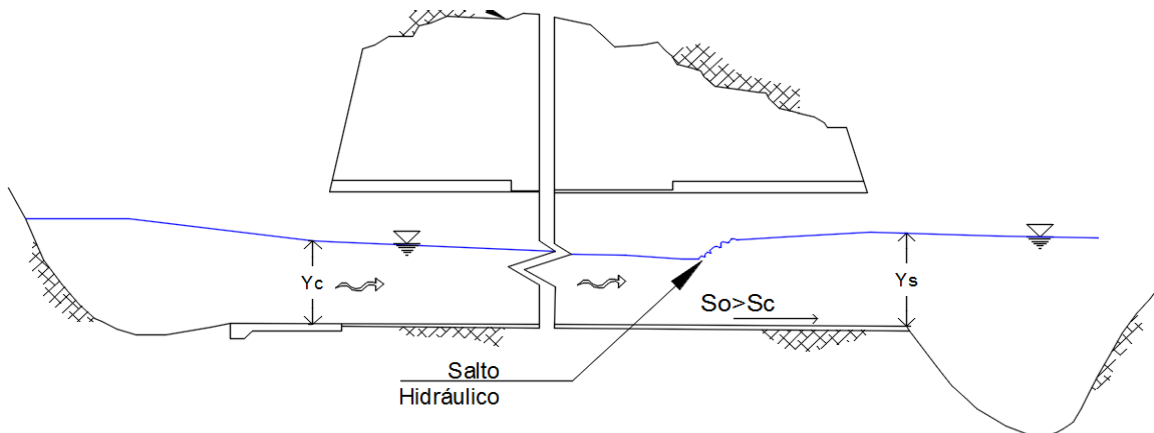


Figura 4. 21 Perfil con salto hidráulico.

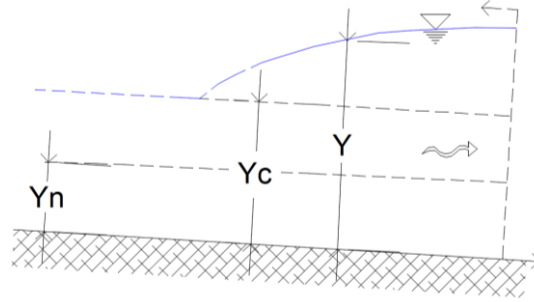


Figura 4. 22 Perfil tipo S1.

- c) Nivel del agua en el embalse. Para determinar la elevación del agua en el embalse se emplea la ecuación de la conservación de la energía (ecuación 27.11) entre el embalse y la entrada al túnel.

$$Elevación_{Embalse} = Elevación_{Entrada} + Y_e + \frac{Q_e^2}{2g * A_e^2} + 0.5 \frac{Q_e^2}{2g * A_e^2} \quad (27.11)$$

- d) Para poder calcular el perfil del agua en los túneles, se subdivide la longitud total del túnel en intervalos cortos, calculando los tirantes entre las secciones de un intervalo a otro mediante la ecuación de la conservación de la energía, con este análisis se conoce como trabajan los túneles en canal en forma independiente. Cuando $\Delta h = \Delta z$, la curva de remanso es igual al tirante normal, la elevación del agua en la entrada se determina sumando la elevación de la plantilla de entrada, el tirante obtenido, la carga de velocidad y la pérdida por entrada.

$$Elevación_1 = Elevación_2 + \Delta h_f - \Delta z \quad (27.12)$$

Para conocer el comportamiento de los túneles en forma conjunta, se pueden ajustar ecuaciones de correlación del tipo $E_i = \delta_i (Q_i + \zeta_i)^{\epsilon_i}$, para lo anterior, se obtienen las elevaciones del agua en el embalse, las cuales debe ser la mismas para cualquier túnel, y la suma de gastos de los túneles debe cumplir con la ecuación de continuidad en masa; el sistema de ecuaciones para n túneles es:

$$Q_d = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n \quad (27.13)$$

$$Elevación_1 = \delta_1 (Q_1 + \zeta_1)^{\epsilon_1} \quad (27.13.1)$$

$$\text{Elevación}_2 = \delta_2(Q_2 + \zeta_2)^{\varepsilon_2} \quad (27.13.2)$$

$$\text{Elevación}_n = \delta_n(Q_n + \zeta_n)^{\varepsilon_n} \quad (27.13.3)$$

donde:

- Q_d gasto total de la obra de desvío funcionando como canal, en m^3/s .
- Q_1, Q_2, \dots, Q_n gastos que transitan en los túneles 1, 2, ..., n por cada túnel de desvío en m^3/s .
- $\delta_1, \zeta_1, \varepsilon_1$ coeficientes de ajuste por correlación al considerar varios gastos y elevaciones que definen el funcionamiento hidráulico como canal con uno o más túneles.

4.7.6 Túneles trabajando a presión

Escenario 1

Cuando en el desvío se presente la pendiente tal que $S_o < S_c$, pendiente subcrítica, a medida que la elevación aguas arriba se incrementa como $Y_r > 1.5Y_{tll}$ y $Y_{tll} = Y_s \geq Y_c$, se presenta el funcionamiento como conducto a presión como se muestra en la figura 4.23. Se considera que hay una descarga libre.

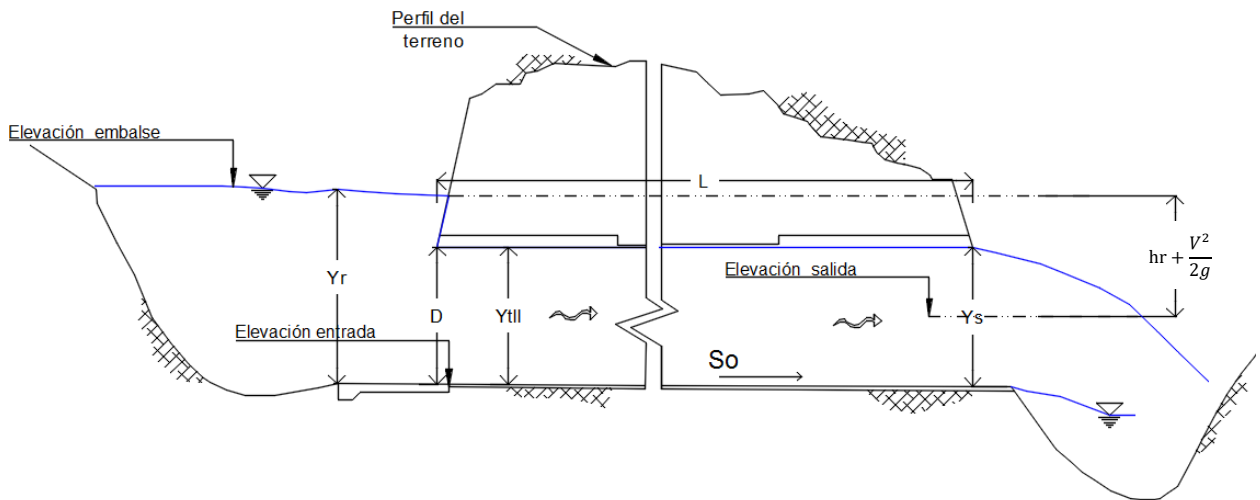


Figura 4. 23 Túnel funcionando a tubo lleno.

Para determinar el gasto por cada túnel y para todo el conjunto, y obtener la curva Elevaciones-Gastos correspondiente, se procede establecer tantas ecuaciones de la energía como túneles de desvío se tengan, obteniendo tantas incógnitas (gastos en los túneles) como ecuaciones haya. A continuación, se describe el procedimiento propuesto por Marengo (2019). De la figura 4.23 se observa que se puede establecer la ecuación de la conservación de la energía entre la entrada y la salida del túnel, considerando las pérdidas de energía por fricción y locales:

$$Elevacion_{Embalse} = Elevacion_{Salida} + E_s + \sum h_r \quad (27.14)$$

$$Elevacion_{Embalse} = Elevacion_{Salida} + Y_s + \frac{V_s^2}{2g} + \sum h_r \quad (27.14.1)$$

$$Elevacion_{Embalse} = Elevacion_{Salida} + Y_s + \frac{Q_s^2}{2gA_s^2} + \sum h_r \quad (27.14.2)$$

donde:

$Elevacion_{Salida}$ elevación de la plantilla en la salida del túnel

Y_s tirante del túnel a la salida, para cálculos preliminares se adopta el diámetro del túnel y para el diseño definitivo se sigue el criterio de USACOE (1991) en el que:

$$Y_s = 1.015(D_e) - \frac{0.020}{A} \sqrt{\frac{D_e}{g}} Q \quad (27.15)$$

$\frac{V_s^2}{2g}$ carga de velocidad a la salida del túnel, en m.

h_r pérdidas hidráulicas (fricción y menores) en m, se calculan con la ecuación:

$$h_r = \left(\sum_E^S 2g \frac{n^2 l}{R_h^{4/3}} + \sum_E^S K_t \right) \frac{V_s^2}{2g} \quad (27.16)$$

La ecuación anterior se opera algebraicamente para que las incógnitas sean el gasto Q y la diferencia de elevaciones $\Delta h = \text{Elevación}_{\text{Embalse}} - \text{Elevación}_{\text{Salida}}$, posteriormente se fija una de ellas, se resuelve la ecuación y se determina la elevación en el embalse ($\text{Elevación}_{\text{Embalse}}$). El proceso se repite para otros valores de Q y Δh .

Escenario 2

En el caso que en el desvío se presente la pendiente tal que $S_o < S_c$, pendiente subcrítica y $Y_r > 1.5Y_{tll}$, $Y_{tll} < Y_s$ mostrado en la figura 4.24. El nivel de superficie del agua está por arriba de la altura del túnel analizado, no hay carga de velocidad y dicho término se toma como pérdida por salida (descarga ahogada), produciéndose un taponamiento hidráulico a la salida.

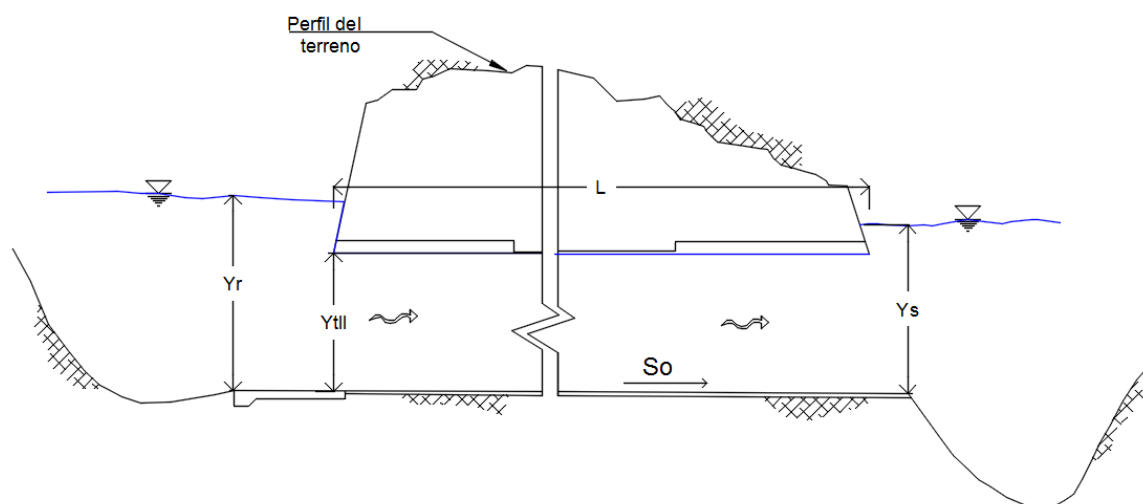


Figura 4. 24 Tirante aguas abajo ahoga la salida del túnel.

La ecuación que se emplea es:

$$Y_r + \frac{Q_{\text{río}}^2}{2g * A_{\text{río}}^2} = Y_s + K_e \frac{Q^2}{2g * A_{\text{tll}}^2} + \left[\frac{V_{\text{tll}} * n}{R_{\text{tll}}^{2/3}} \right]^2 L + \left[\frac{1}{A_{\text{tll}}} - \frac{1}{A_{\text{río}}} \right]^2 \frac{Q^2}{2g} - S_o L \quad (27.17)$$

donde:

$A'_{\text{río}}$ área hidráulica del río en la descarga del túnel, en m^2 .

Las demás variables fueron definidas en los escenarios anteriores. El valor de Y_r se define con la ecuación 27.17 mediante tanteos.

4.7.7 Rugosidad compuesta en túneles y canales de desvío

Un túnel con rugosidad compuesta está conformado con una determinada rugosidad en la plantilla y parte de las paredes del túnel, y otra rugosidad en la clave y paredes del túnel. La rugosidad compuesta en las paredes del túnel modifica la distribución de la velocidad en el perímetro mojado, por lo tanto, alteran el coeficiente de resistencia.

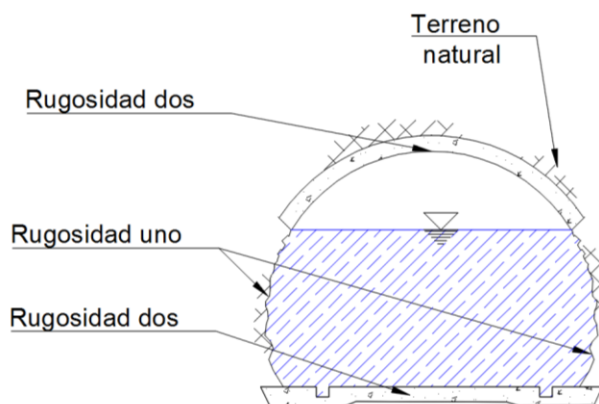


Figura 4. 25 Túnel con rugosidad compuesta.

El coeficiente de resistencia es afectado por la siguiente ecuación ya que K varía a lo largo del túnel.

$$K = \frac{k_s}{R} \quad (28)$$

Para realizar un análisis con mayor precisión sobre los efectos de la rugosidad compuesta en las paredes del túnel será necesario un estudio bidimensional (2D) o tridimensional (3D) del flujo. Para realizar un análisis unidimensional en un canal recto, impermeable en sus límites, sin sedimentos, y con refinamiento en K , n se puede escribir de la siguiente manera:

$$f, \frac{n}{R_h^{\frac{1}{6}}}; S = F\left(R, Fr, S_w, S_o, \eta, \frac{K_s}{R}, G_c\right) \quad (29)$$

donde:

S_o pendiente del túnel

S_w pendiente de la superficie del agua

G_c representación no dimensional de la variación lateral de la rugosidad de la pared a lo largo del perímetro mojado de la sección transversal del túnel que se puede expresar como:

$$G_c = \frac{k_i}{k_s} \quad (29.1)$$

donde:

k_i rugosidad local de la parte i-ésima del perímetro mojado

k_s rugosidad promedio de la sección transversal

Tradicionalmente, en lugar de usar la ecuación 29 para el coeficiente de resistencia de rugosidad compuesta de una sección transversal, es convencional que sea expresado en la forma Manning (n), con el valor de la seccional transversal n_c , que es una suma ponderada del factor de resistencia local n_i , es decir:

$$n_c = \sum w_i n_i \quad (30)$$

Debido a que la rugosidad equivalente n_c estrictamente se modifica en la medida que lo hace el tirante (Yen, 1992), y si se sustituye el gasto $Q = VA$, la ecuación de Manning se puede expresar como (Marengo, 2019):

$$\frac{Q}{S^{1/2}} = \left(\frac{A}{n_c}\right) R_h^{2/3} \quad (31)$$

En la ecuación 31, los términos del lado izquierdo de la igualdad son conocidos (gasto Q y la pendiente S del túnel), y los términos del lado derecho dependen del tirante hidráulico que se está calculando.

Cálculo de la rugosidad compuesta

Si el túnel está compuesto de distintas rugosidades como colocar revestimiento de concreto hidráulico en la plantilla, y en las paredes y bóveda perfilamiento natural de roca producto de la excavación, el análisis de flujo se puede mantener unidimensional (1D). Se han sugerido distintos métodos para dividir la sección transversal en subsecciones, tales como:

1. Líneas verticales extendidas desde un punto de la geometría o pared del túnel hasta la superficie del agua.

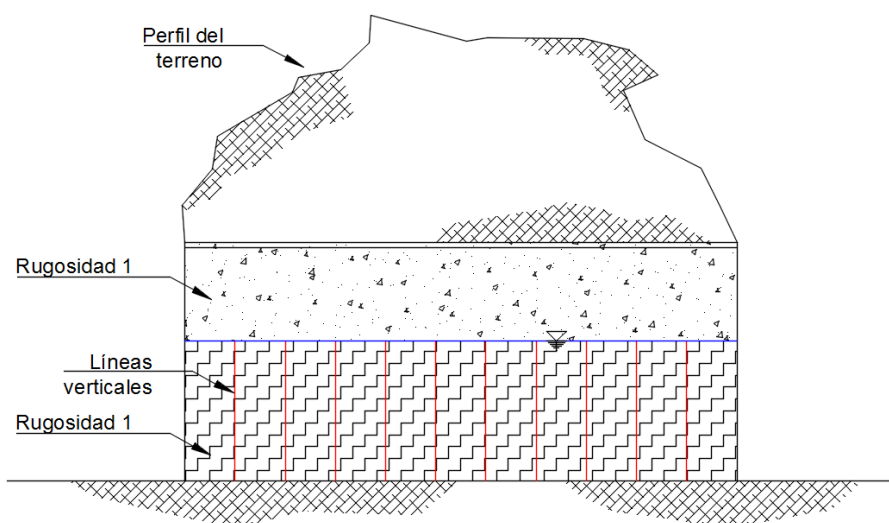


Figura 4. 26 División de sección con líneas sensiblemente verticales hasta la superficie libre del agua.

2. Líneas bisectadas en cada ángulo de los puntos límite de rugosidad de la geometría.
3. Líneas sensiblemente horizontales que dividen el túnel compuesto en dos partes: la sección inferior principal del túnel y la sección superior del túnel.

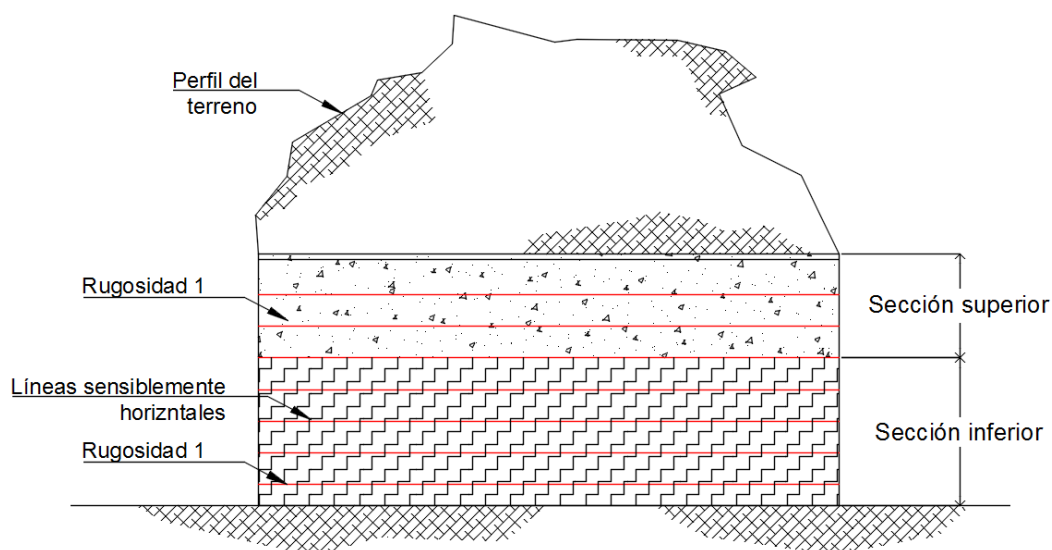


Figura 4. 27 División de sección con líneas sensiblemente horizontales.

4. Subdivisión del canal principal inferior y superior con líneas bisectadas o con líneas verticales.

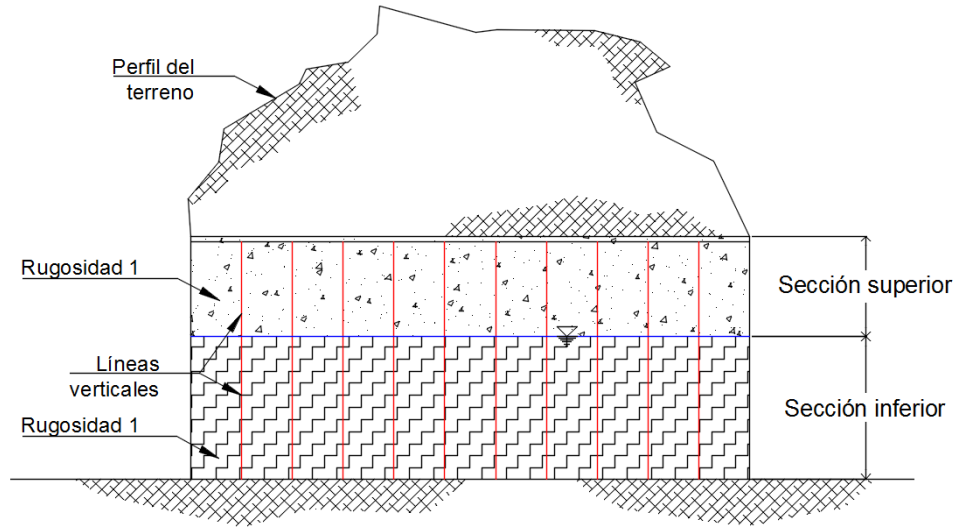


Figura 4. 28 División de sección con líneas sensiblemente verticales.

5. Líneas rectas o curvas que dividen el túnel de forma diagonal, con el objetivo de ajustar las líneas divisorias lo más cerca posible de las superficies de esfuerzo cortante cero.
6. Cuando las líneas bisecadas que se encuentran por abajo de la superficie del agua se extienden de manera vertical hacia la superficie del agua a los puntos bisecados que son usados como líneas divisorias.

Una vez subdivida la sección se puede emplear alguno de los 17 criterios teóricos (Yen, 2002), con aplicación potencial a túneles con rugosidad compuesta, basados en las relaciones de las descargas, velocidades, fuerzas o esfuerzos cortantes entre las secciones componentes y la sección transversal total.

Tabla 5 Fórmulas para calcular n_c (Marengo, 2019)

No. Ecuación	n_c	Referencia
32.1	$n_c = \frac{\sum n_i A_i}{A}$	Ingenieros de la Armada de EUA. Método del Distrito de Los Ángeles, ver Cox (1973)
32.2	$n_c = \sqrt{\frac{\sum n_i^2 A_i}{A}}$	-
32.3	$n_c = \frac{A}{\sum \left(\frac{A_i}{n_i}\right)}$	-

32.4	$n_c = \left[\frac{\sum n_i^{2/3} A_i}{A} \right]^{2/3}$	Colebatch (1941)
32.5	$n_c = \frac{1}{P} \left[\sum n_i^{3/2} P_i \right]^{2/3}$	Horton (1933) Eintein (1934)
32.6	$n_c = \frac{P}{\sum \frac{P_i}{n_i}}$	Felkel (1960)
32.7	$n_c = \frac{1}{P} \left[\sum n_i^2 P_i \right]^{1/2}$	Pavlovskii (1931) o Mühlofer
32.8	$n_c = \frac{\sum n_i P_i}{P}$	Yen (1991)
32.9	$n_c = \frac{R^{1/3}}{P} \left[\frac{\sum n_i^2 P_i}{R_t^{1/3}} \right]^{1/2}$	-
32.10	$n_c = \left[\frac{\sum n_i^2 P_i R_i^{2/3}}{P R_i^{2/3}} \right]^{1/2}$	-
32.11	$n_c = \frac{P R^{7/6}}{\sum \frac{P_t}{n_t} R_t^{7/6}}$	-
32.12	$n_c = \frac{P R^{5/3}}{\sum \frac{P_i}{n_i} R_i^{7/6}}$	Lotter (1993)
32.13	$n_c = \frac{\sum P_i R_i^{5/3}}{\sum \frac{P_i}{n_i} R_i^{7/6}}$	Ida (1960) Engelund (1964)
32.14	$n_c = \frac{\frac{\sum P_i n_i}{R^{1/6}}}{\frac{1}{R^{6}}}$	Yen (1991)
32.15	$n_c = \frac{\sum n_i P_i^{1/2}}{P R^{1/2}}$	-
32.16	$n_c = \frac{\sum n_i P_i^{1/3}}{P R^{1/3}}$	Yen (1991)
32.17	$n_c = \exp \frac{\sum P_i h_i^{3/2} \ln n_i}{\sum P_i h_i^{3/2}}$	Krishnamurthy y Christensen (1972)

Las ecuaciones (32.1-32.4) dependen del método de división de las subsecciones y no del perímetro mojado, las ecuaciones (32.5-32.8) dependen de la longitud relativa del perímetro mojado, independientemente de cómo estén divididas las subsecciones.

Las ecuaciones (32.9-32.16) dependen del método de división de subsecciones y además requieren del radio hidráulico, el perímetro mojado y la longitud relativa del perímetro mojado de las subsecciones. La ecuación 32.17 requiere del perímetro mojado, del tirante del flujo del canal, esta ecuación no se aplica en el caso de túneles con rugosidad compuesta debido a que su geometría considera secciones con curvatura importantes (Marengo, 2019).

Capítulo V

5. CIERRE DE CAUCES

Una vez terminada la construcción del conducto de desvío ya sea en canal, tajo o túnel, se procede a realizar el cierre del cauce con el objetivo de que el flujo de agua reconozca y transite por el mismo, y posteriormente iniciar la construcción de la cortina (desplante, cimentación, tratamiento de cimentación, plinto, cuerpo de la cortina) y obras asociadas. El cierre del cauce se lleva a cabo en época de estiaje ya que, por la poca precipitación, el caudal del río es mínimo y el mismo puede desviarse de manera segura.

El cierre tiene que ser estudiado de manera cuidadosa ya que una posible falla en su operación puede ocasionar sobrecostos y retrasos en el programa de obra. Un cierre definitivo es una operación que se realiza con la construcción de elementos (ataguías), frecuentemente en cuatro etapas, con el objetivo de limitar el paso del flujo.

La primera etapa (figura 5.1) consiste en la formación de una base para la ataguía mediante la colocación de materiales de tamaño suficiente que resistan la velocidad de la corriente, estos pueden ser materiales naturales como rocas, gravas. Esta fase termina cuando la sección del río ha sido bloqueada parcialmente logrando que la mayor parte del caudal escurra por el o los conductos de desvío.

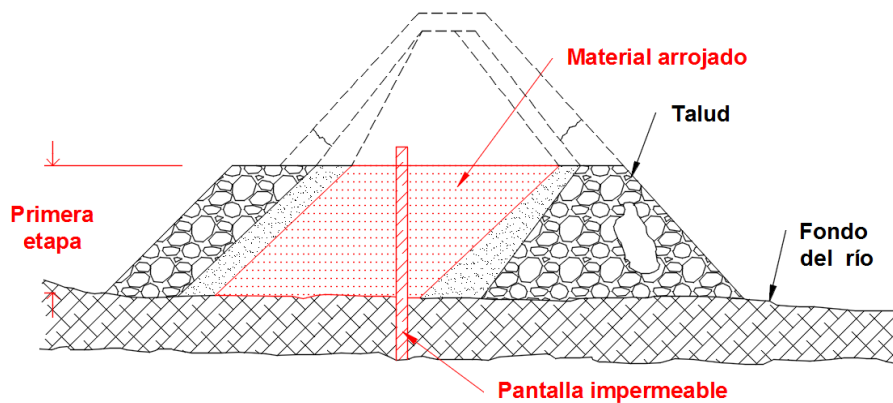


Figura 5. 1 Primera etapa en la construcción de la ataguía.

La segunda etapa (figura 5.2) consiste en realizar los procedimientos necesarios para hacer que la ataguía sea impermeable, sobre el paramento aguas arriba de la ataguía se coloca material granular cada vez más fino hasta llegar a una capa de arcilla compactada. Esta capa de material se protege con una capa de enrocamiento.

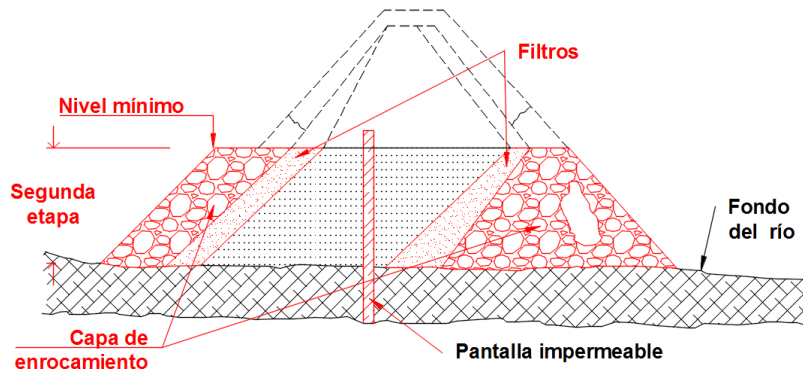


Figura 5. 2 Segunda etapa en la construcción de la ataguía.

La tercera etapa (figura 5.3) consiste en elevar la corona de la ataguía hasta un nivel que evite posibles desbordamientos causados por la presencia de avenidas extraordinarias y ocasione la pérdida de material de la ataguía, así como la inundación de los sitios de trabajo. Cuando sea necesario, se construirá la pantalla impermeable en la zona del núcleo de la ataguía y quedará colocada en el lecho del río. La cuarta y última etapa (figura 5.4) consiste en construir la ataguía aguas abajo de manera similar a la ataguía aguas arriba, considerando que el nivel del río, la velocidad de la corriente y su menor altura facilitarán su procedimiento constructivo.

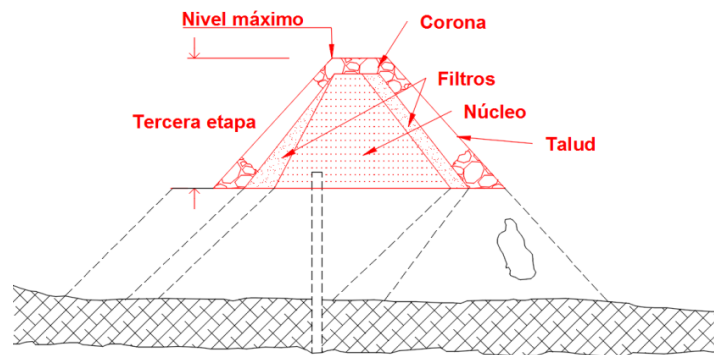


Figura 5. 3 Tercera etapa en la construcción de la ataguía.

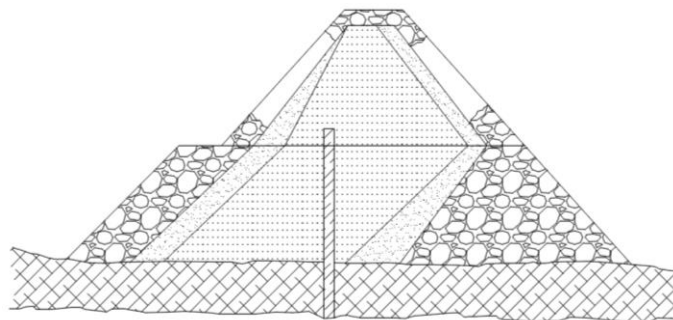


Figura 5. 4 Cuarta etapa, construcción de la ataguía aguas abajo.

La filtración de caudal a través de la ataguía es mayor en la primera etapa del cierre, posteriormente en la segunda etapa se reducen por la colocación de material impermeable. Estas filtraciones también se pueden presentar en la cimentación de la ataguía y deben ser mínimas para evitar emplear equipos de bombeo y sobrecostos en la obra.

5.1 Métodos de cierre de cauce

La construcción del cierre reduce el área transversal de un cauce y puede alterar las velocidades del flujo, modificando el elemento de cierre (ataguías) en sus distintas etapas de construcción. Los métodos de cierre se realizan según la forma en que se suministre el material. A continuación, se presentan los métodos de cierre más importantes que se realizan convencionalmente.

5.1.1 Método frontal u horizontal

Hasta antes de los años 50, la mayoría de los cierres se realizó por este método al adaptarse a la infraestructura existente, en específico al transporte de material en ferrocarril sobre puentes. Consiste en elevar la ataguía uniformemente desde el fondo del cauce por efecto de lanzar rocas a lo largo de la sección de cierre desde un equipo previamente instalado. Para arrojar el material a lo largo de la sección del río, generalmente se utiliza un puente fijo o flotante, grúa de cable, bandas transportadoras o dragas para materiales finos. La ventaja de utilizar un puente radica en que los materiales más pesados pueden ser transportados y arrojados al cauce, evitando fallas en equipos mecánicos. Este método se utiliza en ríos donde la velocidad del flujo tiene la capacidad de arrastrar materiales, ya que la protección del fondo del cauce se logra con la colocación de las primeras capas de material arrojado eliminando la necesidad de proteger el mismo.

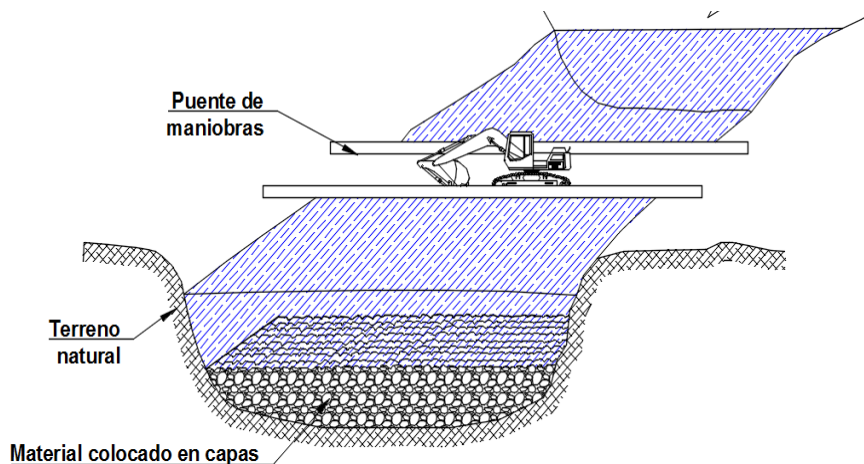


Figura 5. 5 Método de cierre frontal.

5.1.1.1 Condiciones de la ataguía durante su construcción por el método frontal

La forma que adoptará la ataguía en su proceso de construcción depende de la velocidad del flujo y la resistencia de los materiales empleados para su construcción, por lo que es necesario conocer dichas condiciones. A continuación se describen cuatro posibles condiciones que se pueden presentar, las cuales han sido planteadas por Lozoya (1998).

1. *Primera condición*

El método frontal comienza con la formación de la ataguía desde el fondo del cauce que crece de manera uniforme mientras la velocidad del flujo no arrastre el material arrojado (rocas). Frecuentemente, la sección transversal de la ataguía es triangular o trapezoidal ya que se requiere menor cantidad de material para formar la misma. La configuración de los taludes k_1 y k_2 es similar y se encuentran entre 1 y 1.25, el área de la sección transversal y el volumen de la ataguía se pueden determinar mediante las siguientes ecuaciones:

Área de la sección transversal

$$A_t = h(w_c + k_1 h) \quad (33)$$

donde:

A_t área de la sección transversal del escalón, en m^2 .

h altura de la ataguía, en m.

k_1 talud aguas arriba.

w_c longitud de la corona y se observa en la figura 5.6.

Volumen

$$V_{ataguía} = B_a * A_t \quad (34)$$

donde:

$V_{ataguía}$ volumen de ataguía, en m^3 .

B_a longitud de la ataguía, en m.

La primera condición termina cuando en la sección uno, la velocidad del flujo que se presenta es una velocidad mínima ($V_{mín}$), observado en la figura 5.6. La velocidad mínima se puede obtener con la siguiente ecuación:

$$\frac{q_v}{Y} = V_{mín} \quad (35)$$

donde:

q_v gasto vertido por unidad de ancho, en $m^3/s\cdot m$.

Y tirante de agua sobre la cresta de la ataguía, en m.

La velocidad mínima también puede ser expresada mediante las siguientes ecuaciones (Izbach, 1970):

$$V_{mín} = \varepsilon_1(2g \Delta D)^{1/2} \quad (35.1)$$

$$V_{mín} = \varepsilon_2(\Delta D)^{1/2} \quad (35.2)$$

donde:

ε_1 coeficiente con valor de 0.86

ε_2 coeficiente con valor de 3.81

γ_s peso específico del material, en kgf/m^3 .

γ peso específico del agua, en kgf/m^3 .

Δ $(\gamma_s - \gamma) / \gamma$

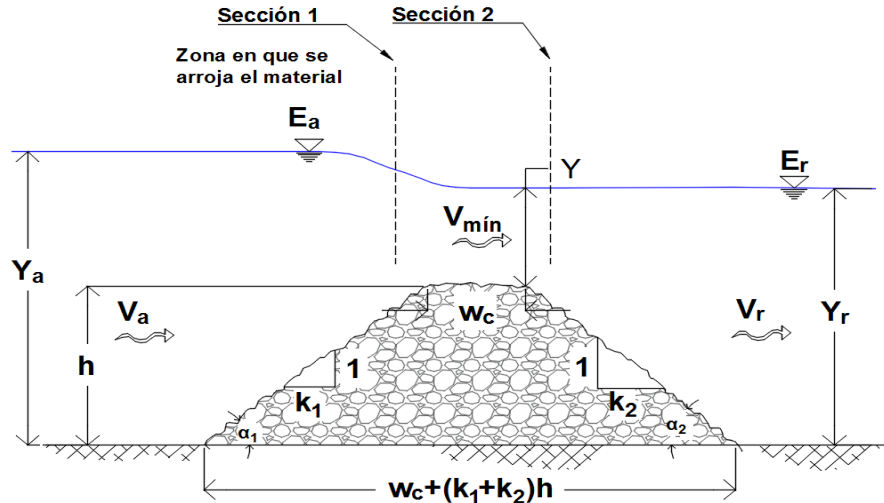


Figura 5. 6 Primera condición de la ataguía.

2. Segunda condición

La segunda condición comienza cuando al inicio de la cresta el flujo alcanza una velocidad mínima ($V_{mín} = V_1$). Al ir aumentando la altura del escalón, disminuye la sección del río, elevando el nivel del mismo aguas arriba y aumentando la velocidad del flujo en la sección dos a una velocidad V_2 observado en la figura 5.7. Como valores límite se pueden obtener la velocidad que resiste el enrocamiento ($V_2 = V_{max}$) y la velocidad crítica ($V_{crítica}$), las cuales se pueden calcular mediante las siguientes ecuaciones:

$$V_2 = V_{max} = 1.697(g\Delta D)^{1/2} \tag{36}$$

$$V_2 = V_{max} = 5.32(\Delta D)^{1/2} \tag{37}$$

$$V_{crítica} = \frac{q_v}{Y_{crítico}} \tag{37.1}$$

donde:

$$Y_{crítico} = \left(\frac{q_v^2}{g} \right)^{1/3} \tag{37.2}$$

Cuando se presentan alguna de las dos velocidades termina la segunda condición. Para secciones rectangulares, la obtención de los tirantes Y_1 y Y_2 se puede determinar como:

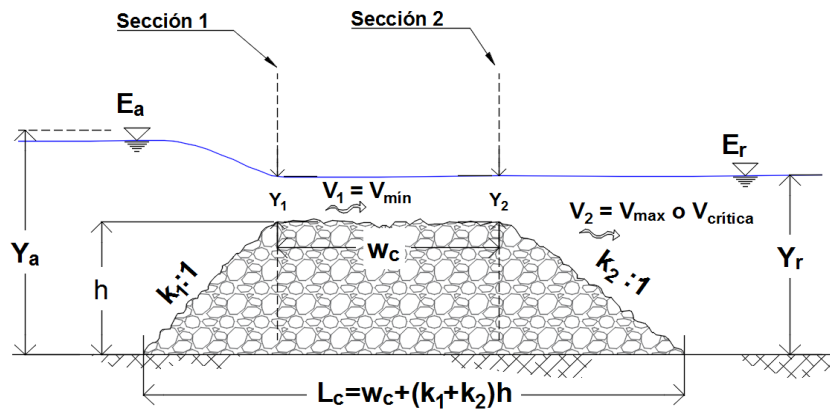
$$Y_1 = \frac{q_v}{V_{\min}} \quad (37.3.1) ; \quad Y_2 = \frac{q_v}{V_{\max}} \quad (37.3.2) ; \quad Y_2 = \frac{q_v}{V_{\text{crítica}}} \quad (37.3.3)$$

(37.3)

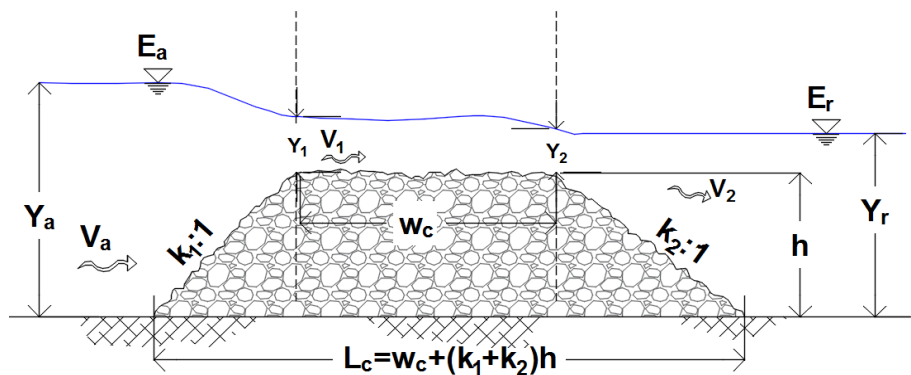
La cresta de la ataguía en esta condición se puede calcular con la siguiente ecuación experimental:

$$w_c = 3 \left(\frac{q_v^2}{g} \right)^{1/3}$$

(38)



a) Cuando $V_1 = V_2$ y $Y_1 = Y_2$



b) Cuando $V_1 < V_2$ y $Y_1 > Y_2$

Figura 5. 7 Segunda condición de la ataguía.

3. Tercera condición

La construcción de la ataguía avanza, la altura de la misma crece, la longitud de la corona disminuye, y para esta condición, la ataguía funciona como vertedor para un cierto gasto del río, en estas condiciones, el ahogamiento de la ataguía se reduce a medida que crece la misma y al mismo tiempo se produce un remanso aguas arriba, aumenta el gasto desviado y disminuye el gasto vertido.

Es frecuente que se presente una velocidad capaz de arrastrar el material arrojado el cual formará una rampa inclinada. Al inicio, la rampa tendrá una pendiente suave, pero al ir aumentando la altura de la ataguía y disminuir el gasto vertido, la pendiente aumentará hasta que la corona de la ataguía se termine de construir, en ese momento la ataguía estará terminada. Cuando aumenta la velocidad de la corriente, conviene arrojar material (piedras) aguas arriba procurando que el material sea arrastrado hasta la ataguía y este se forme parte de la sección de la misma.

Cuando se alcanzó la velocidad máxima (V_2), parte del enrocamiento comienza a ser arrastrado y depositado aguas abajo. La ataguía comienza a alargarse en dirección aguas abajo al mismo tiempo que comienza a presentarse un desnivel (H_r) entre la sección dos y el río aguas abajo, observado en la figura 5.8. Al continuar depositándose el material, éste favorece a la formación de un nuevo talud. Por otra parte, si se presenta la velocidad crítica ($V_{crítica}$) antes de la velocidad máxima, se comienza a formar un desnivel entre la superficie del agua de la sección dos y la superficie del río aguas abajo, lo que propicia una rápida y el arrastre del material. Estas condiciones proporcionan inestabilidad del material cercano a la sección dos, propiciando la formación del talud aguas abajo. La pendiente del nuevo talud se puede determinar con la siguiente ecuación:

$$s = \frac{n^2 q_v^2}{Y_2^{10/3}} \quad (39)$$

O bien:

$$s = \frac{n^2 V_{max}^{10/3}}{q_v^{4/3}} \quad (39.1)$$

donde:

n coeficiente de rugosidad de Manning.

$$n = \frac{Y_2^{1/6}}{18 \log \left[\frac{11.11 Y_2}{2 D_{84}} \right]} \quad (39.1.1)$$

donde:

Y_2 tirante obtenido con la ecuación 37.3.2, en m.

D_{84} diámetro del enrocamiento, en m.

Y la longitud de la rampa formada por el material arrastrado, se calcula con la siguiente ecuación:

$$w_r = \frac{H_r}{s} \quad (39.2)$$

donde:

H_r distancia entre la sección dos y la superficie libre del agua, aguas abajo del río.

Si en la sección dos se presenta la velocidad máxima (V_{max}), el flujo en la rampa tiene régimen subcrítico, ya que el tirante en la sección dos (Y_2) calculado con la ecuación 37.3.2 es mayor al tirante (Y_2) calculado con la ecuación 37.3.3, si se presenta el caso contrario, es régimen supercrítico.

Para calcular la altura de la ataguía en esta condición, se pueden emplear las siguientes ecuaciones:

$$h_2 = Y_r - Y_2 \quad (39.3)$$

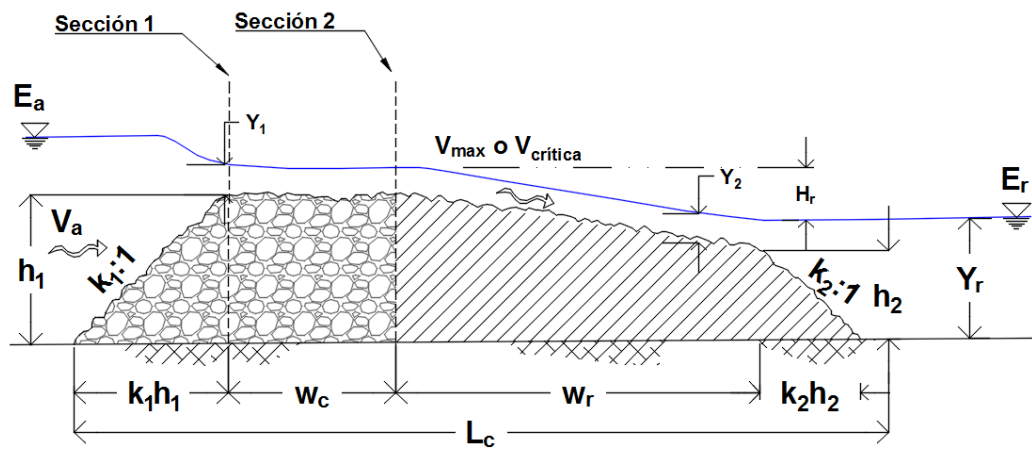
$$h_1 = h_2 + H_r \quad (39.4)$$

Considerando que $k_1 = k_2$, la longitud total en la base de la ataguía se calcula con la siguiente ecuación:

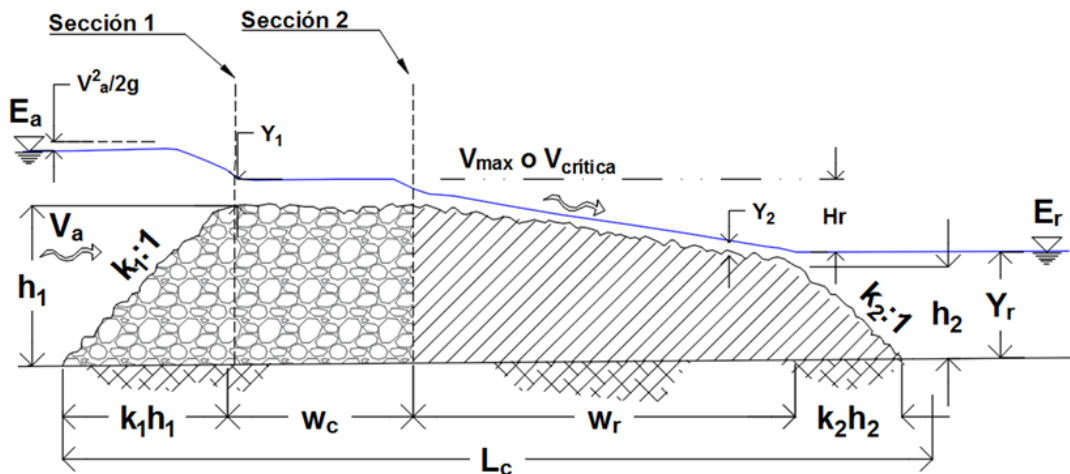
$$L_c = k_1(h_1 + h_2) + w_c + w_r \tag{39.5}$$

Y el área se obtendrá con la siguiente ecuación:

$$A = \frac{k_1}{2}(h_1^2 + h_2^2) + w_c h_1 + w_r \left(h_2 + \frac{H_r}{2} \right) \tag{39.6}$$



a) Cuando $Y_1 = Y_2$



b) Cuando $Y_1 > Y_2$

Figura 5. 8 Tercera condición de la ataguía.

4. Cuarta condición

Se sigue construyendo la ataguía aumentando la pendiente de la rampa formando figuras trapeziales con base cada vez más reducida, debido al desvío y a la capacidad de filtración de la ataguía, la velocidad puede disminuir hasta cero cuando el cierre ha terminado.

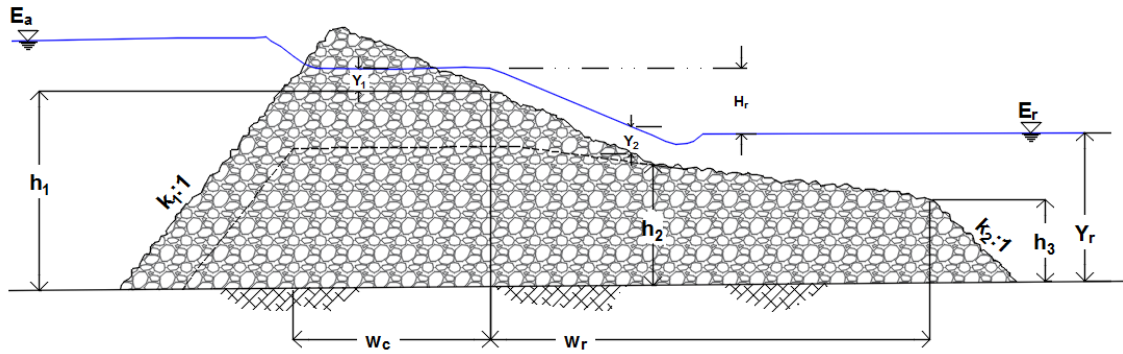


Figura 5. 9 Cuarta condición de la ataguía.

5.1.2 Método pionero o lateral

El avance tecnológico en los equipos de construcción como bulldozer o retroexcavadoras, han permitido emplear este método y a la fecha es el más utilizado. Consiste en la construcción de la ataguía avanzando desde una o ambas márgenes del río, normalmente en el tramo de ataguía terminado puede maniobrar el equipo de construcción empleado. Se utiliza cuando el material que compone el fondo del cauce tiene las características que evitan el arrastre del mismo o cuando la sección del cauce es reducida haciendo que la construcción de las ataguías estreche el río evitando el arrastre del material.

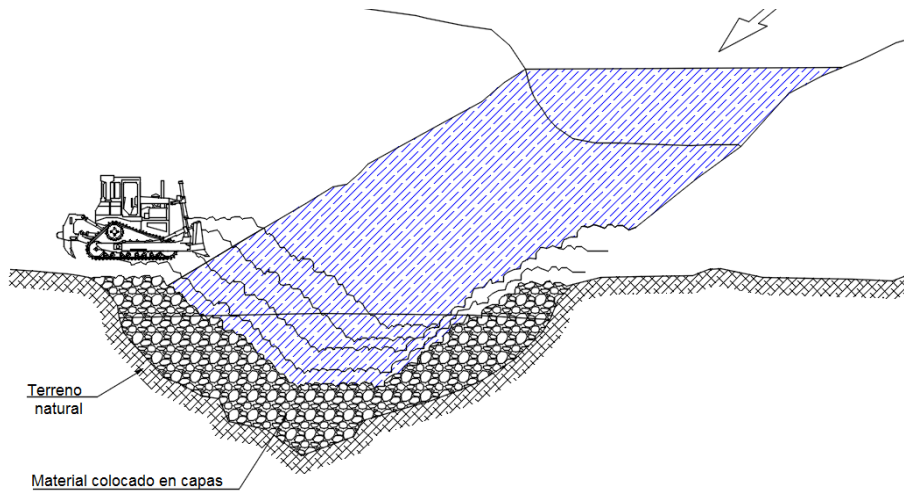


Figura 5. 10 Método de cierre lateral o pionero.

Como se mencionó en el método horizontal, el elemento de cierre puede alterar el perfil hidráulico del cauce, generando variaciones en la velocidad del flujo. Las condiciones de la ataguía son similares al método horizontal. A continuación se describen las variaciones que se pueden presentar.

5.1.2.1 Condiciones de la ataguía durante su construcción por el método lateral

1. *Primera condición*

Comienza con el estrechamiento del río arrojando material desde las márgenes del mismo (figura 5.11), lo que propicia alteraciones en el perfil hidráulico original del cauce. Disminuye la velocidad aguas arriba del sitio de estrechamiento, se produce un remanso y se incrementa la velocidad en el tramo correspondiente a la construcción de la ataguía. En la medida que se siga colocando material y aumentando el estrechamiento, se seguirán presentando las condiciones ya mencionadas (remanso, disminución de velocidad aguas arriba y aumento de velocidad en el estrechamiento). Al final de esta condición se presenta una velocidad mínima ($V_{min} = V_1$), y los taludes en la dirección transversal de cauce se cruzan formando una garganta cuya geometría es trapezoidal o triangular. Si la garganta tiene geometría triangular, el perfil del agua será similar a la primera condición del cierre horizontal observado en la figura 5.6.

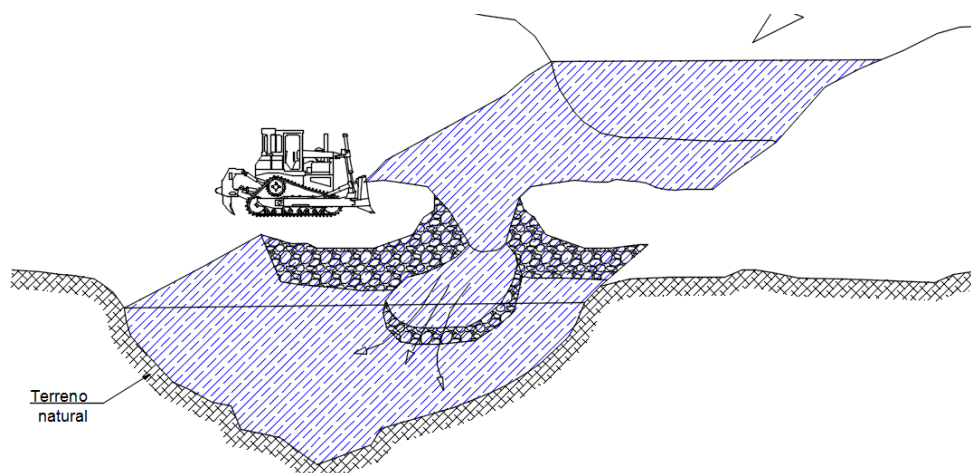


Figura 5. 11 Primera condición del método de cierre lateral.

2. *Segunda condición*

La segunda condición comienza cuando se presenta una velocidad mínima (V_1) calculada con la ecuación 35.2, en la entrada del estrechamiento, y aguas abajo la velocidad del flujo aumenta gradualmente hasta llegar a una velocidad dos (V_2) calculada con la ecuación 37.

El material de la ataguía y el que se coloca en la misma comienza a ser arrastrado y depositado en el fondo del cauce con una longitud determinada por la ecuación 38. El primer material depositado comienza a formar una primera capa que retiene el material arrojado posteriormente, produciendo una nueva alteración en el perfil hidráulico. La figura 5.7 de cierre frontal es equivalente a las condiciones mencionadas anteriormente. La segunda condición termina cuando en la salida del estrechamiento se presenta la velocidad máxima (V_{max}) o la velocidad crítica ($V_{critica}$).

3. Tercera condición

La tercera condición comienza cuando en la salida del estrechamiento se presenta la velocidad máxima (V_{max}) o la velocidad crítica ($V_{critica}$), es similar a las características descritas en la tercera condición del cierre horizontal, la geometría de la ataguía es análoga a la tercera configuración del cierre frontal. Aguas abajo se forma la transición a una sección casi parabólica (canal) dentro del cuerpo de la ataguía donde se presenta la velocidad máxima. El ancho de superficie de la sección parabólica se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$b_s = \frac{\pi Y_{max}}{\tan\theta} \quad (40)$$

donde:

b_s ancho de la superficie libre de la sección parabólica, en m.

Y_{max} tirante máximo en la sección, en m.

θ ángulo de reposo del material, en grados.

El área de la sección parabólica se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$A = \frac{2.04Y_{max}^2}{\tan\theta} \quad (41)$$

4. Cuarta condición

Es análoga a la cuarta condición del método horizontal o frontal.

5.1.3 Método combinado

Frecuentemente, se utiliza el método de cierre lateral para comenzar a estrechar la sección del río hasta que se inicia el arrastre del material de fondo. Posteriormente se utiliza el método frontal para verter material al fondo del río y evitar la socavación del mismo, y finalmente se cierra el paso del río lateralmente. El momento para el cambio de método está en función del material que compone el fondo del cauce y la velocidad del flujo. Este método se utiliza frecuentemente cuando la sección del río es considerable.

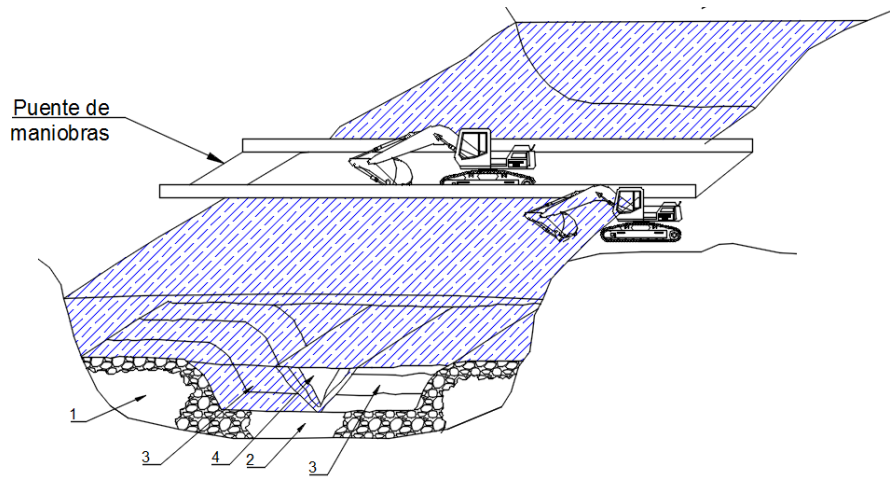


Figura 5. 12 Método de cierre combinado.

Dependiendo de los materiales disponibles para construir las ataguías, la velocidad de la corriente, y el equipo de construcción con el que se dispone, se tendrán mayores o menores dificultades en la ejecución de las fases del cierre.

5.2 Gastos

Los criterios de cálculo que se presentan se fundamentan en los estudios realizados por Izbach y Khaldre (1970), Levediev, Cruickshank y Sánchez (1963). El gasto del río se integra por el gasto desviado (Q_d), gasto vertido (Q_v) y gasto filtrado (Q_f), y durante cada instante del cierre se debe cumplir la siguiente igualdad:

$$Q_r = Q_d + Q_v + Q_f \quad (42)$$

La forma en que se dividen los gastos depende de la distancia (Z) entre la zona aguas arriba y la zona aguas abajo de la sección de cierre, además del tamaño y forma de los materiales empleados para construir el mismo.

5.2.1 Gasto desviado

El gasto desviado queda definido por la geometría del conducto de desvío utilizado ya sea en túneles (sección portal, circular o herradura, etc.), canal (trapezoidal, triangular, etc.) o tajo. La función que relaciona los niveles de aguas arriba con los gastos desviados es conocida como:

$$Q_d = f(E_a) \tag{43}$$

donde:

E_a elevación del agua, aguas arriba del desvío, en m.

5.2.2 Gasto vertido

El gasto vertido que escurre por la sección de ataguía no terminada se calcula con las siguientes ecuaciones:

$$q_v = m\sqrt{2g}H_d^{3/2} \tag{44}$$

$$Q_v = m\sqrt{2g}b_m H_d^{3/2} \tag{44.1}$$

donde:

q_v gasto unitario vertido, en m³/s-m.

Q_v gasto vertido, en m³/s.

m coeficiente de gasto que depende del ahogamiento de la vena líquida y la forma de la ataguía.

g aceleración de la gravedad, en m/s².

b_m ancho medio de la cresta de la ataguía, en m.

H_d carga sobre la cresta de la ataguía, en m, y se obtiene con la siguiente expresión:

$$H_d = H + \frac{V_a^2}{2g} \quad (44.2)$$

donde:

H distancia entre la superficie del agua aguas arriba y la cresta de la ataguía de cierre, en m.

V_a velocidad media aguas arriba de la ataguía, en m.

Es indispensable conocer la variación de la velocidad sobre la cresta de la ataguía mediante la gráfica 5, y la ecuación que a continuación se presenta:

$$V_v = \frac{Q_v}{b_m Y} = \frac{q_v}{Y} \quad (44.2.1)$$

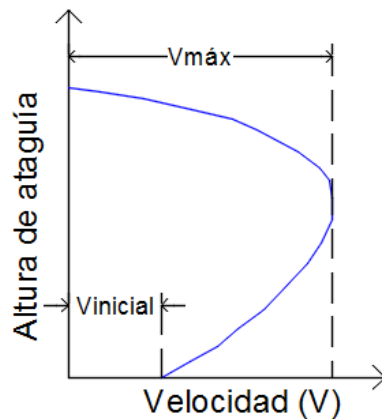
donde:

q_v gasto vertido, en $m^3/s\cdot m$.

Q_v gasto vertido, en m^3/s .

b_m ancho medio de la cresta de la ataguía, en m.

Y tirante sobre la cresta de la ataguía, en m.



Gráfica 5 Variación de la velocidad sobre la cresta de la ataguía (Lozoya, 1998).

Otro parámetro que permite conocer la variación del flujo en la cresta de la ataguía es la potencia unitaria (N), que es el producto de la distancia entre la superficie libre del agua aguas arriba y aguas abajo de la ataguía de cierre, por el gasto vertido unitario que escurre por la cresta de la ataguía, lo anterior se resume en la siguiente ecuación:

$$N = \gamma q_v Z \tag{45}$$

donde:

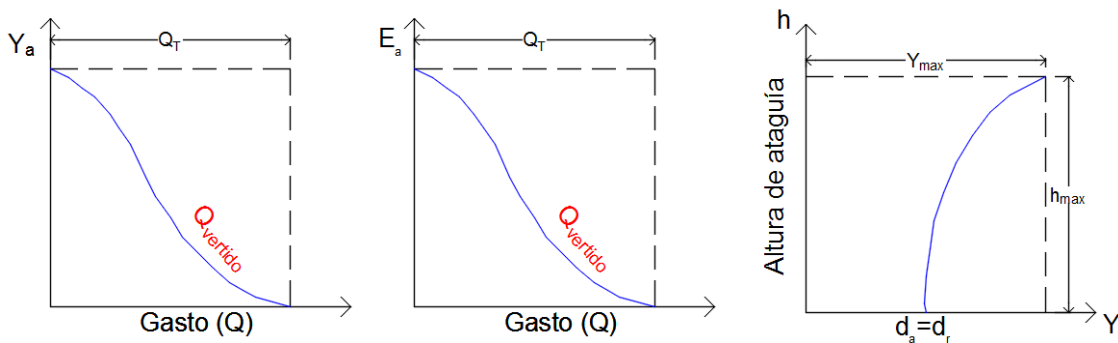
N potencia unitaria, en kgf/s.

γ peso específico del agua, en kgf/m³.

q_v gasto vertido, en m²/s.

Z distancia en entre la superficie libre del agua aguas abajo y aguas arriba, en m.

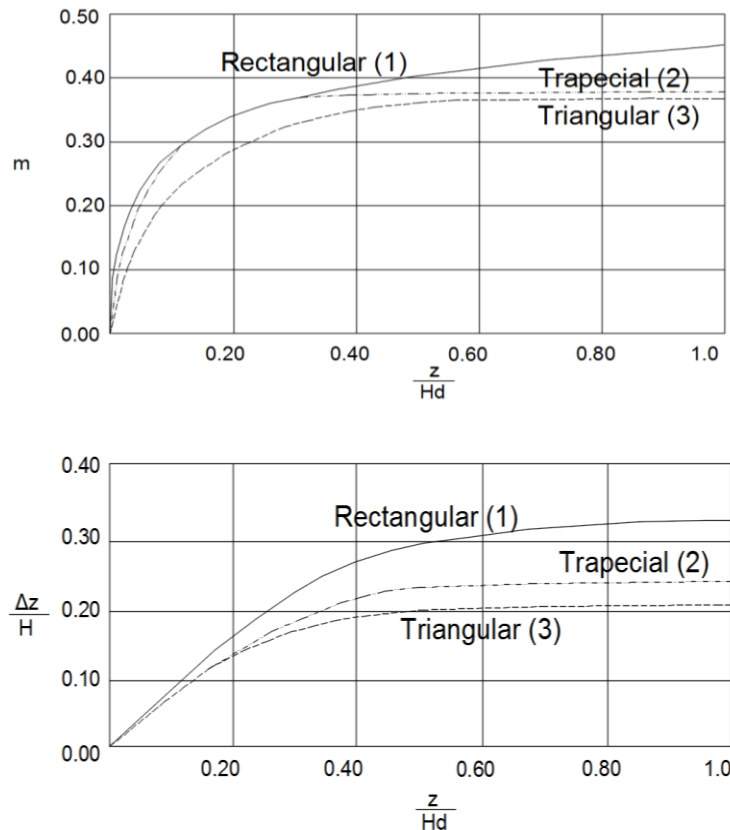
A medida que avanza la construcción de la ataguía, el nivel de aguas arriba se sobre eleva, la velocidad media y carga de velocidad disminuyen, y por estas consideraciones es necesario construir las curvas tirantes-velocidad media, gasto vertido contra elevaciones del agua y gasto vertido contra altura de la ataguía (gráfica 6) y con dichas gráficas visualizar el gasto vertido en la operación de cierre.



Gráfica 6 Tirantes-altura de ataguía, gasto vertido-elevaciones del agua y gasto vertido- altura de la ataguía (Lozoya, 1998).

Coefficiente m

La forma más frecuente que adopta la ataguía en un cierre horizontal es un vertedor rectangular sin contracciones, Levediev obtuvo la variación del coeficiente m para distintas condiciones de ahogamiento, las cuales se observan en la curva uno de la gráfica 7. En el método lateral, cuando se comienza a arrojar el material por las márgenes del río y antes de que los taludes se crucen, se tiene un vertedor trapecial sin escalón de fondo con contracciones laterales, Levediev obtuvo la variación del coeficiente m para distintas condiciones de ahogamiento y sus resultados se observan en la curva dos de la gráfica 7. Por otra parte, cuando en el método lateral, el avance es tal que los taludes se cruzan en su base, se tiene un vertedor triangular estudiado por Cruickshank y Sánchez, los resultados que obtuvieron se muestran en la curva tres de la gráfica 7, y cuando el método de cierre es combinado se presenta un vertedor trapecial con escalón de fondo en donde el valor del coeficiente m se encuentra entre las curvas uno y tres.



Gráfica 7 Variación del coeficiente de gasto m y la relación z/H (Lozoya, 1998).

5.2.3 Gasto filtrado

Condición Uno

Cuando la ataguía se encuentra totalmente ahogada y el flujo se filtra a presión. Suponiendo que la sección de la ataguía es triangular, el gasto filtrado se puede obtener mediante la siguiente ecuación.

$$q_f = 2k_f \left[\frac{hZ}{0.9L_c} \right]^{1/2} [h - 0.39\sqrt{h - Y_0}] \quad (46)$$

donde:

q_f gasto filtrado, en m^2/s .

k_f coeficiente de filtración turbulento del material y se obtiene del tamaño y tipo de elementos usados en la formación del cierre.

Z distancia entre la superficie libre del agua aguas arriba y aguas abajo de la ataguía de cierre, en m.

h altura de la ataguía, en m.

L_c ancho de la ataguía en su base, en m.

Y_0 tirante sobre el talud aguas arriba donde la distribución de presiones deja de ser hidrostática y se determina experimentalmente con la siguiente ecuación:

$$Y_0 = \frac{h}{0.415} \left[\frac{h}{Y_r + Z} - 0.585 \right] \quad (46.1)$$

Para poder calcular Y_0 se deben cumplir con la siguiente condición:

$$\text{Si } h \geq 0.585(Y_r + Z) = 0.585Y_a$$

donde:

Y_r tirante aguas abajo de la ataguía, en m.

Y_a tirante aguas arriba de la ataguía, en m.

El gasto filtrado se calculará como:

$$Q_f = q_f B_a \quad (47)$$

donde:

B_a longitud media de la ataguía, en m.

En el momento que la ataguía sobresale de la superficie libre de agua se cumple que $h = Y_r + Z$, y se aplica la siguiente ecuación para calcular el gasto filtrado.

$$q_f = 2k_f \left[\frac{h}{Lc} \right]^{1/2} [\sqrt{hZ} - 0.71 Z] \quad (47.1)$$

Condición Dos

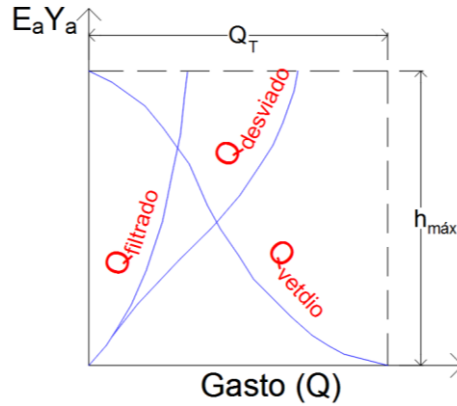
Cuando la ataguía se encuentra por encima de la superficie libre del agua, no hay presión, el gasto unitario filtrado en una sección triangular se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$q_f = k_f \sqrt{\frac{h}{Lc}} \left[2\sqrt{hZ} - 2\sqrt{Z(h - Y_r)} + \sqrt{\frac{Z^3}{3(h - Y_r)}} \right] \quad (48)$$

Y el gasto filtrado se obtendrá con la siguiente ecuación;

$$Q_f = q_f B_a \quad (49)$$

La solución simultánea de las ecuaciones 42, 43, 44.1, 47 o 48 permitirán conocer la forma en cómo se divide el gasto desviado, vertido, filtrado en cualquier etapa de la construcción del cierre. Es frecuente que las tres curvas de las ecuaciones anteriormente descritas se presenten en una sola gráfica (8), indicando en el eje de las ordenadas la elevación de la superficie del agua, aguas arriba de la ataguía y en el eje de las abscisas los gastos, permitiendo observar las características del cierre en conjunto.



Gráfica 8 Gastos del cierre (Lozoya, 1998).

5.3 Velocidad que resisten los materiales

Durante las distintas condiciones de la ataguía en su proceso de construcción, la velocidad en la cresta de la misma es de gran importancia ya que es capaz de arrastrar el material que compone la ataguía, por lo que su obtención es necesaria. Para poder determinar la velocidad, se debe conocer el tirante en dicho lugar, el cual se encuentra en función del ahogamiento y la forma de la ataguía y se obtiene con la siguiente ecuación:

$$Y = H - \Delta Z$$

(50)

donde:

ΔZ es función de $\frac{Z}{H_d}$, observado en la gráfica 7.

donde:

$$H_d = Y_a + \frac{V_a^2}{2g} - h$$

(51)

$$H_d = H + \frac{V_a^2}{2g}$$

(51.1)

Si se conoce Z, la velocidad del flujo en la cresta se puede calcular con la ecuación 44.2.1.

Se ha mencionado que la elección del método de cierre depende de la capacidad de los materiales para resistir la velocidad de la corriente por lo que el cálculo de dicha velocidad es indispensable. La resistencia de un material a la velocidad máxima depende fundamentalmente de la forma, tamaño y peso del mismo, a partir de un análisis de equilibrio límite, Izbach (1970) propone la siguiente ecuación para calcular la velocidad.

$$V_{lim} = \varepsilon_0 \left[2g \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} D \right]^{1/2} \quad (52)$$

$$V_{lim} = \varepsilon_0 [2g \Delta D]^{1/2} \quad (52.1)$$

donde:

- V_{lim} velocidad límite para inicio de arrastre, en m/s.
- γ_s peso específico del material, en kgf/m^3 .
- γ peso específico del agua, en kgf/m^3 .
- D diámetro de una esfera equivalente, en m.
- ε_0 coeficiente que se encuentra entre 0.86 y 1.20 para piedras redondeadas, dependiendo de las características del material.
- Δ $(\gamma_s - \gamma) / \gamma$

Capítulo VI

6. EJECUCIÓN DE UNA OBRA DE DESVÍO

La obra de desvío marca la pauta para la construcción de una presa, ya que al finalizar la misma se inician las actividades correspondientes a la cortina y obras asociadas. Su ciclo de vida se compone de un conjunto de fases secuenciales en donde cada fase tiene una importancia determinada por la necesidad de su gestión y control, y deben ser documentadas con ayuda de un programa de obra, el cual establece el control del avance de la obra y los insumos necesarios para la ejecución de cada una de las fases.

Muchas de las de obras de desvío construidas en México se han realizado en sitios naturalmente accidentados, es decir, donde las características del relieve permiten construir la misma. El relieve de la República Mexicana se compone de una serie de sierras (Sierra Madre Occidental, Sierra Madre Oriental, Sierra Madre del Sur, Eje Neovolcánico Transversal, etc.), sitios con grandes desfiladeros y boquillas, adecuados para el desarrollo de obras hidráulicas (presas) tal como en la Sierra Madre Occidental ubicada al este de México, lugar dónde se ubican algunas de las presas más grandes como: Solidaridad (Aguamilpa), Leonardo Rodríguez Alcaine (El Cajón) y Alfredo Elías Ayub (La Yesca), donde se han construido obras de desvío con conductos en túnel, por lo cual se hará énfasis en los mismos.

Para procurar que un proyecto de desvío logre su objetivo, se deberá integrar cada una de sus fases dentro de un esquema denominado programa de obra. Se presenta la secuencia común de las fases que componen la preparación del sitio y la etapa de desvío.

6.1 Preparación del sitio

Es importante analizar, verificar y cotejar las autorizaciones previas necesarias tales como licencias de construcción o manifestaciones de impacto ambiental, con las autoridades y organismos indicados ya sean municipales, estatales o federales, así como verificar que se cuente con los estudios previos y memorias de cálculo. La figura 6.1 muestra un esquema en planta de las fases que componen la preparación del sitio.

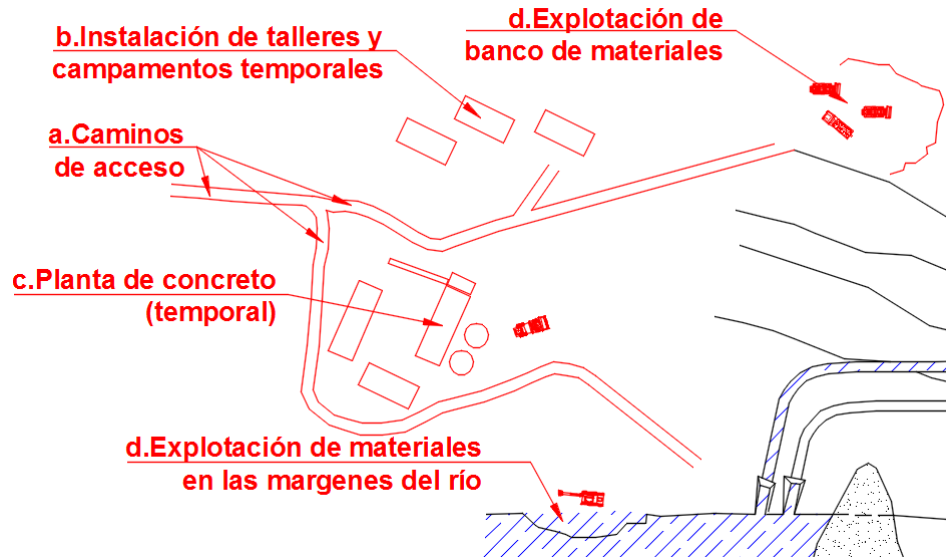


Figura 6. 1 Preparación del sitio para la construcción de una obra de desvío.

Antes de iniciar la construcción de la obra de desvío se debe realizar un reconocimiento general de la zona donde se pretende construir la misma con el objetivo de corroborar la localización del sitio y su accesibilidad.

- a. El inicio de la obra de desvío comienza con la habilitación de caminos de acceso provisionales y definitivos o puentes, cubriendo las necesidades de ancho, pendiente, superficie de rodamiento, radio de giro y la posible colocación de cunetas y alcantarillas. Los caminos permiten la circulación del equipo necesario (retroexcavadoras, tractores, trascabos de orugas, cargadores frontales) hacia los diferentes niveles de entrada y salida de los túneles, canal o tajo, además permiten comunicar los bancos de materiales con las plataformas o patios donde se pretende almacenar el mismo. La velocidad y rendimiento de los equipos depende de la velocidad de los caminos de construcción por lo que se debe seleccionar el camino más adecuado fundamentado en estudios geológicos, geotécnicos y económicos.
- b. Acondicionamiento, desmonte, despalme y regularización del sitio donde se instalarán comedores, campamentos y talleres temporales.
- c. Instalación de una planta de producción de concreto (temporal) enfocada en el suministro y calidad del mismo. La selección de la planta, así como su localización y arreglo de sus respectivos elementos tales como: un circuito de tránsito, instalación de tolvas de dosificación, silos de almacenamiento de cemento, caseta de control y dosificación, almacenes de materiales pétreos y zona de maniobras.

Además de área de lavado, base de generador eléctrico, laboratorio de materiales y muestreos, depósito de combustible y taller de maquinaria y equipos deben estar dentro de la planeación de la obra de desvío.

- d. Explotación y aprovechamiento de bancos de aluvión y limo localizados sobre el cauce del río o en sus márgenes. La explotación se realiza mediante equipos mecánicos tales como: dragas, retroexcavadoras, tractores, trascabos de oruga o cargadores frontales limitados por el alcance máximo del equipo mismo, y el acarreo mediante camiones de volteo, disponiendo el material en las plataformas o patios de almacenamiento previamente determinados.

6.2 Etapas del desvío

El desvío del río y la construcción de las obras permanentes se ejecutan en una sola operación, por lo cual el trabajo normalmente se realiza con la siguiente secuencia de actividades mostradas en la figura 6.2.

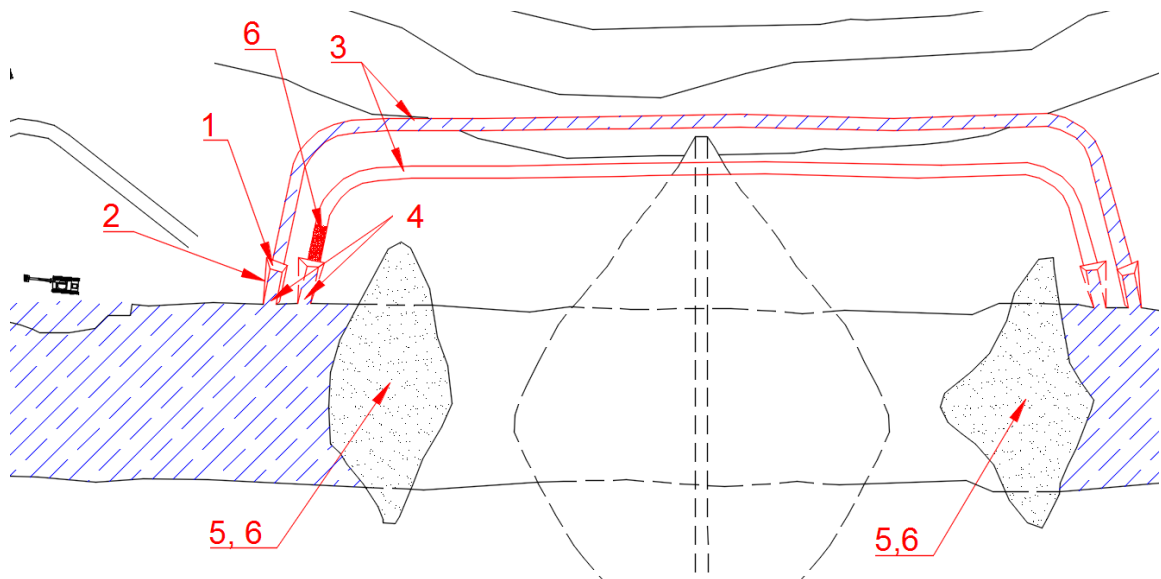


Figura 6. 2 Etapas del desvío.

Se debe verificar la información topográfica levantada (altimetría y planimetría), y que el trazo en planta y sección transversal del canal, tajo o túnel no tenga errores significativos. Una mala definición del trazo del conducto de desvío se traduce en un deficiente cálculo de movimiento de tierras, generando que durante la construcción del mismo se requieran cambios en la posición de los portales (entrada, salida o ambos), y en el caso extremo, un cambio en la longitud del conducto.

1. Definir los frentes de ataque para la excavación del conducto de desvío e instalar en un sitio estratégico al exterior de cada portal los equipos de apoyo como compresores, suministro de energía eléctrica, suministro de agua, taller de soldadura, sistemas de ventilación, equipo de bombeo etc., para alimentar y apoyar a cada uno de los frentes de trabajo durante el tiempo que tarde la excavación de los conductos de desvío.
2. Construcción de los portales de entrada, salida, y estabilización de taludes (modificación de su geometría, construcción de elementos estructurales como muros u otros elementos, anclas, concreto lanzado, drenaje, etc.) y de la roca circundante. Se debe tener el área óptima destinada a albergar los equipos de apoyo ya mencionadas.



Figura 6. 3 Portales de entrada de túneles de desvío en el río Magdalena, Colombia.

3. Excavación de uno o varios conductos de desvío (figura 6.4). Para elegir el método de excavación más adecuado, se deben considerar factores económicos, tiempos de ejecución y técnicos tales como: cuando la roca tiene una resistencia alta, será necesario emplear excavación mediante explosivos, mientras que si la resistencia es media o baja puede emplearse indistintamente explosivos o excavación por medios mecánicos. Si el conducto es en túnel, la excavación del mismo se puede efectuar mediante distintos métodos tales como el método austriaco, método alemán o método belga.



Figura 6. 4 Excavación de túnel de desvío en la presa La Yesca.

Comúnmente, en México, por la poca accesibilidad al sitio de trabajo, su longitud y sección, los túneles de desvío generalmente se han excavado por un método convencional, en fases, empleando tanto para las excavaciones realizadas mediante perforación y explosivos para rocas con dureza alta, como en las excavaciones mecánicas de ataque puntual utilizando rozadoras, martillos hidráulicos, palas y excavadoras hidráulicas para rocas blandas. La excavación de los túneles se debe realizar en dos etapas: la primera corresponde a la parte superior de las paredes del túnel y se denomina media sección superior (M.S.S), y la etapa posterior corresponde a la parte inferior de las paredes del túnel y se denomina banqueo. En la figura 6.5 se observa las etapas mencionadas.

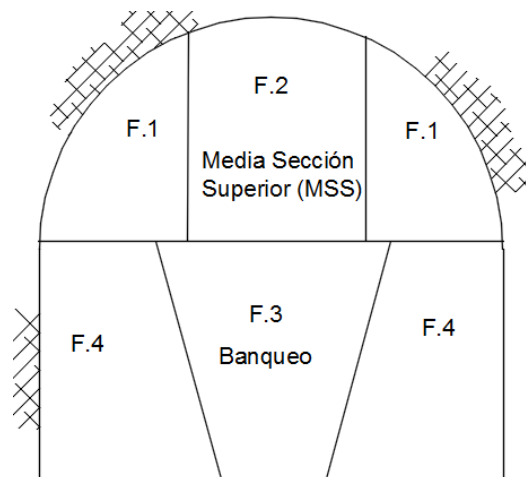


Figura 6. 5 Excavación de túnel en etapas.

Media sección superior

La excavación del túnel se inicia con el trazo de la plantilla donde se colocarán los explosivos. Se procede a realizar la barrenación ejecutada con un jumbo eléctrico el cual tiene brazos incorporados que mejoran el rendimiento al realizar la barrenación con los mismos. Posteriormente y utilizando la técnica de poscorte perimetral, en la cual las perforaciones perimetrales están próximas una de otra, se realiza la carga de explosivos de forma manual y se ejecuta la voladura para después retirar la rezaga por medio de un tractor con orugas o cargador frontal y camiones articulados.

Se continúa con el mismo proceso hasta que la excavación de la media sección superior está completa. Se debe garantizar la estabilidad de la excavación de la media sección superior colocando el soporte primario (concreto lanzado, anclaje y drenaje) y un soporte secundario compuesto por perfiles de acero en forma de marco colocados en secciones del túnel que presentan menor calidad de roca.

El material producto de la voladura debe ser clasificado dependiendo de su granulometría y así definir su destino, ya sea como material para la construcción de la cortina y ataguías, producción de concreto y en su caso ser desechado.

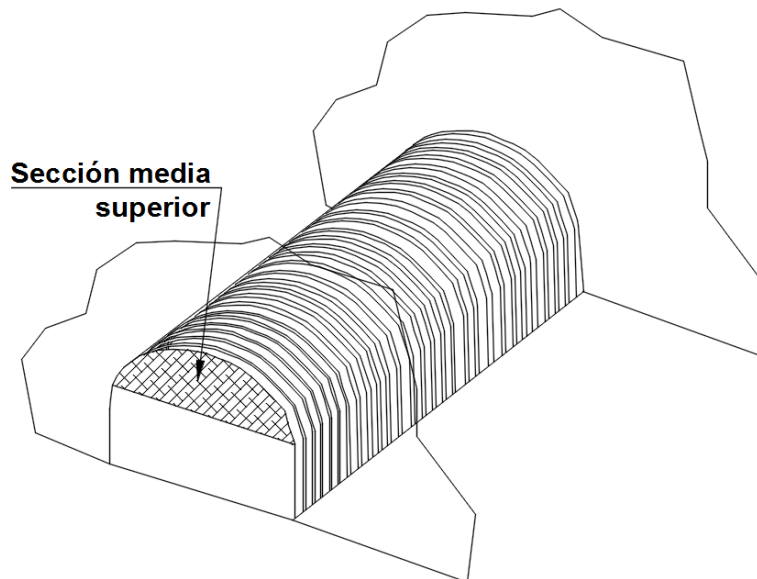


Figura 6. 6 Sección media superior.

Banqueo

Se efectúa una barrenación vertical u horizontal con un equipo tipo hidrotrack o jumbo, así mismo la carga de explosivos de manera manual y se procede a ejecutar la voladura, posteriormente se recortan los bordes inferiores de las paredes para conseguir el perfil del túnel. La rezaga se retira con cargador frontal y camiones articulados, los banqueos pueden ser variables en altura, en promedio prevalecen valores del orden de los 6.0 m. Se continúa con el mismo procedimiento hasta que la media sección inferior es excavada en su totalidad, y una vez que se completó el soporte definitivo se realiza un relleno de material para dar el nivel de desplante de la plantilla del túnel.

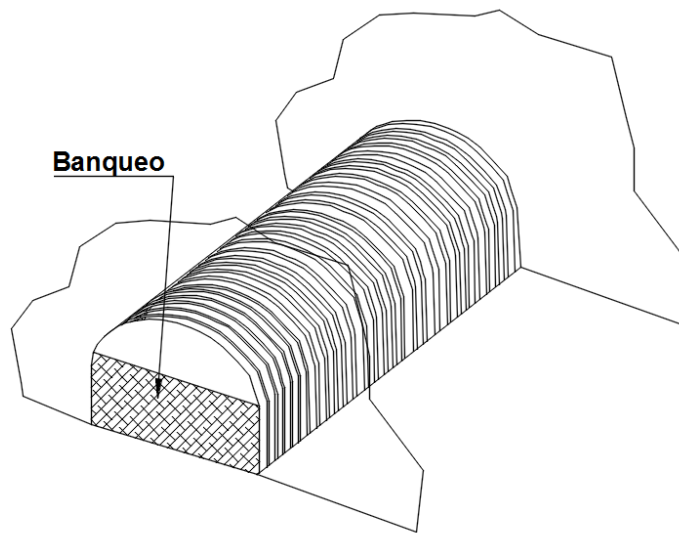


Figura 6. 7 Banqueo.

En el proceso de construcción de un túnel de desvío se deberán realizar inspecciones minuciosas de la maquinaria, equipos, ventilación, vías de circulación, vías de entrada y salida, almacenes, instalaciones de asistencia médica y sanitaria, así como de los lugares de trabajo.

4. Una vez finalizada las actividades de excavación de uno o varios de los conductos de desvío, tratamientos del macizo rocoso, colocación del revestimiento en la plantilla, paredes y bóveda, y retiro de instalaciones de ventilación, bombeo, eléctricas, etc., se procede a ejecutar las excavaciones en aluvión y roca a cielo abierto para alcanzar la rasante del piso de canal de llamada, tal que permita la conexión entre los túneles de desvío con el cauce del río y así la operación de los mismo.



Figura 6. 8 Excavación del canal de llamada en el desvío del río Magdalena, Colombia.

5. Cierre parcial del río (con la construcción parcial de la ataguía aguas arriba y aguas abajo) realizado con los métodos descritos en el capítulo V. Las ataguías se construyen con materiales provenientes de bancos previamente determinados y de la excavación realizada para el conducto de desvío.



Figura 6. 9 Cierre parcial del río Sogamoso, Colombia.

6. Cierre total del cauce con la construcción de la ataguía completa y tratamiento en la corona si es el caso que se utilizará para el tránsito de vehículos, y manejo del río a través de uno de los túneles, (cuando son túneles gemelos) mientras el otro túnel termina de construir. Si se requieren más de dos túneles, se pondrán en operación dos túneles mientras los túneles faltantes se terminan de construir.

Se debe tener la seguridad que los túneles de desvío están listos tan pronto como se construye la atagüa que cierra provisionalmente el cauce, de otra forma el río sería represado en lugar de ser desviado.



Figura 6. 10 Manejo del río Sogamoso por los túneles de desvío, Colombia.

Manejo de río con túneles gemelos

Cuando el análisis hidrológico e hidráulico, y los criterios técnicos, económicos y de planeación determinan que el desvío del flujo se debe realizar con túneles gemelos, como en el caso de las presas Dr. Belisario Domínguez “La angostura”, Leonardo Rodríguez Alcaine “El Cajón”, Alfredo Elías Ayub “La Yesca”, Aguamilpa Solidaridad (todas construidas en México), en donde el tiempo de construcción de las obras permanentes es mayor a uno o varios periodos hidrológicos anuales consecutivos comprendiendo época de avenidas y estiaje, y los túneles no se utilizarán como obra permanente, la secuencia de manejo del río es la siguiente:

- a) Se comienza la operación del túnel 1 recordando que el inicio del desvío del río o cierre del mismo se debe realizar en época de estiaje (meses de noviembre, diciembre, enero, febrero, marzo, abril, mayo y junio), ya que los escurrimientos son mínimos. Por otra parte, el túnel 2 aún sin operar (cerrado), se protege con un bordo para evitar que el flujo transite por el mismo. Durante el periodo de operación del túnel 1, se podrá terminar de construir el túnel 2. Del análisis geológico, se determinará si en uno o ambos túneles será necesario agregar acciones que en conjunto proporcionen la capacidad de resistencia para garantizar la seguridad de las estructuras (túneles), siendo efectuadas estas acciones cuando no se opere el túnel afectado.

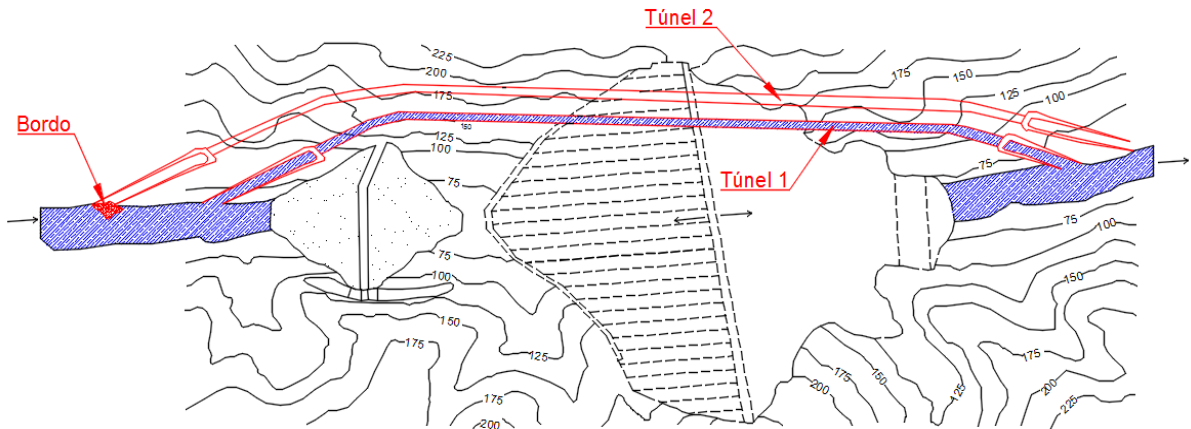


Figura 6. 11 Inicio del desvío por el túnel 1.

- b) Una vez desviado el río por el túnel 1, comienza la colocación de materiales en la cortina. Cuando inicia el primer periodo de avenidas (meses de julio a octubre), y el túnel 2 ya se encuentra construido en su totalidad (excavado y revestido), se retira el bordo que limitaba el paso del flujo al portal de entrada, siendo ambos túneles puestos en operación. Se inicia la excavación en el cauce para el desarrollo del plinto y se coloca concreto en las zonas ya excavadas.

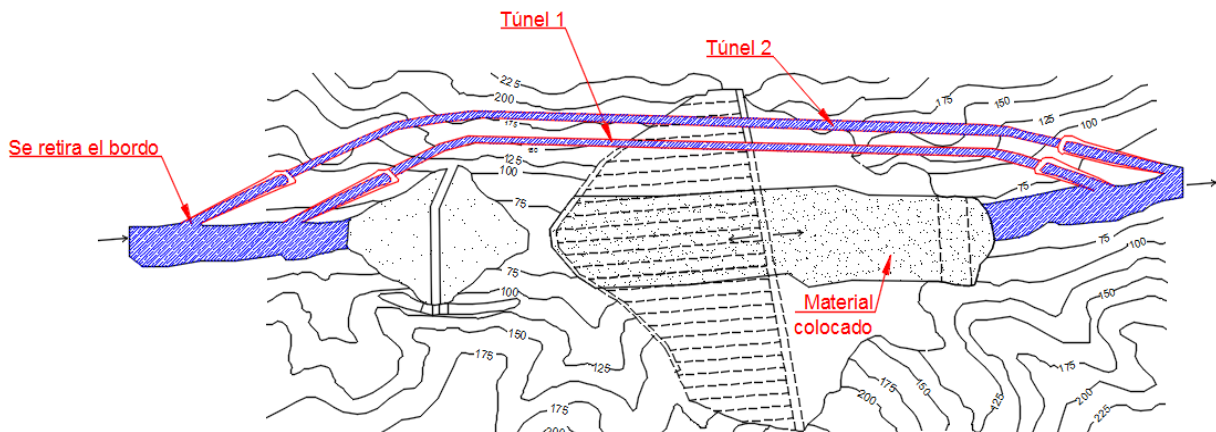


Figura 6. 12 Operación de túneles gemelos en época de avenidas.

- c) Iniciado el segundo periodo de estiaje (mes de noviembre), se cierra el túnel 2 con su respectivo obturador, transitando el flujo únicamente por el túnel 1. A la par se sigue colocando materiales en la cortina aguas abajo. Paralelo a los trabajos mencionados, se inicia los trabajos de construcción para la descarga de fondo y la planeación para la adquisición de estructuras y mecanismos de cierre.

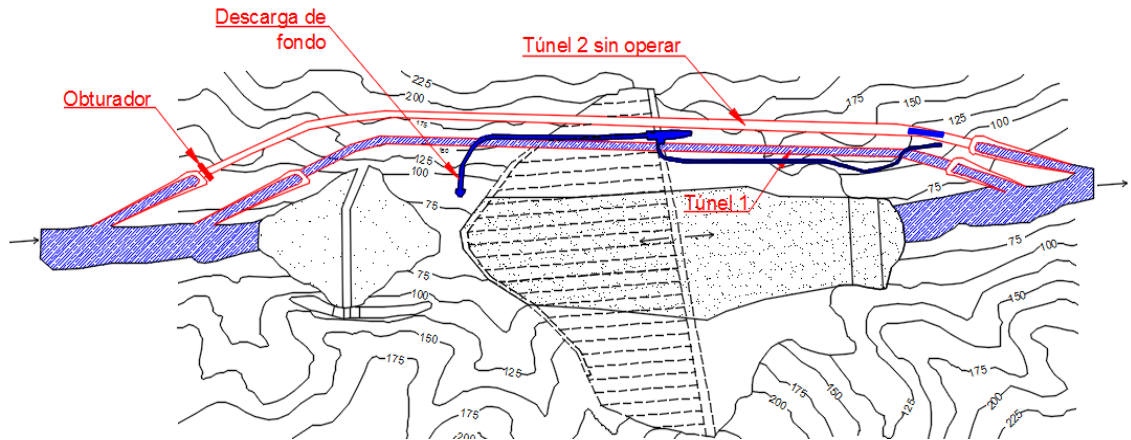


Figura 6. 13 Inicio del segundo periodo de estiaje y cierre de túnel 2.

- d) Terminado el segundo periodo de estiaje (mes de julio), ambos túneles son puestos en operación, se prosigue con la colocación del material en la cortina y se inicia la colocación de la cara de concreto. Por otra parte, comienzan los trabajos de fabricación y montaje de la tubería a presión, diseño de la bifurcación de la descarga de fondo y de los mecanismos de cierre y accionamiento (válvulas).

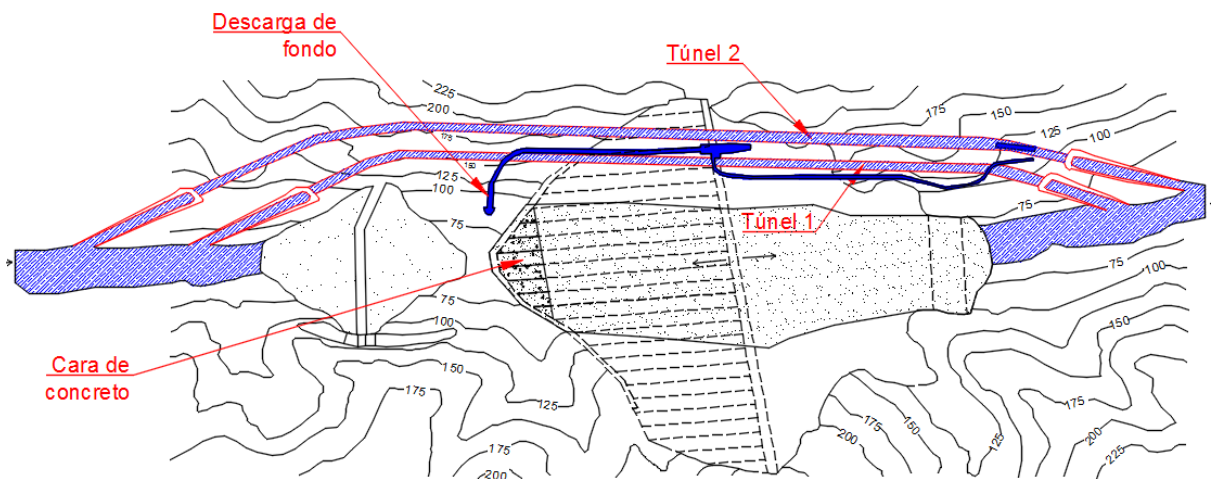


Figura 6. 14 Inicio de los trabajos en la descarga de fondo.

- e) Al finalizar el segundo periodo de avenidas, se cierra el túnel 2 con su respectivo obturador y se sigue colocando la cara de concreto de la cortina y la terracería aguas arriba de la cortina. En la descarga de fondo se continúa con el montaje de la tubería a presión y se inicia el montaje de la bifurcación.

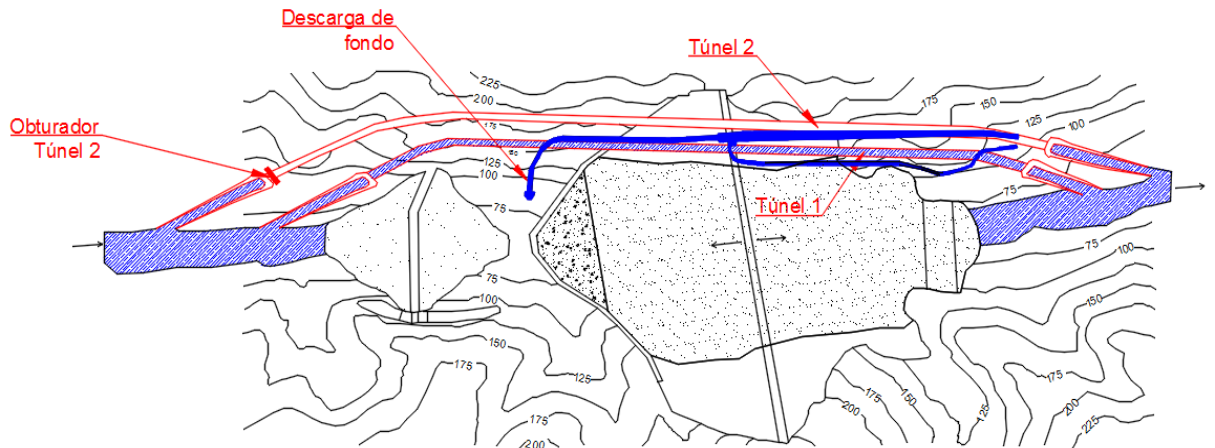


Figura 6. 15 Inicio de montaje de la bifurcación de la descarga de fondo.

- f) En la misma época de estiaje (tercer periodo), se cierra el túnel 1 con su respectivo obturador, siendo operado únicamente el túnel 2, así mismo, se da inicio a los trabajos de montaje de la válvula de cierre (mariposa u otro tipo) de la descarga de fondo. La elevación de las terracerías se encuentra a una cota que no representa peligro por desbordamiento de la presa.

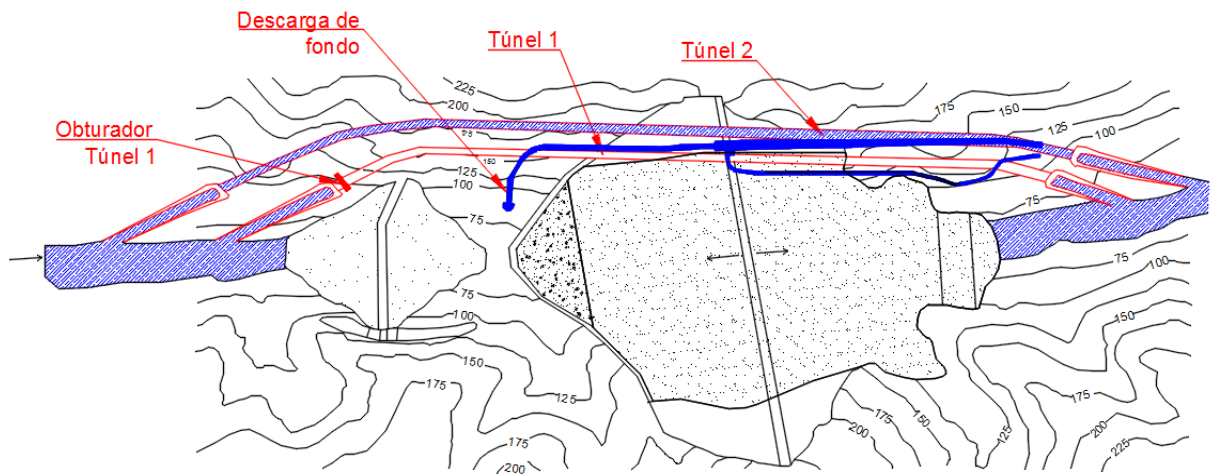


Figura 6. 16 Montaje de la válvula de cierre.

- g) Iniciado el tercer periodo de avenidas, ambos túneles son puestos en operación, se termina el montaje de la válvula de cierre (mariposa) de la descarga de fondo. Del mismo modo comienza el montaje de la válvula de chorro de la descarga de fondo, además de realizar el montaje y pruebas a las compuertas de la obra de excedencia.

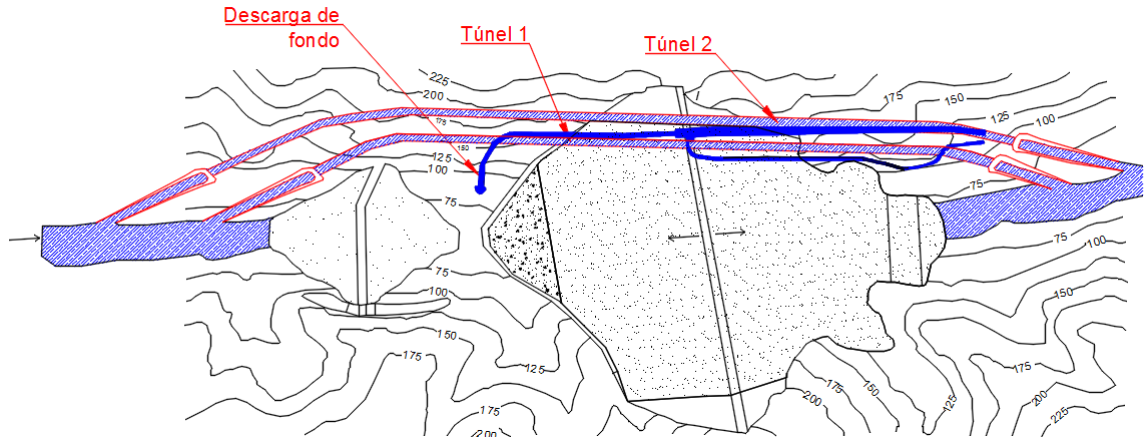


Figura 6. 17 Túneles gemelos operados en el tercer periodo de avenidas.

- h) Al iniciar el cuarto periodo de estiaje (noviembre), se procede al cierre definitivo del túnel 1, el cual es realizado por efecto de construir un tapón de concreto con una longitud determinada por el diseño por corte y por viga gruesa.

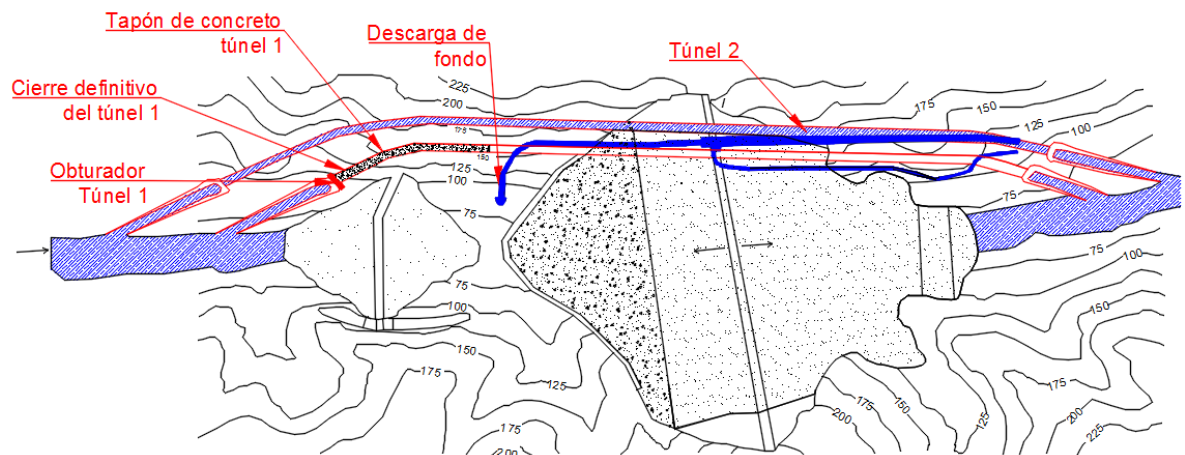


Figura 6. 18 Cierre definitivo del túnel 1.

- i) Una vez terminada la construcción de la cortina, obra de excedencias, obra de control, obra de toma, obra de generación (en caso de ser una presa para generación de energía hidroeléctrica), se procede a ejecutar el cierre definitivo del túnel 2 con la construcción de un tapón de concreto con una longitud determinada por un análisis por corte y por viga gruesa como en el túnel 1, en esta fase comienza el llenado del embalse.

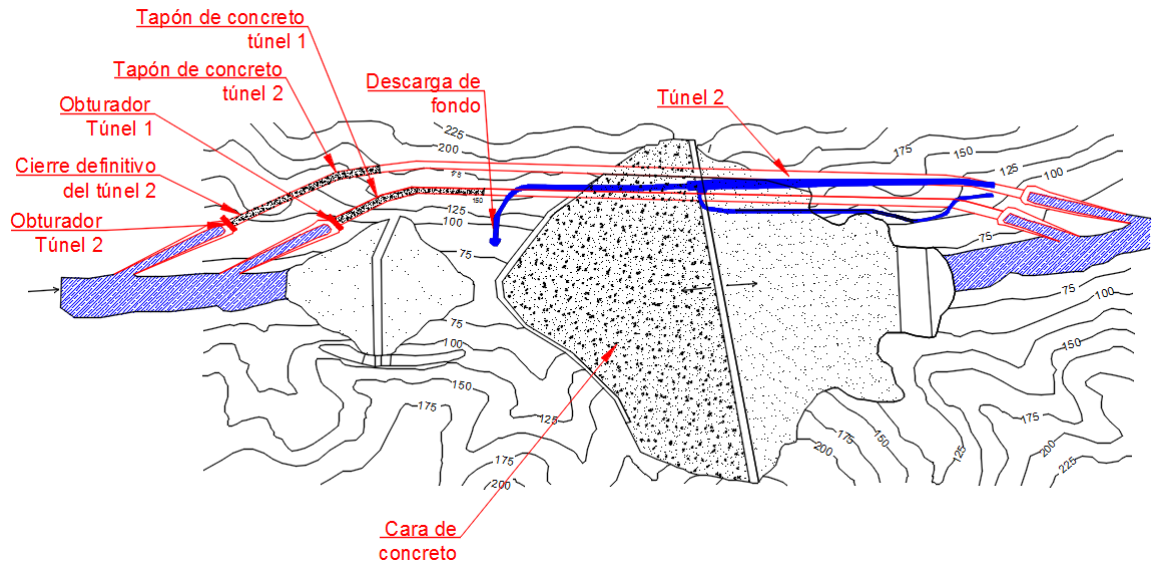


Figura 6. 19 Cierre definitivo del túnel 2.

Capítulo VII

7. SEGURIDAD Y RIESGO EN LAS OBRAS DE DESVÍO

Durante los procesos de diseño, planeación y construcción de una obra hidráulica, particularmente el manejo del río mediante el empleo de la obra de desvío, se deben tener presentes las posibles dificultades y riesgos potenciales que pueden afectar a las comunidades e infraestructura ubicadas aguas abajo del sitio de la obra. Así mismo, se debe diseñar un conjunto de estructuras que resulten seguras y económicamente factibles, considerando que dichas estructuras se deberán comportar satisfactoriamente, sin deterioro apreciable durante su vida útil y no debe fallar de forma catastrófica durante las condiciones más severas a las que será expuesta, por lo anterior, es importante definir su seguridad, las posibles fallas y contar con métodos para estimar el riesgo y la confiabilidad de la obra.

7.1 Definición de seguridad, riesgo y falla

Seguridad

Es la capacidad de reducir, controlar o eliminar riesgos o amenazas provocadas por fenómenos, eventos perturbadores y con posibilidad de afectar un sistema formado por un conjunto estructuras, y con ello garantizar su integridad durante su vida útil, ya sea en aspectos estructurales, hidráulicos, operacionales y ambientales.

Riesgo

Se define como la probabilidad de ocurrencia de daños, pérdidas o efectos indeseables sobre sistemas constituidos por personas, comunidades o sus bienes, como consecuencia del impacto de eventos o fenómenos perturbadores (CENAPRED, 2007). El riesgo es función de tres factores: la probabilidad de que ocurra un fenómeno potencialmente dañino (P), la vulnerabilidad (Vl) y el valor de los bienes expuestos (E). Esta definición se expresa en la ecuación 53.

$$R = f(P, Vl, E) \tag{53}$$

Falla

Se presenta cuando la obra no satisface las funciones para las que fue diseñada y construida. Una obra de desvío puede experimentar distintas formas de falla como las que se describen a continuación:

- a. Falla por desbordamiento: causada por factores hidrológicos como avenidas extraordinarias provocadas por ciclones tropicales, lluvias extremas y tormentas de nieve o granizo.

La República Mexicana se ubica entre los paralelos 16° y 32° latitud norte, debido a ello y por la extensión de sus litorales, con frecuencia es afectada por ciclones en el Pacífico, Golfo de México y Caribe. Las áreas afectadas regularmente abarcan un 60% del territorio nacional, por lo cual las obras de desvío construidas cercanas a esa área tienen mayor probabilidad de ser afectadas. En la figura 7.1 se muestran un mapa del peligro por incidencia de ciclones elaborado por el área de Riesgos Hidrometeorológicos “Probabilidad de presentación de ciclones tropicales en México” del Dr. Óscar Fuentes Mariles y la M.I. María Teresa Vázquez Conde.

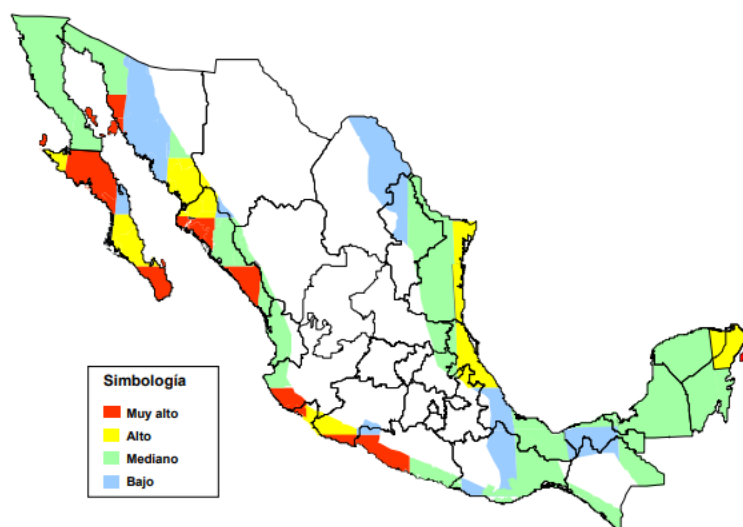


Figura 7. 1 Mapa de peligro por incidencia de ciclones.

De la figura 7.1 se observa que Nayarit es un estado propenso a ser afectado por ciclones tropicales. En el año de 1992, las lluvias extremas ocasionaron una falla por desbordamiento de la ataguía aguas arriba (altura de la ataguía 55 m) en la construcción de la presa Aguamilpa ubicada en dicho estado en la región hidrológica número VII.

- b. Falla por tubificación de la ataguía: se presenta en cualquier grieta localizada al interior o exterior de la ataguía, causadas por asentamientos diferenciales o sismos, e inicia cuando las fuerzas de flujo que producen la tubificación son mayores a las fuerzas internas resistentes a la misma, de forma que las partículas de suelo son removidas y transportadas por la corriente.

La tubificación es causada por factores geotécnicos tales como: materiales de baja calidad y con potencial de tubificación (observados en la tabla 6), deficiente control de calidad de los mismos y errores en el proceso constructivo de la ataguía.

Tabla 6 Relación empírica entre la resistencia a la tubificación y el tipo de suelo (Sherard et al., 1976)

Resistencia a la tubificación	Materiales	
Alta	1	Arcilla de alta plasticidad, bien compactada.
	2	Arcilla de alta plasticidad, mal compactada.
	3	Arena-grava bien graduada o mezclas de arena-grava empacadas en arcilla de mediana plasticidad, bien compactada.
Intermedia	4	Arena gruesa bien graduada o mezclas de arena-grava empacadas en arcilla de mediana plasticidad, mal compactada.
	5	Mezclas de gravas-arenas-limos bien graduados sin cohesión (IP<6), bien compactados.
Mínima	6	Mezclas de gravas-arenas-limos bien graduados sin cohesión (IP<6), mal compactados.
	7	Arenas finas, sin cohesión, bien compactadas.
	8	Arenas finas sin cohesión muy, mal compactadas.

Para poder construir la central hidroeléctrica Ralco en Chile, se desvió el río Biobío por un túnel construido en la margen derecha del mismo. El día 27 de mayo de 2001 se presentó una avenida de 2 600 m³/s la cual excedió el caudal máximo instantáneo previamente estimado (2 110 m³/s). Para el día 28 de mayo del mismo año, la ataguía aguas arriba fallo parcialmente (se observa en la imagen 8.1).



Imagen 8. 1 Falla asociada a filtración de flujo, presa Ralco, Chile.

- c. Licuación de suelos: causada por factores geológicos y geomorfológicos como presencia de fallas, fracturas y condiciones de sismicidad en el sitio donde se ubica la obra de desvío.
- d. Derrumbes al interior o exterior del túnel: causados por saturación del terreno, presencia excesiva de agua donde el tratamiento del terreno resulta inadecuado, inundaciones por la presencia de agua subterránea contenida en acuíferos, contracciones del piso por la cantidad de humedad, uso de técnicas de construcción de túneles inadecuada en los casos de roca y suelos poco resistentes, construcción defectuosa y sin control de calidad, falta de oxígeno en las áreas cerradas de trabajo, fuego y explosiones prematuras y/o barrenos sin detonar.
- e. Fallas por deslizamiento: causadas por factores geotécnicos como condiciones desfavorables del suelo, macizo rocoso fracturado, filtración de flujo, materiales con potencial de tubificación e inestabilidad de taludes. Un ejemplo de lo anterior son los sucesos ocurridos en la obra de desvío construida para la presa La Yesca, en la cual se detectó intensas fracturas y fallas en el macizo rocoso donde se ubicaron los túneles de desvío, lo que provocó un movimiento de la ladera de más de 6 000 000 toneladas. El riesgo de continuar con el proyecto fue tal que la Comisión Federal de Electricidad (CFE) considero abandonar el proyecto (Marengo, 2019).



Imagen 8. 2 Vista de las fallas presentes en el proceso constructivo de los túneles de desvío en la presa La Yesca.

7.2 Métodos para evaluar el riesgo

Durante su construcción y operación, una obra de desvío debe mantenerse dentro de niveles de desempeño adecuados, para lo anterior se han desarrollado distintos criterios para estimar el riesgo y asegurar que el comportamiento de las estructuras que componen la obra sea satisfactorio durante su vida útil, evitando pérdidas económicas, humanas e infraestructura asociadas a un mal comportamiento durante su construcción y operación. Entre los métodos más empleados para estimar el riesgo en una obra hidráulica se encuentran el método del periodo de retorno el cual se presenta a continuación.

Método del periodo de retorno

Es un procedimiento empleado en proyectos de ingeniería relacionados con eventos hidrológicos (frecuencia de avenidas) o sismos, donde el evento se caracteriza por ser aleatorio a lo largo del tiempo, es por ello que se puede asociar el concepto de ocurrencia. Se fija un periodo de retorno relacionado con eventos históricos presentados y se extrapolan para estimar eventos como avenidas que afecta el diseño de una obra de desvío. El desarrollo que se presenta a continuación está basado en los estudios realizados por Marengo, Arreguín y Romero, y toma en cuenta dos suposiciones:

- a. La ocurrencia de los eventos (Z) que afectan el sistema, es aleatoria e independiente de la vida útil de n años.
- b. Los eventos naturales no varían en el tiempo.

El período de retorno se define como el tiempo que transcurre en promedio para que un evento de magnitud determinada iguale o exceda la resistencia X por lo menos una vez en ese periodo de tiempo (Chow, 1953). Si se expresa el tiempo (T) en años, para $T_r > 1$, la probabilidad de que un evento Z iguale o exceda la resistencia X , se puede expresar como:

$$P(Z \geq X) = \frac{1}{T_r(X)} \quad (54)$$

En fenómenos naturales, Z se considera como una variable la cual puede tomar cualquier valor dentro de un rango determinado (variable continua), y el riesgo de falla se puede definir como la probabilidad de ocurrencia de que el evento Z sea superior que la resistencia X en cada año, por lo anterior la probabilidad de que el sistema no falle se expresa como:

$$P(Z \leq X) = 1 - \frac{1}{T_r(X)} \quad (54.1)$$

La probabilidad de que no se presente falla en alguno de los años (n) en la vida útil del sistema se expresa como:

$$P(Z \leq X) = \left[1 - \frac{1}{T_r(X)}\right]^n \quad (54.2)$$

El riesgo en un sistema de ingeniería puede estimarse (USACOE, 1976) como:

$$R = 1 - \left[1 - \frac{1}{T_r}\right]^n \quad (54.3)$$

donde:

T_r periodo de retorno.

n periodo de análisis del evento (usualmente es la vida útil).

Para el desarrollo de las ecuaciones anteriormente presentadas, se consideran las suposiciones a y b, no obstante, un sistema hidráulico puede quedar expuesto a que los eventos Z varíen en el tiempo por lo que existe incertidumbre al realizar el cálculo de dichas ecuaciones.

Método de simulación de Monte Carlo

Es un método que proporciona soluciones aproximadas a problemas que no pueden resolverse analíticamente debido al comportamiento no lineal o complejo de las relaciones que intervienen en los sistemas analizados. El método realiza simulaciones que generan un conjunto de valores mediante un muestreo aleatorio de las distribuciones de probabilidad que se están analizando. Es un método el cual se realiza con cálculos relativamente sencillos e iterativos dependiendo de la complejidad del sistema propuesto, en donde la generación de una buena secuencia de números aleatorios es la base del método.

Cada número aleatorio debe ser totalmente independiente de los otros números de la secuencia. Se puede obtener un grupo de valores representados mediante distribución de probabilidad del margen de seguridad ($F_M(0)$). El riesgo de falla se evalúa como la relación entre el número de valores positivos o negativos de $F_M(0)$, con respecto al total de número generados. Sin embargo, este método tiene las siguientes desventajas:

1. El riesgo calculado depende del tamaño de la muestra y del número de simulaciones.
2. El costo y tiempo de recursos computacionales que se consume con este método se incrementa en la medida de la precisión requerida y el número de variables contempladas.

7.3 Método para evaluar la confiabilidad

Una obra de desvío se encuentra expuesta a condiciones y variables poco predecibles tales como: lluvias extremas o sismos, por lo que la definición de su seguridad es indispensable y se puede llevar a cabo mediante un análisis de confiabilidad que proporcionará un índice de seguridad consistente.

El objetivo de la confiabilidad es asegurar el desempeño satisfactorio de un sistema relacionando las condiciones a las que será expuesta y su capacidad de resistir las mismas. Tanto la resistencia de la obra, como las condiciones a las que será expuesta pueden variar en el tiempo. Se presentan el factor de seguridad, margen de seguridad y se resume el método avanzado de primer orden del segundo momento estadístico de Ang y Tang.

Factor de seguridad

En un proyecto de ingeniería hidráulica, la confiabilidad se puede expresar a través de variables determinísticas utilizando un factor de seguridad el cual relaciona una variable Y , la cual representa las condiciones que van a actuar en un sistema, y una variable X la cual representa la capacidad del sistema para resistir dichas condiciones. Por lo anterior, el factor de seguridad se puede expresar como:

$$F.S. = \frac{X}{Y} \tag{55}$$

donde:

$F.S.$ factor de seguridad.

X capacidad de resistir de la obra.

Y acciones o cargas que actúan sobre la obra.

Margen de seguridad

La confiabilidad también puede representarse con un margen de seguridad el cual se define como la resta de la capacidad de un sistema para resistir las condiciones a las que será expuesta (X), menos las condiciones que actuarán en dicho sistema (Y), y se expresa como:

$$M.S. = X - Y \tag{56}$$

donde:

$M.S.$ margen de seguridad.

Si $M.S. > 0$ estado de seguridad.

Si $M.S. < 0$ estado de falla.

Método avanzado del primer orden del segundo momento estadístico (Ang y Tang)

El método que aquí se presenta fue desarrollado por Marengo (2019) con un enfoque basado en el método del primer orden del segundo momento estadístico de Ang y Tang (1984).

Descriptores estadísticos.

El valor medio de una variable aleatoria también puede ser definido como primer momento central. Por lo tanto, representa el promedio de todos los datos experimentales disponibles y se expresa con la siguiente ecuación:

$$\mu_x = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \tag{57}$$

donde:

μ_X media o promedio.

$\sum_{i=1}^n x_i$ suma de todos los datos considerados.

n número total de datos.

Otra característica de una variable aleatoria es la medida de su dispersión o varianza, también puede ser definida como el segundo momento central o momento de inercia de la variable. Este valor indica que distante están los valores de la variable de la media.

$$\sigma_X^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \mu_X)^2 \quad (57.1)$$

donde:

σ_X^2 varianza.

μ_X media o promedio.

n número total de datos.

La dispersión es la desviación estándar calculada a partir de la raíz cuadrada de la varianza.

$$\sigma_X = \sqrt{\sigma_X^2} \quad (57.2)$$

donde:

σ_X^2 varianza.

Es conveniente utilizar el coeficiente de variación para conocer con mayor precisión la dispersión de una variable. Este coeficiente adimensional describe si la dispersión relativa del valor central de una variable es grande o pequeña, siendo definido como:

$$CoV_X = \frac{\sigma_X}{\mu_X} \quad (57.3)$$

donde:

σ_X desviación estándar.

μ_X media o promedio.

Confiabilidad

Cuando la confiabilidad se lleva a cabo en términos de probabilidad los resultados se expresan en términos de un índice de confiabilidad β , al que se le calcula la probabilidad de ocurrencia P_S (Marengo, 2019), el cual se puede definir como la probabilidad en el que la resistencia del sistema excede las condiciones que actúan en el mismo y se puede expresar de la siguiente forma:

$$P_S = P[M.S. > 0] = P[Y \leq X] \tag{58}$$

La probabilidad de falla o riesgo se puede expresar como:

$$P_F = 1 - P_S = P[Y > X] = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^n \tag{59}$$

donde:

$P[Y \leq X]$ probabilidad de que la resistencia del sistema sea mayor a las condiciones que actúan en el mismo.

$P[Y > X]$ probabilidad de que las condiciones que actúan en el sistema sean mayores a la resistencia del mismo.

La frontera que separa el estado de seguridad y falla queda establecida cuando el margen de seguridad es igual a cero ($M.S.=0$). Si se consideran las variables estandarizadas o reducida:

$$X' = \frac{X - \mu_X}{\sigma_X} \tag{60}$$

$$Y' = \frac{Y - \mu_Y}{\sigma_Y} \tag{60.1}$$

Despejando la variable X y Y de la ecuación 60 y 60.1, y sustituyendo en la ecuación 56, se puede expresar en términos de variables estandarizadas o reducidas como:

$$\sigma_X X' + \mu_X = X \tag{61}$$

$$\sigma_Y Y' + \mu_Y = Y \tag{61.1}$$

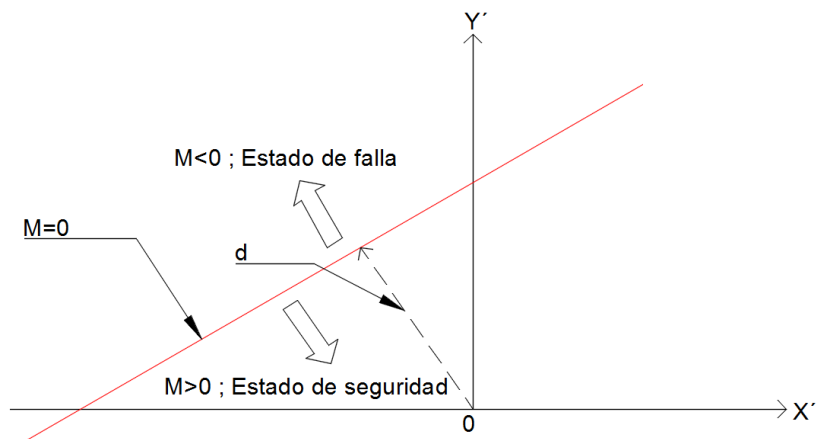
$$\sigma_X X' + \mu_X - (\sigma_Y Y' + \mu_Y) = 0 \tag{62}$$

Organizando la ecuación 62 queda de la siguiente forma:

$$\sigma_X X' - \sigma_Y Y' + \mu_X - \mu_Y = 0 \tag{62.1}$$

La ecuación 62.1 representa la línea recta mostrada en la gráfica 9. La distancia desde la línea de falla al origen cero se expresa con la ecuación 63 y se cumple si las funciones de distribución de probabilidad de las variables analizadas son normales y no están correlacionadas entre sí.

$$d = \frac{\mu_X - \mu_Y}{\sqrt{\sigma_X^2 + \sigma_Y^2}} \tag{63}$$



Gráfica 9 Variables reducidas (Marengo, 2019).

Si las variables X y Y siguen distribuciones normales, la distancia mínima entre el origen y la línea de falla puede interpretarse como una medida de la confiabilidad del sistema, entonces la evaluación de la ecuación 63 en el origen de las variables reducidas ($M.S.' = 0$) que al tratarse con distribuciones normales puede realizarse de la siguiente manera:

$$M.S. = X - Y \quad (64)$$

$$\mu_{M.S.} = \mu_X - \mu_Y \quad (64.1)$$

$$M.S.' = \frac{M.S. - \mu_{M.S.}}{\sigma_{M.S.}} \quad (64.2)$$

En el origen para $M.S.' = 0$, (distancia entre el origen y el estado de falla), se tiene:

$$P_F = F_{M.S.}(M.S.') = F_{M.S.}(0) = F_{M.S.}\left(\frac{-\mu_{M.S.}}{\sigma_{M.S.}}\right) = \Phi\left(\frac{-\mu_{M.S.}}{\sigma_{M.S.}}\right) = 1 - \Phi\left(\frac{\mu_{M.S.}}{\sigma_{M.S.}}\right) \quad (64.3)$$

El índice de confiabilidad β es la distancia mínima al origen ($\mu_{M.S.}/\sigma_{M.S.}$), representado como:

$$\beta = \frac{\mu_{M.S.}}{\sigma_{M.S.}} \quad (65)$$

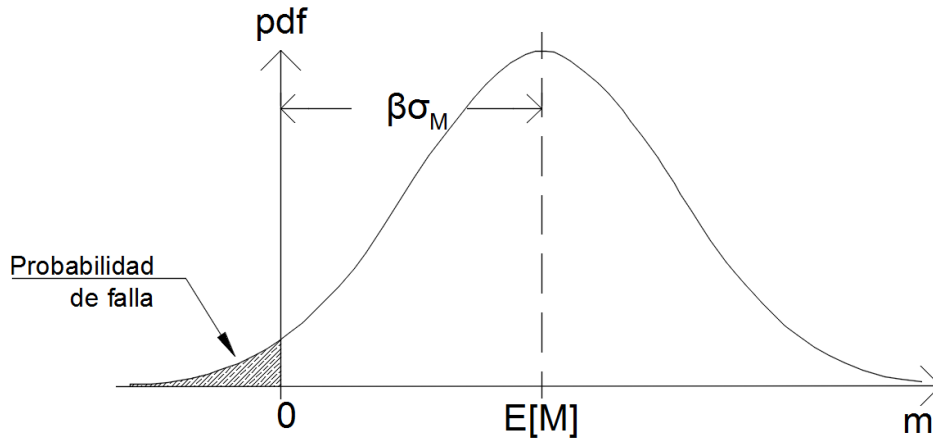
$$P_S = 1 - P_F = 1 - 1 + \Phi\beta = \Phi(\beta) \quad (65.1)$$

donde:

Φ distribución normal estándar.

β parámetro útil para caracterizar el grado de seguridad, llamado índice de confiabilidad.

Como se observa en la gráfica 10, el índice de confiabilidad representa el número de desviaciones estándar del margen de seguridad ($M.S.$) por los cuales $\mu_{M.S.}$ excede el estado límite.



Gráfica 10 Índice de confiabilidad.

Una vez calculado el índice de confiabilidad y la probabilidad de falla, el nivel de comportamiento puede compararse cualitativamente según varias clasificaciones, por ejemplo, las enumeradas en la tabla 7.

Tabla 7 Niveles de comportamiento esperados en términos de probabilidad de falla y sus correspondientes índices de confiabilidad (Sivkmur & Murthy, 2005).

Nivel de comportamiento esperado	Índice de confiabilidad (β)	Probabilidad de falla (P_F)
Alto	5.0	0.0000003
Bueno	4.0	0.00003
Por encima del promedio	3.0	0.001
Por debajo del promedio	2.5	0.006
Pobre	2.0	0.023
Insatisfactorio	1.5	0.07
Peligroso	1.0	0.16

7.4 Erosión del río

Se considera que hay equilibrio en uno o varios tramos del río si no varía el perfil medio del fondo y de las márgenes del mismo. Una obra de desvío altera los escurrimientos de un río generando cambios y modificaciones en mayor o menor grado en la sección del mismo. En el tramo del río aguas arriba pueden ocurrir distintos procesos de sedimentación ocasionando que el perfil del fondo del cauce se eleve o alguna de las márgenes se desplaza hacia adentro del río, mientras que en el tramo del río aguas abajo se pueden presentar procesos de erosión ocasionando el descenso de nivel del fondo del cauce. Para garantizar el adecuado funcionamiento de la obra de desvío se debe conocer la posible presencia de erosión o sedimentación durante su construcción y operación. Existen distintos tipos de erosión (natural y artificial), y para fines de una obra de desvío a continuación se describen las más importantes.

Erosión general: consiste en el descenso del fondo del río, así como en las márgenes del mismo, producido principalmente por la descarga directa al río, aumentando su capacidad de arrastrar y transportar material del fondo durante una avenida.

Erosión local: se produce como consecuencia de la deflexión de las líneas de corriente, turbulencia o vórtices provocados por la presencia de obstáculos. Frecuentemente ocurre al pie de las estructuras rodeadas parcial o totalmente por flujo.

Estimación de erosión general

Para evaluar la erosión general, Levediev (1960) propone un método basado en la condición de equilibrio entre la velocidad media del flujo y la velocidad media máxima necesaria para erosionar el material del fondo. La condición general de equilibrio está dada por la siguiente ecuación:

$$V_m = V_e \tag{66}$$

donde:

V_m velocidad media del flujo, en m/s, en una franja o línea vertical.

V_e velocidad que necesita el flujo para empezar a erosionar un material dado en el fondo, en m/s.

Considerado un gasto dado (Q_{dis}), la velocidad media del flujo disminuye cuando la profundidad y el área hidráulica aumentan. La velocidad media necesaria para garantizar el transporte de sedimentos sin erosión depende directamente de los materiales que forman la superficie del fondo del cauce. Para calcular la erosión general es necesario contar con la siguiente información:

- Gasto de diseño (Q_{dis}), asociado a un periodo de retorno.
- Sección transversal del cauce (comúnmente obtenida en época de estiaje) indicando la elevación que alcanza la superficie del agua cuando fluye el gasto de diseño.
- Características físicas del material del fondo (granulometría de suelos no cohesivos y peso específico seco de los materiales cohesivos) y de los diferentes estratos de subsuelo que pudieran ser erosionados durante el paso de una avenida.

Velocidad media del flujo (V_m)

Para poder obtener la velocidad media del flujo, se establece que el ancho de la sección del cauce no varíe durante el proceso de erosión y la reducción de la velocidad se deba únicamente al descenso del fondo. La velocidad media del flujo se expresa con la siguiente ecuación:

$$V_m = \frac{\alpha Y_i^{5/3}}{Y_f} \tag{67}$$

donde:

$$\alpha = \frac{Q_{dis}}{\phi B_e Y_m^{5/3}} \tag{67.1}$$

Y_i tirante inicial entre el nivel de agua cuando se presenta el gasto de diseño y el nivel del fondo inicial (determinado en estiaje), en m. Se observa en la figura 7.2.

Y_f tirante hasta el fondo del río ya socavado, en m. Medido desde la elevación de la superficie de agua al presentarse el gasto de diseño y sobre la misma vertical en que se mide Y_i , se observa en la figura 7.2.

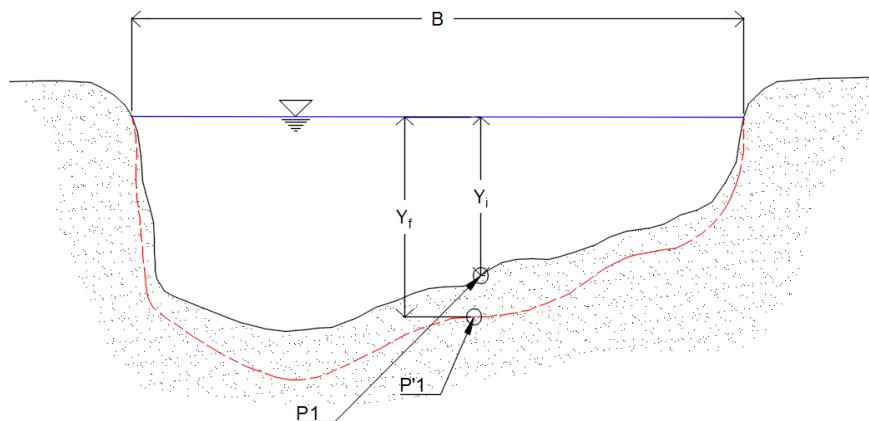


Figura 7. 2 Tirantes Y_f y Y_i .

Q_{dis} gasto de diseño o gasto máximo de la avenida para la cual se desea calcular la erosión, en m^3/s .

Y_m se obtiene dividiendo el área hidráulica (A) entre el ancho efectivo (B_e), expresado con la siguiente ecuación:

$$Y_m = \frac{A}{B_e} \quad (67.2)$$

φ coeficiente que considera las contracciones laterales del flujo que se produce en las caras de los obstáculos que están dentro de la corriente. Está en función de la velocidad media del flujo (V) y del claro entre obstáculos L_o .

$$\varphi = 1 - \frac{0.387 V}{L_o} \quad (67.3)$$

donde:

V velocidad media del agua en la sección, en m/s.

$$V = \frac{Q_{dis}}{A} \quad (67.4)$$

L_o claro entre obstáculos, en m.

B_e ancho efectivo de la superficie libre del cauce, en m.

Velocidad erosiva (V_e)

La velocidad mínima necesaria para erosionar el material del fondo se obtiene siguiendo lo establecido por Levediev (1960). Para suelos no cohesivos, V_e se calcula con una de las siguientes expresiones dependientes del diámetro de la partícula.

Si $0.00005 \text{ m} \leq D_{84} < 0.0028 \text{ m}$, es decir para arenas, se utiliza:

$$V_e = 4.7\beta D_{84}^{0.28} Y_f^{0.322/D_{84}^{0.03}} \quad (68)$$

Si $0.0028 \text{ m} \leq D_{84} < 0.182 \text{ m}$, es decir gravas, se utiliza:

$$V_e = 4.7\beta D_{84}^{0.28} Y_f^{0.223/D_{84}^{0.092}} \quad (68.1)$$

Si $0.182 \text{ m} \leq D_{84} < 1.0 \text{ m}$, es decir cantos rodados, se utiliza:

$$V_e = 4.7\beta D_{84}^{0.28} Y_f^{0.191/D_{84}^{0.187}} \quad (68.2)$$

Para suelos cohesivos V_e se expresa con la siguiente ecuación.

$$V_e = 0.000173\beta \gamma_d^{1.18} Y_f^{66.28/\gamma_d^{0.725}} \quad (68.3)$$

donde:

- D_{84} diámetro de la muestra de sedimento en que el 84% en peso es menor que ese tamaño, en m.
- γ_d peso específico seco o peso volumétrico seco, en kgf/m^3 .
- β coeficiente adimensional que toma en cuenta el periodo de retorno (T_r en años), del gasto de diseño y se obtiene mediante la siguiente ecuación (válida para $15 \leq T_r \leq 1500$).

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 \ln T_r \quad (69)$$

Cálculo de la socavación para suelos homogéneos

Conocido el material que forma el fondo en el tramo de estudio y con la condición de que la rugosidad es constante en todo el ancho de la sección, la profundidad de la socavación se obtiene a partir de la ecuación 67, con la cual se obtienen las siguientes expresiones:

Para suelos granulares no cohesivos, igualando la ecuación 67 y 68, y despejando Y_f se obtiene la siguiente ecuación válida si $0.00005 \text{ m} \leq D_{84} \leq 0.0028 \text{ m}$:

$$Y_f = \left(\frac{\alpha Y_i^{5/3}}{4.7\beta D_{84}^{0.28}} \right)^{\frac{D_{84}^{0.03}}{0.322 + D_{84}^{0.03}}} \quad (70)$$

Para suelos granulares no cohesivos, igualando la ecuación 67 y 68.1, y despejando Y_f se obtiene la siguiente ecuación válida si $0.0028 \text{ m} \leq D_{84} \leq 0.182 \text{ m}$:

$$Y_f = \left(\frac{\alpha Y_i^{5/3}}{4.7\beta D_{84}^{0.28}} \right)^{\frac{D_{84}^{0.092}}{0.223 + D_{84}^{0.092}}} \quad (70.1)$$

Para suelos granulares no cohesivos, igualando la ecuación 67 y 68.2, y despejando Y_f se obtiene la siguiente ecuación válida si $0.182 \text{ m} \leq D_{84} \leq 1.0 \text{ m}$:

$$Y_f = \left(\frac{\alpha Y_i^{5/3}}{4.7\beta D_{84}^{0.28}} \right)^{\frac{D_{84}^{0.187}}{0.191 + D_{84}^{0.187}}} \quad (70.2)$$

Para suelos cohesivos, la ecuación que determina el tirante Y_f es la siguiente:

$$Y_f = \left(\frac{5780 \alpha Y_i^{5/3}}{4.7 \beta \gamma_d^{1.18}} \right)^{\frac{\gamma_d^{0.725}}{66.28 + \gamma_d^{0.725}}} \quad (71)$$

Se deben resolver las ecuaciones 70 y 71 para distintos puntos de la sección estudiada, ya que, la erosión es función de la profundidad inicial (Y_i). Al unir las distintas profundidades (Y_f) se tiene el perfil de la sección teórica erosionada.

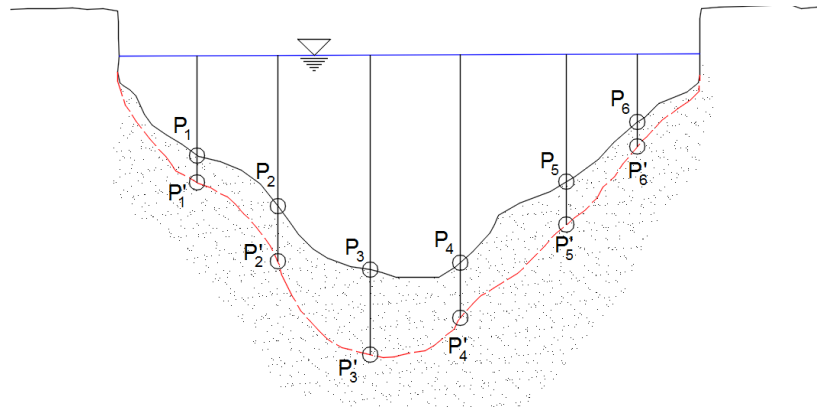


Figura 7. 3 Obtención de la erosión general en material homogéneo.

Cálculo de la socavación en suelos heterogéneos.

Cuando la distribución del material que forma el fondo del cauce es heterogénea, la profundidad de la socavación se puede obtener por un método semigráfico o analíticamente.

Método semigráfico

Para cada punto del fondo donde se desea obtener la profundidad de la erosión, se clasifica e identifican las características de los estratos, fijando la elevación del agua para el gasto analizado. Se traza un sistema coordinado donde las ordenadas son verticales hacia abajo y las profundidades (Y) coinciden con el mismo. El eje de las abscisas coincide con la superficie del agua y en él se indican las velocidades V_e y V_m . Para cada punto se trazan las siguientes curvas: la curva V_m contra Y_f (ecuaciones 67) y la curva V_e contra Y_f (ecuaciones 68) dependiendo del material que forma cada estrato. El punto de intersección entre ambas curvas señala la profundidad (Y_f) y la velocidad media (V_e) de la corriente al alcanzar la profundidad máxima.

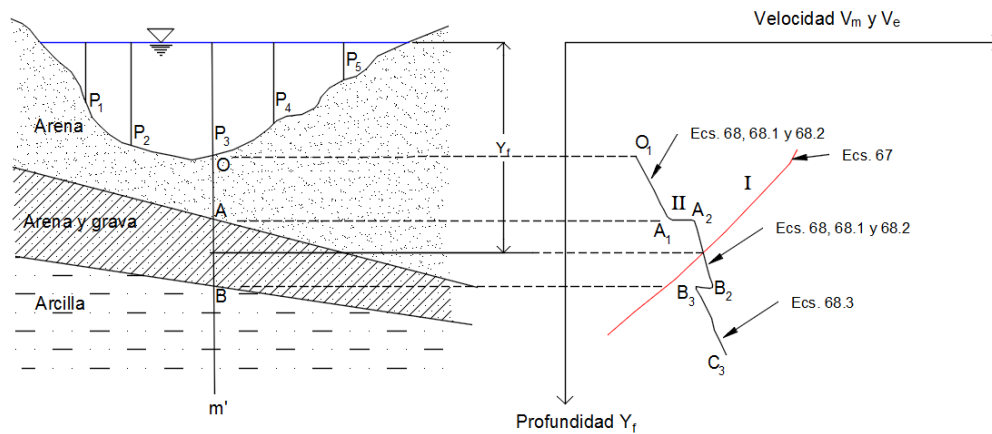


Figura 7. 4 Obtención de la erosión general en material heterogéneo.

Método analítico

Es un método donde previamente se debe conocer la estratigrafía de las capas que forman el fondo del cauce. El procedimiento se inicia escogiendo el material de la capa superior y de acuerdo con su granulometría se utilizan las ecuaciones 70 o 71 para calcular la profundidad Y_f . Si la profundidad resultante se encuentra dentro del estrato analizado, esa es la profundidad de la erosión. No hay erosión si la profundidad calculada queda arriba de la frontera superior del primer estrato ($Y_f < Y_i$). Si la profundidad de erosión se encuentra por debajo de la frontera inferior del estrato en estudio, el material ha sido socavado y la erosión depende las características del siguiente estrato en estudio. Se vuelve a realizar el mismo procedimiento para los estratos siguientes.

Capítulo VIII

8. EFECTOS AMBIENTALES QUE INFLUYEN EN LA OPERACIÓN Y CONSTRUCCIÓN DE UNA OBRA DE DESVÍO

La preocupación de los impactos ambientales generados por la ejecución de una obra de ingeniería ha llevado a países desarrollados y emergentes a plantear enfoques y puntos de vista sobre cómo responder a las necesidades de protección del ambiente. En temas ambientales internacionales, en 1972 se llevó a cabo la Conferencia de Naciones Unidas sobre Medio Ambiente Humano en Estocolmo, donde se reconoció un conjunto de principios necesarios para incluir el factor ambiental en los proyectos y de esa forma garantizar la protección del ambiente en el desarrollo de los mismos.

En 1992 se celebró en Río de Janeiro la Conferencia de las Naciones Unidas sobre Medio Ambiente y Desarrollo, donde se discutieron métodos para preservar el medio ambiente, criterios para asegurar la participación de todos los pueblos en los beneficios que racionalmente pueden obtenerse de los recursos naturales y se estableció el papel de la evaluación de impacto ambiental. La conferencia de Estocolmo y Río son antecedentes para la formulación de políticas, leyes, e instituciones enfocadas a la protección del medio ambiente.

La construcción y operación de una obra de desvío implica un impacto ambiental (negativo o positivo) del sitio donde se pretende construir la misma. La Ley General de Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente (LGEEPA) define el impacto ambiental como “La modificación del ambiente ocasionada por la acción del hombre o de la naturaleza”. Para la construcción y operación de una obra de desvío es necesario considerar factores ambientales, ya que de manera directa o indirecta se prevé un desequilibrio ecológico. En la planeación no se producen impactos ambientales, sin embargo, es donde se debe identificar los mismos que se podrían presentar.

Las etapas que componen la construcción de una obra de desvío tales como: construcción de caminos de acceso, construcción de campamentos temporales, comedores, talleres, planta de concreto, excavación de el o los conductos de desvío en canal, tajo o túnel, construcción de elementos de cierre del cauce y manejo del río, originan modificaciones al ambiente y pueden generar transformaciones físicas y químicas del agua, ecológicas (terrestres o acuáticas) y estéticas.

Para regular el desarrollo de las etapas antes mencionadas, se establece y delimita un área determinada para el proyecto de la obra de desvío, la cual debe ser congruente con la extensión de las obras y tiene como objetivo optimizar la utilización de los sistemas para el tratamiento de los residuos generados durante el tiempo que tarda la construcción de la misma, así como facilitar las acciones de rehabilitación ambiental que se implementarán al terminar la construcción de la obra. Otro de los objetivos de delimitar el área para un proyecto de obra de desvío, es evitar intervenir áreas protegidas tales como: parques nacionales, monumentos naturales, áreas de protección de reservas naturales, áreas de protección de flora y fauna, y santuarios naturales.

Debido a que una obra de desvío garantiza la seguridad del desarrollo de las obras permanentes y el entorno ambiental de la biota existente, es importante clasificar el sistema ambiental regional del sitio destinado para la misma, el cual corresponde a un conjunto de elementos tales como: el clima, la flora y fauna, los cuales interactúan en el espacio geográfico del proyecto. Con la clasificación e información obtenida del sistema ambiental regional, se diseñarán las acciones correspondientes para garantizar la conservación y el manejo adecuado de la flora y fauna, acorde a las características particulares del mismo. A continuación, en función de las etapas que componen la construcción de una obra de desvío, se presentan los factores ambientales involucrados y sus posibles afectaciones.

1. Construcción de caminos de acceso

Durante esta etapa, los impactos que se generan son de carácter poco significativo, ya que la mayoría de ellos solo afectarán el ámbito local. Los impactos serán ocasionados principalmente durante las actividades de desmonte y despalme para la construcción de caminos de acceso, así como la regularización de los sitios para la construcción de campamentos y talleres. La remoción de la capa vegetal (espontánea, arbórea y arbustiva) afecta el suelo de manera poco significativa produciendo principalmente residuos como arbustos, matorrales, árboles o hierbas. Para la construcción de caminos de acceso a la obra, se contemplan movimientos de tierra (cortes, excavaciones o rellenos), que ocasionarán modificaciones topográficas con relación a su condición natural con afectaciones poco significativas. La calidad del aire será afectada por polvos producidos por las excavaciones realizadas, afectando principalmente a los trabajadores de la obra.



Figura 8. 1 Caminos de acceso a la presa La Yesca, Nayarit, México.

2. *Instalación de campamentos y talleres provisionales*

El establecimiento de campamentos provisionales incluye letrinas portátiles o fosas sépticas, lo que provoca disminución en la calidad del agua superficial si las aguas residuales producidas se descargan directamente en las corrientes cercanas.



Figura 8. 2 Talleres temporales en la presa El Realito, Guanajuato, México.

3. *Explotación de bancos de materiales*

La explotación de bancos de materiales resulta necesaria para proveer de materia prima para la construcción de ataguías y producción de concreto. El impacto ambiental principal es la alteración del relieve, generando la pérdida de la vegetación (espontánea, arbórea y arbustiva) así como la modificación de las corrientes superficiales y subterráneas por la formación de oquedades. Este es un impacto que se identifica como permanente y que generalmente se extiende más allá del área de explotación del banco.

Si se emplea voladura para la explotación de bancos de materiales, se generan impactos negativos considerables sobre los factores ambientales como: suelo, agua, aire, flora, fauna y paisaje. La voladura produce alteración de la geomorfología y la topografía de carácter permanente e irreversible, causando un incremento de la dinámica de los procesos de erosión, transporte y sedimentación. Los equipos (cargador frontal, bulldozer, retroexcavadoras, camiones, etc.) comúnmente utilizados para la carga, transporte y descarga del material producirán una modificación en el suelo por la compactación del mismo provocando una disminución de su permeabilidad y dificultando la regeneración de la vegetación.

Los trabajos de perforación, voladura, transporte y procesamiento de los materiales producirán un aumento en los niveles de ruido afectando localmente, y la contaminación por gases y polvo pueden afectar cultivos y vegetación circundante, además de la calidad de vida de los habitantes ubicados próximos a la zona de trabajo. Los cambios en el paisaje están asociados a la alteración de sus componentes naturales en el área de explotación (formación de nuevo relieve, depresiones o deslizamientos), los cambios serán intensos, localizados, permanentes e irreversibles en gran parte.



Figura 8. 3 Voladura en la presa La Yesca.

4. *Excavación de los conductos de desvío*

Durante las etapas que componen la construcción del conducto de desvío (canal, tajo) y en específico en túneles, se generan impactos que modifican aspectos morfológicos del relieve, como su estructura y conformación de las capas subterráneas, distribución de flora, fauna y calidad del aire. Al realizar la excavación se modifica la estructura original del suelo, disminuye la velocidad de infiltración del agua de lluvia e incluso puede desviarse o quedar retenida sin poder llegar al subsuelo, incrementándose el escurrimiento local, lo que provoca que se vea disminuida la recarga de acuíferos.

El agua superficial se puede contaminar por efecto de derramar combustibles, grasas y aceites cuando existe mala operación de equipos, ya que, al no limpiar las superficies afectadas, el agua pluvial puede transportar estas sustancias a las corrientes cercanas lo que ocasionará que estas se incorporen al curso del cauce. Se considera que, a excepción de una volcadura o fuga de un autotanque, los volúmenes de este tipo de contaminante son reducidos. El agua que se requiere para lavar los agregados y curar el concreto origina aguas residuales muy contaminadas cuyo efecto inmediato es la alteración del pH del agua natural de la corriente.

La barrenación genera emisiones de polvo, ruido, tendrá un impacto local y además es temporal. La carga de explosivos y voladuras producirán emisiones de polvo, lanzamiento de material, ruido y vibraciones importantes, pero de carácter temporal y por lo general muy locales. El golpe del viento producido por el uso de explosivos que, a pesar de ser de corta duración, pueden provocar daños significativos en construcciones cercanas al área de proyecto.

Dentro de los túneles de desvío se reconocen impactos desfavorables en la visibilidad, estado acústico y calidad del aire, producidos por la circulación de los vehículos dentro del mismo túnel, ya que favorece a la acumulación de contaminantes tales como dióxido de carbono, óxidos de azufre, óxidos de nitrógeno e hidrocarburos. Respecto a la visibilidad, la generación de olores y el estado acústico dentro del túnel, el impacto se considera despreciable ya que los sistemas de iluminación y ventilación se instalan como parte de la operación normal del túnel.



Figura 8. 4 Construcción de túnel de desvío.

5. Construcción de elementos de cierre.

Se espera un aumento en la descarga de sólidos en suspensión durante e inmediatamente después de la construcción de los elementos de cierre (ataguía) los cuales modifican la calidad de agua del río, causado principalmente por las actividades de vertido de material al río. El desvío del río reducirá el hábitat acuático en el tramo donde se realizarán los trabajos de construcción de la cortina debido a que el mismo quedará seco. La fauna acuática se verá afectada por la alteración temporal de su hábitat ocasionado por el cambio de régimen del río generado por los túneles de desvío.

8.1 Método para evaluar el impacto ambiental

Los estudios encaminados a identificar, predecir, evaluar y presentar los impactos ambientales y proponer medidas de mitigación, deben realizarse previamente a la ejecución de la obra de desvío por lo que constituye una importante herramienta en la etapa de planeación. Los estudios y análisis deben ser regulados por instrumentos jurídicos federales tales como:

1. Ley General del Equilibrio Ecológico y Protección al Medio Ambiente (LGEEPA) y su Reglamento en Materia de Evaluación del Impacto Ambiental (REIA)
2. Ley General de Vida Silvestre y su Reglamento
3. Ley General para la Prevención y Gestión Integral de Residuos y su Reglamento
4. Ley de Aguas Nacionales y su reglamento
5. Ley General de Desarrollo Forestal Sustentable y su Reglamento
6. Ley Federal sobre Monumentos y Zonas Arqueológicas, Artísticas e Históricas y su Reglamento
7. Normas Oficiales Mexicanas las cuales regulen las emisiones, las descargas, el aprovechamiento de recursos naturales y, en general, todos los impactos ambientales relevantes que puedan producir un proyecto de una obra de desvío.

El objetivo de la evaluación del impacto ambiental es la sustentabilidad, por lo que además de la factibilidad económica, técnica y beneficio social, también se debe considerar el aprovechamiento razonable de los recursos naturales.

El procedimiento para realizar un estudio de impacto ambiental consiste en cuatro etapas las cuales se describen a continuación.

Etapa uno

Descripción de las características del proyecto, las obras y actividades que se involucran en sus diferentes fases. En la tabla 8 se muestra un listado de las principales obras que constituyen el proyecto hidroeléctrico El Cajón, denotando la obra de desvío y sus principales obras (túneles y ataguías), las cuales son descritas con el objetivo de conocer su extensión y capacidad (para los túneles) y de esa forma conocer la superficie necesaria para su construcción, en cuanto a las ataguías, se describe el tipo de material que compone a las mismas, información para determinar la posible explotación de bancos de materiales.

Tabla 8 Obras principales del proyecto hidroeléctrico El Cajón.

NO.	CONCEPTO	DESCRIPCIÓN
a)	Número de unidades	2 Turbinas tipo Francis de eje vertical
b)	Capacidad por unidad	375 MW cada una
c)	Superficie del embalse	3942 ha
d)	Capacidad del embalse	
	al NAME	2369 hm ²
	al NAMO	2252 hm ²
	al NAMINO	936 hm ²
e)	Tipo de cortina	Enrocamiento con cara de concreto
f)	Superficie para estructura	
	Contención	25,7 ha
	Generación	8,6 ha
	Excedencias	10,1 ha
	Desvíos	10,7 ha
g)	Obras de generación	
	Obra de toma	Canal a cielo abierto con 1.5 Mm ³ de excavación.
	Tuberías a presión	Sección circular con camisa metálica de 7.25 m de Ø, longitud de 140.9 m y carga neta de diseño de 174.45 m.
	Casa de máquinas	Subterránea de 22.2x46.3x93.3 m
	Subestación de potencia	Blindada con dispositivos SF ₆
	Galería de oscilación	De 16 m de Ø, 66.6 m de altura y 78.5 de longitud
h)	Excedencias	Canal a cielo abierto diseñado para 15,900 m ³ /s Con 6 compuertas radiales de 10.20x22.65 m
i)	Obras de desvío	
	Túneles de desvío	Dos túneles con longitud total de 1,569 m y sección portal de 14x14 m; capacidad de descarga de 5,104 m ³ /s.
	Ataguías	De materiales graduados ambas, aguas arriba y aguas abajo.
j)	Desfogue	Túnel de sección portal de 16 m y 443 m de longitud.
k)	Nuevos poblados	Se tienen previstos 5 sitios para reacomodos, localizados próximos a los actuales asentamientos. Se estima una superficie total de 50 ha, incluyendo vivienda, servicios y accesos.

Etapa dos

Es la etapa que requiere más esfuerzo y dedicación de un grupo de especialista de distintas disciplinas, quienes identificarán por separado las actividades del proyecto que podrían provocar impactos en el ambiente, realizarán una predicción de la naturaleza y extensión de los impactos ambientales de las actividades identificadas, así mismo evaluarán los efectos que tendrá la construcción del proyecto en sus diferentes etapas sobre el ambiente.

Existen diversos métodos para identificar, predecir y evaluar los impactos ambientales tales como: matrices de ponderación, modelos de simulación por computadora, listados, redes y procedimientos adaptativos. Algunos de estos métodos han sido desarrollados conforme a los lineamientos técnicos y legales de Estados Unidos y aplicados principalmente en el mismo país, por lo que para ser aplicados en México deben adaptarse a las condiciones naturales particulares del país. A continuación, se presenta una breve descripción de las características generales de las matrices.

Matrices

Consisten en listados de las actividades de un proyecto y los posibles factores ambientales que serían afectados por las actividades realizadas en cada una de las etapas del mismo, tanto las actividades como los factores ambientales se enlistan y se ubican indistintamente en las columnas o renglones de la matriz. Con frecuencia utilizan una escala que permite identificar y registrar el nivel de intensidad del impacto ambiental. Algunas matrices incluyen ciertos indicadores objetivos con opiniones de expertos para determinar una calificación a cada una de las celdas que componen la matriz. Otras metodologías están basadas en la asignación de pesos (ponderación) multiplicándolos por el rango de severidad dentro de cada celda. Los listados son fundamentales para alimentar de información a las matrices de causa-efecto e identificar los posibles impactos causados por las diferentes actividades del proyecto. A continuación se presenta la matriz de Leopold.

Matriz de Leopold

Desarrollada por el Servicio Geológico del Departamento del Interior de Estados Unidos e inicialmente diseñada para evaluar impactos ambientales asociados con proyectos mineros y posteriormente ha resultado útil en proyectos de obras hidráulicas. La matriz se desarrolla con el objetivo de establecer relaciones causa-efecto de acuerdo con las características particulares del proyecto a partir de una lista que contiene 100 posibles acciones y otra lista con 88 factores ambientales susceptibles de verse modificados por el proyecto. (Leopold et al., 1971).

Para poder conformar la matriz de Leopold, en primera instancia se deben determinar las acciones de las etapas que componen un proyecto de una obra de desvío (previamente han sido descritas), las cuales interactúan con factores ambientales.

En el eje horizontal (renglones) se sitúan dichas acciones, como se muestra en la tabla 9, seleccionándolas de 100 acciones posibles tales como: modificación del régimen, modificación del suelo y construcciones, tratamientos químicos y accidentes.

Tabla 9 Ubicación de las acciones susceptibles de producir un impacto ambiental.

Acciones susceptibles de producir impacto			Acciones →							
			Desmante				Despalme		Fin de labores	
			Tala		Deshierbe		Remoción capa vegetal		Manejo de residuos	
			M	I	M	I	M	I	M	I

Posteriormente, se seleccionan los factores o variables ambientales con posibilidad de ser alterados por las acciones previamente seleccionadas, y se sitúan en el eje vertical (como se observa en la tabla 10), agrupados según su naturaleza tal como: física o química, biológica, ecológica y cultural.

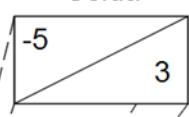
Tabla 10 Ubicación de los factores ambientales con posibilidad de ser afectados.

Factores Ambientales posiblemente afectados					
Características físicas y químicas	Tierra	Suelo			
		Factores físicos singulares			
	Agua	Calidad de agua superficial			
		Calidad de agua			
	Procesos	Erosión			
Condiciones Biológicas	Flora	Árboles			
		Arbustos			
	Fauna	Aves			
		Especies terrestres			

Una vez conformada la matriz, en cada interacción identificada (celda), se coloca una diagonal desde el ángulo superior derecho al ángulo inferior izquierdo, posteriormente, se valora la magnitud e importancia del impacto en una escala de 1 a 10 en donde los números positivos indican impacto ambiental positivo y los números negativos indican impacto negativo al ambiente (1 indica el menor impacto y 10 el impacto más severo), el cual se coloca en la esquina superior izquierda de la celda. Cada intersección (celda) se analiza y verifica determinando si efectivamente existe una interacción factor ambiental/acción del proyecto, y si la misma implica un impacto ambiental (con consecuencias negativas o positivas). Una vez que la matriz se ha completado, en la manifestación de impacto ambiental se explicarán los impactos significativos, que son aquellas columnas o renglones con muchas celdas llenas o celdas individuales con números grandes (en la escala de 1 a 10).

Tabla 11 Celda que compone la matriz de Leopold.

Celda



Factores Ambientales posiblemente afectados		Acciones susceptibles de producir impacto		Desmonte		Despalle		Fin de labores	
				Tala	Deshierbe	Remoción capa vegetal	Manejo de residuos		
		M	I	M	I	M	I	M	I
Características físicas y químicas	Tierra	Suelo							
		Factores físicos singulares							
	Agua	Calidad de agua superficial							
		Calidad de agua							
	Procesos	Erosión							
Condiciones Biológicas	Flora	Árboles							
		Arbustos							
	Fauna	Aves							
		Especies terrestres							

Etapa tres

Al conocer la naturaleza y dimensión del impacto ambiental, es posible tomar una decisión para proponer medidas de prevención y mitigación de los efectos negativos que ocasionará el proyecto sobre el medio ambiente. En el proyecto hidroeléctrico Chicoasén II (Chiapas, México), se detectaron 18 actividades generadoras de un impacto ambiental y 29 factores ambientales afectados por dichas actividades.

Como resultado de la interacción entre las actividades y factores ambientales afectados, se determinaron 40 impactos, de los cuales 33 fueron negativos y 7 positivos. De los 33 impactos negativos, 18 ocurrirán en la etapa de preparación el sitio y construcción del proyecto. Para poder prevenir, mitigar, compensar o corregir los impactos ambientales negativos, se desarrolló el “Plan de Manejo Ambiental” que contempla líneas de acción y estrategias que se deberán implementar en la preparación, construcción y operación de la PH Chicoasén II, en la tabla 12 se presentan dichas estrategias.

Tabla 12 Estrategias para prevenir, mitigar, compensar y corregir impactos ambientales negativos de la P.H. Chicoasén II.

Línea Estratégica	Programas
Prevenición y control	Manejo control de emisiones atmosféricas y ruido.
	Manejo integral de residuos solidos
	Manejo de sustancias y materiales peligrosos
	Manejo de aguas residuales
	Información y capacitación ambiental
Mitigación	Protección de taludes
	Control de erosión y arrastre de sedimentos.
	Manejo y conservación de comunidades vegetales.
	Manejo y conservación de fauna silvestre
	Protección y conservación de fauna acuática
	Restauración de riveras
Compensación	Reforestación y restauración
Sociales	Atención social
	Apoyo en el desarrollo regional
Contingencia y respuesta emergencias	Prevenición y control de incendios forestales
	Prevenición y control de derrame de combustibles y aceites.

Etapa cuatro

El proponente de un proyecto debe presentar los resultados mediante el documento denominado (MIA) el cual es un documento técnico-científico de carácter preventivo mediante el cual se identifican con base a estudios, el impacto ambiental significativo o potencial que generaría la obra o actividades de la misma. Una vez concluido el documento de la MIA, se presentará ante el organismo o dependencia correspondiente (SEMARNAT) la cual deberá emitir, de forma sustentada, la resolución correspondiente en la que la misma podrá:

- I. Autorizar la realización de la obra o actividad en los términos y condiciones manifestados.
- II. Autorizar total o parcialmente la realización de la obra o actividad de manera condicionada.

La resolución correspondiente a la factibilidad ambiental se emitirá en un plazo no mayor a 60 días hábiles, los cuales pueden ampliarse hasta 120 días hábiles, dependiendo de las características y complejidad del proyecto. Cuando por las dimensiones y complejidad de la obra o actividad se justifique, la dependencia (SEMARNAT) podrá, excepcionalmente ampliar el plazo hasta por sesenta días más.

Capítulo IX

9. CONCLUSIONES

Dentro del análisis expuesto en este trabajo, se observa que, a lo largo de la historia, la humanidad ha intentado controlar los recursos hídricos a través de diversos tipos de obras hidráulicas, las cuales han evolucionado al paso del tiempo, teniendo como principal objetivo satisfacer la necesidad de distribución y consumo de agua. Debido a dicha necesidad, se han perfeccionado metodologías y procedimientos a través de la disciplina de la ingeniería hidráulica hasta ejecutar proyectos hidráulicos tal como las presas, en los cuales se contempla el diseño de obra de desvío, ya que sin la misma no se podría ejecutar dicho proyecto. Por lo anterior, es fundamental conocer los elementos que componen a una presa y cómo interactúan con la obra de desvío.

Para lograr con éxito el diseño, planeación y construcción de una obra de desvío, se debe de considerar un análisis multidisciplinario de diversas ramas de la ingeniería. La topografía guarda un lugar significativo en el diseño de la obra de desvío, ya que a través de los estudios topográficos detallados a partir de sistemas de información geográfica tal como un modelo digital de elevaciones se identifica y se propone un lugar idóneo para el proyecto de una presa, ya sea una boquilla abierta o cerrada y se selecciona la alternativa de desvío en canal, tajo o túnel que mejor se ajuste a las condiciones topográficas del sitio. Además, los estudios barométricos permiten determinar con detalle la capacidad del cauce.

Una vez propuesto dicho sitio se calcula la curva elevaciones – áreas - capacidades del vaso, la cual define el área a inundar, así como la altura óptima de la cortina. Por otra parte, se deben realizar estudios geológicos y geotécnicos del sitio donde se ubicará la obra de desvío, ya que a través de pruebas de campo y laboratorio se identificará el tipo de rocas existentes en el lugar, así como el tipo de suelo y sus características más importantes, ya que los mismos fundamentarán las alternativas de ubicación del conducto de desvío, así como su excavación, construcción, y posible tratamiento para asegurar su estabilidad. Un análisis detallado de la geología y geotecnia determinará la viabilidad de construcción del conducto de desvío en canal, tajo o túnel, así mismo evitará posibles retrasos por afectaciones a su proceso constructivo.

La metodología descrita del análisis hidráulico se enfoca en túneles de desvío, debido a que la mayor parte de las condiciones geográficas de México hacen viable la construcción de estos. Dicho análisis juega un rol fundamental dentro de los estudios a realizar, ya que tiene como principal objetivo calcular la curva elevaciones - gastos de la obra de desvío a partir del tirante crítico a la salida de la obra de desvío, considerando los distintos escenarios que se pueden presentar en el túnel, ya sea trabaje como canal o a tubo lleno, calculando las pérdidas de energía presentes, para finalmente obtener las curvas elevación gastos del desvío en cada uno de los conductos y/o canal y la suma de ellos.

Aunado a lo anterior, se debe realizar el tránsito de avenidas en el cauce para conocer las condiciones de la descarga tomando en cuenta la sección de control del río aguas abajo, dicho análisis se puede realizar con el método de Muskingum el cual se basa en el almacenamiento natural del cauce dividido en dos partes, un almacenamiento en cuña y un almacenamiento en prisma, en donde la suma de las dos partes representa el modelo lineal por el método de Muskingum, sin embargo se puede realizar un procedimiento práctico a través de un modelo digital de elevaciones el cual toma la sección de río a analizar para posteriormente exportar la misma a Civil 3D en donde se genera una geometría que será nuevamente exportada al software Hec Ras en el cual se insertan las condiciones y características del flujo. Dichos análisis tienen como objetivo calcular la curva elevaciones - gastos del río, para una sección aguas abajo del río en la zona de salida del desvío, obteniendo las elevaciones correspondientes respecto a diversos gastos.

Por otra parte, para poder determinar el comportamiento del escurrimiento en un río, es muy importante que una cuenca este muy bien instrumentada, ya que de esto se generará una serie de datos histórico, los cuales permitirán definir las condiciones de precipitación, escurrimiento y temperatura, la cual es información fundamental para llevar a cabo un análisis hidrológico, en el cual se desarrolla el análisis de frecuencias correspondiente. Dicho análisis es un método confiable debido a que toma en consideración datos históricos registrados y con el mismo se puede obtener un gasto de diseño extrapolado y asociado a un determinado periodo de retorno, el cual debe presentar el mejor ajuste posible a una función de distribución de probabilidad. Una vez calculado el gasto de diseño extrapolado, es posible determinar la avenida de diseño con el método de bloques presentado en este trabajo y desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM. Dicho método toma en cuenta los gastos extrapolados y se calculan gastos individuales los cuales son organizados dependiendo de su valor y con los mismos se forma la avenida de diseño.

Otra forma de obtener la avenida de diseño es a partir de un hidrograma compuesto de una serie de registros históricos el cual se multiplica por un factor de mayoración obtenido del cociente entre el gasto máximo extrapolado para un periodo de retorno determinado, y el gasto pico del hidrograma histórico. Posteriormente se multiplican las ordenadas del hidrograma histórico por el factor de mayoración previamente calculado y el resultado es un hidrograma mayorado. Una vez obtenida la curva elevaciones - áreas - capacidades, la curva elevaciones - gastos del desvío, la curva elevaciones - gastos del río y la avenida de diseño, se procede a realizar el tránsito de la avenida en el vaso fundamentado en la ecuación de continuidad. Por medio del resultado del tránsito de la avenida se obtiene la altura de las ataguías, la elevación de la corona de la ataguía aguas arriba se obtiene a partir de la elevación máxima alcanzada en el embalse durante el tránsito de la avenida más un bordo libre.

La elevación de la ataguía aguas abajo se obtiene a partir del gasto máximo descargado resultado del tránsito de la avenida, el cual se convierte en una elevación usando la curva elevaciones - gastos del río, más un bordo libre. El procedimiento se vuelve iterativo buscando variar secciones transversales del conducto de desvío y trazo del mismo, con la finalidad de optimizar costos de obra y tiempos de ejecución de la misma. En la planeación se considera la ubicación final de las ataguías y si estas formarán o no parte del cuerpo de la cortina, ya que de ello depende la longitud del conducto de desvío y el área necesaria para realizar las maniobras de trabajo al momento de construir la cortina y obras asociadas.

El cierre del cauce depende del análisis geotécnico de los materiales que se emplearán, la velocidad del flujo y la forma de arrojar los materiales al cauce, por lo anterior, el método de cierre lateral es el más empleado para el cierre del cauce, debido que los equipos mecánicos se adaptan mejor a las actividades de cierre lateral. Cada etapa del cierre debe ser analizada con objetivo de evitar en la medida de lo posible pérdida de material de las ataguías y que las mismas se comporten satisfactoriamente ante la posible presencia de la avenida de diseño determinada.

La construcción de la ataguía depende de la velocidad de la corriente, los materiales utilizados, y el tipo de suelo donde será desplantada. Una correcta elección y colocación de materiales para las distintas capas que componen a la ataguía proporcionará seguridad contra filtraciones y de esa forma evitar utilizar equipos de bombeo.

Respecto a la construcción del conducto de desvío, el análisis geológico y geotécnico del sitio propuesto para la ubicación de los mismos influirá de manera directa en el procedimiento constructivo seleccionado, su revestimiento, costos y en la construcción de caminos de acceso hacia los frentes de ataque de los mismos. El revestimiento del canal o túnel dependerá de las características del suelo y roca sobre el cual se construirá la obra de desvío, de ahí la importancia de conocer las propiedades del suelo y la roca, para fundamentar la elección del material y su interacción con el suelo y/o roca, para definir el revestimiento del túnel. Cuando no se tenga certeza de los fenómenos hidráulicos que ocurrirán en la obra de desvío, será necesario construir un modelo físico o numérico, de cuyo análisis se concluirán las modificaciones y/o decisiones necesarias para validar su diseño y posible optimización.

El diseño de una obra de desvío es el resultado de la ejecución ordenada de distintas fases que componen dicha obra. Cada fase debe ser administrada y controlada para el correcto suministro, manejo y disposición de recursos humanos, materiales y financieros que permitan la ejecución exitosa de la obra. Se debe preparar el sitio donde se instalarán campamentos, talleres y planta de concreto, necesarios para el suministro de materiales y actividades en la construcción de la obra de desvío. La ejecución de una obra de desvío comienza con la construcción de los caminos de acceso, los cuales permitirán la circulación hacia la zona de trabajo y campamentos, es muy importante ubicar los bancos de material necesarios para la producción de concreto utilizado para revestir el o los túneles o canal.

Una vez realizado lo anterior, se corrobora el trazo del túnel, y se definen los frentes de ataque para proceder a excavar el portal de entrada y salida, asegurando los primeros metros de excavación. Se excava el túnel comúnmente con un método en etapas, aunque se debe seleccionar el método adecuado a las condiciones geológicas y geotécnicas del sitio. Se coloca el revestimiento del túnel, así como su plantilla, y una vez finalizado la construcción del túnel, se comienza el cierre parcial del cauce, excavando un canal de llamada al exterior del portal de entrada para que el flujo reconozca el túnel y comience a transitar por el mismo. Paralelo a esta actividad, se continúa el cierre del cauce aguas arriba y aguas abajo, se terminan de construir las ataguías, y para este momento, el total del flujo transita por el o los túneles a la par que se comienza con la construcción de la cortina y obras asociadas. El cierre del cauce se lleva a cabo en época de estiaje debido a que el cauce tiene menores escurrimientos y ello facilita los trabajos de construcción de las ataguías. El manejo del río dependerá del tiempo de construcción del proyecto y si el mismo comprende más de un periodo hidrológico (estiaje y avenidas).

Cada una de las fases implica riesgos potenciales que se deben identificar, mitigar o evitar. El riesgo puede tener consecuencias perjudiciales para una obra de desvío y para el conjunto total de obras a construir para el proyecto, por lo tanto, se deben realizar el análisis de sensibilidad para garantizar, a fin de revisar el riesgo, la probabilidad y costo que generaría la falla de la obra de desvío. La aplicación de la confiabilidad tendrá un mayor impacto si se aplica desde la planeación de la obra de desvío.

En la actualidad, el análisis ambiental es fundamental en la decisión de validar la viabilidad de una obra de desvío, ya que está en función de los cambios ambientales que ésta pueda provocar, por ello se deben considerar todas las repercusiones durante la construcción y operación de la obra de desvío, y una vez identificados se deben presentar propuestas para mitigar los mismos. La matriz de Leopold contempla cada una de las actividades del proyecto de una presa y como estas pueden afectar a la biota existente.

BIBLIOGRAFÍA

1. Alvarado, C.A.J. “Cálculo de Avenidas de Diseño para vertedores de presas de almacenamiento”. Tesis de Maestría, DEPFI.UNAM.1993
2. Ang, A., y Tang, W. Probability concepts in engineering planning and design. New York: John Wiley & Sons, 1984.
3. Aparicio Mijares, F.J. Fundamentos de hidrología de superficie. México, DF. Limusa, 1989.
4. Campos, A.D.F. Modelo probabilístico simple para análisis de frecuencias en registros hidrológicos extremos con tendencia. IMTA. Tecnología y Ciencias del agua. Vol. 7. Morelos, México, 2016.
5. CENAPRED. Diagnóstico de peligros e identificación de riesgos de desastres en México. Primera Edición. México, 2001.
6. CONACYT. La geotecnia en la seguridad de presas y estructuras terreas en México. Academia de Ingeniería de México. Ciudad de México, 2017.
7. Felicísimo, A. M. Modelos Digitales de Terreno. Introducción y aplicaciones en las ciencias ambientales. Oviedo. Pentalfa.1994.
8. Hincapié, C., Domínguez, R. y Arganis, M. Actualización de las avenidas de diseño y tránsito de las avenidas por los vasos del sistema de presas del río Santiago. Instituto de ingeniería UNAM, (2017):3-5.
9. Lozoya Corrales. J.O. Cierre de cauce. Capítulo 16 del Manual de Ingeniería de Ríos. Instituto de Ingeniería, UNAM. CONAGUA. México, 1998.
10. Marengo, M.H. Obras de desvío en proyectos hidráulicos, aspectos de diseño y construcción.: Unidad de Promoción y Comunicación del Instituto de Ingeniería. Ciudad de México, México, 2019.
11. Marengo, M.H., Arreguín, I. F., y Romero, I. Evaluación de Riesgos en Proyectos Hidráulicos de Ingeniería, Incertidumbres y Confiabilidad. Tecnología y Ciencias del Agua 1, n° 4 (2010): 5-35.
12. Ministerio de energía y minas, Perú. Guía para el diseño de tapones para el cierre de labores mineras. Primera edición. Septiembre, 2007.
13. Petrova, K.N. Geomorfología Estructural Aplicada. Instituto de Geografía, UNAM. 1975:5-9.

14. PMI. Fundamentos para la dirección de proyectos. Cuarta Edición. Newtown Square, Pennsylvania.: 2008.
15. Sotelo Ávila, G. Hidráulica de canales. México, D.F.: Limusa, 2002.
16. Sotelo Ávila, G. Hidráulica general. Vol. 1. México, D.F.: Limusa, 1979.
17. USBR. Diseño de Presas Pequeñas. México, D.F.: CECSA, 1976.
18. USBR. Diversion tunnels design criteria, monograph 19. s.f
19. Valdez, C.E., González, V.A.B. Impacto Ambiental. México, D.F.: IMTA, 1994.
20. Yen, B. C. Open Channel flow resistance. Journal of Hydraulic Engineering 1, n° 128 (2002): 20-39