



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LOS TAPONES EN LOS
TÚNELES DE LA OBRA DE DESVÍO DEL P.H. LAS CRUCES**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

RICARDO ALAN SÁNCHEZ COLIN

DIRECTOR DE TESIS:

ING. MARCOS TREJO HERNÁNDEZ

Ciudad Universitaria, México, 2015





UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/019/15

Señor
RICARDO ALAN SÁNCHEZ COLIN
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. MARCOS TREJO HERNÁNDEZ, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LOS TAPONES EN LOS TÚNELES DE LA OBRA DE DESVÍO DEL P.H. LAS CRUCES"

- INTRODUCCIÓN
- I. PRESAS-ASPECTOS GENERALES
- II. P.H. LAS CRUCES
- III. CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO
- IV. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LOS TAPONES EN LOS TÚNELES DE LA OBRA DE DESVÍO
- V. CUANTIFICACIÓN Y PROYECTO EJECUTIVO
- VI. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 17 de marzo del 2015.
EL PRESIDENTE

M.I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

JLTS/MTH*gar.

Cuernavaca, Morelos a 17 de Abril del 2015

Asunto: Carta de Autorización

A QUIEN CORRESPONDA:

Por medio del presente escrito y de acuerdo a lo señalado en Ley Federal del Derecho de Autor, autorizo al Sr. Ricardo Alan Sánchez Colin la utilización de información relacionada al Proyecto Hidroeléctrico Las Cruces, Nayarit, así como su distribución por cualquier medio ya sea impreso, electrónico o cualquier otro, para fines meramente académicos en la realización de su tesis a nivel Licenciatura, en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM.

La autorización será vigente durante el tiempo que sea adecuado, sin embargo dicha autorización podrá ser restringida mediante escrito.

Atentamente



Ing. Raymundo U. Padua Fernández
Responsable del Grupo Técnico Cuernavaca
Comisión Federal de Electricidad

Agradecimientos

Doy gracias a Dios por la fortaleza que me da a cada instante y por ser guía en mí camino; en ocasiones difícil más no imposible.

Gracias a mis padres y hermanos por su apoyo incondicional y paciencia inagotable, en especial a mi madre por su dedicación y esfuerzo.

Gracias al Ing. Raymundo U. Padua Fernández, quien como jefe y amigo me brindó su apoyo en todo momento a pesar de las circunstancias. Así mismo agradezco a la CFE por darme la oportunidad de tomar como referencia uno de sus proyectos hidroeléctricos en la realización de mi tesis.

Gracias al Ing. Marcos Trejo Hernández, de quien aprendí cosas invaluable para la vida profesional y diaria. Un profesor ejemplar y afortunadamente mi director de tesis.

Gracias a Ana C. Antonio Maya por todos esos pequeños detalles que hacen la diferencia; no es lo mismo oír que escuchar... tu siempre me has escuchado... Te has convertido en una persona sumamente importante en mi vida.

En general agradezco a todos aquellos que confiaron y creyeron en mí y que sin darse cuenta se convirtieron en piezas fundamentales de un rompecabezas que hemos logrado terminar.

RICARDO ALAN SÁNCHEZ COLIN

“Mientras el río corra, los montes hagan sombra y en el cielo haya estrellas deberá durar la memoria del beneficio recibido en la mente del hombre agradecido.”

Virgilio

ÍNDICE GENERAL

Introducción.....	11
1 PRESAS – ASPECTOS GENERALES.....	13
1.1 Definición de presa	13
1.2 Importancia de las presas.....	13
1.2.1 Riego	14
1.2.2 Aplicaciones domésticas y municipales.....	15
1.2.3 Usos Industriales	15
1.2.4 Abastecimiento	15
1.2.5 Recreo	16
1.2.6 Control de Inundaciones.....	16
1.2.7 Producción de energía eléctrica	17
1.3 Clasificación de presas	18
1.3.1 Presas de tierra	19
1.3.2 Presas de gravedad.....	20
1.3.3 Presas de escollera	22
1.3.4 Presa de arco	22
1.3.5 Presas de contrafuertes.....	24
1.3.6 Otros tipos	24
1.4 Presa de concreto compactado con rodillo (CCR).....	25
2 P.H. LAS CRUCES	26
2.1 Obra de Contención.....	28
2.2 Obra de Desvío.....	29
2.3 Obra de Excedencias	32
2.4 Obra de Generación	37
3 CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL	40
3.1 Análisis de estabilidad	40
3.1.1 Factor de seguridad al deslizamiento	41
3.1.2 Factor de seguridad a la flotación.....	41
3.1.3 Factor de seguridad al volteo	42
3.2 Análisis estructural.....	43
3.3 Diseño estructural	44

4	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LOS TAPONES EN LOS TÚNELES DE LA OBRA DE DESVÍO	46
4.1	Descripción de la estructura	46
4.2	Sistema de Unidades.....	53
4.3	Materiales	54
4.3.1	<i>Concreto</i>	<i>54</i>
4.3.2	<i>Acero de refuerzo</i>	<i>54</i>
4.4	Condiciones de frontera (apoyos).....	54
4.5	Análisis de estabilidad	59
4.5.1	<i>Cálculo de la longitud de los tapones de acuerdo al diseño por corte.....</i>	<i>59</i>
4.5.2	<i>Cálculo de la longitud de los tapones con base en el análisis de estabilidad contra deslizamiento</i>	<i>63</i>
4.5.3	<i>Cálculo de la longitud de los tapones basado en la resistencia al corte en la interfaz concreto-roca</i>	<i>66</i>
4.5.4	<i>Cálculo de la longitud del tapón de acuerdo al diseño por flexión de viga gruesa.....</i>	<i>68</i>
4.5.5	<i>Cálculo de la longitud de los tapones debido a falla por infiltración excesiva.</i>	<i>70</i>
4.5.6	<i>Revisión por fractura hidráulica</i>	<i>72</i>
4.6	Cálculo de la longitud de los tapones por ariete hidráulico debido a carga sísmica.....	74
4.7	Condiciones de carga	78
4.7.1	<i>Peso propio (D).....</i>	<i>78</i>
4.7.2	<i>Empuje hidrostático (E_w).....</i>	<i>78</i>
4.7.3	<i>Cargas de roca (H_R).....</i>	<i>78</i>
4.7.4	<i>Inyección de contacto concreto-roca (I_C).....</i>	<i>79</i>
4.7.5	<i>Empuje de agua por sismo (E_{ws}).....</i>	<i>79</i>
4.8	Combinaciones de carga	79
4.9	Factores de carga aplicados al análisis estructural	80
5	CUANTIFICACIÓN Y PROYECTO EJECUTIVO.....	82
5.1	Proyecto ejecutivo	84
5.2	Ejemplo de Cuantificación	85
5.2.1	<i>Software CAD.....</i>	<i>86</i>
5.2.2	<i>Triangulación del terreno y del proyecto.....</i>	<i>87</i>
5.2.3	<i>Sólido del proyecto y terreno</i>	<i>89</i>
5.2.4	<i>Cuantificación de la excavación</i>	<i>90</i>

5.2.5	<i>Método alternativo para la cuantificación.....</i>	92
6	CONCLUSIONES.....	93
	GLOSARIO.....	95
	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	104

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Ejemplo de presa.....	13
Figura 1.2. Presa Tres Gargantas, China.....	14
Figura 1.3. Esquema general de presa hidroeléctrica	18
Figura 1.4. Presa de tierra homogénea	19
Figura 1.5. Presa de tierra heterogénea.....	20
Figura 1.6. Presa de gravedad	21
Figura 1.7. Presa de arco	22
Figura 1.8. Presa Hoover, tipo arco-boveda, entre los estados de Arizona y Nevada	23
Figura 1.9. Presa de contrafuertes	24
Figura 2.1. Ubicación y acceso al sitio del P. H. Las Cruces.	26
Figura 2.2. Planta general del proyecto hidroelectrico Las Cruces, Nayarit.....	27
Figura 2.3. Esquema de la obra de contencion	28
Figura 2.4. Arreglo general de la obra de desvío.....	29
Figura 2.5. Portal de entrada y ataguia aguas arriba	30
Figura 2.6. Perfil de la estructura de control.....	32
Figura 2.7. Planta general de obra de excedencias	34
Figura 2.8. Perfil de la obra de excedencias por eje del vertedor	35
Figura 2.9. Corte esquematico de las obras de generación	37
Figura 2.10. Arreglo conceptual de la casa de máquinas.....	39
Figura 3.1. Diagrama de convenciones para la lectura de los datos sap2000	43
Figura 4.1. Localización de los tapones de cierre en planta.....	46
Figura 4.2. Perfil por el eje del túnel de desvío 1	47
Figura 4.3. Perfil por el eje del túnel de desvío 2	48
Figura 4.4. Sección de excavación de los túneles de desvío en la zona del tapón.....	49
Figura 4.5. Diseño típico de cargas para el diseño por corte	59
Figura 4.6. Diagrama de diseño por corte	60
Figura 4.7. Posible mecanismo de falla por gradiente excesivo.....	71
Figura 4.8. Sección trasversal por el tapón de cierre del túnel de desvío	72
Figura 5.1. Ejemplo esquematico del diagrama de gantt	84

Figura 5.2. Planta general de la obra de generacion donde se aprecia el desfogue	85
Figura 5.3. Dibujo en 3D realizado con software CAD	86
Figura 5.4. Civil CAD. Módulo adicional para algunos programas CAD.....	86
Figura 5.5. Dibujo realizado en Civil 3D	87
Figura 5.6. Curvas de nivel del terreno donde estará el desfogue	88
Figura 5.7. Terreno triangulado	88
Figura 5.8. Desfogue dibujado en 3D para poder triangular.....	89
Figura 5.9. Triangulación del desfogue	89
Figura 5.10. Sólido del terreno donde se ubicará el desfogue	90
Figura 5.11. Vista general terreno-proyecto	91
Figura 5.12. Volumen a excavar para realizar el desfogue	91
Figura 5.13. Información que despliega el comando massprop de un sólido.....	92
Figura 5.14. Secciones proyecto-terreno para obtener el volumen a excavar	92

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1. Factores de seguridad mínimos admisibles	40
Tabla 4.1. Propiedades índices de la roca intacta.....	50
Tabla 4.2. Propiedades mecánicas de la roca intacta	51
Tabla 4.3. Calidad del macizo rocoso en función del RQD	52
Tabla 4.4. Calidad del macizo rocoso en función del RMR	52
Tabla 4.5. Parámetros de resistencia del macizo rocoso. Criterios Mohr-Coulomb y Hoek-Brown	53
Tabla 4.6. Gradientes hidráulicas de diseño para taponés de túnel (según Benson, 1989)	70
Tabla 4.7. Combinaciones de carga consideradas para el modelo de análisis estructural	80
Tabla 4.8. Factores de mayoración para las cargas consideradas	81
Tabla 5.1. Elementos que conforman un presupuesto	83

INTRODUCCIÓN

Para establecer un proyecto hidroeléctrico, es necesario definir, el objetivo que se pretende con su realización, las características técnicas necesarias así como las limitaciones establecidas en su integración.

Un aspecto importante es integrar el propósito de sustentabilidad a todo proyecto, entendiendo, desde nuestro punto de vista y en función de los postulados del PNUD (Programa de Naciones Unidas para el Desarrollo), que la sustentabilidad implica proponer proyectos que resulten ambientalmente aceptables, socialmente deseables, económicamente factibles y técnicamente posibles.

Cabe mencionar que no todos los proyectos hidroeléctricos construidos y muchos de los que quedan por construirse cumplen con lo anterior, incluso, se podría decir que pocos lo hacen; no es posible hablar de generación limpia cuando para su obtención han sido desplazadas muchas comunidades, han sido inundadas tierras aptas para el cultivo y zonas boscosas, alterado dramáticamente el régimen de las corrientes y deteriorado o eliminado el hábitat de muchas especies de flora y fauna.

Por otra parte un proyecto de esta magnitud conlleva una coordinación multidisciplinaria ya que reúne a ingenieros especializados en estructuras, mecánica de materiales, geólogos, geofísicos, hidrólogos, hidráulicos, etc. quienes aseguran que toda la ingeniería y las consideraciones de diseño se integran propiamente en el proyecto global. Algunos de los aspectos críticos del análisis y proceso del diseño que requieren especial cuidado y coordinación son:

- a) Datos preliminares de geología.
- b) Estudio y selección de bancos de materiales para los agregados.
- c) Evaluación de la viabilidad técnica y económica de diferentes secciones constructivas, materiales a emplear, técnicas de construcción y equipo a emplear, tiempos de construcción y el análisis de eventos extraordinarios en la etapa de construcción que sean necesarios a prever, para evitar poner en peligro la obra construida.

- d) El tamaño y tipo de la obra de toma y del vertedor de demasías se debe definir durante las fases tempranas de diseño, conjuntando todas las disciplinas involucradas. Estos proyectos impactarán significativamente en la configuración de la cortina, en la seguridad durante la construcción y en su funcionamiento. Las características hidráulicas especiales como cantidad y calidad del agua, determinan las estructuras de control y deben ser analizadas en forma conjunta entre hidrólogos, hidráulicos y electromecánicos.

- e) Modificaciones en la configuración de la estructura durante la construcción debido a las variaciones inesperadas en la base o cimentación, donde se construirá la cortina. Las modificaciones durante la construcción son costosas y debe evitarse si es posible por medio de una razonable holgura en el tiempo del programa de exploración durante la fase del diseño. Sin embargo, cualquier cambio en la capacidad de carga de la cimentación o en la estructura de la roca, en que el diseño se basó debe ser totalmente evaluado por el ingeniero estructurista.

En general el presente trabajo expone la metodología para garantizar la seguridad estructural de los tapones en los túneles de la Obra de Desvío del P.H. Las Cruces, lo cual se logra mediante el cumplimiento de una serie de condiciones que consideran que las funciones para las que fueron diseñados pueden realizarse de manera segura. Estas condiciones aplican tanto para el uso previsto como para su periodo de construcción. Los lineamientos que nos regirán son los establecidos en los manuales del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los E.U.A (por sus siglas en Inglés USACE).

En general las estructuras deben ser revisadas por estabilidad y por resistencia. En el primer caso, con base en el dimensionamiento general, se verifica la estabilidad de la estructura contra volcamiento, deslizamiento y flotación, teniendo en cuenta las fuerzas actuantes que permitieran confirmar las dimensiones de la estructura. Para la revisión por resistencia, se determinarán las fuerzas que producen los máximos esfuerzos en los elementos estructurales por carga axial, flexión y cortante con lo cual se calcula el acero de refuerzo requerido en cada uno de ellos. La presente tesis solo abarca el primer caso.

1 PRESAS – ASPECTOS GENERALES

1.1 Definición de presa

En ingeniería se denomina presa o represa a un muro grueso de piedra u otro material, como concreto, material suelto o granular, que se construye a través de un río, arroyo o canal para almacenar el agua y elevar su nivel, con un fin particular.

Una presa es una estructura que se sitúa en una corriente de agua para embalsarla y/o desviarla para su posterior aprovechamiento o para proteger una zona de sus efectos dañinos, obsérvese la FIGURA 1.1.

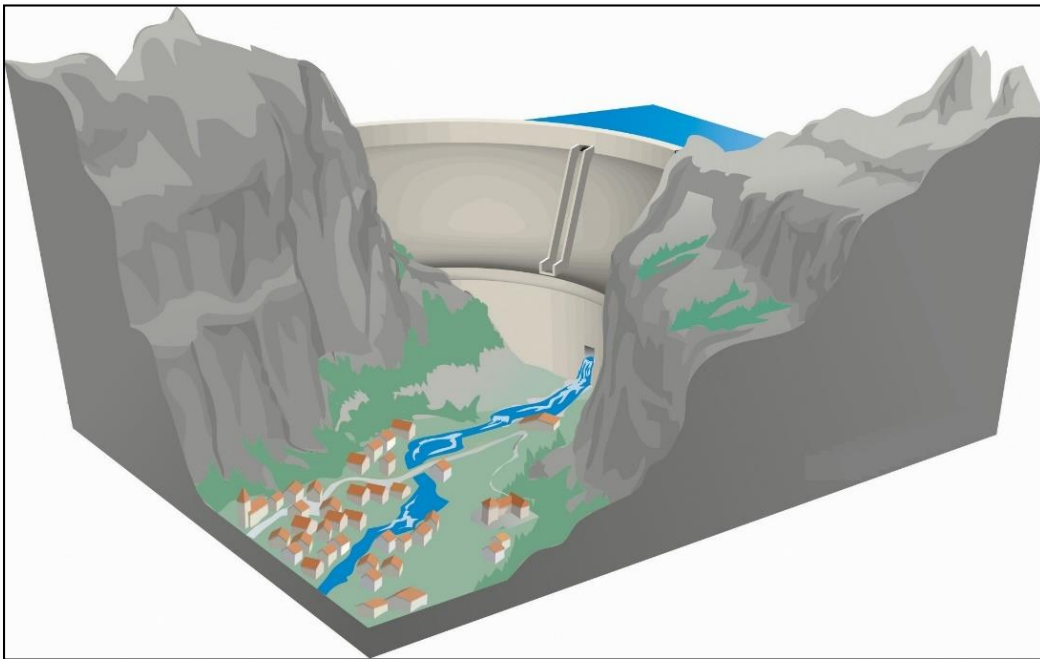


FIGURA 1.1. EJEMPLO DE PRESA

1.2 Importancia de las presas

En la antigüedad, las presas eran construidas con un único propósito, suministro de agua o riego. Conforme se desarrollaron las civilizaciones, hubo más necesidades por cubrir como es el control de inundaciones, la navegación, el control de sedimentos y la generación de energía. Actualmente una presa puede ser multipropósitos, debido a que la población recibe beneficios domésticos y económicos de una sola inversión.

Basándose en el Registro Mundial de Presas (World Register of Dams) se tiene que entre las presas de propósito único, el 48% son para el riego, 17% para la energía hidroeléctrica y 13% para el suministro de agua; mientras que el porcentaje restante son para el control de inundaciones, la recreación, la navegación y la piscicultura. Por ejemplo la presa Tres Gargantas (FIGURA 1.2) ubicada en el curso del río Yangtsé en China, tiene como propósito principal la generación eléctrica.



FIGURA 1.2. PRESA TRES GARGANTAS, CHINA

1.2.1 Riego

El agua almacenada debe ser suficiente para regar eficientemente (considerando las escaseces ocasionales) a un costo razonablemente económico por hectárea tanto por lo que toca a la inversión de capital como al costo de operación, mantenimiento y reposiciones. La calidad del agua debe ser tal que no sea peligrosa para los cultivos o para los suelos en que vaya a usarse. Si el sistema de distribución va a funcionar por gravedad, el vaso debe de quedar lo suficientemente alto con relación a la superficie regada para que exista la carga hidráulica suficiente para obtener los gastos necesarios.

1.2.2 Aplicaciones domésticas y municipales

La cantidad de agua debe ser suficiente para satisfacer las necesidades. Se debe tener en cuenta la demanda existente y un incremento para hacer frente a un aumento razonable de las necesidades.

Las características del agua deben ser tales que puede hacerse potable y útil para los usos domésticos y la mayoría de los municipales con métodos de tratamiento económicos. Deben de cumplirse las disposiciones sanitarias oficiales respecto a pureza bacteriológica. Las normas respecto a gusto, color, olor y dureza, pueden variar con las distintas regiones del país. El grado en que pueden ser corregidas las características nocivas, dependerá de la naturaleza y concentración, y del costo de las instalaciones necesarias para su purificación. Es conveniente el control y la protección de las cuencas de los embalses de suministro de agua municipal y aunque no se pueda comprar toda la cuenca ni protegerla de la contaminación, se debe realizar un esfuerzo para establecer una vigilancia del contorno de la superficie del embalse.

1.2.3 Usos Industriales

Aunque la calidad del agua para servicios municipales, es por lo general suficientemente buena para usos industriales, algunos procesos industriales requieren normas más exigentes con respecto a que no deben contener sustancias químicas perjudiciales para los equipos o productos manufacturados.

1.2.4 Abastecimiento

La calidad del agua para el consumo debe ser adecuada para este fin; el deposito deberá estar situado donde exista fácil acceso, ya sea directo o por medio de un empleo económico de canales o tuberías.

1.2.5 Recreo

Se deben de tener en cuenta los siguientes factores:

- a) Debe haber un suministro de agua adecuado, teniendo en cuenta las pérdidas de evaporación, que mantengan el nivel del agua dentro de los límites supuestos como básicos, para el aprovechamiento de las orillas con fines de recreo o residenciales.
- b) El agua debe estar exenta de contaminación dentro de unos límites prácticos.
- c) Si uno de los fines es la utilización como playa, debe haber una profundidad de agua adecuada, junto con una orilla de pendiente suave.
- d) Cuando se prevea que vaya a existir recreo de diversos tipos, la orilla se debe dividir en zonas para garantizar la propiedad y para establecer una separación entre los distintos usos, tales como zonas residenciales, camping, lugar de excursión, baños o navegación. Se debe de establecer un mínimo de instalaciones y seguridades para uso público, tales como carreteras de acceso, aparcamientos, muelles para embarcaciones y ayudas sanitarias. También se suele establecer, en régimen de concesión, servicios como hoteles y tiendas.
- e) La orilla debe tener una pendiente adecuada donde sea posible. Para que un ligero descenso del nivel del agua descubra un área mínima. La superficie normal del nivel medio del agua no debe incluir zonas extensas con poca pendiente, que pueden ser antiestéticas al ponerse al descubierto, el probable uso de los terrenos de las orillas debe considerarse en el plan general y en la estimación de las servidumbres necesarias; en el caso, por ejemplo, de avenidas con pequeña probabilidad de ocurrencia, estas servidumbres son menos costosas que la compra inmediata y permite el uso privado de las orillas.

1.2.6 Control de Inundaciones

En el estudio y proyecto de las obras y estructuras para el control de avenidas deberán considerarse los siguientes factores:

- a) La relación del costo del control a los beneficios obtenidos por la reducción de los daños acumulados, debe ser favorable en comparación con otros procedimientos con los que se obtengan beneficios semejantes, tomando en consideración el interés público.

-
- b) El almacenamiento temporal debe ser suficiente para disminuir los gastos máximos o para disminuir la frecuencia de las avenidas menores.
 - c) Hasta donde sea posible, el método de control deberá ser automático en vez de manual.
 - d) Cualquier control deberá ser efectivo. Una seguridad hipotética aguas abajo es más peligrosa que una ausencia absoluta de control.

1.2.7 Producción de energía eléctrica

Este tipo de presas utilizan el agua para generar electricidad sin emitir ningún tipo de gas de efecto invernadero o desecho tóxico nocivo al ambiente. El agua es almacenada al obstruir el cauce original del río, una vez que se tiene un desnivel adecuado entre el embalse y el cauce original, se deja correr por medio de gravedad por una tubería a presión hasta llegar a la turbina hidráulica, ésta gira por la fuerza del agua, moviendo a la vez a un generador eléctrico; el cual produce la energía eléctrica que a través de líneas de transmisión llega a las poblaciones o hasta el sitio donde será aprovechada, obsérvese la FIGURA 1.3. Con este principio, que pareciera sencillo y fácil, se logra generar energía eléctrica limpia, sin quemar combustible fósil. Este proceso no modifica las propiedades iniciales del agua, de hecho, esta se puede utilizar para cualquier otro fin que se tenga después, como por ejemplo: agua potable o generación eléctrica con una presa aguas abajo. Para el abastecimiento de electricidad de un país como México, la necesidad de contar con un bloque de energía lo suficientemente grande, estable y que esté a disposición cuando se necesite hace a las presas, como generadoras de energía limpia, la mejor opción para satisfacer esta necesidad. Estas cuentan con la ventaja de entrar o salir de operación en unos cuantos minutos, sin poner en riesgo la infraestructura que las produce y no están sujetas a los cambios constantes del combustible de las centrales térmicas convencionales.

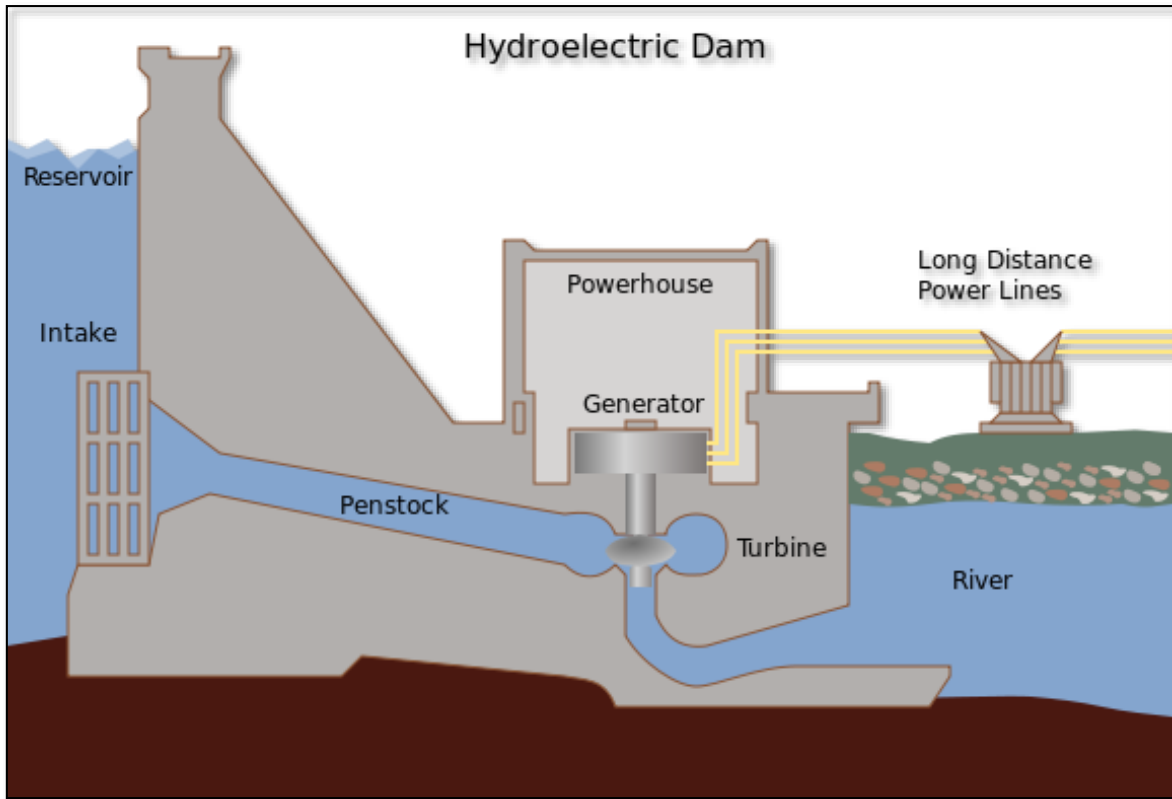


FIGURA 1.3. ESQUEMA GENERAL DE PRESA HIDROELÉCTRICA

1.3 Clasificación de presas

Las presas se pueden clasificar de varias formas, según el objeto que se persiga. En general conviene clasificarlas en tres aspectos muy amplios: por su función, por sus características hidráulicas y por los materiales empleados en su construcción.

- De acuerdo a su función se clasifican en: presas de embalse, derivación o retención y se completa esta clasificación teniendo en cuenta las distintas funciones específicas que van a cumplir.
- Según sus características hidráulicas. Las presas pueden clasificarse como presas vertedoras o no vertedoras.

Se denominan presas vertedoras a las que pueden verte por la coronación. Deben construirse con materiales que el agua no erosione cuando vierte. Los materiales empleados son: concreto, mampostería, acero y madera, salvo en el caso de estructuras de muy poca altura.

Las presas no vertedoras son aquellas que han sido proyectadas para que no viertan por su coronación. Este tipo de presa permite el empleo en su construcción de tierra y escollera.

- La clasificación más comúnmente empleada en el estudio de las distintas soluciones del proyecto, se basa en los materiales que se van a utilizar en la construcción. Esta clasificación admite incluso la diferenciación del tipo estructural, como, por ejemplo, presa de gravedad o presa de arco. Por tal razón a continuación se aborda de manera más amplia.

1.3.1 Presas de tierra

Las presas de tierra son el tipo más común, debido principalmente a que en su construcción se utilizan los materiales en estado natural con un proceso mínimo. Además, los requisitos de cimentación para este tipo de presas son menos rigurosos que en otros. Es probable que siga predominando el empleo de presas de tierra en embalses; en parte porque el número de emplazamientos adecuados para estructuras de concreto va disminuyendo, debido al gran desarrollo que han tenido los aprovechamientos hidráulicos, especialmente en regiones áridas, o semiáridas, en donde es fundamental el almacenamiento de agua para regadío. Este tipo de presas se dividen en homogéneas (FIGURA 1.4) y heterogéneas o de pantalla (FIGURA 1.5).

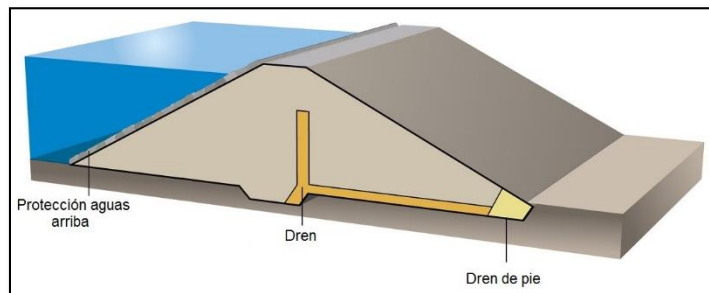


FIGURA 1.4. PRESA DE TIERRA HOMOGÉNEA

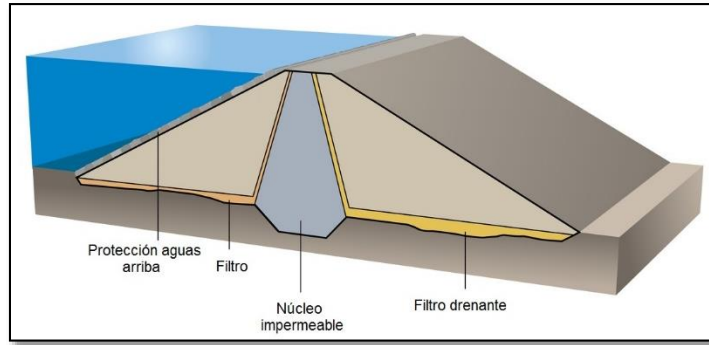


FIGURA 1.5. PRESA DE TIERRA HETÉROGENEA

Aunque en la clasificación de presas de tierra se incluyen varios tipos, el gran proceso conseguido en la maquinaria de excavación, arrastre y compactación ha hecho tan económico el tipo de capas apisonadas, que ha desplazado virtualmente los tipos de presas de tierra de compactación hidráulica o semihidráulica. Esto es particularmente cierto en el caso de pequeñas estructuras, en las que la cantidad de material, relativamente pequeña que hay que transportar, no admitiría el empleo de las grandes instalaciones, que serían necesarias para los otros tipos.

Las presas de tierra requieren aliviaderos independientes. La principal desventaja de una presa de tierra consiste en que puede sufrir daños graves e incluso ser destruida por la erosión producida en el caso de un vertido por coronación, si no se prevé suficiente capacidad para el aliviadero. Esto también puede ocurrir en algunos casos, si no se toman precauciones especiales para evitar que los animales hagan sus madrigueras en ella. En el caso en que el emplazamiento de la presa no esté fuera del cauce, deben tomarse las medidas oportunas para desviarle durante la construcción. Este último procedimiento debe ser utilizado solamente por técnicos que tengan una experiencia previa.

1.3.2 Presas de gravedad

Una presa de gravedad es aquella en la que su propio peso es el encargado de resistir el empuje del agua. El empuje del embalse es transmitido hacia el suelo, por lo que éste debe ser suficientemente estable para soportar el peso de la presa y del embalse. Constituyen las presas de mayor durabilidad y que menor mantenimiento requieren.

Su estructura recuerda a la de un triángulo isósceles ya que su base es ancha y se va estrechando a medida que se asciende hacia la parte superior aunque en muchos casos el lado que da al embalse es casi vertical, véase FIGURA 1.6. La razón por la que existe una diferencia notable en el grosor del muro a medida que aumenta la altura de la presa se debe a que la presión en el fondo del embalse es mayor que en la superficie, de esta forma, el muro tendrá que soportar más presión en el lecho del cauce que en la superficie. La inclinación sobre la cara aguas arriba hace que el peso del agua sobre la presa incremente su estabilidad.

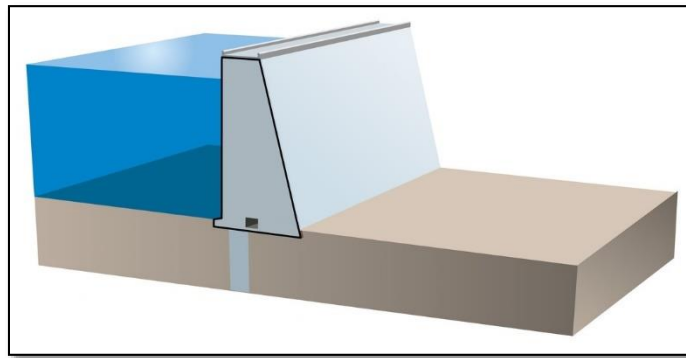


FIGURA 1.6. PRESA DE GRAVEDAD

Las presas de gravedad son la mejor solución en puntos en los que exista una cimentación en roca suficientemente buena, aunque si la presa es de poca altura puede cimentarse sobre terrenos aluviales con tal que se construya una pantalla. Las presas de gravedad pueden ser de planta recta o curva. La planta curva puede ofrecer ventajas en cuanto a seguridad y costo. También en algunas ocasiones la curvatura puede permitir el emplazamiento de parte de la presa en terreno más adecuado para la cimentación.

Dentro de las presas de gravedad se pueden tener:

- De escollera: tierra homogénea, tierra zonificada, CFRD (grava con losa de concreto).
- De concreto: tipo RCC (concreto compactado con rodillo) y concreto convencional.

1.3.3 Presas de escollera

Las presas de escollera se construyen con rocas de todos los tamaños que aseguran la estabilidad y una pantalla impermeable para darle estanqueidad. La pantalla puede ser una capa de suelo impermeable en el paramento de agua arriba, una losa de hormigón, una capa de hormigón asfáltico, planchas metálicas o cualquier otro dispositivo; o puede estar constituida por un núcleo fino de suelo impermeable.

Las presas de escollera, igual que las de tierra, pueden ser dañadas completamente, debido al desbordamiento por coronación y, por lo tanto, debe construirse un aliviadero de capacidad suficiente para prevenir este vertido. Una excepción son las presas de derivación de muy poca altura en las que se proyecta el paramento de escollera para que resista este efecto. Las presas de escollera requieren unos cimientos tales que no se produzcan asentamientos suficientemente grandes como para romper la pantalla de impermeabilización. Los únicos cimientos adecuados son: roca, arena y gravas compactas.

El tipo de presa de escollera es adecuado en emplazamientos remotos en los que exista la posibilidad de obtener una buena roca, no se disponga de un suelo apropiado para la construcción de una presa de tierra, y donde la construcción de una presa de concreto sea excesivamente costosa.

1.3.4 Presa de arco

Es aquella en la que su propia forma es la encargada de resistir el empuje del agua. Debido a que la presión se transfiere en forma muy concentrada hacia las laderas de la cerrada, se requiere que ésta sea de roca muy dura y resistente, véase FIGURA 1.7.

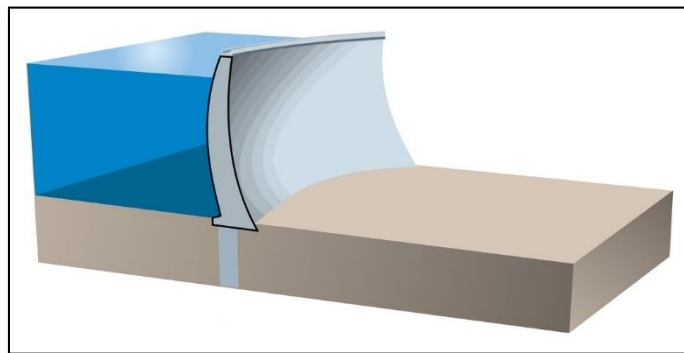


FIGURA 1.7. PRESA DE ARCO

Este tipo de presas, son las más innovadoras en cuanto al diseño y que menor cantidad de concreto requieren para su construcción. La primera presa de arco de la que se tiene noticia es la presa de Vallon de Baume, realizada por los romanos cerca de Glanum (Francia).

➤ **Presas de bóveda o de doble arco**

Cuando la presa tiene curvatura en el plano vertical y en el plano horizontal, también se denomina de bóveda, este es el caso de la presa Hoover (FIGURA 1.8). Para lograr sus complejas formas se construyen con concreto y requieren gran habilidad y experiencia de sus constructores que deben recurrir a sistemas constructivos poco comunes.



FIGURA 1.8. PRESA HOOVER, TIPO ARCO-BOVEDA, ENTRE LOS ESTADOS DE ARIZONA Y NEVADA

➤ Presa de arco-gravedad

Combina características de las presas de arco y las presas de gravedad y se considera una solución de compromiso entre los dos tipos. Tiene forma curva para dirigir la mayor parte del esfuerzo contra las paredes de un cañón o un valle, que sirven de apoyo al arco de la presa. Además, el muro de contención tiene más espesor en la base y el peso de la presa permite soportar parte del empuje del agua. Este tipo de presa precisa menor volumen de relleno que una presa de gravedad.

1.3.5 Presas de contrafuertes

Las presas de contrafuertes (FIGURA 1.9) pueden ser de pantalla y de arcos múltiples. Requieren un 60 por ciento menos de concreto que las presas de gravedad, pero el aumento del encofrado y de las armaduras sobrepasan en muchos casos el ahorro del concreto. El proyecto de presas de contrafuertes se basa únicamente en los conocimientos y criterios obtenidos por la experiencia.

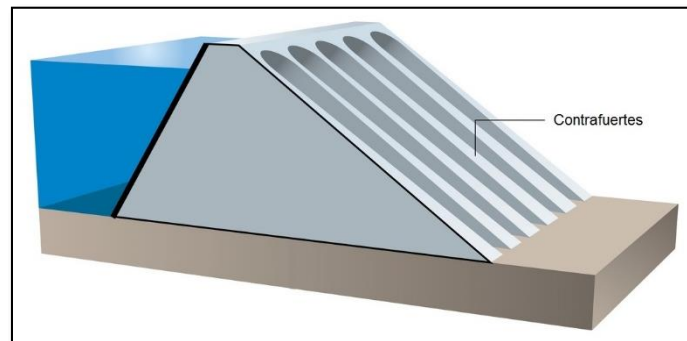


FIGURA 1.9. PRESA DE CONTRAFUERTE

1.3.6 Otros tipos

Se han construido presas de tipos distintos a los anteriores mencionados, pero en la mayoría de los casos su construcción fue motivada por circunstancias especiales. En algunos casos se ha utilizado el acero en recubrimientos y elementos de sustentación. Antes del año 1920 se construyeron algunas de madera, especialmente en el noroeste de los Estados Unidos. La cantidad de mano de obra invertida, junto con la corta vida de la estructura, hace antieconómica esta clase de obras.

1.4 Presa de concreto compactado con rodillo (CCR)

El concreto compactado con rodillo (CCR), se define como un concreto de revenimiento nulo, que se coloca por capas de espesor considerable, mismas, cuya consolidación se realiza con un rodillo liso vibratorio.

Los materiales que componen el Concreto Compactado con Rodillo son los mismos que los utilizados en el concreto convencional: cemento, agregados, agua, adiciones (cenizas volantes, escorias, etc.) y aditivos. Su resistencia depende de la relación agua/cemento (Abrams en 1918); asumiendo agregados limpios, sanos y bien graduados. La resistencia es inversamente proporcional a su relación agua cemento.

El proyecto Las Cruces, Nayarit definido en agosto de 2013, contempla una presa de gravedad de CCR, con una altura de 185 m, considerando la elevación de la corona a la cota 245 msnm y a partir del nivel de desplante, su longitud en la corona es de 830 m con un trazo que se ajusta a las condiciones topográficas, resultando de forma alabeada. El ancho de corona es de 8 m, con talud aguas arriba vertical mientras que el talud aguas abajo es de 0.8:1.

El volumen estimado para la cortina de CCR es de 2,2 Mm³, para el concreto convencional y lanzado de 0.5 Mm³, por lo que se requiere un volumen estimado de concreto para las obras de 2.7 Mm³ aproximadamente.

2 P.H. LAS CRUCES

El Proyecto Hidroeléctrico Las Cruces como se muestra en la FIGURA 2.1 se localizará en la parte central del estado de Nayarit, a 65 km al noroeste de la ciudad de Tepic y a 25 km al noreste del poblado de Ruíz (Cabecera Municipal y Estación del Ferrocarril Central del Pacífico), en los municipios de Ruíz y de Rosamorada. Se ubicará sobre el río San Pedro, a unos 100 metros aguas arriba de la confluencia con el arroyo Rancho Viejo, a 6 km aguas arriba de la confluencia con el arroyo El Naranjo y a 38 km aguas arriba del cruce del río San Pedro con la vía del ferrocarril.



FIGURA 2.1. UBICACIÓN Y ACCESO AL SITIO DEL P. H. LAS CRUCES.

El acceso al sitio donde se plantean las obras, se realizará a partir de la ciudad de Tepic por la carretera federal No. 15, Tepic-Nogales, en el kilómetro 66 se toma la desviación de 5 km a Ruíz, Nayarit, después de 22 km se pasa la población El Venado continuando por un camino pavimentado hasta llegar a los poblados de San Pedro Ixcatán y Presidio, para seguir por una brecha de terracería que concluye en el sitio Las Cruces. La FIGURA 2.2

presenta una planta general en la cual se pueden apreciar las obras principales que conforman el proyecto.

La inversión para el proyecto Hidroeléctrico Las Cruces, Nayarit, será de 7,995 millones de pesos con generación de diez mil empleos durante el proceso.

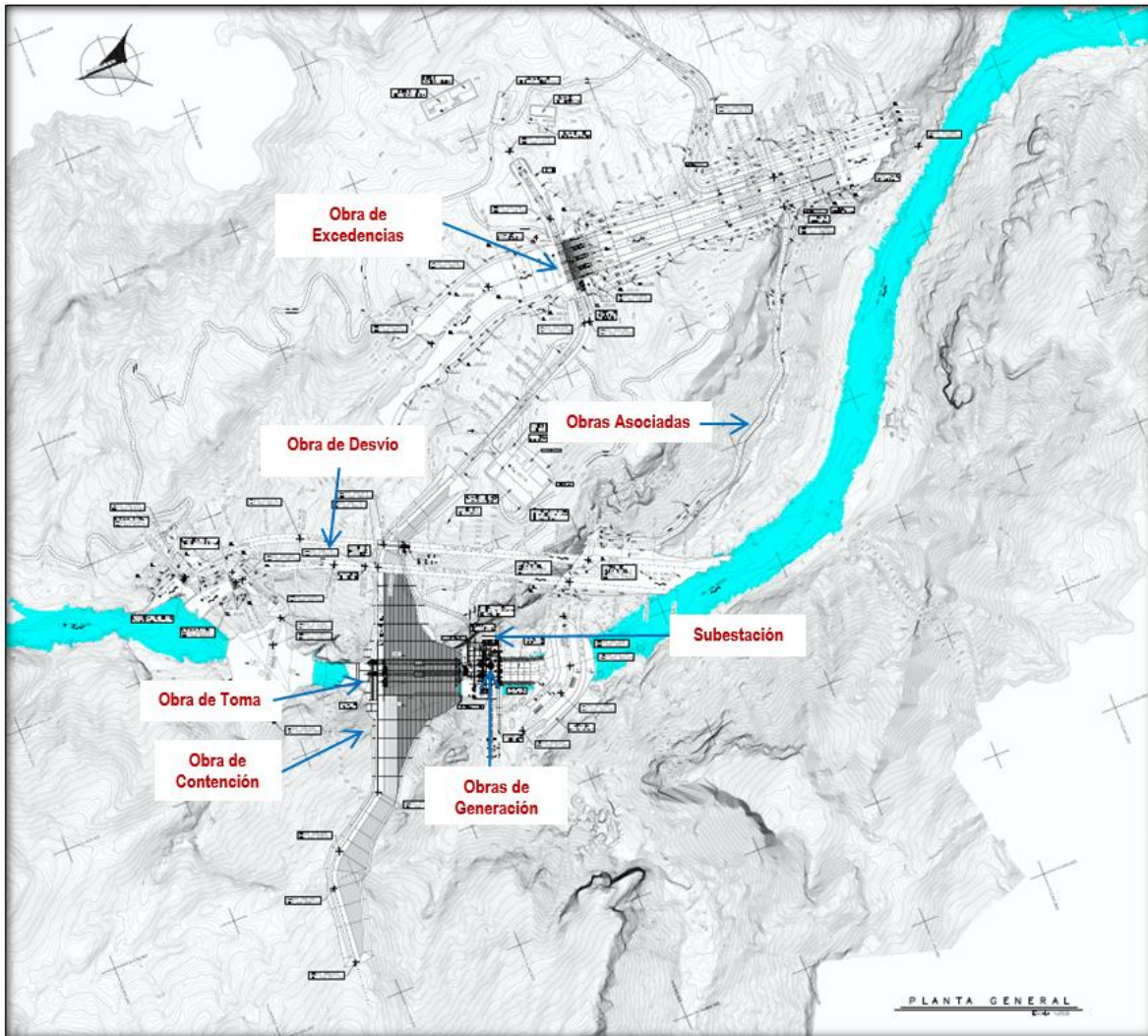


FIGURA 2.2. PLANTA GENERAL DEL PROYECTO HIDROELECTRICO LAS CRUCES, NAYARIT

2.1 Obra de Contención

La obra de contención (FIGURA 2.3) se ha definido como una cortina de gravedad a ser construida en concreto compactado con rodillo CCR, cuyo desplante en el cauce se ha previsto preliminarmente en la elevación 60,00 y coronamiento a la elevación 245,00 con un parapeto que se eleva hasta la El. 246,80. Los niveles representativos del embalse se han definido como EL. 180,00, EL. 238,00 y EL. 243 para el NAMINO, NAMO y NAME respectivamente. El talud de aguas arriba de la cortina se ha definido vertical mientras que en aguas abajo se ha adoptado el 0,80:1 (H:V). La central hidroeléctrica tendrá una capacidad de 240 MW a base de 2 unidades de 120 MW cada una.

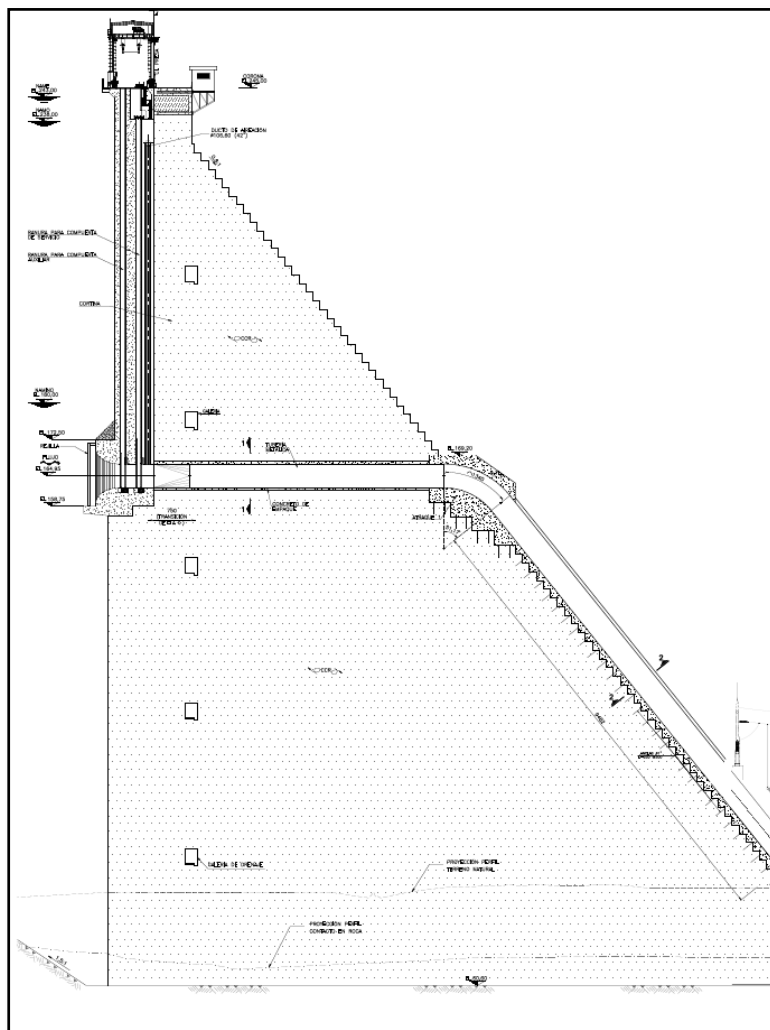


FIGURA 2.3. ESQUEMA DE LA OBRA DE CONTENCION

2.2 Obra de Desvío

La Obra de Desvío constará de dos túneles en sección portal de 14,00 x 14,00 m. Los gastos excedentes, una vez que se cuente con el almacenamiento, serán operados por la Obra de Excedencias prevista para la construcción del proyecto. La estructura de control al funcionar en conjunto con esta, cumple con el objetivo de controlar las avenidas extraordinarias en el Río San Pedro, que en un momento dado pudieran presentarse.

La obra de desvío tiene la capacidad de desalojar 5 540 m³/s de agua, considerando una avenida de 8 840 m³/s asociado a un periodo de retorno de 100 años. Permitiendo la construcción del proyecto sin contratiempos y con la seguridad de retención del flujo del río mediante dos ataguías, con un tirante de 45 y 21 m para la ataguía aguas arriba y aguas abajo respectivamente.

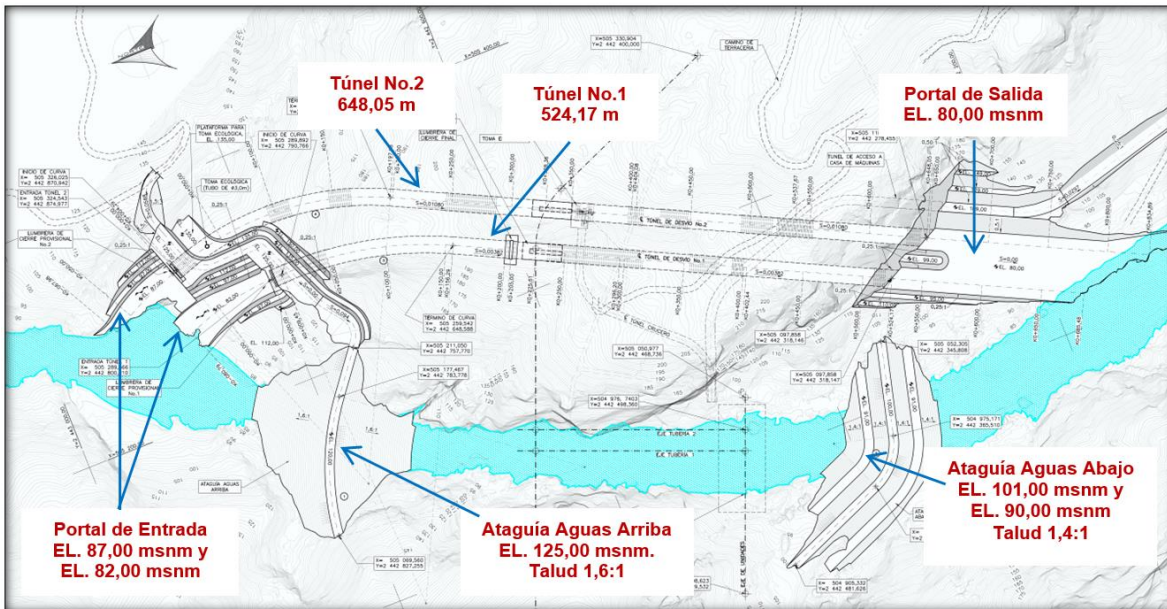


FIGURA 2.4. ARREGLO GENERAL DE LA OBRA DE DESVÍO

El conjunto de obras que constituyen el desvío se puede apreciar en la FIGURA 2.4, mismas que se describen a continuación:

- Ataguía Aguas Arriba.-** Pequeña presa de materiales graduados, con alma de un material impermeable, desplantada sobre el cauce del río a la El. 80,00 msnm (aproximadamente), con una altura de 45 m, una corona de 8 m y taludes en ambas caras de la ataguía de 1,6:1.

- b) **Ataguía Aguas Abajo.-** Pequeña presa de materiales graduados, con alma de un material impermeable, desplantada sobre el cauce del río a la El. 80,00 msnm (aproximadamente), con una altura de 21 m, una corona de 8 m y taludes de 1,4:1 en ambas caras de la misma.
- c) **Portal de Entrada.-** Excavación a cielo abierto al inicio de los dos túneles de desvío, obsérvese FIGURA 2.5; la excavación inicia en las elevaciones 82,00 y 87,00 msnm para el túnel 1 y 2 respectivamente siguiendo un talud ascendente de 0,25:1 y bermas a cada 15 m de altura y 4 m de ancho en paredes laterales y en la pared frontal el talud es totalmente vertical para ambos portales hasta la elevación 125,00 msnm (sin bermas intermedias) que es donde se ubica la plataforma de maniobras para los dos obturadores de cierre provisionales y enseguida continúa el talud frontal con un talud ascendente de 0,25:1 con bermas a cada 15 m y 4 m de ancho.

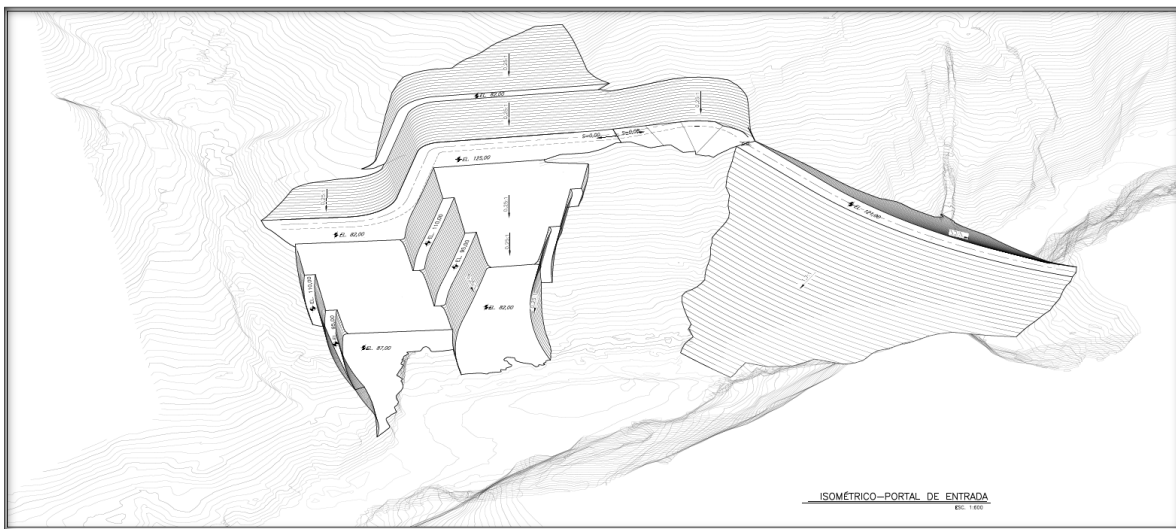


FIGURA 2.5. PORTAL DE ENTRADA Y ATAGUIA AGUAS ARRIBA

- d) **Túneles.-** Dos túneles de sección portal de 14 m de ancho x 14 m de altura, ambos iniciarán en el portal de entrada a la elevación 82,00 y 87,00 msnm con una pendiente de 0,0038 y 0,01080, y una longitud de 524,17 m y 648,05 m, para el túnel 1 y 2 respectivamente, terminando ambos en el talud frontal del portal de salida a la El. 80,00 msnm.

-
- e) **Portal de Salida.-** Excavación a cielo abierto al final de los dos túneles de desvío, la excavación inicia en la elevación 80,00 msnm, siguiendo un talud ascendente de 0,25:1 y bermas a cada 15 m de altura y 4 m de ancho en la pared lateral izquierda, taludes ascendente de 0,5:1 y 0,25:1 con berma a cada 15 m de altura, 4 y 8 m de ancho en la pared lateral derecha; para la pared frontal un talud ascendente de 0,25:1 sin bermas intermedias.
- f) **Lumbreras de cierre provisional.-** Una lumbrera de concreto al inicio de cada túnel con un abocinamiento de concreto con arista redonda de 2 m de diámetro en el contorno de la sección portal del túnel, la lumbrera de cierre provisional No.1 alojará una compuerta de 14x14m mientras que la lumbrera No.2 alojará dos compuertas de 7x14 m apoyadas en un pila ubicada al centro de la lumbrera para redirigir el cauce del río al interior del túnel y una losa de protección de 15 m de longitud en cada túnel. Las dimensiones de las lumbreras de cierre provisional deberán adecuarse a la geometría de compuertas y equipos electromecánicos existentes.
- g) **Lumbrera de cierre final.-** Excavación vertical en roca de sección rectangular que alojará dos paredes laterales de concreto y una ampliación en la intersección con el túnel de desvío No. 1 para el montaje y alineamiento de los rieles de acero que servirán como guías para el deslizamiento de la compuerta metálica de 7x14 m desde la superficie hasta el nivel de piso terminado del túnel para el cierre parcial o definitivo del mismo.
- h) **Tapones de concreto.-** Estructuras de concreto masivo de sección portal 14x14 m ubicadas en el interior de cada túnel en el cadenamiento que intersecta con el eje de la pantalla impermeable de la cortina, diseñados para sellar definitivamente el paso del flujo retenido en el embalse durante el llenado y funcionamiento de la presa en sus diferentes tirantes de diseño; estos tapones generalmente van reforzados en la pared en contacto con el agua retenida en el embalse.
- i) **Marcos de Ademe.-** Marcos de acero empacados con concreto ubicados en diferentes zonas a lo largo de los dos túneles para la estabilidad del túnel durante la construcción y funcionamiento del proyecto; las zonas principales donde se ubicarán estos marcos son en los empotramientos para la entrada y salida de cada túnel, la intersección con la lumbrera de cierre final, intersección con otros túneles o socavones y zonas inestables.

2.3 Obra de Excedencias

La Obra de Excedencias está destinada a desalojar el volumen excedente de las avenidas que se presenten durante su vida útil; la FIGURA 2.7 y FIGURA 2.8 presentan una planta y perfil general respectivamente de dicha Obra, la cual permite apreciar las estructuras que la componen, mismas que serán descritas a continuación:

- a) **Canal de llamada.** Tiene una longitud de 210 m, localizada en la parte alta de la margen izquierda, en una depresión topográfica formada por la erosión de la roca afectada por la falla Los Bueyes, al inicio el piso quedará en la elevación 216 msnm y posteriormente en la cota 211msnm, véase FIGURA 2.7. La Sección es trapezoidal y se convierte a rectangular al aproximarse en la zona del cimacio.
- b) **Estructura de control** (FIGURA 2.6). Consta de un cimacio tipo Creager con paramento vertical de 7 m, carga hidráulica de diseño de 24,5 m y 4 compuertas radiales de 12 m de ancho y 20,393 m de alto para control de las avenidas. La cresta del cimacio se ubica en la elevación 218,50 msnm. El gasto de ingreso al embalse es de 11 950 m³/s, correspondiente a un periodo de retorno conjunto de 10 000 años y un gasto de salida o diseño de 10 930 m³/s.

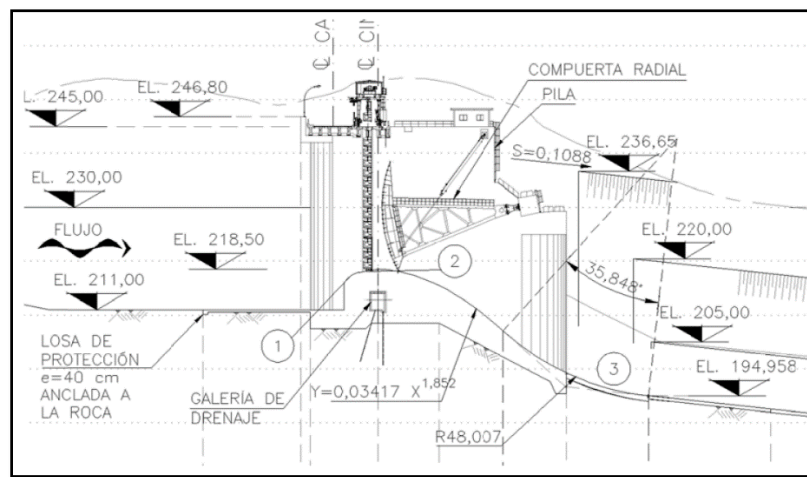


FIGURA 2.6. PERFIL DE LA ESTRUCTURA DE CONTROL

En el contacto del cimacio con la roca se colocan anclas para fijar el concreto a la roca, aquellas que estén fuera del plano de estanqueidad no se considerarán en el análisis de estabilidad de la estructura de control. Principalmente el anclaje

proyectado, tiene por objeto mejorar la liga del concreto con la roca y minimizar el riesgo de fallas potenciales de desplazamiento bajo el cimacio.

Las vigas testeras consisten en vigas de concreto postensado, coladas en sitio, localizadas en la cara de aguas abajo de la pila del vertedor y ancladas en las pilas por medio de cables postensados. La cara inferior de las vigas testeras estará simplemente apoyada en las pilas del vertedor. El número de vigas requeridas son cinco: tres vigas centrales y dos vigas extremas. Las pilas del vertedor, en las proximidades de dicha viga, serán construidas en concreto con la misma calidad de la viga testera.

- c) **Canal de descarga.** Es de sección rectangular (véase FIGURA 2.7 y FIGURA 2.8), la plantilla del cimacio termina en la cota 207,408 msnm y continua con una curva convexa de 48,00 m de radio, siguiendo con un tramo recto y pendiente de 0,1088 hasta la cota 170,209 msnm, seguida de una curva cóncava de radio 225 m y una longitud de curvatura de 37,22 m a la cota 163,14 msnm conectando con un tramo recto y pendiente de 0,2809 hasta la cota 140,18 msnm en donde comienza la cubeta de lanzamiento.

- d) **Aireadores.** Cuando la velocidad del flujo en la rápida de un vertedor es muy alta, una manera de proteger su superficie contra el peligro de cavitación es usar aireadores, los cuales son dispositivos a través de los que se introduce aire en el flujo de agua. con el objetivo de evitar la cavitación en el canal de descarga se proponen dos aireadores a lo largo del canal.

- e) **Cubeta deflectora.** La función de la estructura terminal es disipar un alto porcentaje de la energía que posee el flujo de agua, ese objetivo se consigue lanzando el agua libremente para que libere su energía por choque. La cubeta deflectora tendrá un radio de 50 m y ángulo de salida de 30°, cuyo labio es la elevación 145,00 msnm, se tiene un muro separador del flujo de 1,4 m de ancho y deflectores laterales para hacer más eficiente la dispersión del chorro a la salida. Cabe señalar que la geometría de la cubeta deflectora depende de los resultados de su modelo hidráulico y de las condiciones geológicas y geotécnicas del sitio.

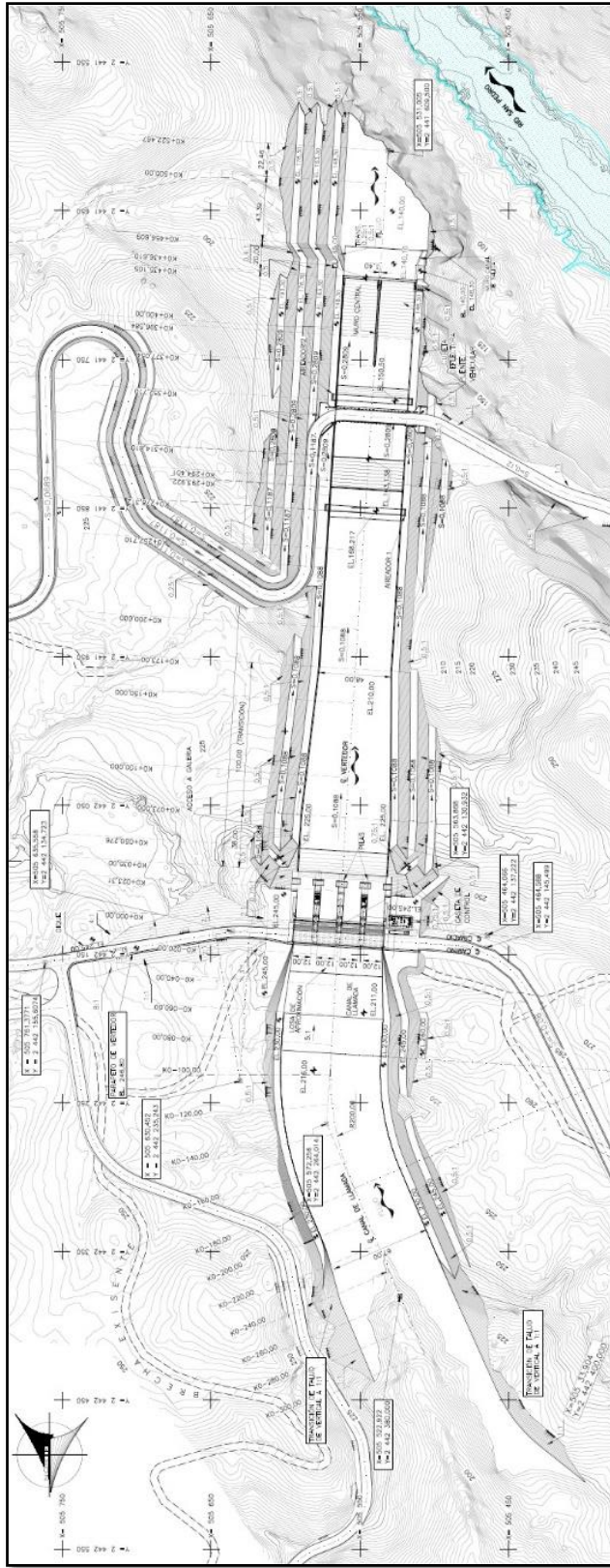


FIGURA 2.7. PLANTA GENERAL DE OBRA DE EXCEDENCIAS

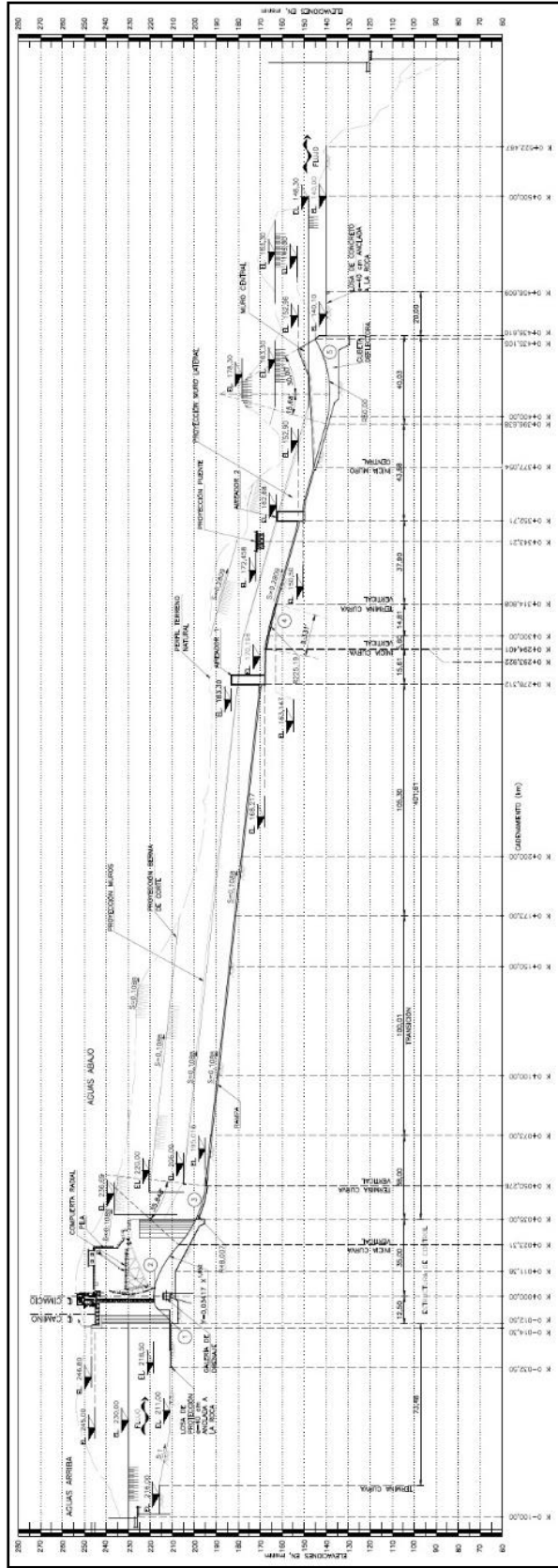


FIGURA 2.8. PERFIL DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS POR EJE DEL VERTEDOR

-
- f) **Canal de salida.** Estructura para encauzar los escurrimientos de la obra de excedencias, con caudales menores a los de despegue de la cubeta de lanzamiento. Dicho canal tiene una sección trapezoidal, que en su margen derecha tiene poca cobertura de roca por lo que es necesario colocar un muro lateral el cual evite los escurrimientos laterales y afecte la estabilidad de cubeta de lanzamiento y el macizo rocoso.

El canal inicia en el cadenamiento 0+436,61 y termina en el cadenamiento 0+484,78 por la margen derecha, tramo en el cual se colocará un muro de encauzamiento del flujo. El muro llegará a la elevación 148,30 msnm y tendrá una altura máxima de 8,50 m. La plantilla del canal tendrá una losa con revestimiento de concreto convencional en una longitud de 20 m, con pendiente horizontal y estará sujeta a la roca mediante anclas estructurales.

2.4 Obra de Generación

La FIGURA 2.9 muestra el conjunto de estructuras que componen la obra de generación, mismas que se describen más adelante.

- a) **Bocatomas.**- Dos estructuras abocinadas que estarán adosadas a la cara aguas arriba de la cortina, su umbral se ubica en la EL. 162,50 y su eje en la 164,95, las dimensiones del vano de las bocatomas en la entrada del abocinamiento son de 11,40m X 10,00m; alto/ancho. Después del abocinamiento las dimensiones del vano son de 4,90m X 3,85m alto/ancho. Dichas bocatomas serán obturadas mediante sendas compuertas tipo vagón operadas desde la corona de la cortina mediante una grúa pórtico.

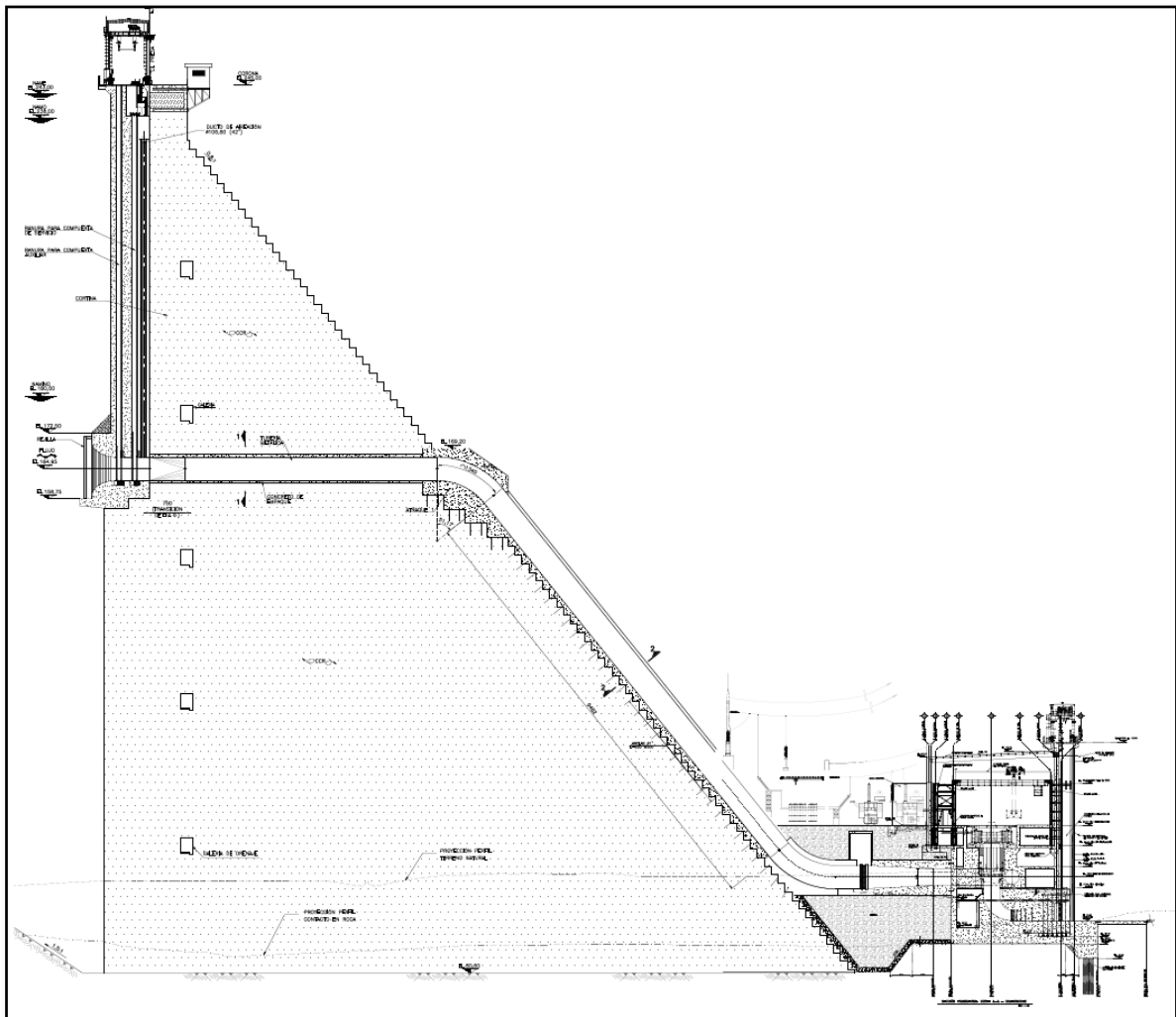


FIGURA 2.9. CORTE ESQUEMATICO DE LAS OBRAS DE GENERACIÓN

-
- b) **Estructuras deslizado compuertas.-** Una estructura sobre cada bocatoma, igualmente adosadas a la cara aguas arriba de la cortina, tendrán dos ranuras para el deslizado, una para la compuerta de servicio y la segunda para la compuerta auxiliar.
- c) **Zona de operación.-** Obras para la operación de la grúa pórtico y demás equipamiento electromecánico, estarán ubicadas en la EL. 245,00, en la corona de la cortina.
- d) **Conducciones a presión.-** Inician donde las bocatomas terminan; en el principio la conducción tiene una sección transversal rectangular de 4,90m X 3,85m que cambia a sección circular de 4,90m de diámetro; esa transición se realiza en un tramo de 7,50m de largo. El eje de dichas tuberías es la elevación 164,95. Por su disposición, las tuberías quedarán alojadas en el interior del cuerpo de la cortina desde las bocatomas hasta el talud aguas abajo de la misma, el tramo restante se construirán sobre el citado talud.
- e) **Casa de máquinas.-** Ubicada unos metros aguas abajo del pie de la cortina (FIGURA 2.10), el desplante se ha previsto en la elevación 66,00. La ubicación particular del edificio de la casa de máquinas generará un recinto entre sí y el pie de la cortina, el cual será rellenado para conformar una plataforma coronada en la El. 90,72. En esa elevación, que es la misma que el piso de excitadores, se colocarán los transformadores de potencia, un edificio para una subestación encapsulada, el edificio de control y las casetas de ventilación.
- i. La subestructura de la casa de máquinas consistirá en los concretos de: la losa de cimentación, del tubo de aspiración, la carcasa, la turbina y el cilindro y bancos de apoyo del generador, así mismo se consideran como parte de la subestructura los muros perimetrales y las losas de entrepiso.
 - ii. Por encima del piso de excitadores se elevará el muro de aguas abajo de la casa de máquinas, el cual hará las veces de barrera contra los niveles del desfogue y junto con las pilas, servirá como elemento de soporte para la plataforma de operación del desfogue ubicada en la El. 108,00.

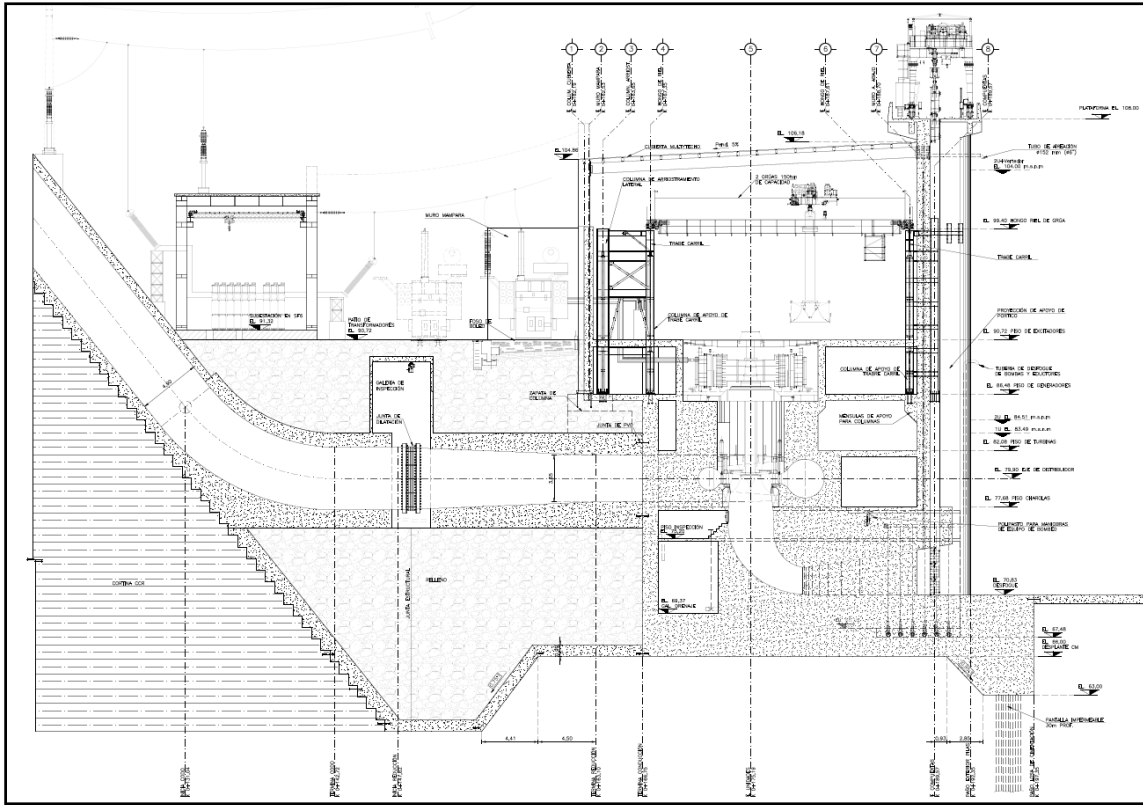


FIGURA 2.10. ARREGLO CONCEPTUAL DE LA CASA DE MAQUINAS

- f) **Desfogue.-** Consiste en pilas que se adosan al muro aguas abajo de la casa de máquinas, con la finalidad de disponer la infraestructura para el manejo de 2 juegos dobles de compuertas que obturarán las salidas de los túneles de aspiración de cada unidad. Esas pilas se desplantarán sobre la losa de cimentación de la casa de máquinas y se elevarán hasta la zona de operación de compuertas.
- g) **Muros de cierre hidráulico.-** El nivel máximo del desfogue con unidades operando y eventual descarga del vertedor se ubica aproximadamente en la El. 104,00, si se considera que el piso de excitadores se ubica en la El. 90,72, significa que es necesario construir muros de cierre para garantizar la estanqueidad de la casa de máquinas y del patio de la plataforma de trabajo de la El. 90,72; esos muros se construirán de forma que el cierre se complemente con el muro aguas abajo de la casa de máquinas.

3 CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

En general las estructuras serán revisadas por estabilidad general y por resistencia. En el primer caso, con base en el dimensionamiento general, se verificará la estabilidad de la estructura contra volcamiento, deslizamiento y flotación, teniendo en cuenta las fuerzas actuantes que permitieran confirmar las dimensiones de la estructura. Para la revisión por resistencia se determinan las fuerzas que producen los máximos esfuerzos en los elementos estructurales por carga axial, flexión y cortante con lo cual se calculará el acero de refuerzo requerido en cada uno de ellos.

3.1 Análisis de estabilidad

El estudio de estabilidad se basará principalmente en las recomendaciones de los manuales de ingeniería EM-1110-2-2100 Stability Analysis of Concrete Structures y EM-2-1110-2200 Gravity Dam Design, del US Army Corps of Engineers (U.S.A.C.E). El análisis de estabilidad considera que la estructura trabaja como un cuerpo monolítico rígido. Se analizará la capacidad que tiene para resistir las fuerzas hidrostáticas, hidrodinámicas y de sismo que producen tendencia al volcamiento, deslizamiento y flotación; y se verificará igualmente, que no se sobrepasen los esfuerzos admisibles del contacto con la fundación. Para efectos de revisión de la estabilidad de la estructura se verificarán diversos casos de carga recomendados por el manual EM-1110-2-2100.

Los factores de seguridad que recomiendan los manuales del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los E.U.A para el análisis de estabilidad para estructuras denominadas críticas y con información del sitio bien definida son:

TABLA 3.1. FACTORES DE SEGURIDAD MÍNIMOS ADMISIBLES

MECANISMO CONDICIÓN	DESLIZAMIENTO	FLOTACIÓN VOLTEO	FLOTACIÓN
Usual	1,70	1,30	Según criterio
Inusual	1,30	1,20	Según criterio
Extremo	1,10	1,10	Según criterio

3.1.1 Factor de seguridad al deslizamiento

El criterio de revisión de la condición por deslizamiento corresponde a los recomendados por la referencia USACE-EM-2100. Para el cálculo del factor de seguridad al deslizamiento en cualquier sección de la estructura o en el contacto con la fundación se usará la siguiente ecuación:

$$FSD = \frac{(N \cdot \tan \phi + c \cdot L)}{T}$$

Dónde:

N = Resultante de fuerzas normales al plano de deslizamiento

ϕ = Ángulo interno de fricción de la roca de fundación o contacto

c = Cohesión de la roca de fundación

L = Longitud de la base en compresión

T = Sumatoria de cargas horizontales aplicadas

Se revisarán los mecanismos de rotura latentes a suceder en el macizo rocoso de cimentación debido a las fuerzas ejercidas por la presa. Los mecanismos de rotura se enumeran a continuación:

- Contacto concreto-roca (En este escenario se desprecia la cohesión)
- Falla de la roca
- Falla por discontinuidades en el macizo rocoso

3.1.2 Factor de seguridad a la flotación

El análisis de la estabilidad a flotación adoptado como criterio de aceptación para el presente estudio, corresponden a los recomendados por USACE-EM-2100 el cual consiste en la solución de la siguiente ecuación:

$$F.S.F = \frac{W_s + W_c + S}{U - W_g}$$

Dónde:

W_s = Peso de la estructura

$W_c =$ Peso del agua contenida dentro de la estructura

$S =$ Sobrecarga

$U =$ Fuerzas de levantamiento actuando en la base de la estructura

$W_g =$ Peso del agua sobre la estructura

3.1.3 Factor de seguridad al volteo

La estabilidad de la estructura ante el volteo se revisará utilizando el criterio establecido en el USACE-EM-2100, el cual propone criterios para verificar la posición de la resultante de las fuerzas verticales cuando actúa en conjunto con las fuerzas laterales y los pares originados por éstas.

La localización de la resultante se encuentra mediante la utilización de la siguiente ecuación:

$$\text{Localización de la resultante} = \frac{\Sigma M}{\Sigma F_v}$$

Dónde:

$\Sigma M =$ Sumatoria de momentos con respecto al punto de volteo

$\Sigma F_v =$ Sumatoria de fuerzas verticales incluyendo la subpresión ascendente

Para obtener el factor de seguridad basta con obtener la razón entre momentos resistentes y actuantes, es decir:

$$F.S. = \frac{M_R}{M_A}$$

Donde:

M_R – Momentos Resistentes (aquellos que favorecen la estabilidad de la estructura).

M_A – Momentos Actuantes (aquellos que pueden provocar falla de la estructura mediante el volteo).

3.2 Análisis estructural

Descripción del modelo

La estructura se puede llegar a modelar usando el software SAP2000 o programa afín, el cual debe ser un programa de análisis basado en la teoría de elementos finitos que permita modelar elementos tipo viga y columna, cáscaras, membranas y elementos sólidos tridimensionales. La FIGURA 3.1 muestra el diagrama de convenciones para la lectura de datos en sap2000.

Los modelos son formados por elementos tipo sólido de 1,00 m de ancho, largo y alto como máximo, los cuales permiten reflejar con mayor exactitud la forma y el comportamiento de las estructuras ante las cargas que se pueden presentar durante la vida útil de estas, así mismo se puede modelar la rigidez de la roca circundante con base a las condiciones de frontera (apoyos).

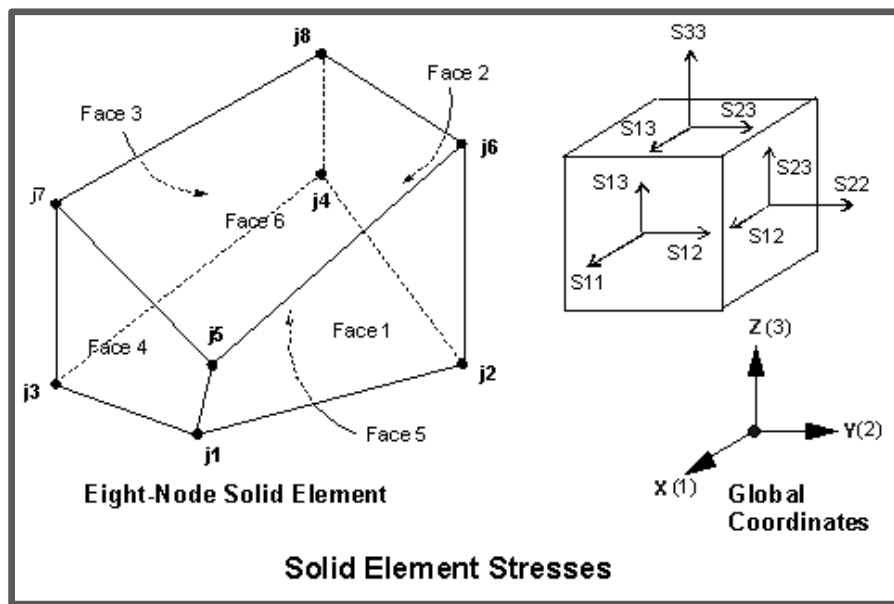


FIGURA 3.1. DIAGRAMA DE CONVENCIONES PARA LA LECTURA DE LOS DATOS SAP2000

3.3 Diseño estructural

Los esfuerzos obtenidos a partir de los modelos representativos de las estructuras, son aquellos que resultan de aplicar el método de factores de carga y resistencia del Reglamento del ACI-318S vigente, estos esfuerzos serán revisados contra los valores permisibles. Por ejemplo, en el Informe ACI-207.1R-96 "Mass Concrete" del comité 207 del ACI, indica:

Revisión de los esfuerzos a compresión

Se verifica que los esfuerzos de compresión obtenidos a partir del análisis estructural no excedan el esfuerzo permisible calculado con la siguiente ecuación:

$$f'c \text{ permisible} = 0,85 f'c$$

Revisión de los esfuerzos a tensión

Se verifica que los esfuerzos de tensión obtenidos a partir del análisis estructural no excedan el esfuerzo permisible calculado con la siguiente ecuación:

$$f_t \text{ permisible} = (0,32 f'c)^{(2/3)}$$

Revisión de los esfuerzos a cortante

Los esfuerzos cortantes obtenidos del análisis estructural serán comparados con los permisibles mediante la siguiente ecuación:

$$0,19 - 0,39 = \text{Esfuerzo cortante} / \text{Esfuerzo de compresión}$$

La relación de esfuerzos que se indica en la expresión varía de 0,19 a 0,39, considerando un caso general, se tomará el valor promedio de 0,29. Por tanto, la ecuación del esfuerzo cortante permisible queda de la siguiente forma:

$$f_v \text{ permisible} = 0,29 f'c$$

Acero de refuerzo

El acero de refuerzo que se emplea para reforzar la estructura en cuestión se regirá de acuerdo con lo indicado en el documento del ACI 207.1R-96 "Mass Concrete".

Recubrimiento

Para el recubrimiento libre se tomará lo indicado en el Reglamento del ACI-318S vigente, específicamente para elementos que estén en contacto directo con el agua, de ser el caso.

Revisión de desplazamientos

Adicional a la revisión de esfuerzos actuantes en los modelos, también se procederá a determinar los desplazamientos a que estarán sometidas las estructuras, para ello se creará una combinación de carga denominada "DESPLAZAMIENTOS", la cual combina cargas que se consideran como "usuales"; es importante mencionar que para la medición de los desplazamientos las cargas no serán afectadas por algún factor de mayoración.

4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LOS TAPONES EN LOS TÚNELES DE LA OBRA DE DESVÍO

4.1 Descripción de la estructura

El cierre definitivo de los túneles de desvío se realizará mediante el uso de tapones de concreto; la FIGURA 4.1 presenta una planta general de su localización, cuya referencia es el eje de la pantalla impermeable (k0+225,51 para el túnel 1 y 0+328,36 para el túnel 2), véase FIGURA 4.2 y FIGURA 4.3 respectivamente, ya que estos tendrán un tercio de su longitud total aguas arriba y dos tercios aguas abajo, con respecto al eje de la pantalla, dichos tapones tendrán una sección transversal de 14,00 m de alto por 14,00 m de ancho (FIGURA 4.4), además éstos contarán con una galería en sección portal de 2,80 m de ancho por 3,20 m de alto, la cual se utilizará para realizar inyecciones de consolidación y contacto. Los tapones requeridos son estructuras de concreto masivo cuyo trabajo se desarrolla por esfuerzo de corte y de fricción en el contacto del tapón con la roca, de tal forma que el esfuerzo y la fricción resistan la presión que ejerce el embalse sobre éstos.

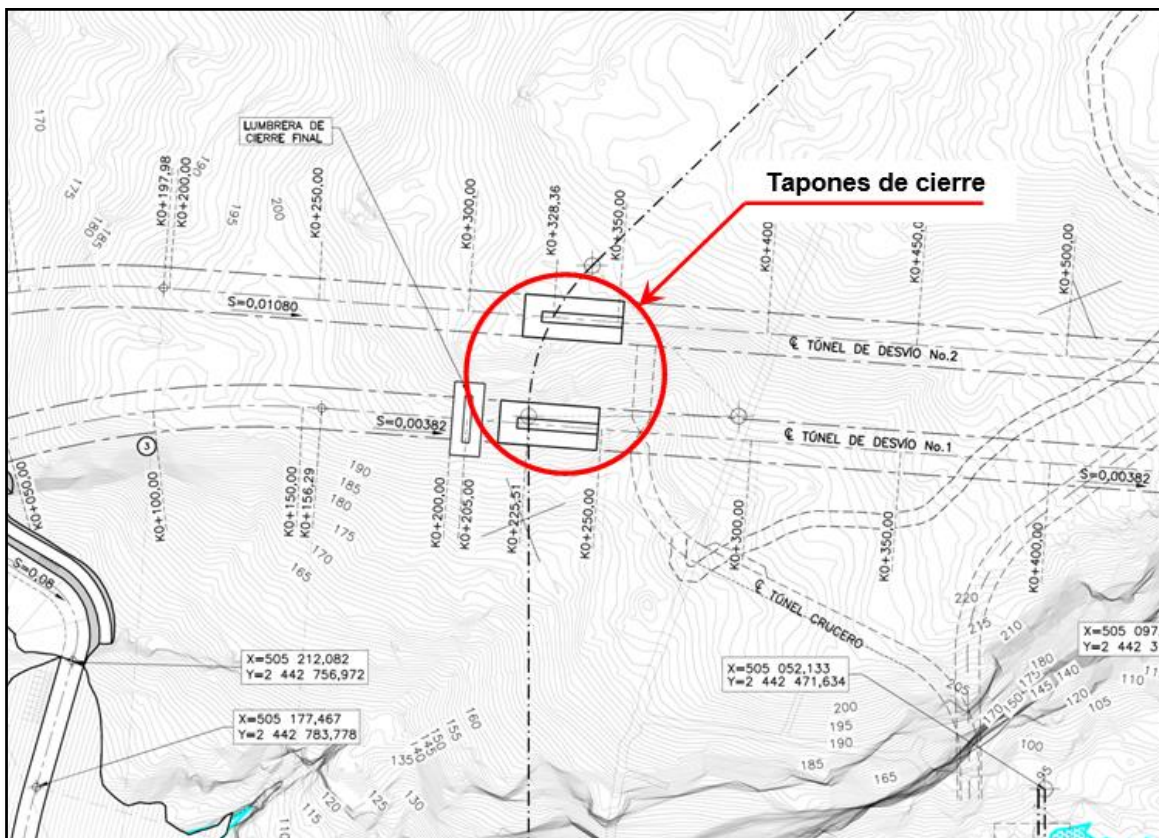


FIGURA 4.1. LOCALIZACIÓN DE LOS TAPONES DE CIERRE EN PLANTA

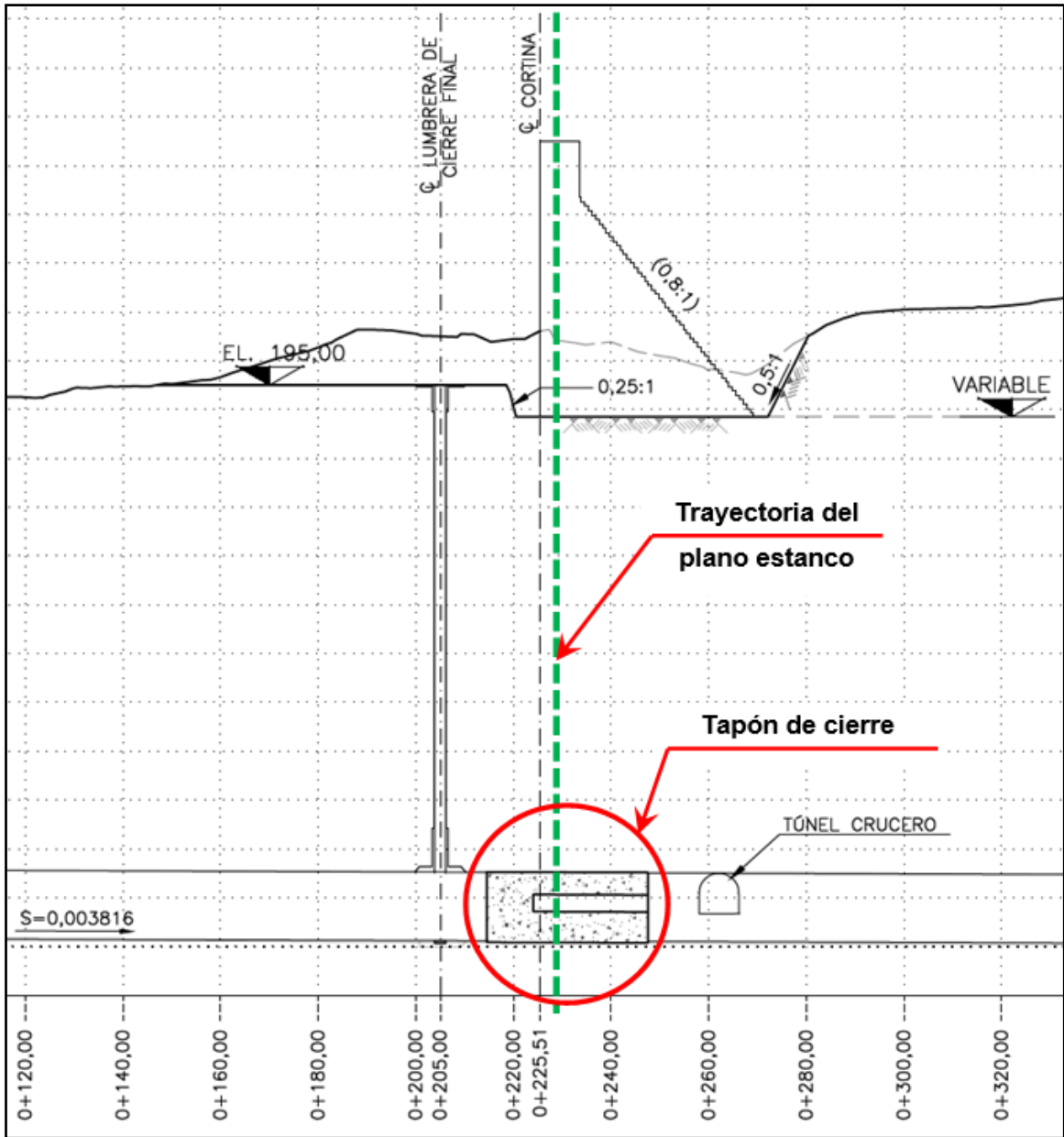


FIGURA 4.2. PERFIL POR EL EJE DEL TÚNEL DE DESVÍO 1

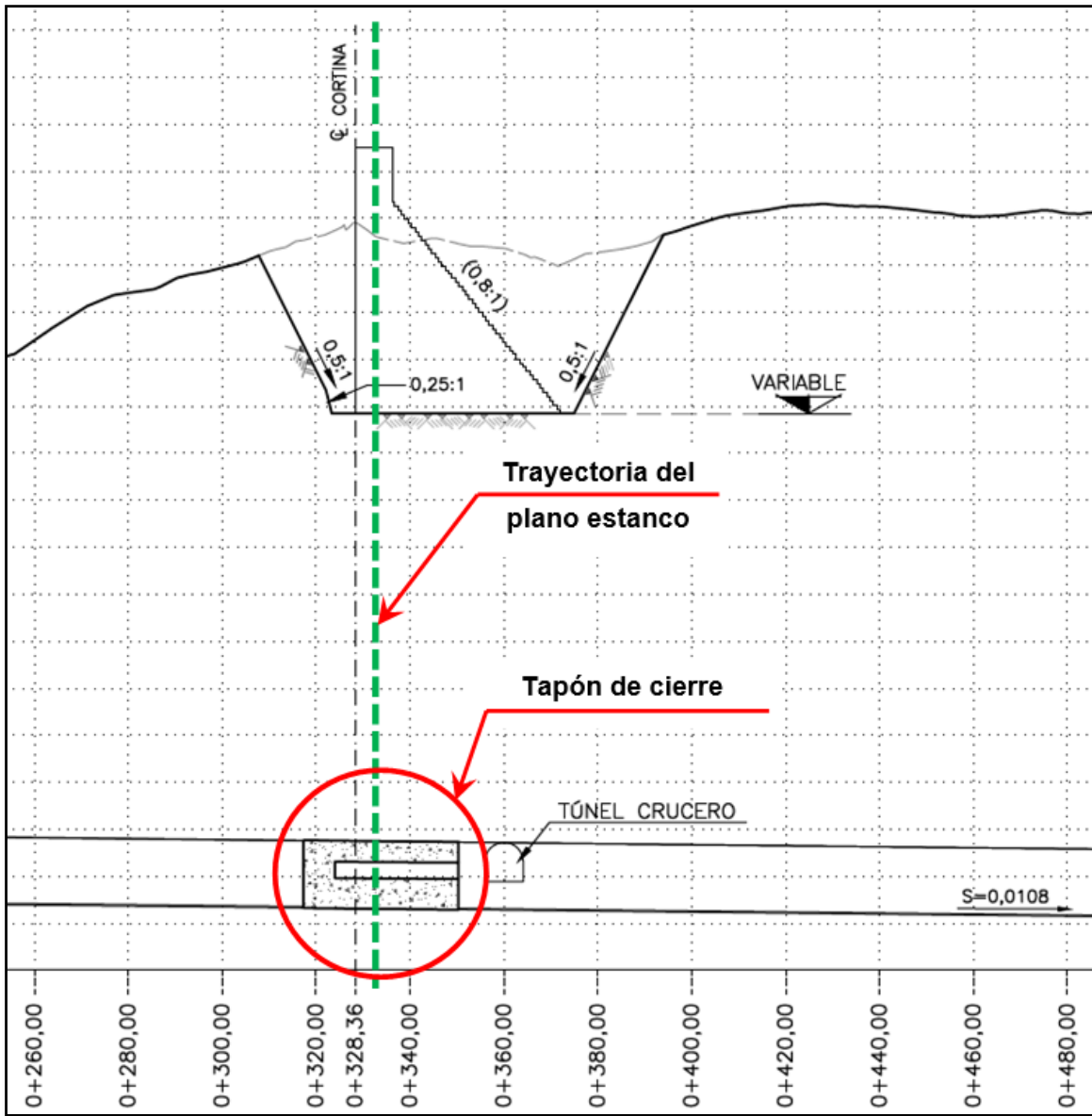


FIGURA 4.3. PERFIL POR EL EJE DEL TÚNEL DE DESVÍO 2

En la zona donde se construirán los tapones se deberán realizar inyecciones de contacto y consolidación, tanto en el macizo rocoso como en la interface del concreto con la roca, con el objetivo de mejorar las propiedades mecánicas de la roca circundante y la fricción.

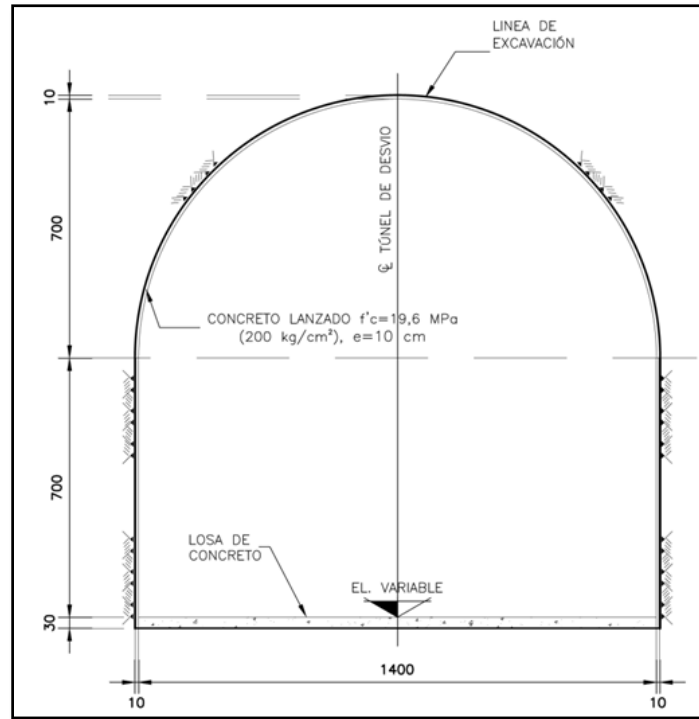


FIGURA 4.4. SECCIÓN DE EXCAVACIÓN DE LOS TÚNELES DE DESVÍO EN LA ZONA DEL TAPÓN

Siendo la finalidad proveer seguridad durante la operación del proyecto y retener el flujo del agua desde los Túneles de Desvío, los dos taponos de cierre para la Obra de Desvío del P.H. Las Cruces serán diseñados a partir de los siguientes aspectos:

- La carga de presión hidrostática sobre el tapón deberá ser resistida por el esfuerzo cortante que se genera alrededor del perímetro concreto-roca.
- Se deberá proveer la longitud suficiente para reducir gradientes hidráulicos a niveles admisibles según las condiciones de la roca y su permeabilidad.
- Deberá haber suficiente capacidad estructural para resistir las presiones externas del fluido.
- Se deberá disponer de una longitud suficiente para evitar el deslizamiento de la estructura retenedora, para lo cual, se debe asegurar una longitud adecuada del tapón en función del esfuerzo de adherencia concreto-roca.

Las siguientes tablas corresponden a las propiedades de la roca así como a la información relevante relacionada a ciertos criterios, lo cual será útil en el análisis a realizar.

TABLA 4.1. PROPIEDADES ÍNDICES DE LA ROCA INTACTA

UNIDAD GEOTÉCNICA	PROPIEDADES ÍNDICE					
	γ_{amb} (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	w (%)	i (%)	a (%)	Ia (%)
1a (Unidad Corapan, Toba lítica)	22,58	23,50	8,78	2,2	6,4	-----
1b (Unidad Corapan, Ignimbrita)	20,00	21,51	9,97	4,0	8,6	1,4
1c (Unidad Corapan, Toba riolítica)	22,61	22,95	4,58	1,2	7,2	4,1
2a (Unidad Las Cruces, Ignimbrita)	21,73	22,86	6,87	4,3	6,4	3,8
2b (Unidad Las Cruces, Riolita fluidal)	22,10	23,40	4,78	3,0	5,8	1,4
3 (Vitrófido)	22,30	22,92	2,74	0,9	5,4	-----
4 (Tobas arenosas)	24,65	25,04	1,57	0,5	2,4	1,6

Dónde:

γ_{amb} .- Peso volumétrico ambiente
 γ_{sat} .- Peso volumétrico saturado
w.- Contenido de agua

i.- índice de alteración
a.- índice de absorción
Ia.- Intemperismo acelerado

TABLA 4.2. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA ROCA INTACTA

Unidad geotécnica	Propiedades mecánicas			
	σ_t (MPa)	σ_{ci} (MPa)	E_{t50} (MPa)	Clasificación D & M
1a (Unidad Corapan, Toba lítica)	2,20	35,99	4 060	DL
1b (Unidad Corapan, Ignimbrita)	3,20	41,94	12 622	DM
1c (Unidad Corapan, Toba riolítica)	1,20	58,61	12 474	CM
2a (Unidad Las Cruces, Ignimbrita)	4,81	43,89	19229	DM
2a' (Unidad Las Cruces, Ignimbrita alterada)	3,85	31,56	11 389	DM
2b (Unidad Las Cruces, Riolita fluidal)	8,65	81,21	25 532	CM
2b' (Unidad Las Cruces, Riolita fluidal alterada)	7,50	57,68	15 969	CM
3 (Vitrófico)	7,30	37,4	27 888	DH
4 (Tobas arenosas)	6,20	75,69	26 145	CM

Dónde:

D&M Clasificación Deere y Miller

DL.- Baja resistencia, módulo relativo bajo

DM.- Baja resistencia, módulo relativo medio

CM.- Resistencia media, módulo relativo medio

DH.- Baja resistencia, módulo relativo alto

σ_t .- Resistencia a la tensión indirecta

σ_{ci} .- Resistencia a la compresión uniaxial

E_{t50} .- Módulo elástico tangente al 50% de esfuerzo de falla

TABLA 4.3. CALIDAD DEL MACIZO ROCOSO EN FUNCIÓN DEL RQD

Unidad geotécnica	Recuperación (%)	RQD (%)	Calidad del macizo rocoso
1a (Unidad Corapan, Toba lítica)	98	93	Excelente
1a' (Unidad Corapan, Toba lítica alterada)	92	43	Mala
1b (Unidad Corapan, Ignimbrita)	97	86	Buena
1b' (Unidad Corapan, Ignimbrita alterada)	75	24	Muy mala
1c (Unidad Corapan, Toba riolítica)	96	87	Buena
1c' (Unidad Corapan, Toba riolítica alterada)	80	23	Muy mala
2a (Unidad Las Cruces, Ignimbrita)	98	89	Buena
2a' (Unidad Las Cruces, Ignimbrita alterada)	66	22	Muy mala
2b (Unidad Las Cruces, Riolita fluidal)	98	83	Buena
2b' (Unidad Las Cruces, Riolita fluidal)	77	25	Mala
3 (Vitrófico)	98	89	Buena
4 (Tobas arenosas)	98	90	Buena

TABLA 4.4. CALIDAD DEL MACIZO ROCOSO EN FUNCIÓN DEL RMR

Unidad geotécnica	RMR	GSI	Calidad del macizo rocoso
1a	81	76	Muy buena
1a'	53	48	Media
1b	73	68	Buena
1b'	42	37	Media
1c	80	75	Buena
1c'	45	40	Media
2a	73	68	Buena
2a'	48	43	Media
2b	76	71	Buena
2b'	56	51	Media
3	77	72	Buena
4	80	75	Buena

TABLA 4.5. PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO. CRITERIOS MOHR-COULOMB Y HOEK-BROWN

Unidad Geológica	Unidad Geotécnica	Descripción	Parámetros Mohr- Coulomb		Hoek-Brown	
			Cohesión (Mpa)	ϕ	m_b	S
Tm-ct2	1 a	Unidad Corapan, Toba Lítica	1,2	38	2,325	0,01312
Tm-ci1	1 b	Unidad Corapan, Ignimbrita	1,8	47	4,80	0,02857
Tm-ct1	1 c	Unidad Corapan, Toba Riolítica	2,0	46	4,186	0,03192
Tm-ic2	2 a (roca sana)	Unidad Las Cruces, Ignimbrita Lítica	2,3	53	7,703	0,03192
	2a' (roca alterada)		0,69	29	0,397	0,00007
Tm-ic1	2 b	Unidad Las Cruces, Riolita Fluidal	3,2	53	5,60	0,03192
Vitrofitido	3	Vitrofitido	2,8	50	5,255	0,04455
Tom-ta	4	Tobas Arenosas	3,8	51	5,499	0,06218

Es importante mencionar que la unidad geológica donde se desplantarán ambos taponos corresponde a la unidad “Tm-ic2”, la cual corresponde a la unidad geotécnica “2a” (Las Cruces, Ignimbrita).

Para determinar la longitud de los taponos se considerará un factor de seguridad de 3,00, de acuerdo a lo indicado en el libro “Design of Small Dams” del U. S. Bureau of Reclamation (USBR), para una condición usual de operación (nivel del embalse al nivel NAMO).

4.2 Sistema de Unidades

Se empleará el Sistema Internacional de Unidades (SI), en caso de utilizarse otras unidades, se indicarán entre paréntesis. Las elevaciones indicadas en el presente trabajo son referidas al nivel del mar.

4.3 Materiales

4.3.1 Concreto

El concreto que se usará para la construcción de los Tapones de Cierre tendrá una resistencia nominal a la compresión de $f'_c = 24,525 \text{ MPa}$ (250 kg/cm^2) a los 28 días, el cual tendrá un peso unitario de $21,582 \text{ kN/m}^2$ ($2\ 200 \text{ kg/m}^3$).

Módulo de Elasticidad

El módulo de elasticidad del concreto masivo (E_c) se define según el Reglamento del ACI 318-11 como:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \text{ (MPa)}$$

Dónde:

f'_c = resistencia nominal a la compresión del concreto en MPa

4.3.2 Acero de refuerzo

Las varillas de refuerzo a utilizar en la construcción de los Tapones de Cierre serán de acero corrugado, con un esfuerzo de fluencia $f_y = 412,000 \text{ MPa}$ ($4\ 200 \text{ kgf/cm}^2$), las cuales tendrán un módulo de elasticidad de $200\ 000 \text{ MPa}$ ($2\ 000\ 000 \text{ kg/cm}^2$).

4.4 Condiciones de frontera (apoyos)

En el contacto con la roca se consideraran apoyos elásticos para obtener la rigidez de los resortes y con ello la determinación del módulo de reacción de la roca, para tal efecto se aplicará el criterio de Terzaghi que mediante el módulo de elasticidad de la roca, la relación de Poisson y el ancho de la estructura, permitirá determinar dicho módulo. Por definición, el módulo de reacción es la relación entre la presión aplicada al medio y la deformación que ésta causa. Un valor medio del módulo de reacción puede determinarse aproximadamente como:

$$K_s = \frac{P}{\delta_a}$$

Dónde:

K_s = Módulo de reacción de la roca

P = Presión media al nivel de desplante

δ_a = Deformación elástica teórica promedio

La deformación media se calculará con la siguiente expresión, la cual supone un elemento infinitamente rígido respecto al medio al que se transmite la presión, además de las consideraciones propias de la teoría de la elasticidad y de que la presión es uniforme en el área en que se aplica:

$$\delta_a = \alpha_e(B)(1 - \mu^2)M_e q_a$$

Dónde:

α_e = Coeficiente de forma del rectángulo que transmite la presión

q_a = Presión aplicada

B = Ancho de base de la estructura

μ = Relación de Poisson, adimensional

M_e = Módulo de deformación (recíproco del módulo de elasticidad de la roca)

Dónde:

$$\alpha_e = 0,002975 \left(\frac{L}{B}\right)^3 - 0,063445 \left(\frac{L}{B}\right)^2 + 0,517017 \left(\frac{L}{B}\right) + 0,49915$$

Dónde:

L = Largo de base de la estructura

Simplificando, el módulo de reacción del terreno se obtiene con la siguiente expresión:

$$K_s = \frac{E_r}{[\alpha_e B(1 - \mu^2)]}$$

Dónde:

E_r = Modulo de elasticidad de la roca

Se considerará como restricción al corte en el contacto concreto-roca la rigidez al corte de los materiales.

$$k_1 = 5.531 \times 10^5 \text{ KN/m}^3$$

Enseguida se obtendrá el módulo de reacción que actuara de forma tangencial a la cara que está en contacto, para lo cual únicamente multiplicamos el módulo de fricción normal por la tangente del ángulo de fricción:

$$k_{t1} = k_1 \tan \phi = 7.34 \times 10^5 \text{ KN/m}^3$$

Calculo del módulo de reacción para la roca que está en contacto con los hastiales del tapón:

$$\alpha_2 = 0,002975 \left(\frac{33\text{m}}{7.30\text{m}} \right)^3 - 0,063445 \left(\frac{33\text{m}}{7.30\text{m}} \right)^2 + 0,517017 \left(\frac{33\text{m}}{7.30\text{m}} \right) + 0,49915$$

$$\alpha_2 = 1.815$$

El módulo de reacción que actuara normal a la cara que está en contacto con la roca de cimentación es:

$$k_1 = \frac{E_r}{\alpha(2)(7.30\text{m})(1 - \mu^2)}$$

$$k_2 = 8.27 \times 10^5 \text{ KN/m}^3$$

Enseguida se obtendrá el módulo de reacción que actuara de forma tangencial a la cara que está en contacto, para lo cual únicamente multiplicamos el módulo de fricción normal por la tangente del ángulo de fricción:

$$k_{t2} = k_2 \tan \phi = 1.097 \times 10^6 \text{ KN/m}^3$$

Calculo del módulo de reacción para la roca que está en contacto con la bóveda del tapón:

En este caso el ancho del elemento en estudio es equivalente al diámetro de la bóveda, es decir el radio por π .

$$\alpha_3 = 0,002975 \left(\frac{33\text{m}}{22.31\text{m}} \right)^3 - 0,063445 \left(\frac{33\text{m}}{22.31\text{m}} \right)^2 + 0,517017 \left(\frac{33\text{m}}{22.31\text{m}} \right) + 0,49915$$

$$\alpha_3 = 1.135$$

El módulo de reacción que actuara normal a la cara que está en contacto con la roca de cimentación es:

$$k_3 = \frac{E_r}{\alpha(2)(22.31m)(1 - \mu^2)}$$

$$k_3 = 4.327 \times 10^5 \text{ KN/m}^3$$

Enseguida se obtendrá el módulo de reacción que actuara de forma tangencial a la cara que está en contacto, para lo cual únicamente multiplicamos el módulo de fricción normal por la tangente del ángulo de fricción:

$$k_{t3} = k_3 \tan \phi = 574.208 \text{ KN/m}^3$$

4.5 Análisis de estabilidad

A continuación se analizan los criterios que ayudarán a determinar la longitud de los Tapones de Cierre en los Túneles de Desvío con base en los modos primarios de inestabilidad potencial.

4.5.1 Cálculo de la longitud de los tapones de acuerdo al diseño por corte

Para tapones paralelos, el enfoque de diseño asume que la carga inducida por presiones hidrostáticas se transmite desde el tapón de concreto a la roca como corte alrededor del perímetro del tapón y en su longitud, como lo ilustra la FIGURA 4.6 y FIGURA 4.7.

La longitud de los tapones se diseñará para:

- Mantener el esfuerzo de corte desarrollado en el concreto del tapón por debajo de los límites.
- Sostener el esfuerzo al corte de la roca adyacente por debajo de su resistencia al corte estimado.

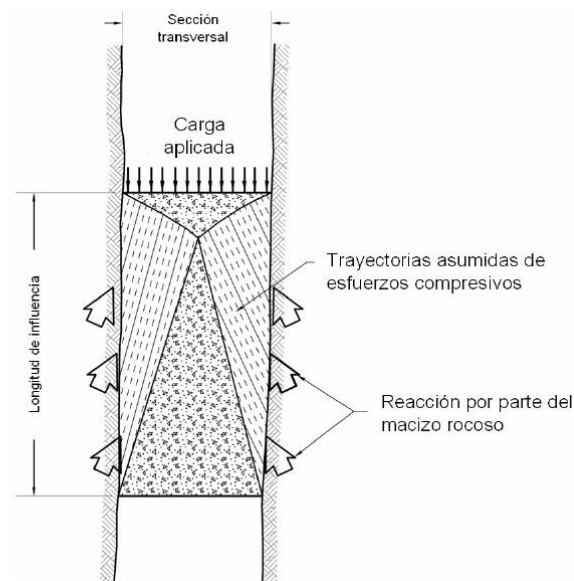


FIGURA 4.5. DISEÑO TÍPICO DE CARGAS PARA EL DISEÑO POR CORTE

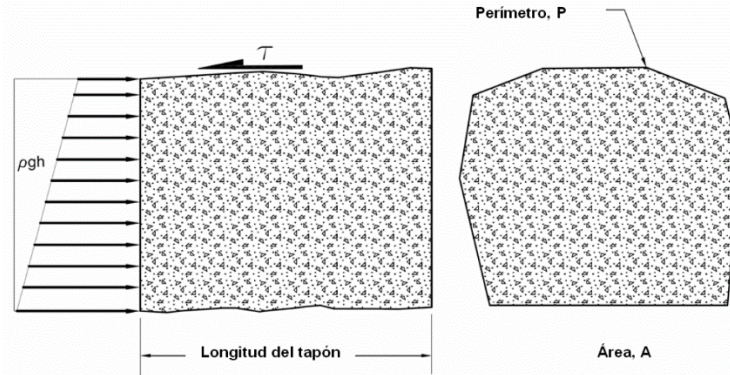


FIGURA 4.6. DIAGRAMA DE DISEÑO POR CORTE

4.5.1.1 Determinación de la resistencia al corte del concreto

El esfuerzo de corte permisible (V_c) para concreto sin refuerzo está dado por la siguiente ecuación:

$$V_c = 166.1\sqrt{f'_c}$$

Dónde:

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto

Donde el esfuerzo a compresión deberá ser introducido en MPa para obtener el esfuerzo a cortante en kPa.

4.5.1.2 Determinación de la resistencia al corte del macizo rocoso

Para el cálculo de la resistencia del macizo rocoso, la clasificación RMR de Bieniawski (1976) es la base para la caracterización de las propiedades del macizo rocoso utilizada para el cálculo de la resistencia mediante el método de Hoek-Brown (Hoek y Brown, 1988). Por otra parte el Índice de Resistencia Geológica (Geological Strength Index - GSI), introducido por Hoek, Kaiser y Bawden (1995) y Hoek y Brown (1997) duplica el sistema RMR de Bieniawski para macizos rocosos más competentes y trata de extender la aplicación del criterio de resistencia empírico de Hoek-Brown para reducir las resistencias del macizo rocoso, a pesar de que la experiencia con la aplicación del método a macizo rocosos no quebradizos es limitada.

En nuestro caso utilizaremos el Criterio de Falla de Mohr-Coulomb y sus parámetros: cohesión efectiva (c), ángulo de fricción efectivo (ϕ) y resistencia al corte (τ). La resistencia al corte se relaciona con los parámetros "c" del macizo rocoso y " ϕ " a través de la aplicación de la resistencia normal σ , según la siguiente ecuación:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

Por lo tanto procedemos al cálculo:

▪ **Resistencia al corte por concreto**

El concreto a utilizar en los tapones tiene una resistencia a la compresión de:

$$f'c = 250 \text{ kg}_f/\text{cm}^2 = 24.517 \text{ MPa}$$

Mientras que el esfuerzo al corte permisible para el concreto indicado por el ACI está dado por:

$$f's = 166.1 \sqrt{f'c}$$

Donde el esfuerzo a compresión deberá ser introducido en MPa para obtener el esfuerzo a cortante en KPa, es decir:

$$f's = 166.1 \sqrt{24.517}$$

$$f's = 822.438 \text{ kPa}$$

Cabe notar que el esfuerzo al corte permisible obtenido para el concreto incorpora un factor de seguridad igual a 3. Como resultado de ello, no es necesario aplicar factores de seguridad adicionales al verificar el potencial de corte a través del concreto usando el valor estimado en la ecuación anterior.

▪ **Resistencia al corte del macizo rocoso**

Para el cálculo de la resistencia del macizo rocoso utilizaremos el Criterio de Falla de Mohr-Coulomb según la siguiente ecuación:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

Datos:

$$\phi = 53^\circ$$

Ángulo de fricción

$$c = 2.30 \text{ MPa}$$

Cohesión

$$E_r = 19229 \text{ MPa} = 1.923(10)^7 \text{ KN/m}^2$$

Módulo de elasticidad de la roca

$$\gamma_r = 21.73 \text{ KN/m}^3$$

Peso específico de la roca

$$b = 14.20 \text{ m}$$

Ancho de la base del tapón

$$r = 7.1 \text{ m}$$

Radio de la bóveda

$$h_a = 7.30 \text{ m}$$

Altura de los hastiales

$$RMR = 73$$

Rock Mass Rating

Determinación de la carga de la roca sobre el tapón (resistencia normal) mediante el RMR de Bieniawski:

$$\sigma = \left(\frac{100 - RMR}{100} \right) (\gamma_r)(b)$$

$$\sigma = \left(\frac{100 - 73}{100} \right) (21.73 \text{ KN/m}^3)(14.20 \text{ m})$$

$$\sigma = 0.083 \text{ MPa}$$

Procedemos a calcular el esfuerzo cortante de la roca mediante:

$$\tau = 2.30 \text{ MPa} + (0.083 \text{ MPa}) \tan 53^\circ$$

$$\tau = 2.411 \times 10^3 \text{ kPa}$$

Cabe observar que el esfuerzo al corte permisible en el concreto es menor que el de la roca, esto quiere decir que la falla por corte es controlada por el esfuerzo al corte del concreto.

Siempre y cuando el macizo rocoso sea de buena calidad (i.e., RMR > 60), el esfuerzo de corte permisible se regirá por la resistencia del concreto.

4.5.2 Cálculo de la longitud de los tapones con base en el análisis de estabilidad contra deslizamiento

El cálculo de la longitud de los tapones con base en el análisis de estabilidad contra deslizamiento se obtendrá siguiendo lo indicado por William P. Creager, de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$S_{(s-f)} = \frac{\mu \sum F_v + r S_a A}{\sum F_h}$$

Dónde:

$S_{(s-f)}$ = Factor de seguridad

μ = Coeficiente de fricción estática del material

$\sum F_v$ = Sumatoria de las fuerzas verticales

r = Factor de reducción del esfuerzo de corte

S_a = Resistencia a cortante en el plano de falla

A = Área de contacto concreto – roca

$\sum F_h$ = Sumatoria de las fuerzas horizontales

Este análisis asume que las cargas de presión hidrostática sobre el tapón son resistidas por el corte alrededor del perímetro o bien por soporte directo sobre los diferentes planos inclinados de la roca alrededor del perímetro del tapón. Dicho de otro modo, el diseño se basa en que la resistencia al corte de la roca o del concreto, la que resulte menor debido a que fallara primero. En este caso es el concreto quien rige el diseño.

Procedemos al cálculo numérico:

Datos:

$\phi = 53^\circ$ Angulo de fricción

$S_a = 2411 \text{ kN/m}^2$ Resistencia a cortante en el plano de falla

$\mu_s = \tan\phi = 1.327$ Coeficiente de fricción estática del material

Concreto

- Resistencia a la compresión:

$$f'c = 250 \text{ kg}_f/\text{cm}^2 = 24.517 \text{ MPa}$$

- Resistencia al corte:

$$f's = 822.438 \text{ kPa} = 8.387 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$$

- Peso específico:

$$w_c = 2200 \text{ kg}_f/\text{cm}^3 = 21.575 \text{ kN}/\text{m}^3$$

Presión:

$$h_{NAMO} = 238\text{m} \quad (\text{m.s.n.m}) \quad \text{Elevación a la elevación del NAMO.}$$

$$h_{DESP} = 81.14\text{m} \quad (\text{m.s.n.m}) \quad \text{Elevación de desplante del tapón}$$

$$y = h_{NAMO} - h_{DESP} = 156.86 \text{ m} \quad \text{Altura de la lámina de agua en la base del tapón}$$

$$y_1 = 14\text{m} \quad \text{Altura del tapón}$$

$$y_2 = y - y_1 = 142.86 \quad \text{Altura de la lámina de agua en la parte superior del tapón}$$

$$\gamma_w = 1000\text{kg}_f/\text{m}^3 = 9.807\text{kN}/\text{m}^3 \quad \text{Peso específico del agua}$$

Sección:

$$b = 14.20\text{m} \quad \text{Ancho de la base del tapón}$$

$$r = 7.1 \text{ m} \quad \text{Radio de la bóveda}$$

$$h_a = 7.30\text{m} \quad \text{Altura de los hastiales}$$

$$L = 36\text{m} \quad \text{Longitud del tapón (Propuesta)}$$

Áreas y perímetros:

$$A_P = \frac{\pi r^2}{2} + h_a b = 182.844 \text{ m}^2 \quad \text{Área de la sección portal}$$

$$P_P = \pi r + 2h_a + b = 51.105\text{m} \quad \text{Perímetro de la sección portal}$$

$$V_T = A_P L = 6.582 \times 10^3 \text{ m}^3 \quad \text{Volumen del tapón}$$

$$A_{CR} = P_P L = 1.84 \times 10^3 \text{ m}^2 \quad \text{Área de contacto concreto-roca}$$

Fuerzas horizontales

Empuje del agua:

$$F_H = \left(\frac{y_1 + 2y}{2} \right) (\gamma_{agua})(y_1)(b) = 2.922 \times 10^5 \text{ kN}$$

Fuerzas verticales

Peso total de la estructura:

$$W_T = V_T(w_c) = 1.42 \times 10^5 \text{ kN}$$

Fuerza de subpresión:

$$F_S = \frac{(r + h_a)(\gamma_{agua})(L)}{2} b = 3.609 \times 10^4 \text{ kN}$$

Fuerza vertical total:

$$F_V = W_T - F_S = 1.059 \times 10^5 \text{ kN}$$

Resistencia al corte:

En este caso se utilizara un factor un factor de reducción $f = 0.5$

- Del macizo rocoso:

$$\tau = 2.411 \times 10^3 \text{ kPa}$$

$$V_{roca} = (\tau)(A_{CR})(f) = 2.218 \times 10^6 \text{ kN}$$

- Del concreto:

$$V_c = (f's)(A_{CR})(f) = 7.566 \times 10^5 \text{ kN}$$

Como ya se había mencionado, la resistencia al corte del concreto, es quien rige el análisis de estabilidad contra desplazamientos.

Resumen de fuerzas:

$$F_{RESISTENTES} = V_c + F_V = 8.625 \times 10^5 \text{ kN}$$

$$F_{ACTUANTES} = F_H = 2.922 \times 10^3 \text{ kN}$$

Calculo del factor de seguridad

$$S_{FS} = \frac{0.5(1.059 \times 10^5 \text{ kN}) + 7.566 \times 10^5 \text{ kN}}{2.922 \times 10^3 \text{ kN}}$$

$$S_{FS} = 3.071$$

Por lo tanto la longitud necesaria para tener un factor de seguridad de 3 son 36m.

4.5.3 Cálculo de la longitud de los tapones basado en la resistencia al corte en la interfaz concreto-roca

Con base en lo obtenido en los puntos anteriores, se deberá determinar si la falla por corte estará controlada por el esfuerzo cortante del concreto o del macizo rocoso, por lo que el menor de estos dos esfuerzos (concreto o macizo rocoso) será empleado en la obtención de la longitud de los tapones, la cual se determinará de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$L = \frac{P_f A}{P_e V}$$

Dónde:

P_f – Presión del líquido aplicado (Pa) $P_f = \gamma_a H$

H – Carga hidráulica del líquido sobre el tapón (m)

γ_w – Peso específico del agua kg_f/m^3

A – Área del lado aguas arriba del tapón

P_e – Perímetro transversal del área

V – Esfuerzo de corte permisible de la roca o del concreto en la interface, la que resulte menor (Pa)

Nota: la presión hidráulica es la presión media que actúa sobre todo el lado del tapón.

Datos:

$h_{NAMO} = 238m$ (m.s.n.m) Elevación al NAMO

$h_{DESP} = 81.14m$ (m.s.n.m) Elevación de desplante del tapón

$y = h_{NAMO} - h_{DESP} = 156.86 m$ Altura de la lámina de agua en la base del tapón

$y_1 = 14m$ Altura del tapón

$y_2 = y - y_1 = 142.86$ Altura de la lámina de agua en la parte superior del tapón

$\gamma_w = 1000kg_f/m^3 = 9.807kN/m^3$ Peso específico del agua

Sección:

$b = 14.20m$ Ancho de la base del tapón

$r = 7.1 m$ Radio de la bóveda

$h_a = 7.30m$ Altura de los hastiales

Por otra parte:

$$H = y + \frac{y_1}{2} = 136.86 m$$

$$P_f = \gamma_w H = 1.607 \times 10^6 Pa$$

$$A = bh_a + \frac{\pi r^2}{2} = 182.844 m^2$$

$$P_e = b + 2h_a + \pi r = 51.105 m$$

$$f's = 822.438 kPa$$

Procedemos a calcular la longitud:

$$L = \frac{(1.607 \times 10^6 Pa)(182.844 m^2)}{(51.105 m)f's}$$

$$L = 6.99 m$$

Por lo tanto la longitud necesaria para cumplir con este criterio de diseño es de 7m.

4.5.4 Cálculo de la longitud del tapón de acuerdo al diseño por flexión de viga gruesa

Un tapón se encuentra dentro de la categoría de viga gruesa cuando la relación ancho/longitud del tapón $\geq 1,25$. Esto quiere decir que si el diseño para corte tiene como resultado una longitud de tapón que es menor a aproximadamente la dimensión máxima del túnel, debe verificarse la resistencia del diseño a la flexión de viga gruesa.

El proceso de diseño para verificar la flexión de viga gruesa se basa en el código para concreto ACI 318-95. Debido a las dificultades inherentes al vaciado del concreto en la parte inferior y la corona del túnel, conservadoramente se asume que la viga es una viga unidireccional que se extiende entre las paredes laterales (i.e. el tapón soporta la carga en las paredes, pero no la carga del piso al techo del túnel).

El concepto del diseño es que la longitud de un tapón de concreto armado debe ser suficiente para soportar los esfuerzos de flexión por tracción en el lado aguas abajo del tapón, de conformidad con el esfuerzo a tensión permisible del concreto.

Si la relación ancho/longitud del tapón $< 1,25$, entonces no necesita refuerzo de acero para resistir los esfuerzos de tracción aplicados en el lado aguas abajo.

A continuación se presenta la ecuación para determinar la longitud del tapón de acuerdo al criterio de viga gruesa.

$$L = \sqrt{\frac{6M_u}{bf_t}}$$

Dónde:

M_u = Momento flexionante factorizado; $M_u = [wl^2/8]/0.65$

w = carga por metro para una viga de 1 m de altura; $w = H\rho_w\alpha * 9.81/1000$

l = Ancho del túnel

H = Carga hidrostática del líquido que actúa sobre el tapón

ρ_w = Densidad del líquido

α = Factor de carga igual a 1,4

b = Peso unitario de la viga

f_t = Resistencia a la flexión por tracción permisible del concreto

Por otra parte, los códigos indican que se utilice un factor de reducción de resistencia de 0.65 en el diseño. Así mismo, la resistencia del concreto a la flexión por tracción es:

$$f_t = 415.2\sqrt{f'_c}$$

Donde f'_c se indica en MPa y f_t resulta en kPa

En este caso el diseño basado en la estabilidad contra deslizamiento, mismo que rige, arrojó como resultado una longitud de tapón de 36m, la cual es mayor que la dimensión máxima del túnel (14m). Por lo tanto no es necesario realizar el análisis por flexión de viga gruesa, como a continuación se muestra:

$$\frac{14m}{36m} = 0.389 < 1.25$$

4.5.5 Cálculo de la longitud de los tapones debido a falla por infiltración excesiva

Este cálculo tiene como objetivo determinar la longitud mínima de los tapones para evitar filtraciones de agua producto del gradiente hidráulico, por lo que se deberá calcular el gradiente hidráulico máximo de diseño con base en los criterios indicados en la TABLA 4.6.

TABLA 4.6. GRADIENTES HIDRÁULICAS DE DISEÑO PARA TAPONES DE TÚNEL (SEGÚN BENSON, 1989)

Condición general de la roca RMR – Evaluación del macizo rocoso	Máxima gradiente hidráulica admisible m/m	Máxima gradiente de presión admisible kPa/m
Muy Buena Roca Masiva, dura, ampliamente diaclasada 81<RMR<100	15 - 30	150 - 300
Buena Roca Dura a moderadamente dura, moderadamente diaclasada 61<RMR<80	10 - 14	100 - 140
Roca Moderada a débil, meradamente diaclasada 41<RMR<60	7 - 9	70 - 90
Roca Pobre Débil, cercanamente diaclasada o cortada 21<RMR<40	5 - 6	50 - 60
Roca Muy Pobre Muy débil, probablemente erosionable RMR < 20	3 - 4	30 - 40

El gradiente hidráulico máximo (HG_{max}) (definido como la relación entre la carga hidráulica máxima aplicada, incluyendo las presiones de impacto y la longitud del tapón, entre los extremos aguas arriba y aguas abajo del tapo) se estima alrededor de:

$$HG_{max} = \frac{150m}{36m} = 4.167$$

Donde los 150 m corresponden a la carga hidráulica máxima mientras que los 36 m. representan la longitud del tapón obtenida mediante el análisis de estabilidad contra deslizamiento. La figura FIGURA 4.7 muestra de manera esquemática el posible mecanismo de falla por gradiente excesivo.

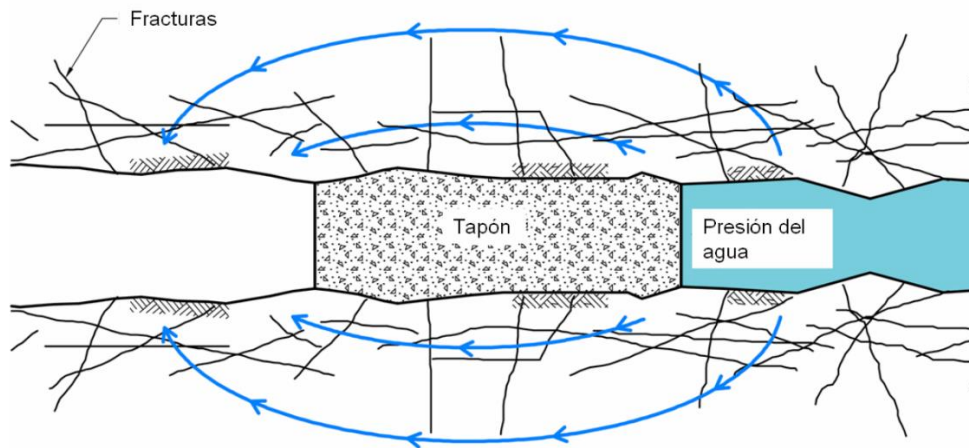


FIGURA 4.7. POSIBLE MECANISMO DE FALLA POR GRADIENTE EXCESIVO

Para un macizo rocoso de buena calidad, en este caso con un RMR igual a 73, Tabla 4.6 sugiere un gradiente hidráulico máximo permisible entre 10 y 14, que es mucho más alto que el estimado:

$$HG_{max} = 4.167$$

Es decir que es suficiente la longitud del tapón debido a que estamos por debajo del gradiente hidráulico permisible.

Para fines ilustrativos calcularemos la longitud mínima del tapón recomendada por este criterio:

$$L_{min} = \frac{H_{max}}{HG_{max}}$$

$$L_{min} = \frac{150m}{14}$$

$$L_{min} = 10.714$$

4.5.6 Revisión por fractura hidráulica

Para evitar las fracturas por levantamiento se debe determinar la cobertura de roca mínima que deberán tener los tapones, la cual es regida por la ecuación:

$$C_{RM} = \frac{\gamma_w \cdot H \cdot FS}{\gamma_r \cdot \cos\beta}$$

Dónde:

C_{RM} = Cobertura mínima de roca medida desde el túnel oblicuamente (obsérvese FIGURA 4.8) hasta el punto más cercano de la superficie del terreno (la distancia más corta a la superficie).

H = Carga de agua estática de diseño (m)

γ_w = Peso unitario del agua (kgf/m³)

γ_r = Peso unitario de la roca (kgf/m³)

β = Ángulo promedio del talud de la ladera (varia con el talud)

FS = Factor de seguridad, se debería aplicar un mínimo de 1,3

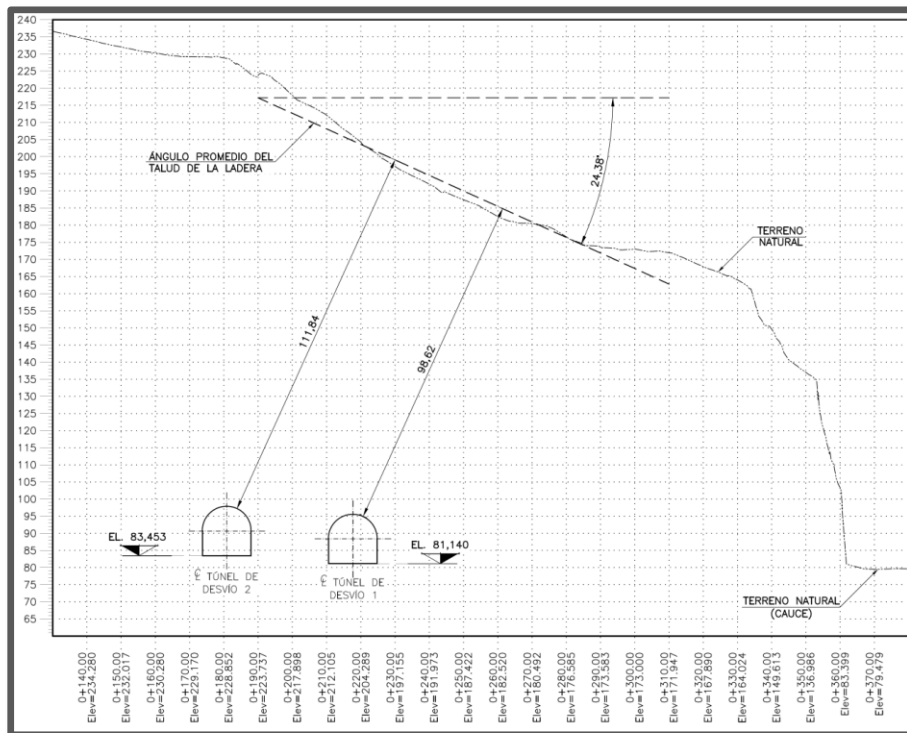


FIGURA 4.8. SECCIÓN TRASVERSAL POR EL TAPÓN DE CIERRE DEL TÚNEL DE DESVÍO

Considerando un factor de seguridad de 1.3 por recomendación e ingresando los datos a la ecuación anterior, tenemos:

$$h_s = 156.86m - 7m = 149.86$$

El dato anterior representa la altura de lámina de agua en la base del tapón menos 7m de la mitad del tapón

$$\gamma_w = 1000kg_f/m^3 = 9.807kN/m^3$$

$$\gamma_r = 2216kg_f/m^3 = 21.73kN/m^3$$

$$FS = 1.3$$

$$\beta = 25^\circ$$

Sustituyendo valores:

$$C_{RM} = \frac{(1000kg_f/m^3)(149.86m)(1.3)}{(2216kg_f/m^3)\cos 25^\circ}$$

$$C_{RM} = 97.01$$

La cobertura mínima de roca con la debe contar el tapón es de 97m.

4.6 Cálculo de la longitud de los tapones por ariete hidráulico debido a carga sísmica

El ariete hidráulico se define como la onda de impacto causada por un sismo, la cual se podría propagar a través de la longitud del túnel e incrementar considerablemente las presiones aplicadas al tapón. El efecto de ariete hidráulico se modela como el deslizamiento del pistón en un cilindro lleno con fluido en descanso. La presión adicional (P_H) por ariete hidráulico se obtendrá con la siguiente ecuación:

$$P_H = c \cdot v \cdot \rho$$

Dónde: c = Velocidad acústica del agua (1437 m/s)
 v = Velocidad en tierra
 ρ = densidad del agua

Considerando la relación entre velocidad en tierra y aceleración sísmica máxima, como lo considera aproximadamente Seed e Idriss (1983) tenemos (para roca):

$$\frac{v_{max}}{a_{max}} = \frac{55cm/s}{g}$$

Se construirá el tapón en túnel largo en donde el sismo máximo creíble tiene una aceleración máxima de 0.4g (valor propuesto). Por lo tanto la presión adicional que puede ocurrir en el tapón como resultado del sismo se puede calcular del siguiente modo:

Velocidad en la tierra:

$$v_{max} = \left(\frac{55cm/s}{g} \right) (0.4g) = 0.22m/s$$

Sustituyendo valores:

$$P_H = (1437m/s)(0.22m/s) = 316.14kPa$$

Esta presión deberá ser incorporada a la presión de flujo estático, esto con el fin de considerar el sismo en el análisis. El criterio que determina la longitud del túnel es el análisis de estabilidad contra deslizamiento, por lo cual volverá a ser verificado pero con la consideración antes mencionada.

Análisis de estabilidad contra deslizamiento considerando ariete hidráulico debido a sismo:

Datos:

- $\phi = 53^\circ$ Angulo de fricción
- $S_a = 2411 \text{ kN/m}^2$ Resistencia a cortante en el plano de falla
- $\mu_s = \tan\phi = 1.327$ Coeficiente de fricción estática del material

Concreto

- Resistencia a la compresión:

$$f'c = 250 \text{ kg}_f/\text{cm}^2 = 24.517 \text{ MPa}$$

- Resistencia al corte:

$$f's = 822.438 \text{ kPa} = 8.387 \text{ kg}_f/\text{cm}^2$$

- Peso específico:

$$w_c = 2200 \text{ kg}_f/\text{cm}^3 = 21.575 \text{ kN/m}^3$$

Presión:

- $h_{NAMO} = 238\text{m}$ (m.s.n.m) Elevación al NAMO
- $h_{DESP} = 81.14\text{m}$ (m.s.n.m) Elevación de desplante del tapón
- $y = h_{NAMO} - h_{DESP} = 156.86 \text{ m}$ Altura de la lámina de agua en la base del tapón
- $y_1 = 14\text{m}$ Altura del tapón
- $y_2 = y - y_1 = 142.86$ Altura de la lámina de agua en la parte superior del tapón
- $\gamma_w = 1000\text{kg}_f/\text{m}^3 = 9.807\text{kN}/\text{m}^3$ Peso específico del agua

Carga debida a sismo:

$$h_{sismo} = \frac{P_H}{\gamma_{agua}} = \frac{316.14\text{kPa}}{1000\text{kg}_f/\text{m}^3} = 32.237\text{m}$$

Sección:

$b = 14.20m$	Ancho de la base del tapón
$r = 7.1 m$	Radio de la bóveda
$h_a = 7.30m$	Altura de los hastiales
$L = 36m$	Longitud del tapón (Propuesta)

Áreas y perímetros:

$A_P = \frac{\pi r^2}{2} + h_a b = 182.844 m^2$	Área de la sección portal
$P_P = \pi r + 2h_a + b = 51.105m$	Perímetro de la sección portal
$V_T = A_P L = 6.582 \times 10^3 m^3$	Volumen del tapón
$A_{CR} = P_P L = 1.84 \times 10^3 m^2$	Área de contacto concreto-roca

Fuerzas horizontales

- Empuje del agua:

$$E_a = \left(\frac{y_1 + 2y_2}{2} \right) (\gamma_w)(y_1)(b) = 2.922 \times 10^5 \text{ kN}$$

- Fuerza debida al sismo:

$$F_{SISMO} = P_H A_P = 5.78 \times 10^5 \text{ kN}$$

Fuerza horizontal total:

$$F_H = E_a + F_{SISMO} = 3.5 \times 10^5 \text{ kN}$$

Fuerzas verticales

- Peso:

$$W_T = V_T (w_c) = 1.42 \times 10^5 \text{ kN Fuerza vertical total}$$

- Fuerza de subpresión:

$$F_S = \frac{(r + h_a)(\gamma_w)(L)}{2} b = 3.609 \times 10^4 \text{ kN}$$

Fuerza vertical total:

$$F_V = W_T - F_S = 1.059 \times 10^5 \text{ kN}$$

Resistencia al corte:

En este caso se utilizara un factor un factor de reducción $f = 0.5$

- Del macizo rocoso:

$$\tau = 2.411 \times 10^3 \text{ kPa}$$

$$V_{roca} = (\tau)(A_{CR})(f) = 2.218 \times 10^6 \text{ kN}$$

- Del concreto:

$$V_c = (f's)(A_{CR})(f) = 7.566 \times 10^5 \text{ kN}$$

Como ya se había mencionado, la resistencia al corte del concreto, es quien rige el análisis de estabilidad contra desplazamientos.

Resumen de fuerzas:

$$F_{RESISTENTES} = V_C + F_V = 8.625 \times 10^5 \text{ kN}$$

$$F_{ACTUANTES} = F_H = 3.5 \times 10^5 \text{ kN}$$

Calculo del factor de seguridad

$$S_{FS} = \frac{\mu_s F_V + V_C}{F_H} = 2.563$$

Como se puede observar la longitud de 36m del tapón da como resultado un factor de seguridad de 2.56, mismo que es aceptable debido a que se está considerando otra variable en el análisis (sismo). Sin embargo para obtener un FS igual a 3 la longitud del tapón tendría que aumentar a 43m.

4.7 Condiciones de carga

A continuación se dará una descripción de las cargas que actúan sobre los Tapones de Cierre, estas cargas serán consideradas en el análisis estructural para determinar los esfuerzos a los que estarán sometidos los tapones.

4.7.1 *Peso propio (D)*

Como carga muerta se considera el peso propio de la estructura, que se obtendrá de considerar las dimensiones geométricas de la misma con un peso volumétrico del concreto de 21,582 kN/m³, que no incluye el peso del acero de refuerzo.

4.7.2 *Empuje hidrostático (E_w)*

Como empuje hidrostático se considerará la presión hidrostática que ejercerá el embalse a las elevaciones 238,00 (NAMO) y 243,00 (NAME) sobre los Tapones de Cierre, los cuales se desplantarán en la elevación 81,14 y 83,45, respectivamente.

El empuje hidrostático se calculará mediante la siguiente expresión:

$$E_w = \gamma_w H_w$$

Dónde:

H_w = Altura de la lámina de agua

γ_w = Peso volumétrico del agua (9,81 kN/m³)

E_w = Empuje hidrostático

4.7.3 *Cargas de roca (H_R)*

La carga de roca es aquella que se obtiene del volumen de la cuña máxima que se genera en un tramo del túnel donde existen fallas geológicas y/o roca de mala calidad ocasionando un posible desprendimiento de roca, que al relajarse aplica su peso volumétrico sobre el revestimiento de concreto.

Para determinar esta carga se empleará la siguiente ecuación:

$$H_R = \frac{100 - RMR}{100} \gamma_R B$$

Dónde:

H_R = Carga de roca

γ_R = Peso específico de la roca

B = Ancho del túnel

4.7.4 Inyección de contacto concreto-roca (I_c)

La inyección de contacto concreto-roca tiene como finalidad rellenar y empaquetar por medio de inyección de lechadas o morteros los espacios entre la roca y los colados de los concretos, asegurando un buen contacto entre ambos, a fin de evitar concentraciones de flujo y garantizar la correcta interacción entre roca-revestimiento, en el modelo de análisis se considerará una presión de inyección de contacto de concreto-roca de 0,3 MPa (300 kN/m²), es importante mencionar que esta presión se considerará únicamente en ciertas zonas, debido a que este proceso no se realiza simultáneamente en todo el tapón donde se requiera.

4.7.5 Empuje de agua por sismo (E_{ws})

La carga por sismo que únicamente se considerará en el modelo de los tapones será la que ejerce el agua producto del ariete hidráulico y que se determinó anteriormente.

4.8 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga que se considerarán en el análisis estructural de los Tapones de Cierre para las condiciones Usuales, Inusuales y Extremas de operación, son las mencionadas en la siguiente TABLA 4.7:

TABLA 4.7. COMBINACIONES DE CARGA CONSIDERADAS PARA EL MODELO DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

COMBINACIÓN	DESCRIPCIÓN	CONDICIÓN
COMBINACIÓN 1	Peso propio (D) + Temperatura (T)	INUSUAL DE CONSTRUCCIÓN
COMBINACIÓN 2	Peso propio (D) + Inyección de contacto concreto-roca (I_c)	INUSUAL DE CONSTRUCCIÓN
COMBINACIÓN 3	Nivel de aguas máximo ordinario NAMO	USUAL DE OPERACIÓN
	Peso propio (D) + Empuje Hidrostático (E_w) + Carga de roca (H_R)	
COMBINACIÓN 4	Nivel de aguas máximo extraordinario NAME	INUSUAL DE OPERACIÓN
	Peso propio (D) + Empuje Hidrostático (E_w) + Carga de roca (H_R)	
COMBINACIÓN 5	Nivel de aguas máximo ordinario NAMO	EXTREMO DE OPERACIÓN
	Peso propio (D) + Empuje Hidrostático (E_w) + Carga de roca (H_R) + Empuje de agua por sismo (E_{ws})	

4.9 Factores de carga aplicados al análisis estructural

A continuación se indican los factores de carga que se consideran en el desarrollo del modelo de los taponés en SAP2000 o programa a fin, lo anterior, para las diferentes condiciones de carga de acuerdo con el Reglamento del ACI 318-11.

Condición inusual de construcción

$$U = 1,05 (D + T)$$

$$U = 1,4 (D + F)$$

Condición usual de operación

$$U = 1,2 (D + F_{NAMO}) + 1,6 H$$

Condición inusual de operación

$$U = 1,2 (D + F_{NAME}) + 1,6 H$$

Condición extrema de operación

$$U = 1,2 (D+ F_{NAMO}) + 1,6 H + 1,0 E$$

Dónde:

D = Carga muerta.

F = Empujes de hidrostático e inyecciones de contacto.

H = Carga de roca.

E = Empuje de agua por sismo

T = Temperatura

En la TABLA 4.8 se presenta un resumen de las combinaciones de carga a utilizar para el diseño de la estructura:

TABLA 4.8. FACTORES DE MAYORACIÓN PARA LAS CARGAS CONSIDERADAS

Combinaciones	Carga muerta (D)	Temperatura (T)	Empuje hidrostático (E_{WNAMO})	Empuje hidrostático (E_{WNAME})	Inyección de contacto concreto-roca (I_c)	Carga de roca (H_R)	Empuje de agua en sismo (E_{ws})
COMB1	1,05	1,05					
COMB2	1,4				1,4		
COMB3	1,2		1,2			1,6	
COMB4	1,2			1,2		1,6	
COMB5	1,2		1,2			1,6	1,0

5 CUANTIFICACIÓN Y PROYECTO EJECUTIVO

La determinación del costo aproximado de construcción de una obra, es un dato que invariablemente se requiere a lo largo del proceso por el que atraviesan los proyectos de ingeniería.

La determinación del costo de las obras antes de que se construyan, constituye lo que se denomina Presupuesto. Los procedimientos o métodos para estimarlo son múltiples; sin embargo, uno de los más utilizados es con base en el cálculo de los precios unitarios de todas y cada una de las actividades (denominadas en este caso conceptos de obra), en que convencionalmente se haya dividido la obra por ejecutar.

Nótese que la palabra Presupuesto, está formada por el prefijo pre, que significa antes de, y la palabra supuesto que involucra una suposición o hipótesis. Por esto, no es raro encontrar obras terminadas en las cuales el costo real se ha alejado enormemente del presupuestado. Esto nos indica la importancia que tiene el estudiar con mucho cuidado las variables que inciden en los cálculos relativos a un presupuesto, iniciando con un proyecto ejecutivo de buena calidad y, posteriormente, durante la ejecución de los trabajos, pugnar porque se cumplan las condiciones supuestas en la etapa de presupuestación.

El estudio de los precios unitarios involucra tres etapas: Análisis, cálculo e integración.

Evidentemente, la primera etapa: el análisis, es la más importante. Es necesario en ella, definir con claridad, entre otros aspectos, el alcance de los trabajos a realizar, la manera en que se llevarán a cabo estos trabajos (procedimiento constructivo) y la cantidad y tipo de los recursos o insumos (mano de obra, materiales y maquinaria) con los que se va a realizar el proceso constructivo, todo ello sin perder de vista el contexto (tipo, magnitud y complejidad) en el cual se ubica la obra. El cálculo de los precios unitarios, definidos los factores que lo integran, es una operación mecanizada y repetitiva, que en la actualidad se lleva a cabo con el apoyo de las computadoras. Finalmente, la forma de integración, dependerá básicamente de los lineamientos normativos que se sigan para tal efecto, o de los requerimientos que el cliente exija del constructor sobre la manera en que deberán ser presentados los diferentes costos que conforman los precios unitarios.

La mayoría de veces, un concepto de obra puede ejecutarse siguiendo dos o más procedimientos constructivos distintos, que a su vez involucren diferentes tipos y cantidad de insumos, en estos casos, el procedimiento más económico o más rápido para realizarlo,

según el objetivo deseado, será el adecuado, esto nos lleva a incrementar el número de alternativas para determinar qué métodos y qué recursos conviene emplear.

El estudio de los precios unitarios no es el único factor que incide en el cálculo de un buen presupuesto. Otros factores, igualmente importantes, son la definición de los conceptos de obra, y su **cuantificación**.

Dependiendo de la magnitud y complejidad de la obra, se pueden clasificar y agrupar conceptos de obra con base a su naturaleza y parte o etapa de la obra en la que participan, conformando lo que se conoce como Partidas Presupuestales, las cuales, en caso de requerirse, pueden estar a su vez integradas por Sub partidas.

Al aplicar los precios unitarios a la cantidad determinada para cada concepto de obra se obtiene el importe de dicho concepto. La suma de los importes de todos los conceptos, dará el importe del presupuesto de la obra que se está analizando, véase la TABLA 5.1 para un mejor entendimiento.

TABLA 5.1. ELEMENTOS QUE CONFORMAN UN PRESUPUESTO

Clave	Concepto	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Importe
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(4)*(5)
Partida A					
Subtotal A					
Partida B					
Subtotal B					
Partida B					
Subtotal C					
TOTAL DEL PRESUEPUESTO					

La elaboración de los precios unitarios, no es más que una etapa dentro del proceso constructivo general, que se inicia con la investigación o estudio de la factibilidad de realizar una obra, y que termina con la construcción, puesta en marcha, operación y mantenimiento de la misma.

No es posible calcular precios unitarios sin el apoyo de las especificaciones, ya que éstas son precisamente las que definen los trabajos que se requieren y la manera en que deben ejecutarse para alcanzar los estándares de calidad.

Previo al análisis de los precios unitarios, es absolutamente indispensable, conocer a fondo la naturaleza de los recursos, tanto humanos, como de maquinaria y materiales, así como la disponibilidad de los mismos y el procedimiento constructivo a seguir en cada caso.

5.1 Proyecto ejecutivo

Un proyecto ejecutivo es el conjunto de planos, documentos y especificaciones que indican todas las características que tendrá la obra programada y mediante los cuales se puede garantizar la correcta ejecución de las acciones, partidas y conceptos presupuestados.

En si el objetivo de realizar un proyecto ejecutivo de una obra en particular no se limita a la elaboración de planos y acciones, sino a la optimización de los mismos de acuerdo a las necesidades específicas del cliente, dependiendo del tipo de la obra que se pretenda llevar a cabo, el lugar donde estará ubicada, sus accesos, vialidades, servicios públicos y todos aquellos factores que tengan una influencia directa sobre la función que la obra pretenda satisfacer.

Otro documento necesario y no menos importante es el programa de ejecución de obra el cual es elaborado con base en los conceptos o partidas del presupuesto, representado en un sistema de barras (gráfica de Gantt, FIGURA 5.1) de acuerdo a los tiempos estimados de ejecución de cada una de las partidas o conceptos en base a los tiempos reales de ejecución de acuerdo a rendimientos y volumen de la fuerza de trabajo a utilizar, este documento se presenta solamente por partidas y sin montos de flujo financiero.

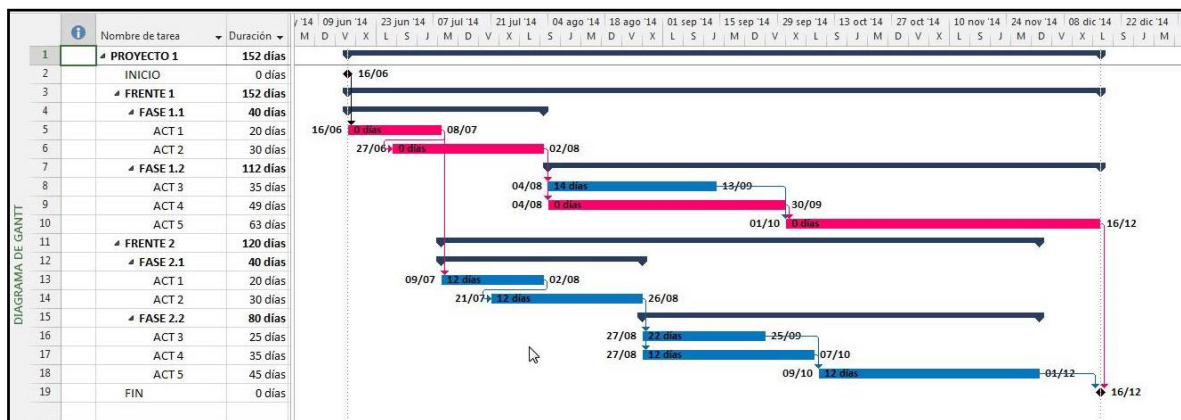


FIGURA 5.1. EJEMPLO ESQUEMATICO DEL DIAGRAMA DE GANTT

5.2 Ejemplo de Cuantificación

A continuación se presenta el procedimiento para calcular el volumen de excavación del desfogue de la Obra de Generación del P. H. Las Cruces (véase FIGURA 5.2) por medio de sólidos y con ayuda del programa de software CAD, cabe señalar que no es el único método pero se ha elegido por ser el más preciso, lo cual nos ayudara a tener un presupuesto más cercano al costo real del proyecto.

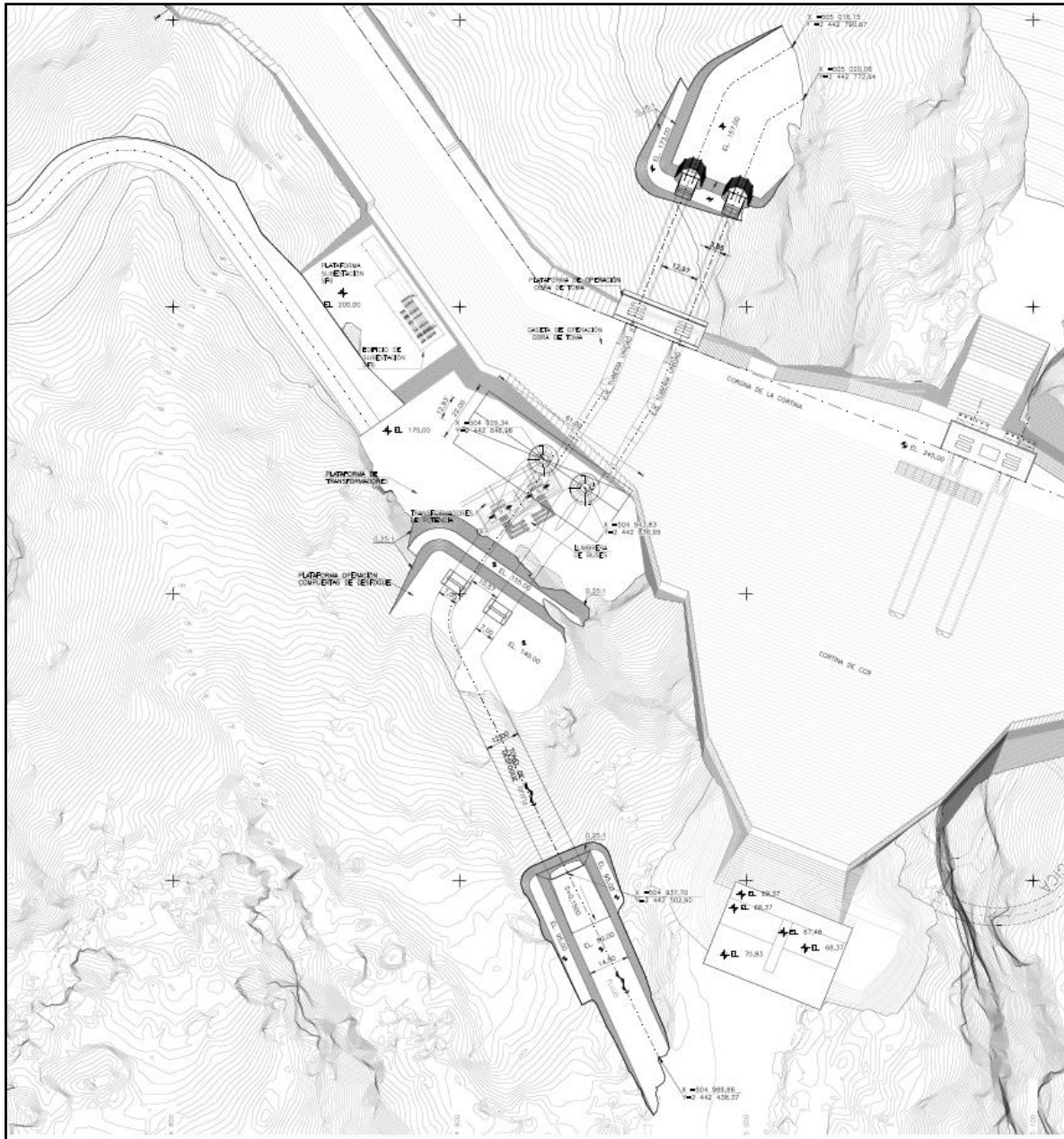


FIGURA 5.2. PLANTA GENERAL DE LA OBRA DE GENERACION DONDE SE APRECIA EL DESFOQUE

5.2.1 Software CAD

El software CAD hace referencia a los programas de Diseño Asistido por Computadora (por sus siglas en inglés) para dibujo en dos y tres dimensiones, véase FIGURA 5.3. Estos tipos de programas son reconocidos a nivel internacional por sus amplias capacidades de edición, que hacen posible el dibujo digital de planos o la recreación de imágenes en 3D. Son programas muy usados por arquitectos, ingenieros y diseñadores industriales. En nuestro caso utilizaremos AutoCAD de la empresa Autodesk.

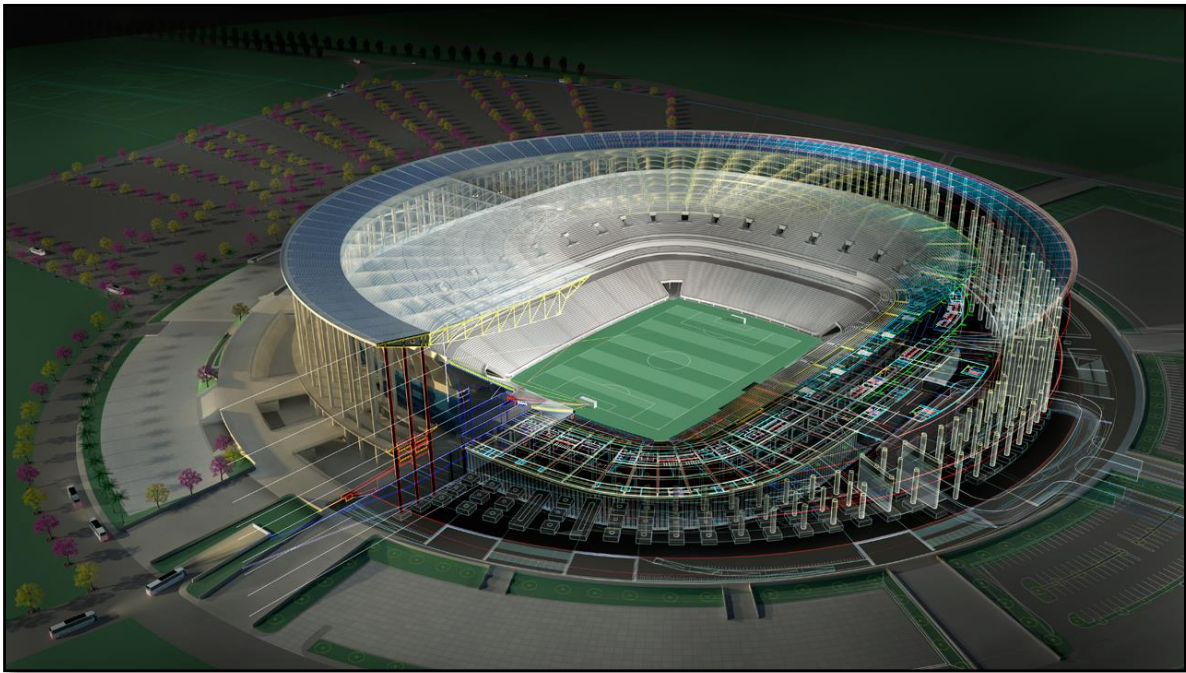


FIGURA 5.3. DIBUJO EN 3D REALIZADO CON SOFTWARE CAD

Por otra parte existe un módulo llamado CivilCAD creado por ARQCOM (FIGURA 5.4); software que está diseñado para crear funciones adicionales que automaticen y simplifiquen las tareas dentro de AutoCAD Full, BricsCAD PRO/Platinum y ZWCAD+, cubriendo diversas necesidades de la Ingeniería Civil y Topografía de habla hispana.

Con CivilCAD, se pueden obtener rápidamente perfiles, secciones, curvas de nivel, cálculo de volúmenes en plataformas y vialidades, cuadros de construcción, subdivisión de polígonos, etc.



FIGURA 5.4. CIVIL CAD. MÓDULO ADICIONAL PARA ALGUNOS PROGRAMAS CAD.

De igual manera Autodesk ha desarrollado el AutoCAD Civil3D, herramienta de diseño y cálculo muy útil en el desarrollo de diseño de sitio, diseño urbanístico, carreteras, movimiento de tierras, cálculo topográfico, replanteo de información, etc., obsérvese la FIGURA 5.5.



FIGURA 5.5. DIBUJO REALIZADO EN CIVIL 3D

La principal característica de Civil 3D es que todos los componentes del diseño están relacionados; los objetos al ser modificados automáticamente regeneran el diseño y recalculan la información en tablas y perfiles, todo esto nos ayudará a la hora de hacer cambios en nuestra propuesta sin tener que rehacer todo el proyecto de nuevo.

5.2.2 Triangulación del terreno y del proyecto

Entenderemos como triangulación al conjunto de triángulos formados a partir de puntos que se encuentran en la superficie del terreno o bien a partir de las curvas de nivel, los cuales definirán la geometría de la superficie a cuestión.

Para triangular el terreno partimos de las curvas de nivel (FIGURA 5.6) que nos han sido entregadas por el departamento de topografía y procedemos a triangular (FIGURA 5.7) mediante el módulo CivilCAD, revisamos que la triangulación este bien hecha es decir que no halla saltos entre curvas o uniones “raras”, de haberlas será necesario componerlas de manera manual.

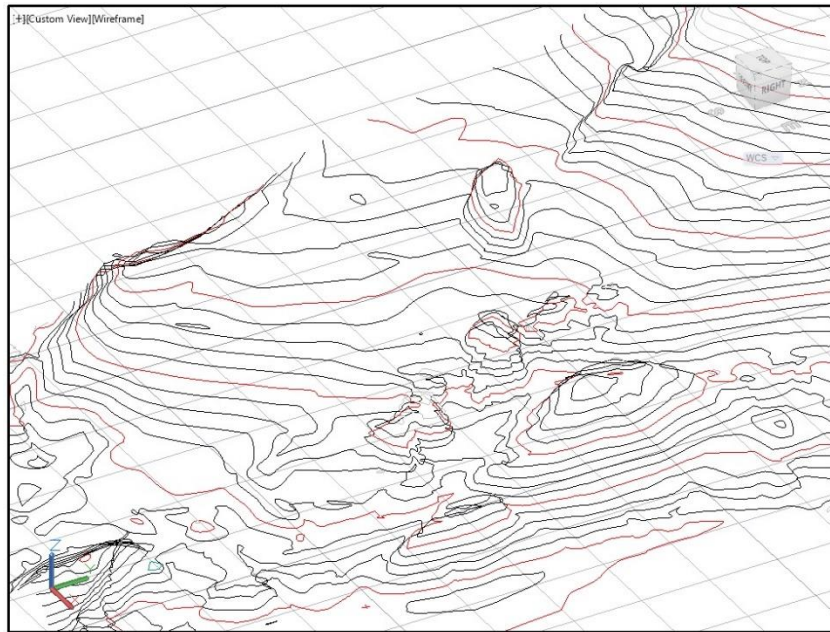


FIGURA 5.6. CURVAS DE NIVEL DEL TERRENO DONDE ESTARÁ EL DESFOGUE

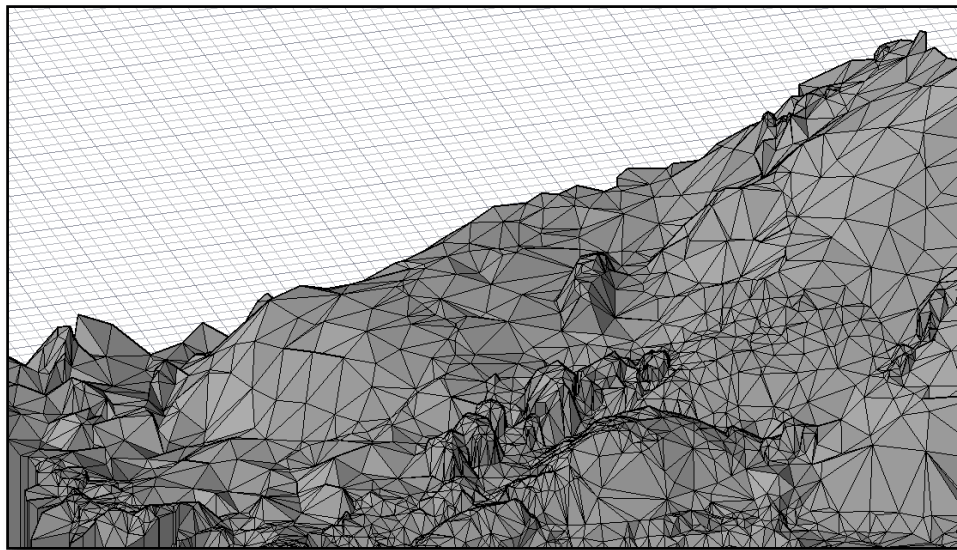


FIGURA 5.7. TERRENO TRIANGULADO

Por otra parte, una vez definido el proyecto, en este caso el desfogue, lo dibujamos en tres dimensiones para luego obtener puntos de su contorno (FIGURA 5.8) y triangularlo por medio de estos (FIGURA 5.9). Es importante colocar puntos en los vértices existentes ya que estos definirán en gran medida la geometría del proyecto y cuidar las zonas totalmente verticales u horizontales debido a que en ocasiones el software no interpreta de manera correcta y hace triangulaciones erróneas.

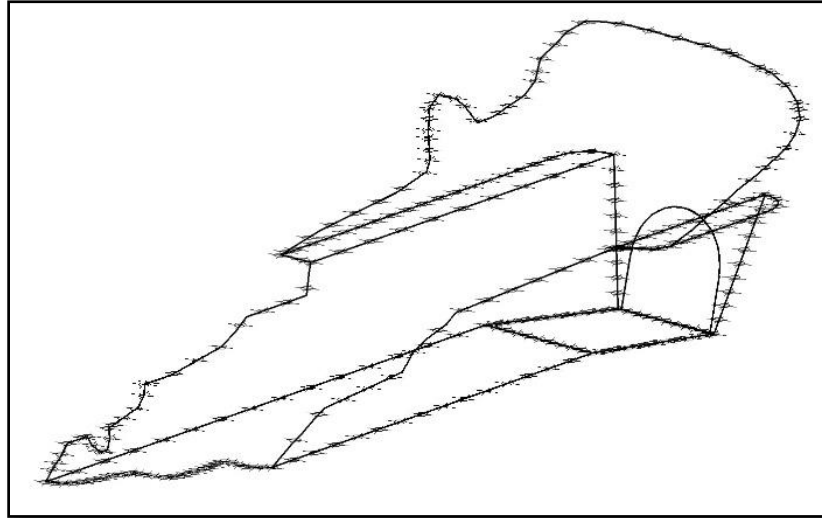


FIGURA 5.8. DESFOGUE DIBUJADO EN 3D PARA PODER TRIANGULAR

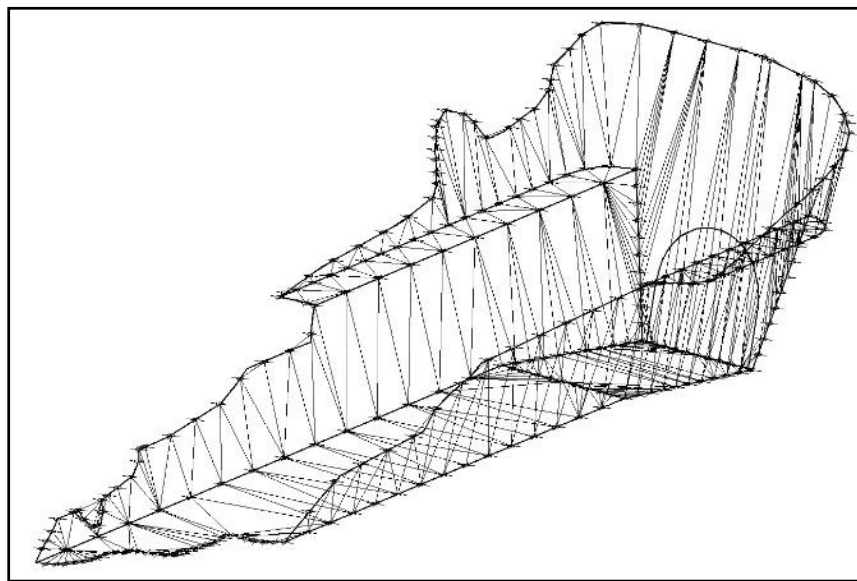


FIGURA 5.9. TRIANGULACIÓN DEL DESFOGUE

5.2.3 *Sólido del proyecto y terreno*

Para realizar el sólido del terreno hacemos un “extrude” en sentido negativo del eje “z”, dando una profundidad mayor que la altura neta del desfogue, ahora utilizamos el comando “union” y elegimos cada triángulo que conforma el terreno, esto con fin de tener un solo elemento, observe la FIGURA 5.10. Para obtener el sólido del desfogue, procedemos de manera análoga pero el extrude será en sentido positivo del eje “z”.

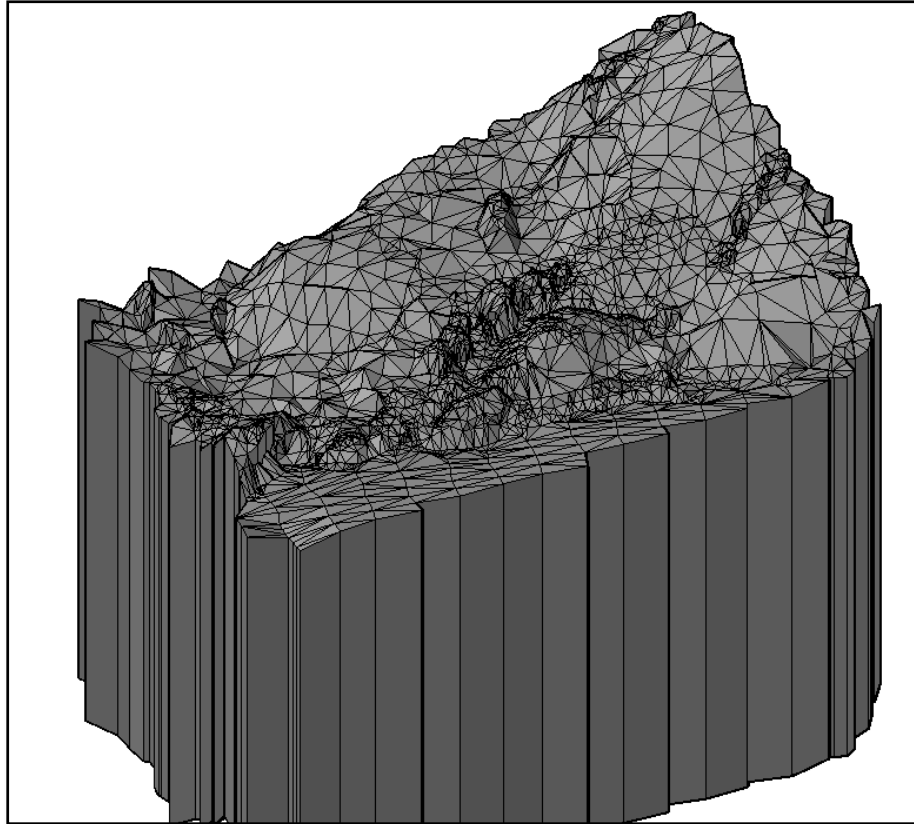


FIGURA 5.10. SÓLIDO DEL TERRENO DONDE SE UBICARÁ EL DESFOGUE

5.2.4 Cuantificación de la excavación

Este paso se logra en base a una intersección entre sólidos, cuyo resultado representa el volumen total de excavación (véase FIGURA 5.11 y FIGURA 5.12). Por otra parte para obtener el dato basta con teclear el comando “massprop”, que brinda las características del solido seleccionado, como lo muestra la FIGURA 5.13. Para mejores resultados siempre hay que cuidar las coordenadas en que estamos trabajando así como las elevaciones.

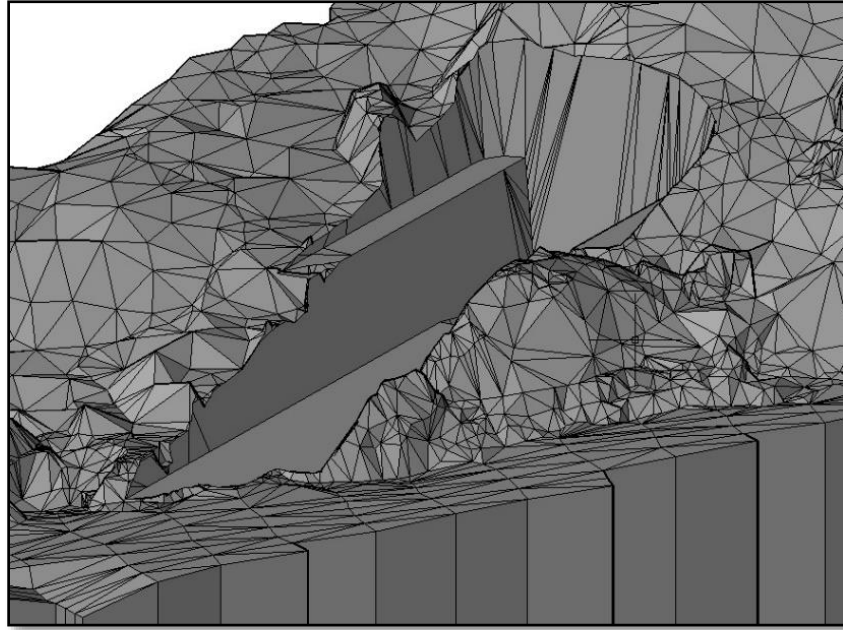


FIGURA 5.11. VISTA GENERAL TERRENO-PROYECTO

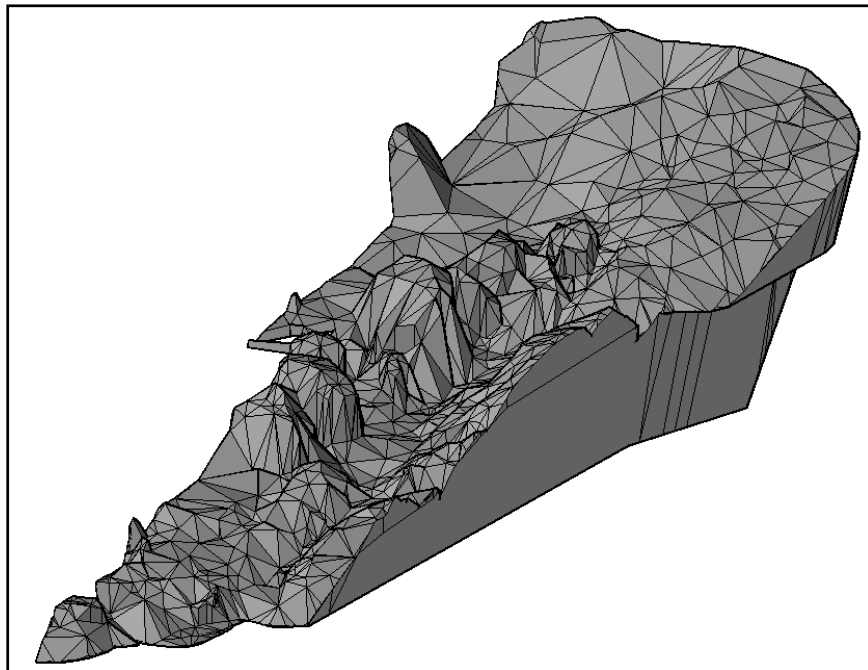


FIGURA 5.12. VOLUMEN A EXCAVAR PARA REALIZAR EL DESFOGUE

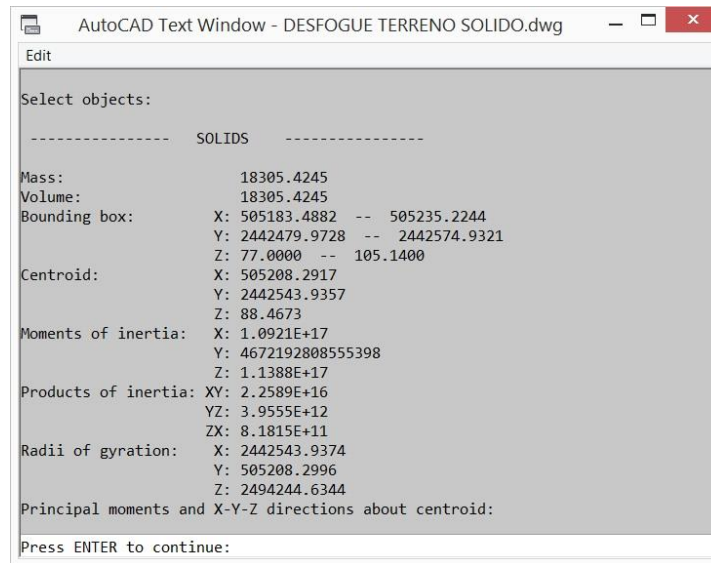


FIGURA 5.13. INFORMACIÓN QUE DESPLIEGA EL COMANDO MASSPROP DE UN SÓLIDO

5.2.5 Método alternativo para la cuantificación

Este método consiste en ir sumando diferenciales de volumen hasta llegar al volumen total de excavación; primero se obtienen secciones terreno-proyecto a cada determinada distancia (lo recomendable es cada 5 metros) a lo largo de un eje que pase por la zona de interés; luego se procede a obtener el área de cada sección delimitada por el terreno y el proyecto (FIGURA 5.14), después se hace la semisuma de áreas de dos secciones continuas y se multiplica por la distancia entre ellas, dando como resultado un diferencial de volumen. Siguiendo el mismo procediendo para las secciones restantes, se van sumando los diferenciales de volumen obtenidos hasta llegar al volumen total de excavación. Obsérvese que entre menor sea la distancia entre secciones se tendrá un dato más preciso. AutoCAD es capaz de dar un reporte general de los resultados obtenidos por este método.

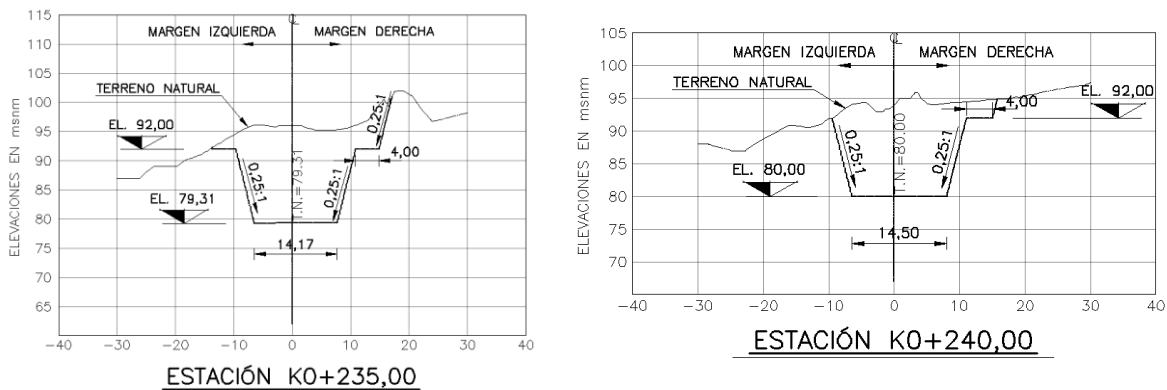


FIGURA 5.14. SECCIONES PROYECTO-TERRENO PARA OBTENER EL VOLUMEN A EXCAVAR

6 CONCLUSIONES

- La resistencia al cortante del concreto es la que rige el cálculo de la longitud de los tapones debido a que se tiene una roca de buena calidad en el sitio. Posteriormente usando los parámetros propios del concreto se realizó el análisis de estabilidad contra deslizamiento, el cual, demanda una longitud de 36 metros considerando un factor de seguridad igual a 3.
- El cálculo de la longitud basado en la resistencia al corte en el interfaz concreto roca arroja una longitud mínima de 7.0m.
- De acuerdo a las características geométricas del tapón y contemplando la longitud de 36m no es necesario analizar el tapón como viga gruesa.
- En base al RMR de la roca y en la TABLA 4.6, el gradiente hidráulico máximo permisible es de 14, el cual requiere una longitud mínima de 10.72m para cumplir con él, pero al tener una longitud mayor (36m) contamos con un gradiente menor (4.17) que el máximo permisible.
- Realizando la revisión por fractura hidráulica encontramos que es necesario una cobertura mínima de roca de 97 m.
- El ariete hidráulico debido a sismo da como resultado una presión adicional aplicada al tapón de 316 kPa, con la cual es necesario volver a realizar los cálculos anteriores o en su defecto el cálculo que rige la longitud de los tapones.
- De acuerdo a los criterios analizados, la longitud de los tapones está determinada por el análisis contra deslizamiento, es decir la longitud mínima de los tapones es de 36m.
- El garantizar la seguridad estructural es de suma importancia para preservar la estructura en buenas condiciones antes, durante y después de su funcionamiento, evitando pérdidas de vida o daños materiales a poblaciones cercanas a la construcción. Para lograrlo, se debe tomar como referencia reglamentos o manuales vigentes así como las características propias de la zona y de los materiales a utilizar.
- Una correcta cuantificación puede dar como resultado un presupuesto más cercano al costo total de la obra o proyecto. Esto es posible cuando el análisis de costos unitarios es bastante refinado. Cabe señalar que el presupuesto y el costo real de un proyecto jamás serán iguales debido a que hay circunstancias que no están bajo nuestro control, situación que impacta en el costo. En general el presupuesto nos sirve para tener una idea de la inversión a realizar.

-
- Todo proyecto ejecutivo comprende una serie de planos, documentos y especificaciones, mismos que brindan las características que tendrá la obra en cuestión. Lo anterior nos lleva a una correcta ejecución de las acciones, partidas y conceptos presupuestales.

GLOSARIO

A

Abocinamiento: consiste en el ensanchamiento de una estructura hacia el lado interior de la pared en forma de trompeta o bocina.

Ademe: sistema de soporte en la explotación de minas y en la construcción de túneles, termino común en México y Centro América

Aditivos: son componentes de naturaleza orgánica (resinas) o inorgánica, cuya inclusión tiene como objeto modificar las propiedades físicas de los materiales conglomerados en estado fresco. Se suelen presentar en forma de polvo o de líquido, como emulsiones.

Agregados: material granular relativamente inerte, como arena, grava, roca triturada, etc., utilizado en la industria de la construcción. Agregado fino es el material que pasa por el tamiz de 4.75mm (#4). El agregado grueso queda retenido en el tamiz de 4.75mm (#4).

Agujas: elementos de acero colocados antes del umbral de la compuerta radial en una guía vertical, que cumplen la función de obturar el flujo cuando se requiere dar mantenimiento a la compuerta.

Álabes móviles: elementos cuya función es regular el flujo de agua hacia el rodete para mantener las revoluciones por minuto en su valor nominal.

Aluvión: suelo cuyos componentes fueron transportados en suspensión por una corriente de agua y posteriormente depositados por sedimentación.

Ancla: elemento metálico o de madera, de forma de barra, que se introduce en una masa de suelo o roca para estabilizarla.

Ariete hidráulico: se define como la onda de impacto causada por un sismo.

Avenida: escurrimiento de agua dentro de la cuenca que se dirige a la cortina de la presa.

Avenida extraordinaria: escurrimiento de agua excesiva sobre la cuenca, se calcula con un periodo de retorno de 10,000 años, para diseñar la obra de excedencias.

B

Berma: es un espacio llano, cornisa, o barrera elevada que separa dos zonas. En arqueología una berma es un espacio nivelado entre un terraplén y su foso anexo o el estrecho espacio entre un terraplén y su foso y el terraplén externo.

Bocatoma: es una estructura hidráulica destinada a conducir una cantidad considerable de agua que esté disponible, ya sean de ríos, arroyos, o canales, incluso desde un lago o el mar, para que la misma sea utilizada para una finalidad específica.

C

Carga hidráulica: es una medida específica de la presión del líquido por encima de un datum geodésico. Por lo general se mide como una elevación de la superficie del líquido, expresado en unidades de longitud, en la entrada de un piezómetro.

Casa de máquinas: estructura donde se alojan las unidades turbo-generadoras, además de una plataforma de montaje y reparación.

Catálogo de conceptos: es una compilación de los trabajos por realizar de cualquier proyecto; cada concepto define como especificación el alcance de cada trabajo, las características físicas, dimensiones, materiales, unidad de medición para efectos de pago, y la cantidad de los trabajos a realizar. Fundamentalmente el catálogo de conceptos debe contener la información suficiente y necesaria para poder dimensionar en tiempo y costo la ejecución del proyecto en cuestión.

Cavitación: es un efecto hidrodinámico que se produce cuando el agua o cualquier otro fluido en estado líquido pasa a gran velocidad por una arista afilada, produciendo una descompresión del fluido. Puede ocurrir que se alcance la presión de vapor del líquido de tal forma que las moléculas que lo componen cambian inmediatamente a estado de vapor, formándose burbujas o, más correctamente, cavidades. Las burbujas formadas viajan a zonas de mayor presión e implosionan (el vapor regresa al estado líquido de manera súbita, «aplastándose» bruscamente las burbujas) produciendo una estela de gas y un arranque del material de la superficie en la que origina este fenómeno.

CCR: concreto compactado con rodillo.

Cemento: es un conglomerante formado a partir de una mezcla de caliza y arcilla calcinadas y posteriormente molidas, que tiene la propiedad de endurecerse al contacto con el agua. La molienda entre estas rocas es llamada clinker, convirtiéndose en cemento cuando se le agrega yeso, el cual aporta la propiedad de fraguar y endurecerse.

Cimacio tipo Creager: es un tipo de vertedor de pared gruesa cuyo perfil tiene aproximadamente la forma de la superficie inferior de una lámina vertiente.

Cimentación: conjunto de elementos estructurales diseñados para transmitir las cargas ejercidas de la edificación hacia el suelo.

Compactación: es la densificación del suelo por remoción de aire, generalmente realizada por medios mecánicos.

Concreto lanzado: tiene la finalidad de evitar la intemperización de la roca y problemas de inestabilidad en zonas de alto fracturamiento, se debe aplicar de forma sistemática o selectiva, según se indique en los planos del proyecto, una o varias capas de concreto lanzado aplicado por vía húmeda. Generalmente, entre capas de concreto lanzado se coloca una o varias capas de malla de acero electrosoldada o en su lugar pueden emplearse fibras metálicas, lo cual deberá ser propuesto por el contratista

Concreto masivo: se define como cualquier volumen de concreto colado en sitio con dimensiones lo suficientemente grandes, que obliguen a tomar medidas para enfrentar problemas provocados por las altas temperaturas generadas, así como también el cambio volumétrico a fin de minimizar los agrietamientos.

Corona: elemento superior de la cortina, donde facilita el flujo de vehículos.

Cortina: es una barrera fabricada con piedra, hormigón o materiales sueltos, que se construye habitualmente sobre un río o arroyo. Tiene la finalidad de embalsar el agua en el cauce fluvial para elevar su nivel y después utilizarla para un determinado fin.

Cuenca: es aquella depresión o forma geográfica que hace que el territorio vaya perdiendo altura a medida que se acerca al nivel del mar. Las cuencas hidrográficas son aquellas que hacen que el agua que proviene de las montañas o del deshielo, descienda por la depresión hasta llegar al mar. En algunos casos, la cuenca puede no alcanzar el nivel del mar si se trata de un valle encerrado por montañas, en cuyo caso la formación acuífera será una laguna o lago.

D

Densidad: la densidad es una magnitud escalar referida a la cantidad de masa en un determinado volumen. La densidad media es la razón entre la masa de un cuerpo y el volumen que ocupa.

Desfogue: se considera desfogue desde la salida del tubo de aspiración hasta la superficie libre del agua en la descarga a un cauce o un embalse inferior. En caso de ser máquinas de acción se considera a partir de la salida del rodete. Mediante esta obra se restituye el agua turbinada al cauce del río, siendo en canal para casa de máquinas exterior y en túnel para casa en caverna.

E

Electromecánica: ciencia que estudia las aplicaciones prácticas de la mecánica y de la electricidad.

Embalse: gran depósito artificial de agua, construido generalmente cerrando la boca de un valle mediante un dique o presa, que retiene las aguas de un río o de la lluvia para un fin particular.

Escorias: son un subproducto de la fundición de la mena (mineral) para purificar los metales. Se pueden considerar como una mezcla de óxidos metálicos; sin embargo, pueden contener sulfuros de metal y átomos de metal en forma de elemento.

Estanqueidad: es una cualidad por la que determinamos si algo tiene fugas o posibilidad de tenerlas, o no. Es decir, si tenemos estanqueidad, no hay fugas; si no hay estanqueidad, existen fugas.

F

Flecha de turbina: elemento que transmite el movimiento de rotación del rodete al rotor del generador

Flexión: es el tipo de deformación que presenta un elemento estructural alargado en una dirección perpendicular a su eje longitudinal. El término "alargado" se aplica cuando una dimensión es dominante frente a las otras.

G

Galería de oscilación: pozo revestido de concreto armado, que sirve para reducir el golpe de ariete y se puede localizar aguas arriba o abajo de la casa de máquinas, dependiendo de la longitud del túnel de conducción o del túnel de desfogue.

Gasto máximo: es el gasto máximo que puede pasar por la turbina cuando la planta está operando al NAMO y el distribuidor está abierto al 100%.

Gasto mínimo: es el gasto máximo que puede pasar por la turbina cuando la planta está operando al NAMINO y el distribuidor está abierto al 100%.

Geofísica: es una ciencia derivada de la geología que trata del estudio de las propiedades físicas de la Tierra. Comprende aspectos como la investigación de la composición interna del planeta, el flujo de calor proveniente del interior de la Tierra, la fuerza de la gravedad que forma el campo gravitacional, la fuerza magnética de atracción, ejercida por un magneto ideal en el interior de la Tierra que crea el campo geomagnético, y la propagación de las ondas sísmicas a través de las rocas de la corteza terrestre.

Geología: la palabra geología deriva del griego "geo" que significa tierra, y "logos" tratado o conocimiento, por lo tanto se define como la ciencia de la tierra y tiene por objeto entender la evolución del planeta y sus habitantes, desde los tiempos más antiguos hasta la actualidad mediante el análisis de las rocas.

Gravedad: es una fuerza física que la Tierra ejerce sobre todos los cuerpos hacia su centro. También se trata de la fuerza de atracción de los cuerpos en razón de su masa.

H

Hidráulica: es la parte de la mecánica que estudia el equilibrio y el movimiento de los fluidos con aplicación a los problemas de naturaleza práctica (conducciones, abastecimientos, riegos, saneamientos, etc.)

Hidrología: es una rama de las ciencias de la Tierra que estudia las propiedades físicas, químicas y mecánicas del agua continental y marítima, su distribución y circulación en la superficie de la Tierra, en la corteza terrestre y en la atmósfera. Esto incluye las precipitaciones, la escorrentía, la humedad del suelo, la evapotranspiración y el equilibrio de las masas glaciares.

I

Impermeabilización: cubrir una superficie con una sustancia o material impermeable para impedir que penetre en ella la humedad, el agua u otro líquido.

Infiltración: es el movimiento descendente del agua desde la superficie de la Tierra hacia el suelo o las rocas porosas. En cualquier parte del mundo, una porción del agua que cae como precipitación y nieve se infiltra hacia el suelo subsuperficial y hacia las rocas.

Ingeniería: es el conjunto de conocimientos y técnicas, científicas aplicadas al desarrollo, implementación, mantenimiento y perfeccionamiento de estructuras (tanto físicas como teóricas) para la resolución de problemas que afectan la actividad cotidiana de la sociedad.

Inyecciones de contacto: tienen como finalidad rellenar y empacar por medio de inyección de lechadas o morteros, los espacios entre la roca y los colados de los concretos, y/o entre éstos y las placas de las estructuras metálicas, asegurando un buen contacto entre ambos, a fin de evitar concentraciones de flujo y garantizar la correcta interacción entre roca-revestimiento y/o revestimiento-placa.

Estas inyecciones también contemplan el tratamiento del contacto entre la roca in situ y el límite inferior de los tratamientos de impermeabilización bajo las ataguías, para lograr la continuidad del tratamiento.

Inyecciones de consolidación: tienen como propósito mejorar u homogenizar el módulo de deformabilidad de la roca de cimentación, mediante la inyección a presión de mezclas fabricadas con cemento, agua, aditivos y en ocasiones agregados inertes a través de barrenos perforados previamente en un arreglo geométrico definido. Con esta inyección se trata de sellar las fisuras, grietas u oquedades existentes en la masa de roca.

L

Línea de transmisión: línea eléctrica que forma parte de una instalación de transmisión de energía eléctrica. Esta expresión se aplica en general, solamente a las líneas aéreas.

M

Macizo rocoso: se le denomina al conjunto conformado por la matriz rocosa y las discontinuidades que afectan al material de roca en conjunto. En cuanto a propiedades geomecánicas, un macizo rocoso se considera como un medio discontinuo, anisótropo y heterogéneo

Mecánica de materiales: es una disciplina de la ingeniería mecánica, la ingeniería estructural y la ingeniería industrial que estudia los sólidos deformables mediante modelos simplificados. La resistencia de un elemento se define como su capacidad para resistir esfuerzos y fuerzas aplicadas sin romperse, adquirir deformaciones permanentes o deteriorarse de algún modo.

N

Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (NAME): nivel máximo en el embalse cuando se presenta la avenida de diseño para la obra de excedencias.

Nivel de aguas mínimo de operación, (NAMINO): nivel mínimo que se puede presentar en el embalse en condiciones normales de operación y bajo el cual no pueden operar las turbinas.

Nivel de Aguas Máximas Ordinarias (NAMO): nivel máximo en que operan las turbinas. Máximo almacenamiento que se tienen en el embalse ordinariamente y sobre el que los excedentes son derramados. Se puede hablar de un NAMO fijo durante todo el año o de un NAMO por período a lo largo del año.

Números generadores: se pueden definir como el documento mediante el cual se lleva a cabo la cuantificación ó volumetría de un trabajo o concepto de obra, debidamente detallado.

O

Obra de contención: son todos aquellos elementos constructivos que tienden a prevenir, detener o modificar las condiciones naturales de un determinado espacio que pueden ser

adversas o que tengan provecho a los intereses humanos tales como: diques, muros de contención, represas, etc.

Obra de excedencias: tiene por objeto dar paso a los volúmenes de agua que no pueden retenerse en el vaso de una presa de almacenamiento.

Obra de toma: conjunto de estructuras que permiten extraer el vaso en forma controlada la cantidad de agua requerida por la planta.

Obturadores: son dispositivos que se colocan dentro del barreno al final de la tubería de inyección, cuya finalidad es la de aislar el tramo que se vaya a inyectar. Pueden ser neumáticos o mecánicos, sencillos o dobles, dependiendo del trabajo que se desee realizar y deben tener la capacidad de soportar por lo menos 1.5 veces la presión máxima de trabajo.

P

Parapeto: elemento localizado en la parte superior de la cortina, está compuesto por un terraplén y barandas a sus costados.

Perfilamiento: corte inclinado longitudinal que tiene como objetivo estabilizar el material con respecto a su ángulo de reposo.

Pilas: son elementos estructurales de concreto reforzado que permiten soportar las compuertas de la obra de excedencias.

Plinto: estructura sobre la cual se cimenta la cara de concreto y sirve como una extensión de esta hacia la roca de cimentación.

R

Rejillas: elementos metálicos que se colocan en los bocatomas, apoyados en una estructura de concreto. Su función es impedir el paso de cuerpos suspendidos.

Revenimiento: es un parámetro que da a conocer la consistencia del concreto, se mide con la prueba del revenimiento, la cual se debe ejecutar de acuerdo a la norma correspondiente.

Revestimiento: capa de un material, en este caso concreto lanzado con que se cubre totalmente una superficie.

RMR: índice de calidad RMR (Rock Mass Rating), permite hacer una clasificación de las rocas 'in situ'. La clasificación geomecánica RMR, también es conocida como clasificación geomecánica de Bieniawski.

Roca: en geología se le denomina roca a la asociación de uno o varios minerales, natural, inorgánica, heterogénea, de composición química variable, sin forma geométrica determinada, como resultado de un proceso geológico definido.

S

Sobrepresión: gradiente hidráulico producido por el golpe de ariete o energía cinética del fluido convertida en presión debido a un cierre rápido del distribuidor.

Socavón: acceso excavado en una ladera o macizo rocoso.

T

Talud: se refiere a la inclinación de un terreno o de un muro.

Tracción: esfuerzo interno a que está sometido un cuerpo por la aplicación de dos fuerzas que actúan en sentido opuesto, y tienden a estirarlo.

V

Vanos: Distancia entre apoyos (pilas) en donde está libre para el paso del agua.

Vertedor de demasías: tiene por finalidad descargar los escurrimientos extraordinarios que llegan al embalse y que no está previsto que sean utilizados para los fines que fue construida la obra, protegiendo la cortina, obra de toma y demás estructuras al impedir que el agua que ya no puede ser almacenada en el vaso, se desborde sobre la cortina y la destruya; o para evitar el llenado del embalse arriba de un nivel que ocasione daños en propiedades adyacentes.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. EM-1110-2-2100 Stability Analysis of Concrete Structures, US Army Corps of Engineers (U.S.A.C.E).
2. EM-2-1110-2200 Gravity Dam Design, US Army Corps of Engineers (U.S.A.C.E).
3. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI-318S-11) and Commentary. American Concrete Institute (ACI).
4. Mass Concrete (ACI 207.1R) - Reported by ACI Committee 207 - American Concrete Institute (ACI).
5. Diseño de Estructuras de Concreto – Arthur H. Nilson – Mc Graw Hill – Duodécima edición - 2001.
6. Principios de Ingeniería de Cimentaciones – Braja M. Das – International Thompson Editores – Cuarta Edición 2001.
7. Fundamentos de Hidrología de Superficie - Aparicio, M.F., Editorial LIMUSA. 2012
8. U.S. Bureau of Reclamation – Design of Small Dams 1987.
9. P-KG144-GEOL-015-V01 Secciones geológico-geofísico por el eje del Túnel de Desvío 1 y 2.
10. Guía para el Diseño de Tapones para el Cierre de Labores Mineras – Volumen XXV – Dirección General de Asuntos Ambientales Mineros - 2007.
11. Hidráulica General - Gilberto Sotelo Ávila – Editorial LIMUSA 1997.
12. Ingeniería Geológica, Luis I. González de Vallejo.
13. Factores de Consistencia de Costos y Precios Unitarios – Ing. Ernesto René Mendoza Sánchez - FUNDEC