



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

Facultad de Ingeniería

División de Ingeniería Civil y Geomática



Aspectos Generales de Diseño de las Cortinas de ECCC aplicado en el P.H. La Yesca, México

TESIS

Que para obtener el título de:

Ingeniero Civil

Presenta

ISMAEL ROMERO REYES

Director de Tesis: DR. HUMBERTO MARENGO MOGOLLÓN

MÉXICO, D.F.

ABRIL 2015





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

C O N T E N I D O

PREFACIO	7
1. PANORAMA DE LAS PRESAS EN EL MUNDO	10
1.1. Fases durante la Vida Útil de las Presas	12
1.2. Tendencias Actuales en la Construcción de Presas	13
2. PANORAMA DE LAS PRESAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO EN EL MUNDO	17
2.1. ECCC en zonas sísmicas.	21
3. PROPIEDADES Y ESTABILIDAD DEL ENROCAMIENTO	25
3.1. Consideraciones Básicas	25
3.2. Propiedades Índice del Enrocamiento	26
3.2.1. Densidad relativa	28
3.2.2. Coeficiente de uniformidad	29
3.2.3. Tamaño máximo del grano ($d_{máx}$)	29
3.2.4. Carga de ruptura (Pa)	29
3.2.5. Índice de solidez	30
3.2.6. Rotura de granos (Bg)	31
3.2.7. Relación de vacíos estructural	31
3.3. Resistencia al Corte	32
3.3.1. Dilatancia (Ψ)	32
3.3.2. Leyes no lineales	33
3.3.3. Influencia de la estructura del material	34
3.3.4. Influencia del tipo de prueba	35
3.4. Otras Propiedades Mecánicas	35
3.4.1. Compresibilidad	35
3.4.2. Creep	36
3.4.3. Deformabilidad	37
3.5. Estabilidad	39
3.5.1. Estabilidad Estática	39
3.5.2. Factores de seguridad para enrocamientos típicos	41
3.5.3. Factor de seguridad considerando sismo	42
4. CRITERIOS DE DISEÑO PARA ECCC	43
4.1. Criterio de Diseño del Cuerpo de la Cortina	43
4.1.1. Sección Típica de las Presas de ECCC	44
4.1.2. Aspectos Generales en la Zonificación del Enrocamiento	45
4.2. Criterio de Diseño del Plinto	52
4.2.1. Tipos de cimentación	52
4.2.2. Geometría	53
4.2.3. Diseño Geométrico del Plinto	58
4.3. Tratamientos (Inyecciones con el Método GIN)	62
4.3.1. Los principios del método GIN	64
4.3.2. Optimización del diseño	67
4.4. Criterio de Diseño de la Cara de Concreto	69
4.4.1. Diseño de Espesor	72
4.4.2. Juntas y Sellos	73
4.5. Criterio de Diseño del Parapeto	76
4.5.1. Altura del muro	76
4.5.2. Junta entre el muro y la losa de la cara de concreto	77

4.5.3. Juntas transversales _____	78
4.5.4. Detalles en las márgenes _____	78
4.5.5. Ancho de cresta _____	79
5. DISEÑO DE LA CORTINA DEL P.H. LA YESCA _____	80
5.1. Generalidades _____	80
5.2. Planteamiento del Modelo Geométrico Tridimensional (Elementos Finitos) _____	82
5.2.1. Descripción del Modelo de Elementos Finitos _____	83
5.2.2. Análisis y Resultados de la Modelación del Comportamiento de la Presa – durante Construcción y Llenado del Embalse _____	97
5.2.3. Análisis y Resultados de la Modelación del Comportamiento de la Presa – Evento Sísmico _____	104
5.2.4. Estimación del Asentamiento de los Rellenos de la Cortina _____	111
5.2.5. Análisis Numérico del Efecto de la Inclinación de los Estribos en el comportamiento de la Presa _____	115
5.2.6. Análisis Numérico del Efecto de la Roca de Cimentación en la Respuesta Dinámica de la Presa _____	122
5.2.7. Conclusiones _____	125
5.3. Planteamiento del Modelo de Viga Cortante _____	127
5.3.1. Descripción del Modelo de Viga de Cortante _____	127
5.4. Cara de Concreto _____	138
5.4.1. Verificación del Refuerzo a Flexión de las Losas de la Cara de Concreto 142	142
5.4.2. Lineamientos generales sobre el diseño de juntas perimetrales y verticales _____	147
5.5. Zonificación de Materiales _____	148
5.5.1. Zona 1 _____	149
5.5.2. Zonas 3G y 3H _____	149
5.5.3. Zonas 2 y 2F _____	149
5.5.4. Zona 3B _____	152
5.5.5. Zona 3C _____	153
5.5.6. Zona T (Transición) _____	153
5.5.7. Zona F _____	153
5.5.8. Zona 4 _____	154
5.6. Plinto _____	154
5.7. Parapeto _____	166
5.7.1. Estabilidad _____	169
5.7.2. Casos de Análisis _____	170
5.7.3. Resultados del Análisis de Estabilidad _____	172
6. CONCLUSIONES _____	175
BIBLIOGRAFÍA _____	182
A. APÉNDICE 1 _____	186
A. APÉNDICE 2 _____	194
Aguamilpa (México, 1993) _____	194
Campos Novos (Brasil, 2006) _____	195
El Cajón (México, 2007) _____	197
Shuibuya (China, 2009) _____	204

PREFACIO

Hoy en día existe una gran experiencia en el diseño y construcción de presas en el mundo, sin embargo el desarrollo de metodologías, tecnología y mejora de procesos constructivos están dando una tendencia hacia la construcción de presas de mayor altura reduciendo significativamente los tiempos de ejecución y costos (Marengo, 2005).

No hay sustitutos para las presas como componentes principales para el manejo de recursos hidráulicos. No puede haber mejoramiento ambiental ni de los estándares de vida de la población en el futuro, sin la realización de importantes desarrollos adicionales de grandes proyectos de infraestructura hidráulica. En virtud de lo anterior, las presas son imprescindibles (Marengo, 2005).

En la actualidad, expertos indican que las tendencias del diseño y construcción de presas han cambiado de la siguiente manera: las presas de gravedad con concreto convencional están dejando su lugar a las presas de concreto compactado con rodillo (CCR); las presas con materiales graduados han evolucionado a presas de enrocamiento con cara de concreto (ECCC); y las presas en cañones estrechos seguirán siendo de arco bóveda (Marengo, 1999).

La razón principal de estas tendencias es el costo de las mismas. En el caso de las presas de gravedad y de CCR, la diferencia radica en que el concreto compactado es mucho más barato y últimamente se ha logrado la posibilidad de construir presas con alturas superiores a los 200 m. En lo que concierne a las presas de materiales graduados y las de ECCC, éstas últimas ofrecen esquemas muy confiables y menores volúmenes de colocación; lo que permite un ahorro considerable de la inversión.

Las presas de enrocamiento con cara de concreto (ECCC) presentan características que la hacen una mejor opción entre otro tipo de presas, así como lo mencionó Cooke en el simposio de Beijing (Cooke B. J., 2000) “La presa de ECCC resulta apropiada en el futuro de las presas de gran altura. Se puede predecir un desempeño adecuado para una presa de ECCC de 300 m de altura de casi todos los tipos de roca, basado en la extrapolación

razonable de mediciones de las presas ya construidas."

Las características intrínsecas de las presas de enrocamiento con cara de concreto, y la tendencia de construir presas de mayores alturas, se han cuestionado debido a incidentes recientes en presas que sufrieron agrietamientos en la cara de concreto durante su primer llenado. Los agrietamientos se presentaron en las presas: Mohale en Lesotho, Barra Grande y Campos Novos en Brasil con una altura esta última de 202 m (CPH, 2012), en donde se tuvieron que colocar suelos limosos para estabilizar las filtraciones y después descubrir bajo un análisis cuales fueron las causas y rediseñar losas y juntas que sufrieron falla, sin haber corregido el problema de fondo.

El desarrollo de la ingeniería de presas se debe en gran medida a la experiencia y a las investigaciones que se han enfocado al mejor comportamiento de las estructuras, por lo cual, para el mejoramiento de los criterios de diseño se aplican los conocimientos científicos y empíricos para poder ajustar las condiciones de nuevos proyectos con otras condiciones y seguir actualizando las reglas empíricas que seguirán en proceso de mejoramiento.

Cuando el ingeniero se enfrenta al problema de proyectar o diseñar presas de ECCC suele experimentar una serie de problemas en los siguientes ámbitos:

- a) Estado del arte de la construcción de este tipo de presas
- b) Criterios de diseño actualizados para el dimensionamiento de las estructuras principales
- c) Ejemplos de diseño de presas en operación
- d) Aspectos constructivos
- e) Recomendaciones de diseñadores

Existen libros y tesis que indican los diseños de estructuras que componen las presas de ECCC, sin embargo el objetivo de la presente tesis es servir de ayuda para conocer el estado del arte de las presas de ECCC, la tendencia en la construcción de las mismas, presentar y ejemplificar dichos criterios en el "Proyecto Hidroeléctrico La Yesca".

La importancia del trabajo radica en mostrar los resultados obtenidos al aplicar criterios de diseño actualizados de las estructuras más importantes en una presa de ECCC como son: el plinto, los tratamientos del mismo, la cara de concreto, la zonificación del enrocamiento con su comportamiento y el muro de parapeto, asimismo comprender el resultado del análisis numérico realizado

en la presa P.H. La Yesca.

Este trabajo se estructura en 6 capítulos. En la primera y segunda sección se presenta un panorama de las presas en el mundo y en particular de la cortinas de ECCC, donde se observa que la construcción de grandes presas se está haciendo en países en vías de desarrollo, mientras que los países industrializados presentan una disminución en éste tipo de estructuras, se indica que las presas de ECCC muestran varias ventajas desde el punto de vista técnico, económico y confiable, además son adecuadas para proyectos grandes pero también resultan económicamente factibles para proyectos pequeños, teniendo un alto grado de resistencia ante los sismos.

En la sección 3 se presentan las propiedades índice, mecánicas e hidráulicas del enrocamiento, las cuales permitirán entender el comportamiento del enrocamiento y de la presa, se explicará porque la principal preocupación de la seguridad de las presas de ECCC es la deformación del enrocamiento y la cara de concreto, lo cual permitirá describir la evolución de la zonificación ante las cargas con asentamientos mínimos.

En la sección 4 se presentarán los criterios de diseño para las principales obras de las cortinas de ECCC como el criterio de diseño del cuerpo de la cortina, el plinto, los tratamientos con el método GIN, la cara de concreto y el muro de parapeto. Para garantizar el buen funcionamiento de las estructuras.

En la sección 5 se aplican los criterios al diseño de la cortina del Proyecto Hidroeléctrico La Yesca de 208,5 m de altura, localizado entre los estados de Jalisco y Nayarit, México, donde se presentan los diseños definitivos para las estructuras mencionadas en la sección 4, lo más importante es que se podrá comprender los resultados del análisis numérico realizado para cargas estática y sísmica en el proyecto. Se termina con algunas conclusiones que pueden resumir el presente trabajo, también se indicará la importancia de seguir actualizando los criterios conforme a los comportamientos observados, así como al avance en los análisis numéricos que se hagan bajo diferentes condiciones de carga.

1. PANORAMA DE LAS PRESAS EN EL MUNDO

Hay algo majestuoso en una presa grande. Cuando Franklin Roosevelt inauguró la presa Hoover (Figura 1-1) en 1935 estaba atónito y comentó: “**Vine, vi y fui conquistado**”. Esta presa en los EE.UU. fue la primera de las muchas grandes presas de ese país y fue la presa más grande del mundo en su tiempo (Marengo, 2005).

Haciendo un análisis existen en el mundo más de 100 000 presas (Marengo, 1995), incluyendo 35 000 grandes presas que según el ICOLD (1989) son las que tienen más de 15 m de altura, aunque también entran en esta categoría las que están entre 10 y 15 m pero que cumplen con alguna de las siguientes condiciones: longitud de cresta de 500 m por lo menos o descarga máxima de 2 000 m³/s, condiciones complejas en la cimentación o diseño inusual de la presa.



Figura 1-1 Presa Hoover

En el presente siglo debido a la gran experiencia, nueva tecnología y más investigación, se están planeando presas como Basha en Pakistán con 270 m de altura y muchas más en el futuro cercanas a los 300 m, además se planean y diseñan cientos con más de 200 m con grados de seguridad importantes y costos aceptables, cabe mencionar que en China se están diseñando y

construyendo cientos de presas¹. Todas las presas que están en etapas de: planeación, diseño y construcción, deberán ser económicamente factibles, socialmente deseable y ambientalmente sustentables para poder ser construidas.

El análisis de las presas podría ser más claro si las “grandes presas” se clasificaran en dos categorías (Marengo, en edición):

- a) Esta categoría incluye a las 5 000 “muy grandes presas” cuya altura es mayor a los 60 m y/o cuentan con un almacenamiento mayor a los $100 \times 10^6 \text{ m}^3$ y/o cuya capacidad de vertedor supera los 5 000 m^3/s ; esta categoría almacena más del 90% del total mundial y representa alrededor del 80% de la inversión total en este rubro. Una presa representativa de esta categoría puede ser una de 100 m de altura de enrocamiento o concreto principalmente destinada a la generación hidroeléctrica, y su embalse ocupa algunos hm^3 y un área de embalse de 100 km^2 , cuyo costo de inversión sería del orden de 500 millones de dólares (US). Esta categoría también incluye presas bajas con volúmenes de almacenamiento grandes y/o vertedores de gran capacidad, en promedio estas presas tienen alrededor de 30 años de servicio, la vida promedio de estas estructuras es de un siglo; de hecho pocas han sido desmanteladas.
- b) En la siguiente categoría se encuentran 45 000 “grandes presas” que tienen áreas de almacenamiento menor a 10 km^2 (la mayoría de menos de 1 km^2), una altura promedio de menos de 25 m y un promedio de gasto de $1 \text{ m}^3/\text{s}$. Estas presas son generalmente estructuras de tierra, cuyo recurso se utiliza para el riego. Algunos miles de estas presas tuvieron inversión entre 10 y 100 millones de dólares (US), el costo promedio fue mucho menor, a menudo cerca de 1 millón de dólares (US) o incluso menos para más de 20 000 presas construidas a mano en Asia antes de 1980. En promedio, estas presas tienen alrededor de 40 años en servicio. La vida útil total puede ser menor de un siglo para muchos embalses pequeños, pero será más de un siglo para la mayoría de ellos.

¹ China tiene más de 5 443 grandes presas en funcionamiento superiores o iguales a los 30 m de altura. De éstos, 862 son tipo Arco, 240 son ECCC y 129 de CCR. Hay 116 presas de 30 m o más de altura en construcción, de los cuales 85 serán de más de 60 m de altura. Los proyectos de ECCC más altos son: Houziyan ECCC (223.5 m), Jjiangpinghe ECCC (219 m)

1.1. Fases durante la Vida Útil de las Presas

De acuerdo con Marengo (en edición), la vida útil de la mayoría de las "grandes presas" será de más de 100 años y muchos más para las 5 000 "muy grandes presas", que aportan el 80% de los beneficios de todas las presas. Podemos concluir que en el año 2100 las presas actuales estarán cumpliendo sus propósitos, sin embargo es importante siempre cuidar el mantenimiento de las presas, el cual consiste en obras pero también en capacitación al personal.

Durante su larga vida, los objetivos y la administración de las grandes presas pueden y deberán ser modificados y optimizados de acuerdo a las cambiantes necesidades y condiciones económicas, tanto como a posibles cambios climáticos.

Dos fases pueden generalmente ser consideradas:

La fase inicial, en el rango de 30 años: los costos totales anuales de colocación y financiamiento de la inversión y por operación y mantenimiento son entre el 5 y el 10% de la inversión y el ingreso es optimizado para balancearlos mientras se cumplen con los compromisos ambientales iniciales.

Después de los 30 años (segunda fase), las inversiones ya se pagaron, los costos anuales son mucho menores, en el rango del 2% de la inversión, y las condiciones para hacer cambios serán diferentes a las condiciones iniciales. Este es el tiempo adecuado para revisar, en detalle, los mejores objetivos de acuerdo a las condiciones que hubiesen cambiado. Esta revisión deberá incluir la posibilidad de rehabilitaciones de las presas y las plantas generadoras, de la optimización de la operación, y de dedicar un mayor esfuerzo al mejoramiento de las condiciones ambientales. Revisiones semejantes deberían realizarse posteriormente con intervalos de 20 o 30 años.

Las rehabilitaciones no deberán limitarse a cuidar la seguridad; deberán incluir un incremento en la capacidad instalada para los picos o un incremento en el nivel del embalse: un incremento en la profundidad máxima del embalse de un 5%, puede representar un incremento en la vida útil del almacenamiento de un 20%. Estos incrementos se pueden lograr fácilmente en la mayoría de los almacenamientos que tienen vertedor de cresta libre y pueden ser económicamente atractivos para un buen número de los que tienen compuertas de control. Con o sin rehabilitaciones, se justifica plenamente reducir, hasta cierto punto, la producción de energía (mientras se mantenga la

capacidad del pico) y destinar un mayor volumen del almacenamiento para otros objetivos, particularmente para la mitigación de sequías y de avenidas. También se puede justificar el agregar una central de generación a una presa de riego.

La operación de la presa puede ser modificada para ayudar a reducir el azolvamiento e incrementar las descargas durante la época de estiaje. Actualmente el ICOLD recomienda que se coloquen obras de desagüe de fondo y medio fondo para el manejo de azolves y con esto poder incrementar la vida útil de las presas.

El análisis de varias opciones relevantes merece importantes estudios para optimizar las alternativas. Los gobiernos que están profundamente involucrados en las inversiones iniciales deberán tener mucho cuidado en llevar a cabo dichas revisiones.

1.2. Tendencias Actuales en la Construcción de Presas

De acuerdo a (Marengo, en edición) en sus estudios varios criterios pueden ser utilizados para evaluar las tendencias actuales (Figura 1-2) en la construcción:

- ✓ El número de grandes presas construidas por año durante la década de los 60's y 70's fue entre 5 y 10 veces más que lo actual, esto demuestra la dramática declinación en la tendencia de construcción de presas en las últimas dos décadas. La reducción en número aplica esencialmente a las pequeñas "grandes presas".
- ✓ El 80% del almacenamiento existente está destinado a la hidrogenación.

La inversión total es un mejor indicador de la actividad de construcción de presas. El valor actualizado de todas las presas construidas desde 1950 se estima alrededor de 1,5 a 2 trillones de dólares y el indicador anual en los 90's es de 30 – 40 billones, es decir 2% de lo que se logró en los 50's.

El costo varía más con la altura de la presa y la capacidad del vertedor que con el volumen del almacenamiento. La mayoría de la inversión ha sido y es en presas con una altura mayor a 60 m: de acuerdo al Atlas Mundial y Guía de la Industria 2014 (The International Journal on Hydropower& Dams, 2014) en el 2014 se construían 345 presas con una altura mayor a los 60 m. (Marengo, en edición)

Así en los últimos 20 años, si bien ha habido un declive en el número de

“grandes presas” construidas por año, esa disminución no ha ocurrido para las “muy grandes presas”. También en los últimos 20 años ha ocurrido una dramática disminución en la inversión en presas en los países industrializados. Pero los grandes países desarrollados industrializados que hace 30 años se centraron en la construcción de muchas presas pequeñas, debido al bajo costo en la mano de obra, ahora invierten grandes cantidades de dinero en sistemas de mayores dimensiones (ver Figura 1-2).

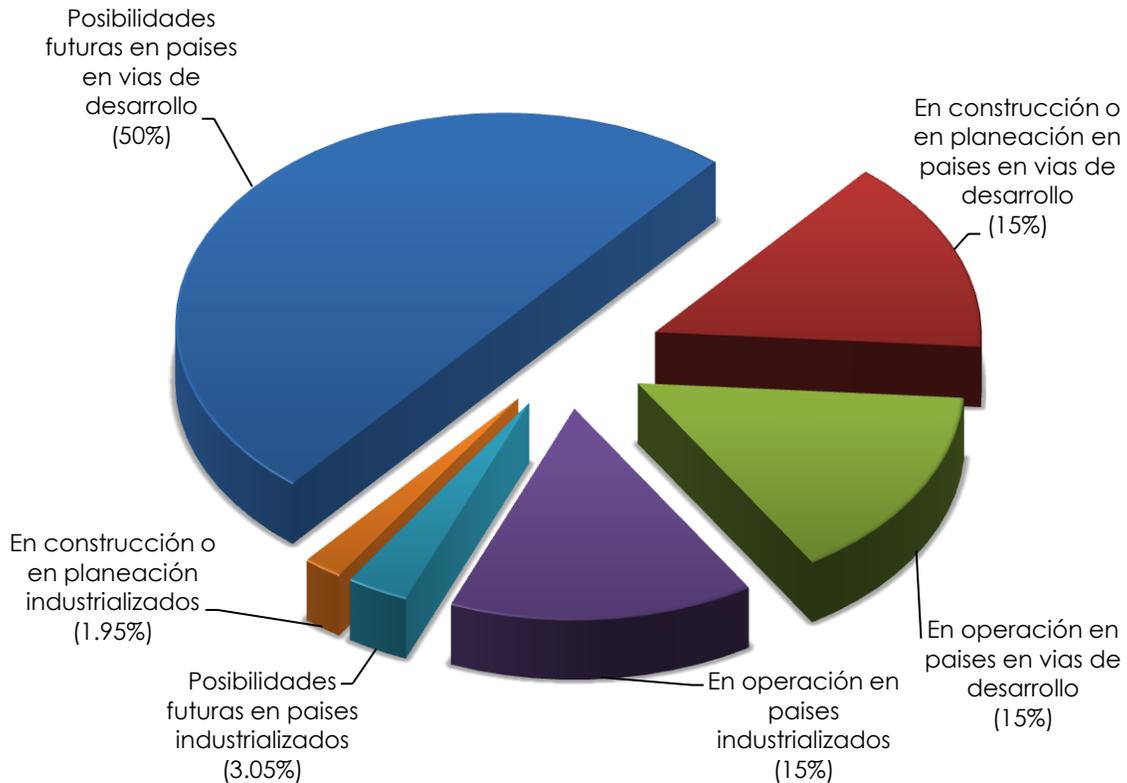


Figura 1-2 Relación de presas en construcción, en operación y futuras en el mundo (Marengo, en edición)

Las tendencias actuales muestran que la mayoría de los desarrollos hidráulicos futuros se basarán más en grandes proyectos que en pequeños; (Marengo, en edición) los otros requerimientos están más directamente ligados con el volumen de almacenamiento, y requerirán, durante el siglo 21 alrededor de 2 000 km³ de volumen de almacenamiento adicional; esto no se lograría con pequeños proyectos. La principal inversión durante el siglo 21 será como ahora en “muy grandes presas”, con costos promedio de algunos cientos de millones de US dólares (algunas de más de un mil millones de US dólares). Hoy en día, hay presas con alturas mayores a 200 m (Shibuyá en China, La Yesca en México) y algunas se están diseñando para construirse con alturas cercanas a los 300 m; habrá un menor número de grandes hidroeléctricas pero las que se

construyan, tendrán embalses de gran volumen, mayores que en el pasado.

Las “muy grandes presas” requieren muchos estudios detallados y decisiones políticas importantes. Ellas también requieren grandes inversiones, en que los créditos internacionales serán útiles y algunas veces esenciales. Aún dónde las presas son por mucho la mejor solución, será más sencillo para los gobiernos elegir turbinas de gas e importar alimentos subsidiados (con costos futuros desconocidos), que gastar enormes cantidades de dinero por beneficios en presas que se recibirán posteriormente. Las posibilidades de construir presas se tornan más difíciles por las acciones agresivas de algunos opositores, como sucede en La Parota, México (Marengo, en edición).

Las personas relocalizadas han sido directamente afectadas y piden mejores compensaciones o compartir los beneficios de las obras; esto es bien justificado y fue subestimado en muchos proyectos en el pasado. La evaluación y acuerdos de compensaciones justas pueden no ser fáciles para proyectos en planeación o estudio, ya que en muchos casos significa modificar leyes y distintos marcos jurídicos en diversos países (Marengo, 2005).

En los países más industrializados, con una población total de mil millones de habitantes, muchas de las presas adicionales pueden ser económicamente factibles, pero no son esenciales para el bienestar de la población, debido a que ésta no se está incrementando: la mayor parte del potencial hidroeléctrico ya está aprovechado y las necesidades de agua para irrigación son limitadas. Consecuentemente en Europa y en Norteamérica², solo 32 presas de más de 60 m de altura están en construcción. El hecho de que las presas son probablemente la mejor solución para la mitigación de los cambios climáticos y su impacto en sequías e inundaciones no ha sido aún tomado en cuenta. Diez o veinte años pueden requerirse para modificar esta situación y también para aceptar el hecho de que la futura hidroelectricidad será por mucho, la energía renovable más barata, confiable y oportuna del mundo.

En los países en proceso de desarrollo, con una población de 5 000 millones de habitantes en el año 2000 y probablemente con más de 8 000 millones en el 2050, los requerimientos de agua y energía son enormes, y la mayor parte de los países desean ser autosuficientes. Las tendencias en la construcción de presas están principalmente ligadas a condiciones económicas y financieras. En países que cuentan con la mitad de esa población, por ejemplo China,

² De acuerdo al “Atlas Mundial y Guía de la Industria 2014” se construían en el 2014: 31 presas en Europa y una presa en EUA.

India, Turquía e Irán, tienen planeado y están desarrollando proyectos en una gran parte de su potencial. En Asia hay 263 presas en construcción (The International Journal on Hydropower& Dams, 2014) con alturas mayores a 60 m (comparadas con las 750 existentes); 10% del potencial permanente de hidrogeneración está en proceso de implementación y una cantidad mucho mayor está en planeación (en América del Sur). En estos países, la parte esencial de la inversión se cubre con fuentes financieras locales (concesiones).

La situación es diferente en la mayor parte de los países más pobres, en donde los créditos extranjeros son esenciales. En África, solamente 1% del potencial de hidrogeneración está en el presente en implementación. La oposición de los ecologistas a los créditos internacionales para presas está dañando principalmente a los países más pobres.

Se puede concluir que el beneficio total de las presas durante el siglo 21, será 5 veces más grande que el beneficio que han producido desde 1950; los problemas técnicos, económicos, ambientales y sociales no deberán interferir con la implementación de estas extraordinariamente benéficas estructuras.

2. PANORAMA DE LAS PRESAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO EN EL MUNDO

Las presas de ECCC nacieron con un diseño empírico. Concebidas hace muchos años y usadas prácticamente por los mineros de California en la “fiebre de oro” de 1849 – 1870, consistían en desarrollar estructuras en forma intuitiva impermeabilizando enrocamientos lanzados y por lo tanto no compactados con placas de madera, con la evolución de presas más altas y definitivas, el concreto reemplazó las placas de madera (Marengo, 2011). Después de estos primeros intentos de los mineros californianos fueron pocos los intentos de construir presas de enrocamiento lanzado, tal es el caso de la presa Paradela en Portugal (1955), que con sus 110 m de altura, enrocamiento suelto y juntas verticales y horizontales presentó serios problemas de filtraciones, o la presa New Exchequer en Estados Unidos (1966) de 149 m. Ambas presas fueron las más altas de su tipo en su momento, pero demostraron que existía una incompatibilidad entre la deformación del enrocamiento suelto con las losas de la cara de concreto al alcanzarse alturas importantes. En los años 60’s el enrocamiento compactado reemplazó el lanzado, su módulo de deformación sencillamente fue mucho mayor permitiendo desarrollar presas de grandes alturas en el rango de 150 a 200 m o aún más altas. La primera de ellas fue Cethana en Australia (1971) de 110 m de altura, después Alto Achincaya de 140 m en Colombia (1974), posteriormente en 1980 se construye en Brasil Foz Do Areira que con 160 m de altura mantuvo el título de la presa de ECCC más alta del mundo hasta 1993, año en el que Comisión Federal de Electricidad (CFE) en México construye la presa Aguamilpa de 187 m arrebatando a la presa brasileña el título de la más alta en su tipo. Actualmente se encuentra la presa Barra Grande con 185 m, Campos Novos con 202 m, El Cajón con 189 m (Figura 2-1), Karahnjukar con 196 m, culminando con Shuibuya, en China (Figura 2-2) con 233 m.



Figura 2-1 Presa El Cajón en México, con una altura de 189 m (2x375 MW Turbina tipo Francis)



Figura 2-2 Presa Shuibuya en China, con una altura de 233 m (4x460 MW Turbina tipo Francis)

En México se terminó de construir en el 2012 el P. H. La Yesca con una altura de 208,5 m (Figura 2-3), actualmente se construye Houziyan en China con 223,5 m de altura para el 2017. Para el futuro, se encuentran en planeación y en proceso de factibilidad NamOu en Laos con 220 m de altura, Morro de Arica en Perú con 220 m, Agbulu en Filipinas con 234 m y Basha en Pakistán con altura de 270 m (The International Journal on Hydropower& Dams, 2014).



Figura 2-3 Presa La Yesca en México, con una altura de 208.5 m (2x375 MW Turbina tipo Francis)

Las Presas de ECCC han evolucionado en base a la experiencia de los ingenieros y en cierta medida en algunos análisis numéricos y modelado de materiales.

En la Figura 2-4 y en Tabla 2-1 se muestra el progreso de las presas después del desarrollo de los compactadores de rodillos vibratorios en los años 60's. En el Anexo 1 se presenta el listado de las presas de ECCC en todo el mundo (>30 m de altura), a partir del 2002 hasta el 2014.

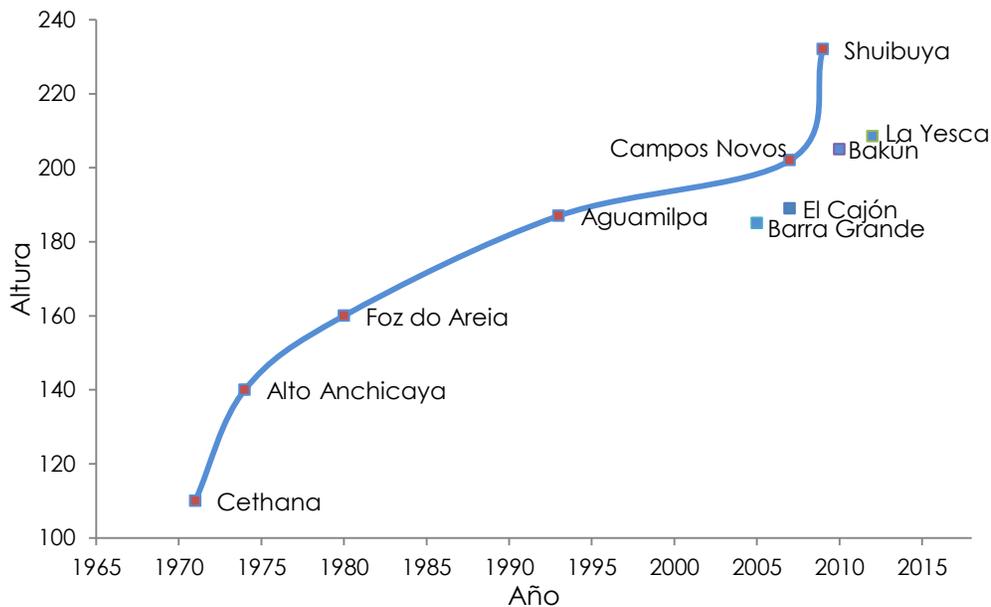


Figura 2-4 Evolución de las presas de ECCC después del desarrollo de los compactadores de rodillos vibratorios en los años 60's (Cruz, Materón, & Freitas, 2009)

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL
P.H. LA YESCA, MÉXICO

Tabla 2-1 Presas de ECCC con mayor altura en el mundo

Nombre de la presa	País	Año en que se terminó	Altura (m)
La Yesca	México	2012	208,5
Shibuya	China	2009	233
Bakun	Malasia	2010	205
Campos Novos	Brasil	2007	202
El Cajón	México	2007	189
Aguamilpa	México	1993	187
Barra Grande	Brasil	2005	185
Tianshengqiao	China	1999	178
Foz de Areia	Brasil	1980	160
Slvajina	Colombia	1983	148
Segredo	Brasil	1992	145
Xingo	Brasil	1994	140
Alto Anchicaya	Colombia	1974	140
Chuza	Colombia	1978	135
Messochora	Grecia	1994	135
Koman	Albania	1986	133
Shanxi	China	2000	131
New Exchequer	USA	1966	130
Golillas	Colombia	1978	130
Khao Laem	Tailandia	1984	130
Shiroro	Nigeria	1884	130
Cirata	Indonesia	1987	125
Machadinho	Brasil	2002	125
Baixi	China	1999	123.5
Itá	Brasil	2000	123
Quinshan	China	1999	122
Reece	Australia	1986	122
Neveri	Venezuela	1981	115
Gaotang	China	1997	110.7
Paradela	Portugal	1958	110
Rama	Yugoslavia	1967	110
Cethana	Australia	1971	110
Batang Ai, Sarawak	Malasia	1985	110
Itapebi	Brasil	2002	106

Derivado de la experiencia adquirida, los cambios graduales han tenido lugar en nuevos proyectos y técnicas de construcción. El propósito es reducir las filtraciones, optimizar costos, y simplificar los métodos de construcción.

Entre 2003 y 2007 se han presentado rupturas de losas de la cara de concreto

después del primer llenado del embalse, ocurridos en TSQ1 China (2003), Barra Grande Brasil (2005), Campos Novos Brasil (2007) y Mohale Lesotho (2002), lo cual tomo a los diseñadores, constructores y consultores por sorpresa. Estos eventos fueron analizados con rapidez y las correcciones se aplicaron con prontitud, se incorporaron en el centro juntas de compresión con el fin de mitigar los esfuerzos altos de compresión desarrollados entre las franjas de losas y el enrocamiento. Además se realizó una mejor compactación y se hicieron cambios en el diseño de las losas para reducir los esfuerzos. Kárahnjúkar, Shuibuya, Bakún, El Cajón y La Yesca, por mencionar algunos, fueron tratados de esa manera y los resultados que muestran son positivos.

Algunas presas de ECCC han utilizado verdaderamente en sus etapas de diseño análisis numéricos y criterios empíricos. Sin embargo, los criterios de diseño finales han sido apoyados principalmente por la experiencia más que por los modelos de materiales o pruebas.

Shuibuya es hoy en día la presa de ECCC más alta en el mundo y conserva un comportamiento magnifico como prueba de la alta tecnología en el diseño y construcción de estas estructuras (Cruz, Materón, & Freitas, 2009).

2.1. ECCC en zonas sísmicas.

En los últimos veinte años las presas de ECCC se han construido en aumento. Sin embargo, debido a que el número de estas presas es todavía relativamente pequeño, la experiencia en el desempeño real de estas presas bajo una fuerte carga sísmica es aún limitada, por lo cual los problemas sísmicos relacionados con grandes presas no han sido resueltos. Cada vez que se presenten sismos importantes, la actualización de los criterios de diseño deberá revisarse.

Antes de la construcción se puede estudiar con mayor detalle para tener un mejor conocimiento del comportamiento y seguridad de los ECCC bajo fuertes sismos. Esto se puede lograr por análisis dinámicos sofisticados, mesas de vibración de prueba y la instrumentación de las presas actuales que puedan proporcionar datos útiles.

Otro aspecto del comportamiento de las presas de ECCC previsto por Cooke y Sherard en 1987 y discutido en el Boletín 70 del ICOLD, acerca de su alta resistencia a los sismos se menciona a continuación: Para zonas de muy alta sismicidad (aceleración de pico base mayor a 0,5g y magnitud de sismo de 8,5) se requiere taludes más suaves (tendidos) para limitar que las fuerzas resultantes se encuentren en el tercio superior de la base de la presa. Para

estos casos la previsión de un bordo libre adicional es aconsejable."

El 12 de mayo del 2008, el sismo de Sichuan de magnitud de 8,0 en la escala de Richter golpeó la presa Zipingpu de ECCC con 156 metros de altura en China. La División Técnica de Hidráulica de China presentó un reporte en el Seminario Internacional de la Sociedad de ECCC en diciembre del 2008 en Hong Kong, China en donde mostraron:

"El sismo tuvo una magnitud de 8,0 y debido a la poca profundidad del epicentro (aproximadamente 10 km), el movimiento fue muy severo. La presa Zipingpu se encuentra localizada a una distancia de 17,17 km del epicentro."

"El movimiento fue muy severo durante el sismo hasta el punto que la gente no era capaz de mantenerse de pie en la cresta de la presa. La aceleración máxima fue de 2,06 g (eje de la presa) y 1,65 g (sentido del flujo) fue registrado en la parte superior del talud de aguas abajo en la sección central de la presa. El periodo de temblor más fuerte se prolongó durante casi un minuto. La aceleración máxima, se calculó superior a 0,5 g en la roca de cimentación. La intensidad del sismo y de la aceleración máxima dinámica que en realidad tuvo lugar en la presa eran mucho mayores que lo que se ha previsto por los ingenieros en el criterio de diseño original. Es el primer caso en el mundo en el que un macro-sismo ocurre tan cerca de una presa alta de ECCC."

"La intensidad en el epicentro fue de 11. El valor pico de aceleración sísmica en la roca de cimentación del cuerpo de la presa excedió 500 gal ($5 m/s^2$). La intensidad fue de 9,0 basada en los cálculos de aceleración pico tomadas por las herramientas de medición de la aceleración sísmica en la cresta de la presa. Superó en gran medida la intensidad sísmica prevista en el diseño."

La presa sufrió esfuerzos de compresión en la cara de concreto (Figura 2-5).



Figura 2-5 (i) Daños en la cara de concreto (d) Daños en el parapeto de la presa Zipingpu

El asentamiento máximo medido en la cresta durante el sismo fue de 810,30 mm, aunque un análisis más minucioso, ha concluido que el valor podría haber llegado a 100 cm. Este valor es de aproximadamente 0,64% de la altura de la presa.

El desplazamiento horizontal fue de 270,8 mm, asimismo en el talud aguas abajo los bloques de roca se deslizaron (ver *Figura 2-6*).



Figura 2-6 Presa Zipingpu: Daños en la cresta (vista aguas abajo)

“Filtraciones fueron de 10,38 l/s el 10 de mayo de 2008 antes del sismo y el 1 de junio de 2008 alcanzaron los 18,82 l/s hasta estabilizarse finalmente en 19 l/s.”

El día del sismo, el nivel del embalse era bajo (Elev. 830,00 m) que representa el 30% de capacidad total.

Dado que existen pocas observaciones sobre la respuesta de estas presas a terremotos fuertes, su comportamiento sísmico debe ser estudiado cuidadosamente teniendo en cuenta toda la información existente.

A pesar de la información disponible de Zipingpu, el comportamiento sísmico de la cara de concreto bajo la condición de embalse lleno aún deberá estudiarse más a fondo.

Nuevos criterios se han definido y aplicado a las regiones de actividad sísmica conocidos usando los parámetros que se definen a continuación de acuerdo a la terminología internacional:

Sismo Máximo Posible (MPE) – Es la más alta magnitud de un sismo que alguna vez podría producirse en una zona de sismicidad.

Sismo Máximo de Diseño (MDE) – Es la más alta magnitud del sismo que una presa puede resistir, incluso sufrir severos daños a su estructura – que sin

embargo pueden ser reparados.

Sismo Base de Operación (OBE) – Es el sismo básico que corresponde a una aceleración de base al que los daños se pueden reparar, mientras que la presa está todavía en funcionamiento. Por lo tanto, este es un sismo de aceleración inferior que el MDE.

Una vez que los parámetros anteriores y los riesgos aceptados se han definido para un área, los parámetros geomecánicos se determinan en ensayos triaxiales y modelos hiperbólicos.

Se puede concluir que las presas de ECCC presentan un buen comportamiento ante los sismos.

En el simposio de Beijing (ICOLD, 2000) Cooke concluyó que:

“La presa de ECCC resulta apropiada en el futuro de las presas de gran altura. Se puede predecir un desempeño adecuado para una presa de ECCC de 300 m de altura de casi todos los tipos de roca, basado en la extrapolación razonable de mediciones de las presas existentes”.

3. PROPIEDADES Y ESTABILIDAD DEL ENROCAMIENTO

3.1. Consideraciones Básicas

En el análisis y diseño de las presas se deben evaluar los estados de esfuerzo y deformación, junto con las condiciones del flujo de agua y estabilidad de taludes. El objetivo de estos estudios es determinar, para diferentes fases de la vida de la presa, la distribución de esfuerzos, deformaciones dentro del cuerpo de la cortina y terreno de cimentación, así como las consecuencias de dicha distribución sobre el comportamiento de la presa (CPH, 2012). La consideración sobre las condiciones de deformación y desplazamientos es importante debido a varias razones:

- ✓ La estimación de la magnitud del asentamiento en la corona es fundamental para estimar la pérdida del bordo libre que se espera a corto y largo plazos y para diseñar consecuentemente el bordo libre y/o contra flecha.
- ✓ Las deformaciones que ocurren en la cortina no son uniformes y varían tanto en la dirección transversal (sentido de la corriente del río) como longitudinal (sentido del eje de la cortina). Estos asentamientos diferenciales son la causa principal de agrietamientos transversales y longitudinales. El análisis de deformación arroja indicadores directos sobre el potencial de agrietamiento.
- ✓ Los cálculos de esfuerzos y deformación son guías valiosas para el programa de monitoreo. Se instalan instrumentos con la finalidad de observar la evolución de varias variables, entre ellas se pueden mencionar el asentamiento, desplazamiento horizontal, flujo de agua y esfuerzos. A fin de lograr un programa de monitoreo eficiente es necesario anticipar el rango de variación de las variables, así como la ubicación de los puntos críticos donde se deben instalar prioritariamente los equipos. El análisis de esfuerzo y deformación es útil

para este fin.

- ✓ Las observaciones realizadas durante la construcción pueden retroalimentar el proceso de diseño. Por la diferencia que existe entre las condiciones de campo y de laboratorio, las propiedades de los materiales preparados en el laboratorio rara vez se repiten en el campo. Es de suma importancia medir algunos parámetros mediante el programa de monitoreo. Por ejemplo, la medición del asentamiento durante la construcción ayuda a inferir los módulos de deformación del material bajo la condición de compactación en el campo. Si se nota una diferencia entre estos módulos y aquéllos determinados en el laboratorio o en pruebas de terraplén, es necesario revisar el diseño original evaluando la forma de cómo afecta al proyecto el cambio en estos módulos y otros parámetros de suelo. El análisis de esfuerzo y deformación es una herramienta eficiente para estos estudios paramétricos.

Antes de los años sesenta del siglo pasado, los ingenieros habían limitado sus estudios de esfuerzo y deformación solamente en la estimación de los asentamientos. Por ello en la primera parte de esta sección, se presentan las propiedades mecánicas e hidráulicas del enrocamiento. Y en la sección 5.2 se describe el método de elementos finitos utilizados en el Proyecto hidroeléctrico La Yesca.

3.2. Propiedades Índice del Enrocamiento

De acuerdo a las ventajas del ECCC, es importante conocer las propiedades índice, mecánicas e hidráulicas de los materiales, con lo cual se puede comprender el comportamiento de la presa, tanto en su roca de cimentación como en su enrocamiento principal. A continuación se presenta la Tabla 3-1 en donde se muestran la importancia de conocer las propiedades del enrocamiento y roca de cimentación (Marengo, 2011).

Tabla 3-1 Importancia de la obtención de las propiedades mecánicas e hidráulicas del enrocamiento de presas de ECCC

Propiedades de los materiales	Importancia
Propiedades Índice como son: su origen, estructura, consistencia, el contenido de agua, así como el tamaño y forma de las partículas.	Permite identificar, definir y clasificar al material, lo cual es muy importante para que pueda ser utilizado de acuerdo a las especificaciones del proyecto.

Propiedades Mecánicas como la deformación, compresibilidad y resistencia al esfuerzo cortante	Permite estudiar y resolver los problemas de estabilidad, hundimientos y desplazamientos tanto de los materiales que sirven de apoyo, como los que constituyen a las estructuras mismas. Aunque los asentamientos en este tipo de presas son relativamente pequeños, es necesario su estudio para poder predecir el comportamiento futuro de la estructura.
Propiedades Hidráulicas como la permeabilidad y la capilaridad	Su conocimiento es necesario para estudiar y resolver problemas de filtración y presiones hidráulicas. Se debe garantizar que el agua que llegue a pasar por la cara de concreto no se quede en el terraplén, sino que escurra hasta el otro lado o hacia abajo. Esto es una condición vital para la seguridad de la presa.
El conocimiento combinado de las propiedades mecánicas e hidráulicas	Permite comprender y solucionar los problemas de estabilidad y capacidad de carga en las diferentes condiciones de funcionamiento de la presa, así como estudiar la consolidación del material a largo plazo.

En términos generales, se considera que los enrocamientos son materiales cuyo tamaño máximo de partículas es mayor a 2 cm, abarcando la arena gruesa, grava, boleto, canto hasta fragmento mayor de roca. Pueden ser explotados en depósitos aluviales o extraídos de los bancos de préstamo obtenidos con el uso de explosivos. Es quizá más fácil de entender que los enrocamientos son materiales de alta permeabilidad con el coeficiente de permeabilidad comúnmente mayor que 10^{-5} m/s, de manera que su comportamiento mecánico no depende de las condiciones de exceso en presión de poro. Salvo algunos aspectos excepcionales, tal como el colapso ante humedecimiento, el comportamiento de los enrocamientos es similar en el estado seco que bajo la condición saturada (Aviles, y otros, 2001).

El estudio de las propiedades índice del enrocamiento es diferente que otros materiales como las arena, fundamentalmente por dos características: el efecto de escala y la rotura de granos. Es obvio que los enrocamientos tienen tamaños de partículas mayores que las arenas y a veces llegan a tener granos del tamaño del orden de 10 cm - 1 m o más; lo más destacado de estos materiales, no obstante, es que su comportamiento depende en forma considerable de sus tamaños de granos, hecho que no ocurre en arenas. Por ejemplo, se ha observado que el ángulo de fricción disminuye con el aumento en el tamaño máximo de partículas. Esta dependencia, o bien, efecto de escala, dificulta enormemente la realización de pruebas de laboratorio si se considera que el diámetro de las probetas debe ser por lo menos seis veces el tamaño máximo de partículas.

Las partículas de los enrocamientos sufren roturas aun cuando la presión de confinamiento es pequeña, lo que contrasta con arenas cuyas partículas se

rompen sólo cuando la presión es muy alta. La rotura de partículas tiene influencias sobre varios aspectos del comportamiento de los enrocamientos, pues implica un estado más compacto y una relación de vacíos menor. Sin embargo, al generar un mayor porcentaje de materiales más finos, la rotura de las partículas no necesariamente es todo positivo para el conjunto; se ha observado que la resistencia al corte disminuye con la rotura de granos. Finalmente, debido al cambio de la composición granulométrica durante la rotura resulta ambigua la descripción del material, por ejemplo, la densidad máxima (Aviles, y otros, 2001).

Por lo anterior, atendiendo a las características particulares de los enrocamientos, se utilizan en la práctica varias propiedades índice adicionales a las que convencionalmente se definen para los materiales granulares. A continuación se describen cada una de ellas de acuerdo a lo mencionado en (Marengo, 2011):

3.2.1. Densidad relativa

La densidad relativa de un enrocamiento está definida por

$$D_r = \frac{e_{m\acute{a}x} - e}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}} \quad (3-1)$$

donde:

$e_{m\acute{a}x}$	relación de vacíos máxima
$e_{m\acute{i}n}$	relación de vacíos mínima
e	relación de vacíos del material probado

Para los enrocamientos todavía no están normalizadas las pruebas de relación de vacíos máxima y mínima como en las arenas. Generalmente, el estado más suelto se logra por simplemente colocar a mano las partículas dentro de un cilindro. El estado más compacto se puede obtener mediante la aplicación de varios tipos de energía: impacto, vibración o compactación estática. Es importante indicar que ocurre la rotura de partículas durante cualquier de estos procedimientos de aplicación de energía.

3.2.2. Coeficiente de uniformidad

Mide qué tan graduado está el material. Mientras mayor es el coeficiente, mejor graduado será el material. El coeficiente de uniformidad se define como

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (3-2)$$

donde: d_{60} y d_{10} diámetro de partícula, tal que el 60% y 10% de las partículas del enrocamiento tengan un diámetro inferior a d_{60} y d_{10} , respectivamente.

Muchas veces, los enrocamientos tienen dos componentes marcadamente diferentes: una gruesa y otra fina. Aún cuando el material integral es bien graduado, es posible que la parte fina sea lavada de la parte gruesa si el material está sujeto a percolación de agua. En estos casos, el material no es autoestable. Para estas situaciones, la parte gruesa del material es la que afecta a las propiedades mecánicas. Es necesario considerar solamente el coeficiente de uniformidad de la porción gruesa. Este último se llama coeficiente de uniformidad efectivo, denotado por C_{ue} (Alberro & Gaziev, 2000).

3.2.3. Tamaño máximo del grano ($d_{m\acute{a}x}$)

El tamaño máximo del grano se determina a partir de la curva granulométrica. Este parámetro define el efecto escala, una de las características fundamentales de los materiales de enrocamiento.

3.2.4. Carga de ruptura (P_a)

Es una medida de la resistencia a la rotura de los granos individuales. Según el procedimiento propuesto por Marsal (1969), tres partículas de aproximadamente las mismas dimensiones, se colocan entre dos placas de acero; a través de un marco de carga se aplican fuerzas hasta que se produce la rotura del primer grano. Se cuenta entonces el número de contactos en ambas placas. La carga axial en el momento de rotura, dividida por el número menor de contactos en cualquiera de las dos placas, se toma como la carga que provoca la rotura. Se ha observado una correlación doble logarítmica entre la carga de rotura y la dimensión del grano (Figura 3-1). Generalmente se toma la carga de rotura correspondiente a un diámetro nominal de grano de 2 centímetros.

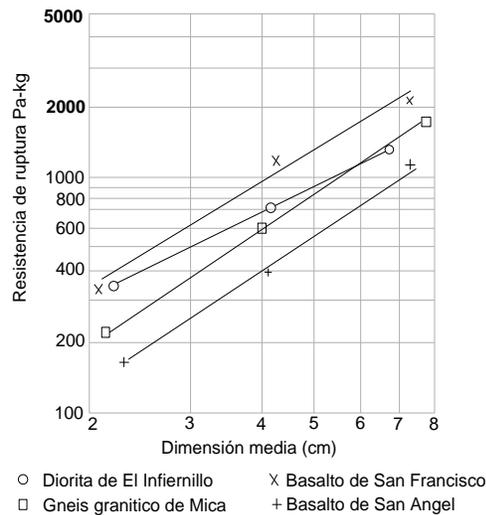


Figura 3-1 Resistencia a la ruptura de varios tipos de rocas en estado seco (Marsal, 1964)

3.2.5. Índice de solidez

El comportamiento de los materiales de enrocamiento tiene una clara relación con las propiedades de los fragmentos de roca o granos de arena y grava individuales. Los granos individuales de alta dureza hacen menos deformable a los enrocamientos; los granos de menor dureza contribuyen, en cambio, a la susceptibilidad del colapso de los enrocamientos bajo humedecimiento. La solidez de los granos, puede determinarse en las pruebas de absorción de agua, desgaste o abrasión Los Ángeles e intemperismo acelerado, mismas que son estándares para agregados de concreto. Marsal (1972) propuso un sistema de clasificación de enrocamientos con base en cuatro parámetros: la carga de rotura, absorción de agua, desgaste Los Ángeles y el coeficiente de uniformidad. Los enrocamientos se catalogan en seis tipos: 1U, 2U, 3U, 1W, 2W y 3W. Las letras U y W significan uniforme y bien graduado, respectivamente. Los enrocamientos 1U tiene una mejor calidad que 2U, y los de 2U son mejores que los 3U. En la Tabla 3-2 se muestra este sistema de clasificación (Aviles, y otros, 2001).

Tabla 3-2 Clasificación de enrocamientos (Marsal, 1972)

Material	Carga de rotura (kg)	Absorción de agua (%)	Desgaste Los Ángeles (%)	Granulometría	C _u	Tipo de enrocamiento
Granos duros	>1000	1 ~ 2.5	10 ~ 15	Uniforme	1 ~ 3	1U
				Bien graduado	>10	1W
Granos semiduros	500 ~ 1000	2.5 ~ 1.5	15 ~ 25	Uniforme	1 ~ 3	2U
				Bien graduado	>10	2W
Granos blandos	<500	2.5 ~ 1.5	>25	Uniforme	1 ~ 3	3U
				Bien graduado	>10	3W

Nota: la carga de rotura corresponde a un diámetro de granos de 2 pulgadas

3.2.6. Rotura de granos (B_g)

Es una medida, en porcentaje, del cambio de la composición granulométrica del material. Marsal propuso contar las diferencias en el porcentaje retenido en cada malla en función de los diámetros nominales. La rotura es la suma de los valores positivos de las diferencias, que representa aproximadamente el porcentaje en peso de los granos que han sufrido fragmentación. La rotura de granos depende del nivel de la presión confinante. Un elemento de enrocamiento que se encuentra a mayor profundidad medida desde la superficie de terreno está sujeto a una presión confinante mayor y sufre una mayor rotura de granos.

3.2.7. Relación de vacíos estructural

Cuando surge una discontinuidad en la curva granulométrica, el material tiene dos componentes: una fracción gruesa y otra fina. Dependiendo de la proporción relativa entre ambas fracciones, es posible que los granos gruesos estén embebidos entre los granos finos o viceversa. Los granos embebidos no transmiten fuerzas de contacto, por lo que no tienen una función estructural en el comportamiento del material integral. El volumen de sólidos embebidos o sueltos debe descontarse del volumen total de sólidos cuando se calculan fuerzas de contacto. Marsal (1965) introdujo el concepto de relación de vacíos estructural expresada como:

$$e_s = \frac{e+i}{1-i} \quad (3-3)$$

donde: e_s relación de vacíos estructural
 e relación de vacíos nominal
 i coeficiente entre el volumen de sólidos sueltos DV_s y el volumen total de sólidos V_s

En la Figura 3-2, para los tres casos se tiene, respectivamente, $DV_s = 0$, $DV_s = V_1$ y $DV_s = V_2$.

donde: V_1 volumen de sólido fino
 V_2 volumen de sólido grueso

(a)

(b)

(c)

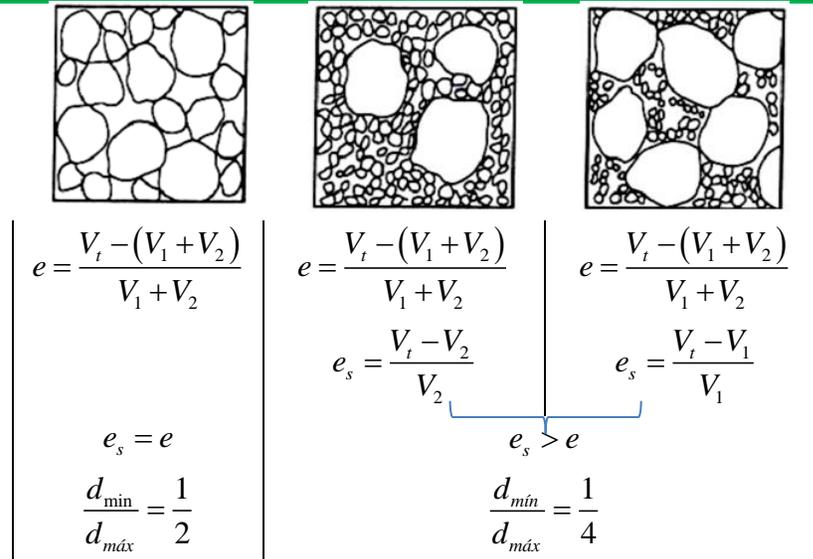


Figura 3-2 Definición de la relación de vacíos estructural

3.3. Resistencia al Corte

3.3.1. Dilatancia (ψ)

En un material elástico lineal, la aplicación de una carga cortante genera solamente deformaciones cortantes o cambios de forma; si el mismo proceso de carga se aplica en un suelo granular se producen adicionalmente deformaciones volumétricas o cambios de volumen. El cociente entre la deformación volumétrica y la cortante se denomina dilatancia. Pero aún para el mismo material el comportamiento dilatante varía en función de la presión confinante.

Si se dibujan las resistencias máximas al corte contra las presiones confinantes se pueden obtener leyes de Mohr-Coulomb como lo muestra la Figura 3-3. Cuando las presiones confinantes son bajas la no linealidad de la resistencia al corte se debe al efecto de dilatancia. A medianas y altas presiones, las arenas se aproximan a una línea recta. En cambio, los enrocamientos siguen con una curva, debido a la rotura de granos. A mayor rotura de granos, la resistencia se disminuye. La no linealidad de la ley de Mohr-Coulomb es una característica típica de los materiales enrocamiento.

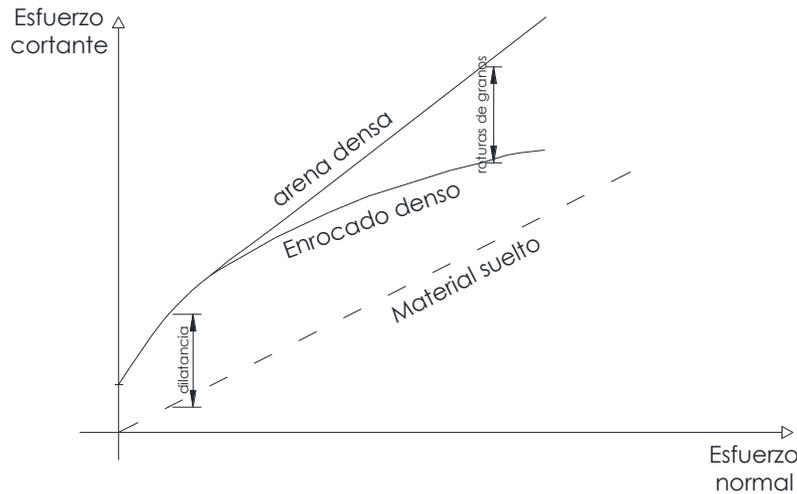


Figura 3-3 Componentes de la resistencia al corte en materiales granulares

3.3.2. Leyes no lineales

La resistencia al esfuerzo cortante en los suelos se define comúnmente en función de dos parámetros, cohesión y ángulo de fricción. En este sentido se está suponiendo que la resistencia al corte es una función lineal del esfuerzo normal en el plano de falla. Como se muestra esta linealidad no es válida en materiales granulares gruesos. La cohesión es casi nula y el ángulo de fricción no es constante. Utilizando los datos experimentales obtenidos por Marsal (1965), de Mellos (1977) propuso una función exponencial como

$$\tau = A\sigma^b \quad (3-4)$$

donde: τ resistencia al esfuerzo cortante
 σ esfuerzo normal en el plano de falla
 A y b parámetros característicos de los materiales y se obtienen mediante el ajuste de los datos de prueba, $A = \tan \phi$ y b es el cambio de ϕ respecto a σ

Cabe mencionar que en estos materiales, la permeabilidad es tan alta que las condiciones de drenaje dejan de ser un factor importante en la estimación de la resistencia al corte; esto es, se puede hablar de una sola ley para todas las condiciones de drenaje y el esfuerzo puede ser total o efectivo.

Otra forma de expresar la no linealidad es definir el ángulo de fricción interna como una función logarítmica del esfuerzo de confinamiento σ_3 , considerando que las pruebas son del tipo triaxial de compresión.

$$\phi = \phi_0 - \Delta\phi \log\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right) \quad (3-5)$$

donde:

ϕ_0	ángulo de fricción inicial
$\Delta\phi$	decremento del ángulo
P_a	presión atmosférica
σ_3	esfuerzo de confinamiento

Según la ecuación (3-5) el ángulo de fricción se disminuye con el aumento del esfuerzo de confinamiento. Una manera expresar la no linealidad fue propuesta por (Alberro & Gaziev, 2000).

$$\frac{\sigma_{oct}}{R} = \left(\frac{\tau_{oct}}{R}\right)^\alpha \quad (3-6)$$

donde:

σ_{oct}	esfuerzo normal de falla definido en el plano octaédrico
τ_{oct}	esfuerzo cortante de falla definido en el plano octaédrico
α	parámetro adimensional del material
R	definida en la unidad de esfuerzos, es una medida de la resistencia al corte: cuanto mayor sea la resistencia, mayor será el valor de R

Después de haber analizado una gran base de datos experimentales obtenidos en enrocamientos, (Alberro & Gaziev, 2000) encontraron que el parámetro α es una constante igual a 1.15. R , puede relacionarse con cuatro propiedades índice. Esta relación está dada por

$$R = 0.0027D_r + 0.06C_{ue} + 0.0002P_a - 0.033d_{m\acute{a}x} \quad (3-7)$$

donde:

R	resistencia al corte (kg/cm ²)
D_r	densidad relativa (%)
C_{ue}	coeficiente de uniformidad efectivo
P_a	carga de ruptura (kg) para una partícula de diámetro nominal de 2 cm
$d_{m\acute{a}x}$	diámetro máximo de partículas (cm)

3.3.3. Influencia de la estructura del material

La resistencia al corte depende de la relación de vacíos: a una mayor relación de vacíos, menor resistencia al corte se tendrá. En la Figura 3-2 se muestran tres microestructuras de enrocamiento cuya relación de vacíos nominal es la misma pero las relaciones de vacíos estructurales crecen del caso a) al caso c)

y, por lo tanto, los ángulos de fricción decrecen en el mismo orden. Es importante procurar en el diseño que las estructuras sean del tipo a) o b).

3.3.4. Influencia del tipo de prueba

Las pruebas triaxiales se efectúan en la condición de deformación axisimétrica, diferente del estado de deformación plana que generalmente se encuentra en un terraplén. Las resistencias al corte determinadas en ambas condiciones de deformación son distintas. Marsal (1972) reporta, de acuerdo con los resultados obtenidos en los enrocamientos ensayados en las pruebas de compresión triaxial y de deformación plana gigantes, que si se considera una rotura de granos 30% el cociente σ_1/σ_3 aumenta de 3.5 para la prueba triaxial a 5.2 de deformación plana, equivalente a un aumento en el ángulo de fricción de 34° a 43°. (Charles, 1990a) ha reportado resultados similares. La diferencia entre los resultados obtenidos en ambas pruebas es menos significativa si se incrementa la presión confinante o se disminuye la densidad. Los parámetros de resistencia estimados con base en las pruebas triaxiales son, por lo tanto, conservadoras. (Charles, 1990a) ha sugerido la siguiente estimación:

$$\phi_{dp} = 1.5\phi_{tr} - 16^\circ \quad (3-8)$$

donde: ϕ_{dp} ángulo de fricción determinado en la prueba de deformación plana
 ϕ_{tr} ángulo de fricción determinado en la prueba triaxial

Esta estimación es válida cuando ϕ_{tr} es menor a 32°. Para los otros casos, se supone que ambas pruebas arrojan mismos ángulos de fricción.

3.4. Otras Propiedades Mecánicas

3.4.1. Compresibilidad

Se refiere a la deformación vertical del enrocamiento cuando está sujeto a una carga vertical. Como las pruebas de laboratorio se realizan en odómetros donde las deformaciones laterales son restringidas, la deformación vertical se convierte directamente en el cambio volumétrico. En el campo, la condición de deformación lateral nula se encuentra en el eje central de la cortina, por lo que los parámetros de compresión son útiles para estimar los asentamientos durante y después de la construcción.

Las curvas de compresibilidad son similares en los enrocamientos y suelos, siendo éstos arenas o arcillas. A partir de la curva de compresibilidad, se

puede definir el módulo confinado o módulo odométrico, o módulo de deformación de compresión unidimensional, M_{oc} , que es el cociente entre el incremento en esfuerzo vertical y el incremento de deformación vertical. Los experimentos realizados hasta ahora en el laboratorio muestran las siguientes tendencias en los materiales enrocamiento (Charles, 1990a).

- ✓ El módulo M_{oc} se incrementa con el aumento de la dureza de la roca.
- ✓ M_{oc} se incrementa con el incremento de la densidad relativa.
- ✓ M_{oc} es mayor para materiales cuyos granos tienen superficies menos rugosas
- ✓ M_{oc} es mayor cuando el material es bien graduado.
- ✓ El mecanismo principal de la compresión es que los altos esfuerzos concentrados en los puntos de contacto intergranulares producen la rotura y reorientación de los granos

El módulo no es constante sino depende del nivel de esfuerzo. En la rama de compresión virgen el esfuerzo vertical σ_z y la deformación vertical ε_z se pueden relacionar mediante una función parabólica:

$$\sigma_z = a\varepsilon_z^b \quad (3-9)$$

donde: σ_z esfuerzo vertical
 ε_z deformación vertical
 a y b constantes; b varía entre 1.5 y 2.

Los enrocamientos pueden sufrir cambios volumétricos importantes cuando se saturan. Esta característica de colapso se determina comúnmente en las pruebas de odómetro.

3.4.2. Creep

Se define como la deformación del suelo cuando las cargas externas y las presiones de poro de los suelos se mantienen constantes. Los materiales de enrocamiento tienen deformación *creep* aunque de magnitud muy reducida comparada con los suelos cohesivos. Sin embargo, su estimación tiene significado en la predicción del comportamiento a largo plazo.

En el laboratorio la deformación *creep* puede determinarse en la pruebas de odómetro. En los enrocamientos, se puede definir una relación lineal entre la rapidez del cambio de la relación de vacíos y el tiempo en la escala

doblemente logarítmica.

$$\frac{\Delta e}{\Delta t} \propto \frac{1}{t} \quad (3-10)$$

Esta relación es similar a la que se obtiene en arcillas saturadas. Las observaciones de campo hechas en algunas presas de tierra y enrocamiento reportan resultados que concuerdan con la ecuación anterior (Figura 3-4), (Parkin, 1990b)

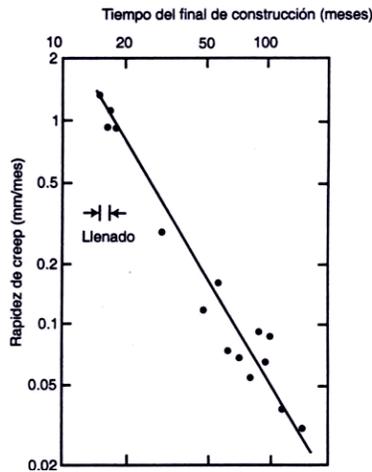


Figura 3-4 Gráfica deformación-tiempo para enrocamiento de mudstone (Parkin, 1990b)

3.4.3. Deformabilidad

La resistencia al corte y compresibilidad de los suelos son dos propiedades mecánicas que más se utilizan en el diseño de cimentaciones u otras estructuras de tierra. Para el análisis de presas, estas dos propiedades no son suficientes. Las fallas catastróficas de las presas no necesariamente están ligadas a una falla por corte que se estudia con mayor frecuencia en la mecánica de suelos convencional. Por ejemplo, los agrietamientos pueden causar tubificación o desbordamiento, precursores de la falla total de una cortina. El estudio del complejo estado de esfuerzos antes de la falla por corte requiere de conocimientos sobre diferentes formas de deformación. Por otro lado, las deformaciones que se determinan en las pruebas de odómetro son del tipo de confinamiento lateral por el que las deformaciones laterales están restringidas. Por la geometría de las cortinas, este estado de deformación ocurre solamente en una zona cercana al eje de la cortina; en la mayor parte del cuerpo de la cortina, las deformaciones no están restringidas lateralmente. Por estas y otras razones, el estudio sobre la relación general entre el esfuerzo y

deformación es esencial para entender el comportamiento de las cortinas.

La relación esfuerzo deformación generalmente se determina en una prueba triaxial, que se efectúa en dos etapas. En la primera etapa, la probeta de suelo saturado se sujeta a una presión confinante, permitiendo que el exceso de presión de poro se disipe completamente. Después, se aplica una carga axial midiendo al mismo tiempo las deformaciones axial y radial, así como el cambio de volumen. Las cargas se incrementan gradualmente hasta que se produzca la falla en el suelo. Si la prueba es del tipo de compresión, la presión confinante es el esfuerzo principal menor σ_3 y la carga axial es el esfuerzo desviador $\sigma_1 - \sigma_3$ siendo σ_1 el esfuerzo principal mayor.

Con base en los resultados experimentales, se han sugerido que la curva $\sigma_1 - \sigma_3$ y ε_a puede expresarse por una relación hiperbólica:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_a}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (3-11)$$

donde: ε_a deformación axial
 ε_{vol} deformación volumétrica
 E_i y $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ son las siguientes funciones:

$$E_i = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (3-12)$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} = \frac{1}{R_f} \frac{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \text{sen} \phi}{1 - \text{sen} \phi} \quad (3-13)$$

donde: c cohesión
 ϕ ángulo de fricción interna
 n, K, R_f parámetros de suelo

Cuando $c = 0$, el ángulo de fricción se expresa como una función logarítmica como la Ecuación (3-5). A fin de conocer la relación entre deformación axial y deformación volumétrica se introduce el módulo volumétrico B que en la prueba triaxial se expresa como $B = (\sigma_1 - \sigma_3) / (3\varepsilon_v)$. Este módulo también es función de la presión de confinamiento:

$$B = K_b p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^m \quad (3-14)$$

El modelo hiperbólico es de mayor interés para el análisis de presas porque incluye tres efectos relevantes del comportamiento de suelo: la no linealidad de la relación esfuerzo-deformación, la dependencia de la presión confinante y una relación de Poisson variable. El modelo fue originalmente propuesto por Kondner (1963) como un procedimiento de ajuste de curvas; Duncan y Chang (1970) avanzaron a la obtención del módulo de elasticidad y la relación de Poisson. Esta interpretación es fundamental para que el modelo sea utilizado como ecuaciones constitutivas en un análisis del estado general de esfuerzo y deformación.

3.5. Estabilidad

3.5.1. Estabilidad Estática

Las presas de ECCC han demostrado ser estables, seguras y confiables. Cooke y Sherard plantearon en 1987: "...los enrocamientos no pueden fallar a lo largo del plano o superficies circulares, ya sea lanzado o compactado, si los taludes externos son 1,3H:1,0V o 1,4H:1,0V siendo los taludes usuales en las presas de ECCC, porque el ángulo de fricción del enrocamiento es por lo menos 45°, lo que es una garantía de estabilidad. Los enrocamientos son materiales de gran resistencia al cortante y se encuentran secos, lo que significa que no tienen agua en los vacíos que genere presión de poro como es el caso de suelos compactados. Si la cimentación es en roca, no hay riesgo de falla a través de ésta."

Considerando las ecuaciones de resistencia al esfuerzo cortante, presentadas en la sección anterior, el factor de seguridad de un plano de deslizamiento paralelo a la pendiente se calcula fácilmente por la expresión:

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \quad (3-15)$$

donde: FS factor de seguridad
 ϕ ángulo de fricción del enrocamiento para esfuerzos normales
 β inclinación del talud

En este caso el factor de seguridad (FS) es independiente de la altura de la presa.

En el caso de presas con una altura mayor a los 50 m y en algunos casos donde llegan a tener 150 m y 200 m de altura el escenario cambia. La superficie de deslizamiento crítico se desarrolla más profundamente dentro de

la masa del enrocamiento, porque la resistencia a cortante del enrocamiento disminuye para mayores niveles de esfuerzo.

En la Figura 3-5 se reproduce el ábaco propuesto por Charles y Soares (1984) que permite un análisis rápido para calcular el factor de seguridad FS de ECCC. La base para la preparación de los gráficos es el método propuesto por cortes (rebanadas) de Fellenius y mejorado por Bishop.

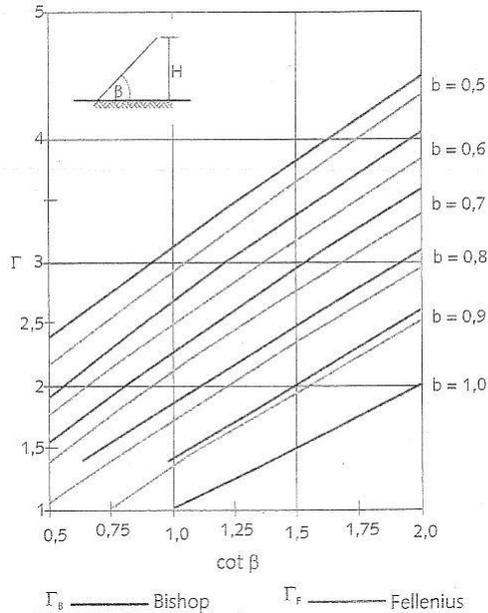


Figura 3-5 Números de estabilidad para análisis circulares (Charles & Soares, 1984)

Una vez que se obtiene el valor de b en la ecuación de cortante (3-4) y el valor de β (la pendiente del talud) se conoce, se determina de la Figura 3-5 el número de estabilidad o parámetro Γ . El " FS " puede expresarse con la relación:

$$FS = \frac{(\Gamma A)}{(\gamma H)^{(1-b)}} \quad (3-16)$$

donde:

A	parámetro del esfuerzo cortante de la ecuación
	$\tau = A\sigma^b$
γ	densidad
H	altura de la presa

En la expresión del FS todos los parámetros deben expresarse en las mismas unidades (t y m), (kg y cm), (kN y m).

3.5.2. Factores de seguridad para enrocamientos típicos

Se considera 4 envolventes promedio de resistencia cortante de enrocamientos de basalto, grauvaca con argilito, gneiss de granito y gravas (Tabla 3-3), y pendientes de 1,1H hasta 1,6H:1,0V es posible calcular el factor de seguridad FS que se muestra en la Tabla 3-4 y Tabla 3-5.

Tabla 3-3 Envolventes de resistencia (Cruz, Materón, & Freitas, 2009)

Enrocamiento	Valores promedio de resistencia a cortante			
	A (kg/cm ²)	b	ϕ_1	ϕ_2
Basalto	1.58	0.80	57.6	54.0
Grauvaca y argilito	1.41	0.87	54.6	52.2
Gneiss-granito	1.15	0.80	47.7	45.1
Grava	1.05	0.85	46.3	43.4

ϕ_1 ángulo de fricción para $\sigma = 1 \text{ kg/cm}^2$

ϕ_2 ángulo de fricción para $\sigma = 2 \text{ kg/cm}^2$

Los resultados corresponden a las superficies de deslizamiento circulares basadas en la gráfica de Charles y Soares (1984) y por un plano de falla paralelo al talud, respectivamente.

Tabla 3-4 Valores de FS para ruptura circular (Cruz, Materón & Freitas, 2009)

Enrocamiento	H=80 m					H=150 m					H=200 m				
	1.1	1.2	1.3	1.4	1.6	1.1	1.2	1.3	1.4	1.6	1.1	1.2	1.3	1.4	1.6
Talud H:V	1.1	1.2	1.3	1.4	1.6	1.1	1.2	1.3	1.4	1.6	1.1	1.2	1.3	1.4	1.6
Basalto	1.77	1.85	1.99	2.15	2.30	1.56	1.67	1.75	1.89	2.03	1.48	1.54	1.64	1.79	1.91
Grauvaca y argilito	1.56	1.68	1.85	1.95	2.16	1.43	1.55	1.70	1.80	1.99	1.38	1.49	1.64	1.72	1.91
Gneiss-granito	1.21	1.31	1.44	1.52	1.69	1.12	1.20	1.33	1.40	1.55	1.07	1.116	1.27	1.34	1.49
Grava	1.18	1.30	1.35	1.42	1.64	1.07	1.18	1.23	1.30	1.59	1.03	1.113	1.18	1.24	1.43

Tabla 3-5 Valores de FS para ruptura paralela al talud (Cruz, Materón & Freitas, 2009)

Enrocamiento	H=80 m					H=150 m					H=200 m				
	1.1	1.2	1.3	1.4	1.6	1.1	1.2	1.3	1.4	1.6	1.1	1.2	1.3	1.4	1.6
Talud H:V	1.1	1.2	1.3	1.4	1.6	1.1	1.2	1.3	1.4	1.6	1.1	1.2	1.3	1.4	1.6
Basalto	1.63	1.78	1.93	2.07	2.37	1.63	1.78	1.93	2.07	2.37	1.63	1.78	1.93	2.07	2.37
Grauvaca y argilito	1.46	1.59	1.72	1.85	2.12	1.46	1.59	1.72	1.85	2.12	1.46	1.59	1.72	1.85	2.12
Gneiss-granito	1.13	1.24	1.34	1.45	1.65	1.13	1.24	1.34	1.45	1.65	1.13	1.24	1.34	1.45	1.65
Grava	1.08	1.18	1.27	1.37	1.57	1.08	1.18	1.27	1.37	1.57	1.08	1.18	1.27	1.37	1.57

3.5.3. Factor de seguridad considerando sismo

Como ya se ha indicado las presas tienen un alto grado de resistencia ante los sismos.

El factor de seguridad considerando sismo "FS", se puede calcular con la siguiente expresión:

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan(\beta + \delta)} \quad (3-17)$$

donde:

ϕ	ángulo de fricción promedio del enrocamiento
β	ángulo de inclinación del talud de la presa
δ	$\delta = \arctan \alpha$
α	coeficiente de aceleración sísmica

La ecuación de estabilidad es similar al método de Bishop para taludes y explica porque pendientes de talud de 1.4H:1.0V en áreas con sismicidad en donde $\alpha \leq 0.3g$ no fallan, si el enrocamiento tiene un ángulo de fricción interno de aproximadamente 48° , $(\beta + \delta)$ debe ser menor que ϕ .

En países con una elevada actividad sísmica como México, Argentina, Chile, Colombia, etc; es común aplicar análisis más refinados para el cálculo de la estabilidad sísmica.

4. CRITERIOS DE DISEÑO PARA ECCC

4.1. Criterio de Diseño del Cuerpo de la Cortina

El concepto de la presa de ECCC es próximo al ideal (Marengo, en edición): una estructura altamente resistente de enrocamiento (o grava), naturalmente drenada, y la membrana impermeable tan aguas arriba cuanto sea posible. La resultante de la fuerza de presión del agua cae en el tercio de aguas arriba de la cortina.

No tiene ningún problema de estabilidad. La cuestión mayor de diseño es la compatibilidad losa de concreto – enrocamiento. El diseño moderno procura limitar y disciplinar la deformación del enrocamiento resultante de la acción del embalse y definir los detalles de las juntas de la losa para garantizar esta compatibilidad (Marengo, en edición).

Una de las principales características de las presas de enrocamiento con cara de concreto (ECCC) es su diseño empírico, es decir, basado en mayor medida en experiencias prácticas que en aspectos teóricos. Los datos de presas precedentes y las condiciones del sitio para los nuevos proyectos son la base para el diseño de las presas de este tipo, las cuales en la medida que se instrumenten permitirán predecir mejor su comportamiento y aumentar la confiabilidad.

La evaluación de los criterios de diseño se ha basado en las experiencias y en la comprobación sistemática de soluciones en diferentes obras.

La zonificación de las presas de ECCC y las funciones de las distintas zonas han evolucionado a lo largo de los años hasta el presente. Las siguientes descripciones de los materiales, sus funciones, y sus granulometrías tienen por objetivo proporcionar el estado actual de la práctica, para ayudar en la selección de características adecuadas de materiales para las diversas zonas de las presas de ECCC.

4.1.1. Sección Típica de las Presas de ECCC

Las zonificación de las presas de ECCC y la designación numérica de las zonas, fue sugerida por Cooke (1988). Muchos de los países, han tomado la designación de las zonas como estándar. A continuación se presentan las zonas sugeridas por Cooke (Figura 4-1).

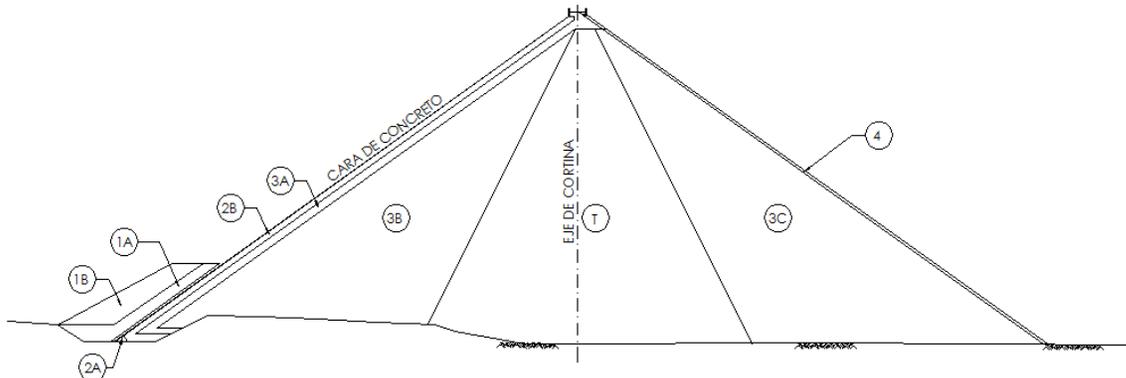


Figura 4-1 Zonificación de las presas de ECCC (Cooke, 1991, 1997)

Zona	Material	Clasificación
1A	Limo de baja cohesión	
1B	Relleno aleatorio	
2A	Filtro	Menos de 36 mm
2B	Roca triturada	Menos de 75 mm
3A	Enrocamiento	Menos de 0.4 m
3B	Enrocamiento	Menos de 1.0 m
T	Enrocamiento	Transición entre el 3B y 3C
3C	Enrocamiento	Menos de 2.0 m
4	Enrocamiento	Protección en el talud aguas abajo

La Figura 4-1 es una sección esquemática de ECCC que consta de enrocamiento compactado cimentado en roca de buena calidad. Los taludes exteriores pueden ser tan pronunciados (verticales) como 1,3H:1V. Para enrocamientos y cimentación más débiles, taludes aguas arriba y aguas abajo, la zonificación, el drenaje y la construcción están adaptados para alojar la roca débil. Para cimentaciones potencialmente erosionables, las disposiciones adicionales de estanqueidad y filtros se construyen aguas abajo del plinto.

La designación de la zona 1, 2 y 3 se han convertido en estándar:

- ✓ Zona 1A, 1B – zonas de protección a la cara de concreto (aguas arriba), en orden creciente del tamaño de partícula máximo
- ✓ Zonas 2A, 2B – zonas de soporte de la cara de concreto (aguas abajo), en orden creciente del tamaño máximo de partícula, se procesan los materiales granulares
- ✓ Zonas 3A, 3B, etc. – zonas de enrocamiento, en orden del tamaño máximo de partícula

Zona 1B proporciona soporte a la Zona 1A y en algunos casos también resiste a la elevación de la losa durante el llenado del embalse. Zona 1A, un limo cohesivo o arena fina, se coloca a una mayor elevación de acuerdo a la altura de la presa, se pone para que pueda actuar como un sellador de juntas o grietas sobre la articulación del perímetro y la parte inferior de la losa de la cara de concreto. La compactación de las Zonas 1A y 1B se hace con los vehículos de transporte y extendido de los equipos.

Zona 2A es un filtro fino procesado con límites de granulometría específicos, menor de 20 mm o menos de 12 mm, sirve para limitar las fugas en caso de fallar alguna junta impermeable y para auto cerrarse con la colocación bajo el agua de limo o arena limosa fina. Zona 2B, la zona de soporte de la cara, a menudo se ha especificado como trituración con menos de 75 mm de material sólido de roca. Alternativamente, los límites específicos de granulometría se especifican.

Zona 3 es un enrocamiento de cantera. La diferencia entre A, B y C son principalmente en el espesor de las capas, el tamaño y el tipo de roca. Zona 3A proporciona compatibilidad y tamaño límite de vacío adyacente a la Zona 2B. Zona 3B resiste la carga del agua y los límites de deflexión de la cara. Zona 3C recibe pequeñas cargas de agua, y el asentamiento es esencialmente durante la construcción. El espesor de las capas en la Zona 3C acepta grandes rocas, la colocación es más económica, y es de baja densidad (aproximadamente un 5% menos que la densidad de la Zona 3B) con lo que ahorra volumen de roca. Zona 4 es la colocación de grandes rocas en el talud aguas abajo para evitar la erosión.

4.1.2. Aspectos Generales en la Zonificación del Enrocamiento

La carga hidráulica sobre la cara de la presa produce una deformación del enrocamiento esencialmente normal al plano de la cara de concreto. La

deformación mayor se tiende a situar en el centro de la losa cerca de $0,4H$ del fondo. La mayor parte de la cara es colocada en compresión. Cuando el agua alcanza su nivel máximo, se observa una tendencia a una deformación mayor cerca de la cresta. Esta deformación, en las presas más altas y en boquillas anchas, puede superar la deformación de $0,4H$. Esta variación de tendencia de deformación indica que en la cara de aguas arriba del enrocamiento se genera una tensión en la zona superior. Como la cara de concreto acompaña la deformación del enrocamiento, la losa sufre tensión y se puede agrietar si la deformación unitaria específica supera la deformación unitaria del concreto, la cual es del orden de 0,0015 a 0,0020 (Marengo, 2006).

La retención del enrocamiento a lo largo del perímetro de la cara, a causa de la geometría de la cimentación, es otro mecanismo responsable por tensiones en la superficie del enrocamiento y en consecuencia en la losa. Las juntas verticales en las losas y la junta perimetral permiten aliviar las tensiones. La abertura consecuente de las juntas exige sellos bien concebidos y dimensionados.

La zonificación del enrocamiento se diseña para minimizar las áreas de la cara en tensión (perímetro y cresta) y reducir en lo posible los valores mismos de la tensión en estas zonas críticas.

El enrocamiento es entonces el elemento estructural de la obra de contención. Está zonificado a fin de recibir la carga de agua con asentamientos mínimos y proporcionar seguridad a la propia estructura contra el flujo de agua, en caso de presentarse fracturas en la cara de concreto o apertura en las juntas; de tal manera que deberá aceptar de manera segura, varias veces, cualquier filtración que pueda ocurrir (Marengo, 2005).

Dado que es una estructura que está permanentemente bajo fuertes cargas hidrostáticas, ante las cuales debe conservar su estabilidad, su diseño y construcción deben estar cuidadosamente planeados y ejecutados bajo altos estándares de calidad. Su diseño se realiza de acuerdo a las condiciones geológicas, hidrológicas y topográficas del lugar, así como de los propósitos propios de la obra.

Ya que la zona de respaldo de la cara de concreto es la que recibe el empuje del agua, es necesario que los módulos de compresibilidad sean altos en esta zona (Figura 4-2).

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL P.H. LA YESCA, MÉXICO

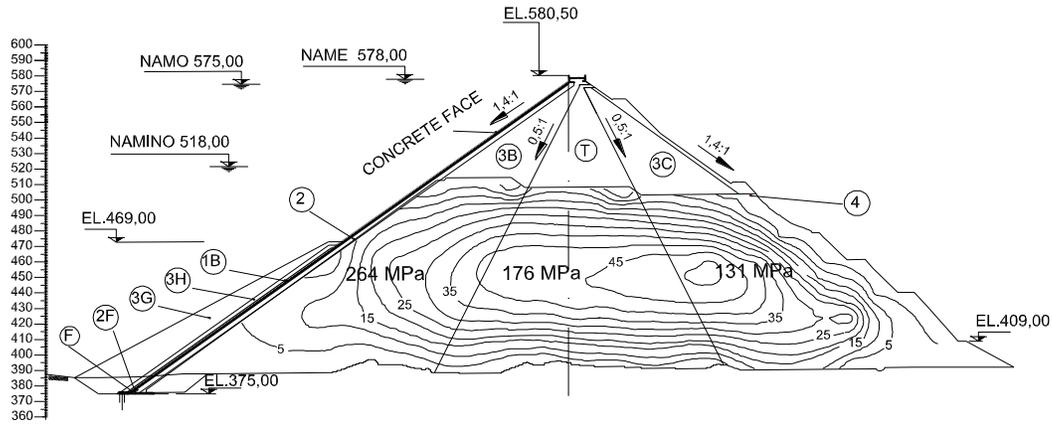


Figura 4-2 Zonificación, contornos de asentamientos y módulos de deformabilidad determinado con niveles hidráulicos en la presa La Yesca (Abril 2011) Cortesía del Departamento de Seguridad Estructural, CFE (Alemán, Marengo, Rivera, Pantoja, & Díaz, 2011)

En cambio, la zona aguas abajo es menos influenciada por la carga del embalse y no requiere de módulos tan elevados. En función de esto se elige el tipo y características de material, el ancho de las capas y los parámetros de colocación y compactación.

La mejor granulometría, mejor calidad y menor índice de vacíos, están localizados en las proximidades de la losa, dentro del tercio de aguas arriba de la estructura; los materiales de inferior calidad se colocan aguas abajo, preferiblemente después del centro de la presa. Esto se hace con la finalidad de limitar las deformaciones excesivas en la cara de concreto, y por otro lado, disminuir el costo de la presa. Eventualmente (como en el caso del P. H. La Yesca y el P. H. El Cajón), existe una "zona de transición T", entre la zonas 3B y 3C, con las mismas características de deformación que el 3B pero con mayor tamaño.

En Tabla 4-1 se presenta el módulo de deformabilidad medido en sitio para las presas P.H. Aguamilpa, P.H. El Cajón y P.H. La Yesca (en construcción), en las principales zonas del enrocamiento, asimismo se indica los asentamientos máximos al término de la construcción.

Tabla 4-1 Características geométricas y módulo de deformabilidad medidos en las tres presas. (Alemán, Marengo, Rivera, Pantoja, & Díaz, 2011)

Presa	Altura H (m)	A/H ²	Módulo de Deformabilidad medido en el sitio, en (MPa)			Asentamiento máximo en el término de construcción, en (m)
			3B	T	3C	
AGUAMILPA	185	3,92	250	118	35	1,70
CAJÓN	186	3,21	95	140	70	0,80
LA YESCA	207	2,38	240	176	131	0,95

El espesor de las capas con materiales de tamaño máximo varía entre 0,20 y 0,40 m para las zonas 2 y 3A, y de 0,80 m en la zona 3B para el Cajón y menor a 0,60 m en el P. H. La Yesca. El estado del arte indica que un mínimo de 6 pasadas de vibrocompactador de 10 t de peso estático en el tambor y la adición eventual de agua (250 l/m^3) (Marengo, en edición) producen rellenos con gran capacidad de absorber las cargas del embalse. Los filtros se compactan con equipos vibratorios menores.

El material 3C debe compactarse, ya que en caso de no hacerlo se puede presentar un "creep" importante como sucedió en el P. H. Ahuamilpa (1999), que ocasionó el agrietamiento del tercio superior de la losa; la compactación es un proceso constructivo de bajo costo que se traduce en un incremento notable en la seguridad de la presa.

Además de las zonas que componen el enrocamiento principal de la cortina, existen zonas especiales cuya función favorece la seguridad de la estructura; por ejemplo, la zona 1 que cubre la junta perimetral entre la cara de concreto y el plinto, y la zona 2, o zona de filtros, que se localiza justo debajo de la misma junta y entre la losa de concreto y el enrocamiento principal. Su finalidad es la de dar un soporte adecuado, controlando y limitando las filtraciones eventuales a través de la cara de concreto y las juntas que se puedan presentar durante la vida útil de la presa, o durante la construcción si una avenida llega a sobrepasar la ataguía, como ocurrió en Aguamilpa (Marengo, 2006).

La granulometría que se usó para el P. H. La Yesca para esta zona, es la recomendada por (Sherard J. L., 1985) y se muestra en la Tabla 4-2. Esta granulometría debe ser estable y los finos no deben ser susceptibles al lavado. Por su parte, la ICOLD (1989) propone la granulometría que coincide casi por completo con la propuesta por Sherard.

Tabla 4-2 Granulometría recomendable para la zona de transición de presas de ECCC

Tamaño de la malla (mm)	Sherard (1985)	ICOLD (1989)
	% de finos	
75	90 - 100	90 - 100
37	70 - 95	70 - 100
19	55 - 80	55 - 80
4.76	35 - 55	35 - 55
0.60	8 - 30	8 - 30
0.075	2 - 12	5 - 15

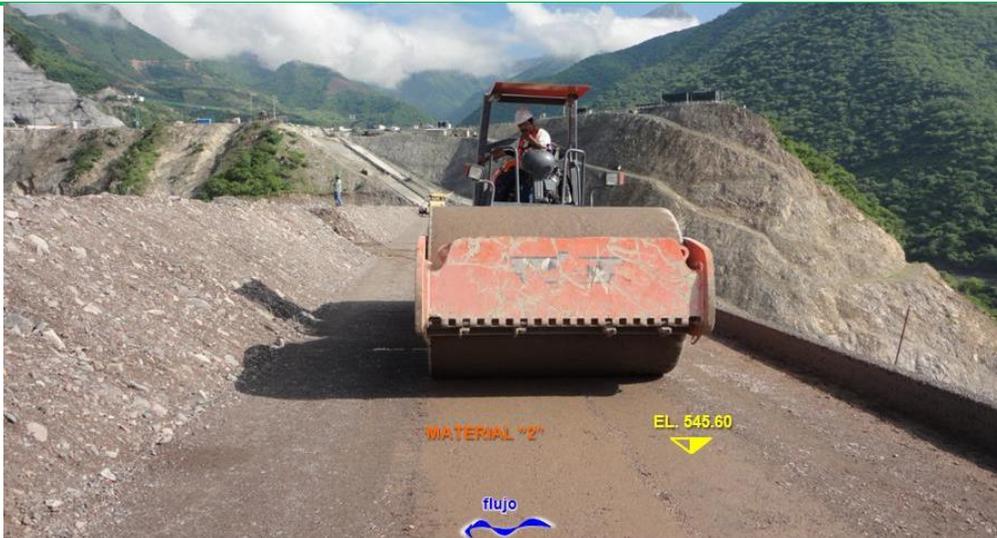


Figura 4-3 Compactación de la Zona 2 (Presa La Yesca, México)

Cuando el enrocamiento tiene un exceso de finos y poca permeabilidad, se requiere una zona de drenes. La ubicación más recomendable de esta capa es aproximadamente el eje de la cortina. Debido a las cargas durante la construcción, la sección central del enrocamiento suele asentarse más y cuando llueve, el agua se acumula en esta zona; además cada capa compactada tiene mayor cantidad de finos en la parte superior, por lo que la trayectoria del agua tiende hacia el centro. Esto puede causar asentamientos adicionales no deseados. Adicionalmente a estos drenes, puede colocarse enrocamiento compuesto por roca sana, uniforme y permeable, sobre la superficie de la cimentación agua abajo de la presa.

Debido a que la estabilización de la cara inclinada sobre la que se construyen las losas de concreto es vulnerable a la segregación del material 2B durante la construcción, especialmente en sitios lluviosos, se han adoptado nuevas prácticas para evitar la erosión y la segregación de dicho material. La mejor solución consiste en un bordillo de concreto extruido (de baja resistencia) para delimitar la cara aguas arriba de la cortina y confinar el material de transición 2B para su compactación (Figura 4-4, Figura 4-5). Este método ha sido aplicado en las presas de este tipo más recientes, con importantes ventajas como las que se mencionan a continuación:

- ✓ Controla la segregación y la erosión ante los agentes externos, ya que la cara aguas arriba queda protegida.
- ✓ Reduce las actividades sobre la cara aguas arriba, mejorando la economía y la seguridad.
- ✓ Reduce la cantidad de equipo para estabilizar la cara.

- ✓ Facilita la colocación del acero de refuerzo de las losas de concreto.
- ✓ Acelera el programa de obra; dos capas por día en presas con coronas de hasta 500 m de longitud



Figura 4-4 Construcción de bordillo en la presa La Yesca

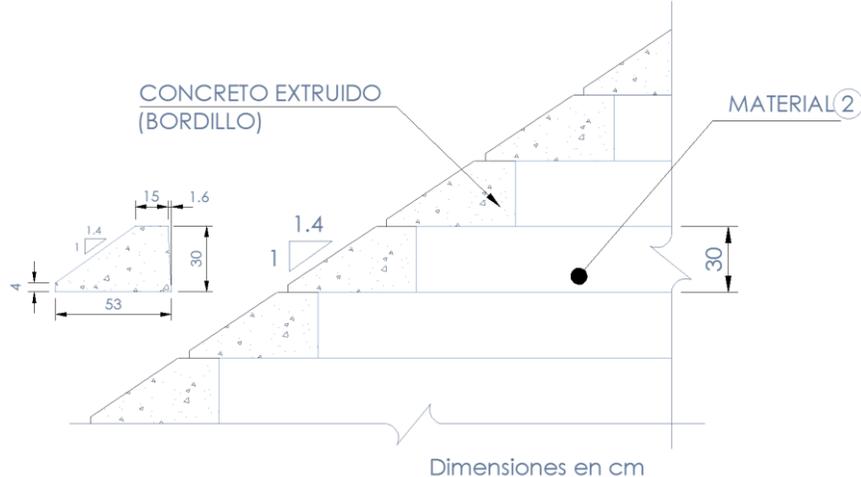


Figura 4-5 Detalle del Respaldo de la Cara de Concreto en el P. H. La Yesca

El proceso constructivo del material 3B, T y 3C (enrocamiento principal) es característico de este tipo de presas y conlleva una serie de ventajas que han incrementado la calidad de la estructura en cuanto a procesos, economía y funcionamiento de la estructura. Consiste en descargar el material desde una capa ya compactada hacia la nueva capa, distribuyéndolo posteriormente con tractores de 8 a 11 t, procurando la segregación del material; es decir: las rocas de mayor tamaño queden en la parte más baja de la capa y los espacios entre ellas sea rellenado por las rocas más pequeñas y los finos. Con esto se obtiene una superficie lisa y visiblemente horizontal, la cual facilita el proceso de colocación y compactación, y logra una favorable permeabilidad horizontal en el interior de la capa (Figura 4-6), además del ahorro en cuanto al desgaste de los neumáticos del equipo de trabajo (J. L. Sherard y J. B. Cooke, 1987).



Figura 4-6 Arreglo del enrocamiento colocado y compactado en la construcción de la Presa La Yesca

De acuerdo a lo anterior las tendencias actuales de zonificación del enrocamiento son resumidas a continuación (Marengo, 2006):

- ✓ Utilización del bordillo de concreto extruido para delimitar la cara aguas arriba de la cortina y confinar el material de transición 2 para su compactación
- ✓ Material de respaldo para la recepción de la cara de concreto 2, diámetro menor que $50,80\text{ mm}$, compactado en capas no mayores a $0,40\text{ m}$ de espesor. Ancho de $4\text{ a }6\text{ m}$, el proceso de compactación se debe realizar mediante las pasadas necesarias de rodillo liso vibratorio de 120 kN ($\approx 12\text{ t}$) de peso estático en el tambor hasta cumplir con la relación de vacíos identificada en el terraplén de pruebas.
- ✓ Material filtro de protección de junta perimetral 2F, diámetro menor que 38 mm , compactado con rodillo liso vibratorio de 120 kN ($\approx 12\text{ t}$) de peso estático en el tambor, en capas de $0,40\text{ m}$.
- ✓ Zona 3B - enrocamiento, diámetro máximo $0,6 - 0,8\text{ m}$, en capas de $0,6 - 0,8\text{ m}$, compactados con rodillo de 120 kN ($\approx 12\text{ t}$), en 6 pasadas con 250 l/m^3 de agua en el enrocamiento, en el tercio de aguas arriba de la sección del terraplén.
- ✓ Zona T - Material similar al de la zona 3B, con granulometría de $0,80 - 1,00\text{ m}$ de espesor con características de deformación semejantes, con adición de agua, en zonas delimitada por una inclinación hasta aguas

abajo de 0,3:1 a 0,5:1, para reducir la deformación de la cresta de la presa para el embalse en su nivel máximo.

- ✓ Zona 3C. Enrocamiento con tamaño máximo de 1,20 m, compactado en capas de 1,20 – 1,40 m, con seis pasadas de rodillo de 120 kN ($\approx 12 t$), con agua en la misma proporción.

4.2. Criterio de Diseño del Plinto

El plinto es el elemento impermeable fundamental entre la cara de concreto y la roca. Se desplanta sobre roca sana y poco permeable, aunque en algunos proyectos se puede cimentar en rocas de menor calidad. Sirve de apoyo para la losa principal y de base para la construcción de un plano de estanqueidad formado por inyecciones. El diseño del plinto, sus dimensiones, estabilidad, construcción y tratamientos son muy importantes.

En el diseño de la cortina de Enrocamiento con Cara de Concreto (ECCC) este elemento recibe siempre una atención especial; pues de él depende, en gran medida, el buen funcionamiento de la losa de concreto. El contacto losa-plinto debe cumplir con dos requisitos fundamentalmente en forma: la impermeabilidad y la flexibilidad.

Los criterios de diseño del plinto se enfocan en tres aspectos: La cimentación, la geometría y la estabilidad de la estructura.

Las dimensiones del plinto se seleccionan en base a obras precedentes, así como a la altura del embalse y las condiciones de cimentación.

4.2.1. Tipos de cimentación

A continuación se describen los diferentes casos de cimentación que pueden presentarse:

- a) Roca sana con irregularidades en su calidad y arreglo: En este caso puede ser necesario efectuar un análisis de estabilidad y colocar soportes o tensores de acero cuando la sobrecarga ocasiona cierto desplazamiento de la estructura. Una práctica común es efectuar la excavación del plinto cerca de una línea teórica y entonces colocar el anclaje, de manera que toda la losa puede construirse monóticamente. También es recomendable colocar concreto dental sobre la roca de cimentación, obteniendo con ello una superficie plana

que facilite la perforación para el anclaje y la colocación del acero de refuerzo.

- b) Roca erosionada: En este caso la excavación debe disminuir lo más posible la cantidad de explosivos y utilizar métodos de excavación que no dañen más el material.
- c) Aluvión: La experiencia de presas con cara de asfalto, desplantadas sobre aluvión, ha sido extrapolada a las presas de ECCC; el plinto "articulado" es colocado sobre aluvión compactado, añadiendo filtros y conectándolo a un muro construido en trincheras, cuya excavación es estabilizada mediante bentonita bombeada, la cual se emplaza después por concreto. Se debe ajustar el plinto lo más posible a las condiciones naturales.

4.2.2. Geometría

La geometría del plinto debe ser definida de acuerdo a las condiciones topográficas del lugar y sus accesos.

Para roca competente, inyectable, no erosionable, el plinto puede tener un ancho que varía entre 3 y 10 *m* o más, tal que el gradiente por debajo del plinto es del orden de 15 a 20. Para roca poco erosionable, el ancho del plinto se ha incrementado, de tal manera que se consiguen gradientes hidráulicos de 10. El ancho mínimo se ha fijado en lo general de 3 *m*, a pesar de que en presas de poca altura y buena calidad de roca de cimentación se han implementado anchos de plinto de 2 *m* solamente.

Las condiciones de la roca de cimentación y las características erosionables específicas dentro de la cimentación debe ser objeto de especial atención. Sellado adicional aguas arriba del plinto y colocación de filtros que cubren aguas abajo las condiciones erosionables del plinto son métodos comunes de tratamiento, como se ha visto en la sección "4.1 Criterio de Diseño del Cuerpo de la Cortina".

Criterios para determinar el ancho del plinto han sido presentados por Sierra, 1989, y por Machado, 1993, las cuales se presentan en la siguiente Tabla 4-3. Condiciones de cimentación se dividen en cuatro categorías, desde roca muy competente hasta suelo completamente descompuesto residual. Anchos del plinto varían desde 1/18 la altura del embalse sobre el plinto en la mejores condiciones de cimentación o 1/3 para las peores condiciones de cimentación.

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCEC APLICADO EN EL
P.H. LA YESCA, MÉXICO

Tabla 4-3 Criterios para la selección del ancho del plinto de acuerdo a las características de cimentación

A	B	C	D	E	F	G	H
I	No erosionable	1/18	>70	I a II	1 a 2	<1	1
II	Poco erosionable	1/12	50-70	II a III	2 a 3	1 a 2	2
III	Erosionable	1/6	30-50	III a IV	3 a 5	2 a 4	3
IV	Muy erosionable	1/3	0-30	IV a VI	5 a 6	>4	4

donde:

A	tipo de cimentación
B	clase de cimentación
C	relación mínima: ancho de plinto/profundidad del agua, embalse lleno
D	designación de la calidad de la roca, RQD (%)
E	grado de erosión: I es igual a roca sólida; VI es igual a suelo residual
F	grado de consistencia: 1 roca muy fuerte; 6 roca friable
G	macro discontinuidades intemperizadas por 10 m
H	Clase de excavación: 1=requiere voladura 2=requiere desgarradores pesados, algunas voladuras 3=puede ser excavado con desgarradores de luz 4=puede ser excavado con hoja topadora

Si el tratamiento es de condiciones especiales de cimentación se aumentará el ancho del plinto, resultando una excavación adicional. El análisis geométrico simple rápidamente demostrará que duplicar el ancho del plinto también aumentará en gran medida la altura y el volumen de excavación por un factor de dos o más. Incrementar la altura de corte puede requerir pendientes más suaves para asegurar la estabilidad, lo que aumentará aún más la altura y el volumen de la excavación.

Un plinto reforzado ubicado en sitios estrechos, puede tener 4 o 5 m de ancho, espacio suficiente para construir una cortina de lechada de cemento de tres filas. Aguas abajo, el plinto puede extenderse por debajo del cuerpo de la presa. La extensión del plinto interno debe ser reforzado y conectado al plinto exterior con una junta impermeable (waterstop). Más adelante se verá el detalle el tipo de juntas que se utilizan.

El concepto de plinto interno fue propuesto por primera vez por Cooke (Cooke J. B., 1999) para reducir la excavación en roca de plintos en boquillas de grandes presas. El ancho del plinto externo está definido para la práctica de una plataforma de inyección para la cortina impermeable, mientras que el plinto interno complementa los requisitos de gradiente hidráulico permisibles a través de la cimentación. Especificaciones para la calidad de la roca inyectable siguen siendo las mismas en todo el ancho del plinto, tanto externo

como interno. El resultado es una mayor flexibilidad para la geometría de la excavación y la posible reducción del volumen de excavación en los valles profundos como se ilustra en la Figura 4-7.

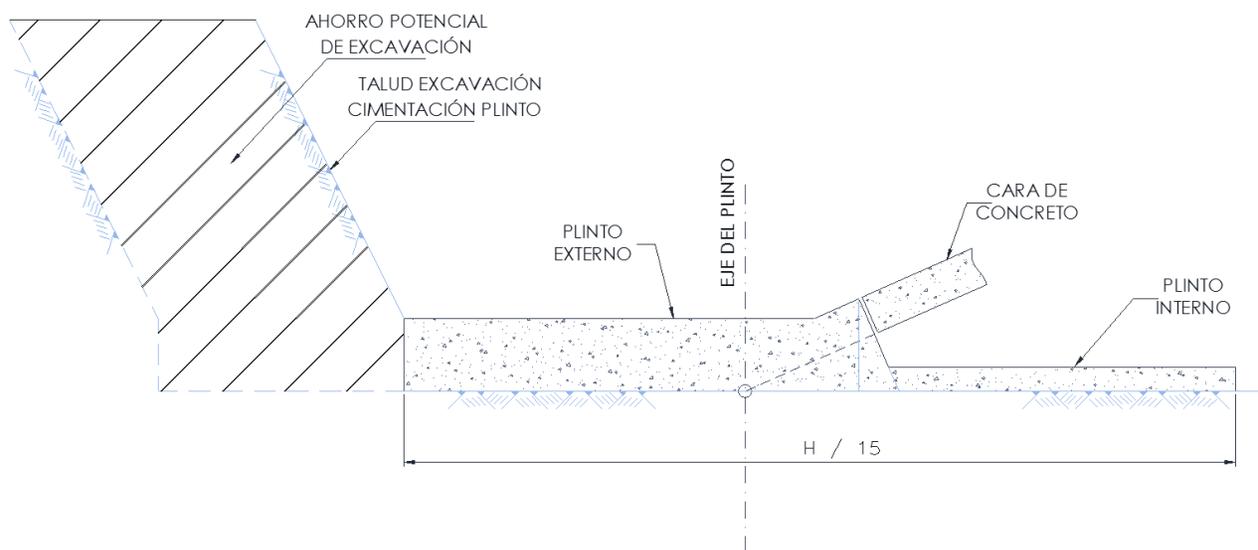


Figura 4-7 Sección Típica del Plinto Interno

Un método sugerido por Materon (2002) para evaluar la selección del ancho del plinto ha sido aplicado en varias presas de ECCC en todo el mundo. El método adopta el concepto de plinto externo e interno y aplica la clasificación del sistema RMR³ desarrollada por Bieniawsky en la selección de la anchura combinada del plinto externo e interno. Un resumen del método se presenta a continuación:

- ✓ Selección de ancho de plinto externo que permite el espacio (ancho) suficiente para ejecutar las inyecciones, de 4 a 5 m
- ✓ Clasificar la roca de cimentación de acuerdo al sistema de RMR
- ✓ Determinar el índice de diseño del plinto como sigue (nótese que el índice es igual al gradiente hidráulico, H/L , donde H es la altura del embalse en m, y L es la dimensión en metros desde el borde aguas arriba del plinto externo a borde final aguas abajo del plinto interno)

³ La clasificación geomecánica RMR, también conocida como clasificación de Bieniawski se obtiene estimando cinco parámetros: la resistencia uniaxial de la matriz rocosa; el RQD (Rock Quality Designation); espaciado de las discontinuidades; su estado; condiciones hidrogeológicas. Al resultado de cada uno de los parámetros se les asigna, según tablas, un valor y se suman todos ellos para obtener el índice RMR sin correcciones.

RMR	Índice de diseño del plinto
>80	20
60 - 80	16
40 - 60	12
20 - 40	6
<20	2*

- ✓ Determinar la presión máxima del embalse, H , para el plinto y calcular el ancho de plinto total requerido dividiendo H por el Índice de plinto de diseño correspondiente
- ✓ Calcular el ancho del plinto interno como la diferencia entre el ancho total plinto y ancho del plinto externo

Adicional a lo anterior, las áreas que son susceptibles a la erosión deben ser tratadas con concreto lanzado y filtros a una distancia de aproximadamente 40% de la carga hidrostática.

A continuación se muestra el diseño típico del plinto para el caso en el que se desplanta sobre roca sana e inyectable (Figura 4-8):

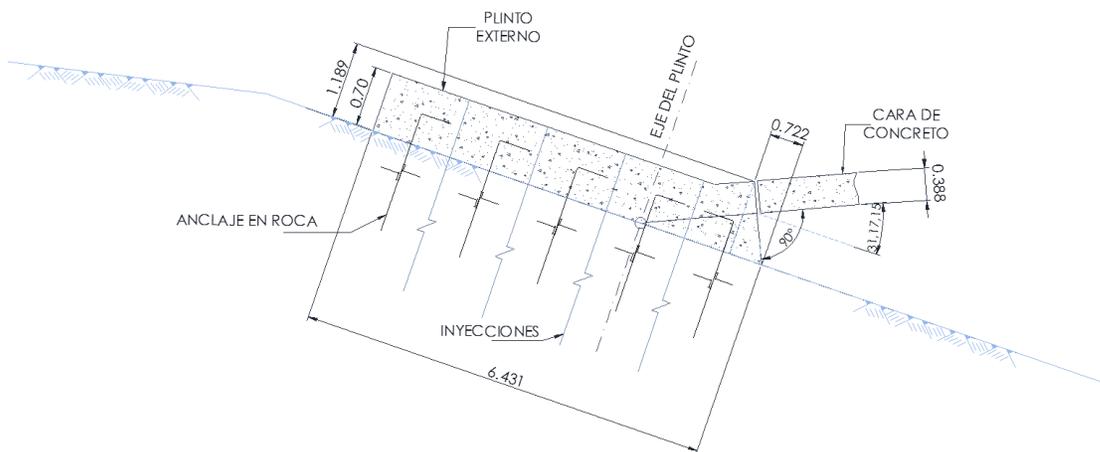


Figura 4-8 Diseño del plinto de la presa P. H. La Yesca

Cuando la excavación no implica mucha sobrecarga, la forma geométrica es como la que se muestra en la Figura 4-9.

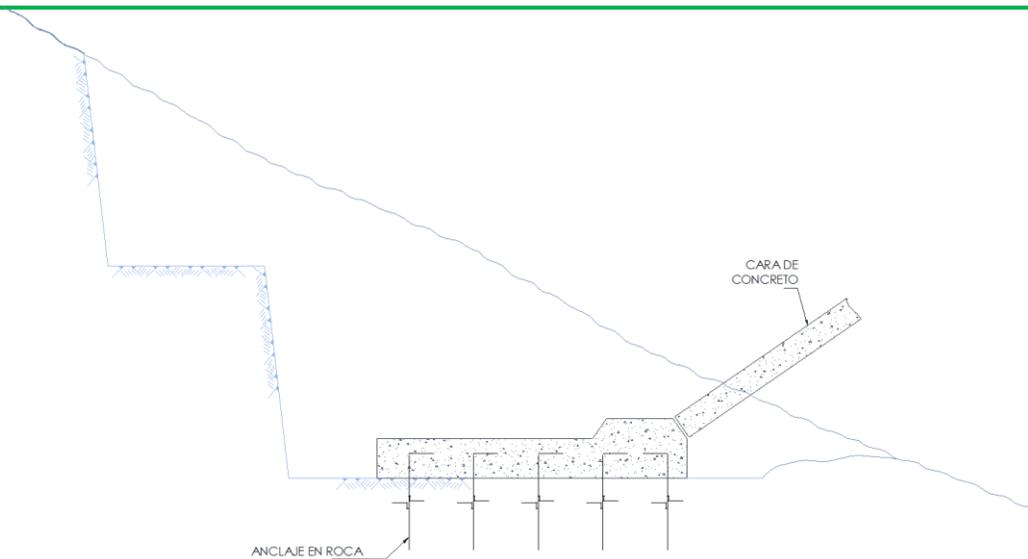


Figura 4-9 Plinto Convencional (Foz do Areia)

En algunos lugares, donde los estribos son muy inclinados o con pendientes moderadas, la forma geométrica del plinto se puede ajustar a la roca sana expuesta. Este es el caso de la presa de Machadinho, en Brasil (Figura 4-10)



Figura 4-10 Plinto Inclinado (Machadinho)

En las presas recientes (Marengo, 2005), donde la excavación del plinto resulta más ancha de lo esperado, debido a las dimensiones de la losa, se ha adoptado el criterio de un plinto exterior de ancho constante con una losa o plinto interno (Figura 4-11) para garantizar el gradiente específico. Este tipo de plinto fue construido en Itá, Brasil y en La Yesca, México.

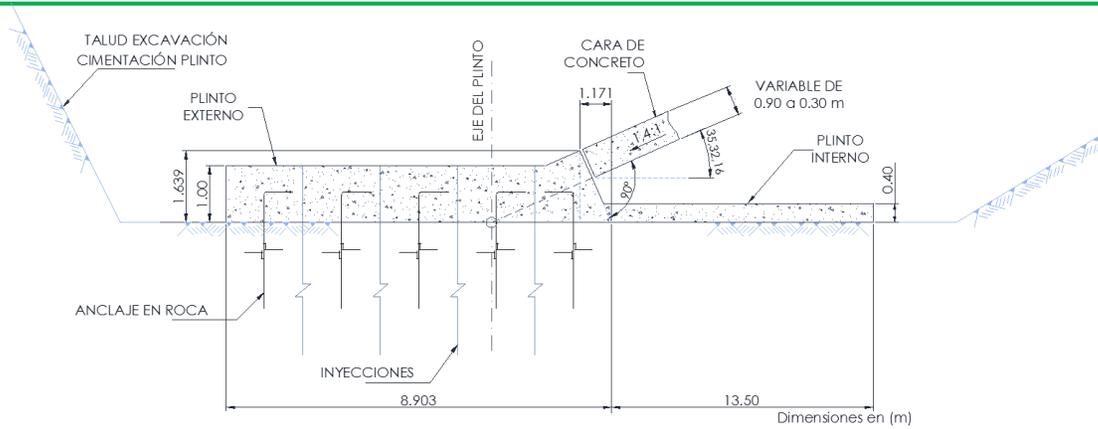


Figura 4-11 Diseño del Plinto de la presa La Yesca (en el tramo del cauce del río)

Los plintos articulados se utilizan sobre depósitos aluviales. Se conectan a una pared en el extremo aguas arriba, como se muestra en la Figura 4-12. Esta barrera, en el lecho de roca, funciona como sello y corta parcialmente la permeabilidad del aluvión.

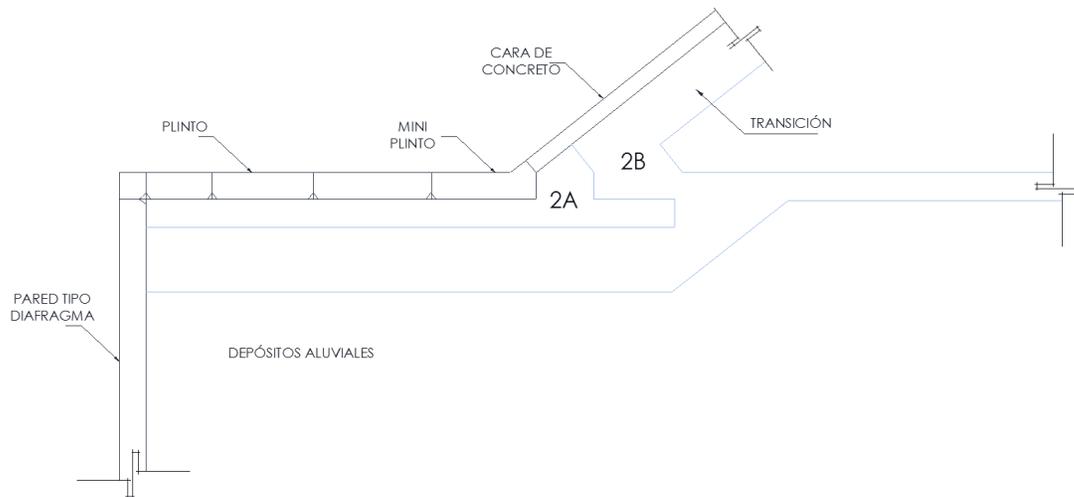


Figura 4-12 Plinto articulado (Santa Juana - Puclaro)

4.2.3. Diseño Geométrico del Plinto

La siguiente descripción del diseño geométrico del plinto se toma de (Marulanda & Pinto, 2000).

El diseño más común y práctico es que el plinto presente contornos horizontales normales a la alineación del plinto. Para plintos horizontales alineados paralelamente al eje de la presa, tales como los situados en la sección máxima en el fondo del cauce, la geometría básica está claramente definida por la sección transversal vertical normal a la alineación del plinto, Figura 4-13.

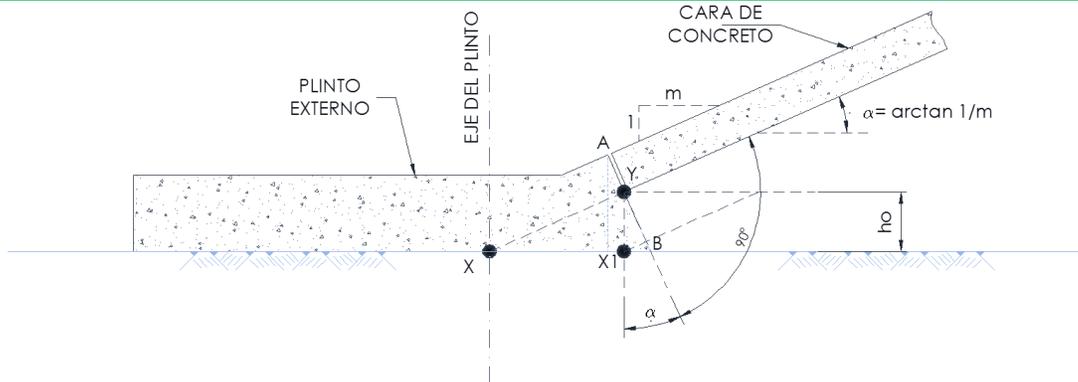


Figura 4-13 Geometría, plinto horizontal

Como el asentamiento del enrocamiento es esencialmente normal a la cara aguas arriba, plano AB está situado en un ángulo recto con la pendiente de la cara de concreto. Para las secciones de plinto en los empotramientos a lo largo de la boquilla, prevalece la misma condición. La representación gráfica se ayuda de AutoCAD 3D.

En la Figura 4-14, una vista en planta de la alineación del plinto, presenta el desarrollo de una relación práctica entre el ángulo de alineación " θ " y la pendiente del plinto " n " (n horizontal: 1 vertical). Si El_1 y El_2 son elevaciones de los puntos de referencia Y_1 y Y_2 , las siguientes ecuaciones se presentan:

$$\tan \theta = \frac{(El_1 - El_2)m}{L_{1-2}} \quad (4-1)$$

$$\text{sen } \theta = \frac{m}{n} \quad (4-2)$$

donde: θ ángulo de alineación
 n pendiente del plinto
 m pendiente de la cara de concreto, que frecuentemente varía entre 1,3 y 1,5 (1,3 a 1,5 horizontal: 1 vertical)

Si el plinto es diseñado con losa de espesor constante, la mayoría de la sección transversal es esencialmente igual a la del plinto horizontal. El plano AB sigue siendo normal a la cara de la presa. El ángulo " α " varía de acuerdo con la alineación del plinto.

Diseñadores han encontrado diversas maneras para definir la geometría del plinto. Un procedimiento de diseño es el de Cooke (Cooke J. B., 1999) y se ilustra en la Figura 4-13. Punto " $X1$ " se encuentra en la superficie de la base en la proyección vertical de punto " Y ". La distancia vertical, $h_0 = Y - X1$, se

establece como un valor constante, comúnmente aproximadamente 0,8 m. esto proporciona espacio suficiente para la zona 2A. Para plintos en pendientes (Figura 4-15), el espesor del enrocamiento perpendicular a la superficie de la base, “ h ”, se reduce. La altura, h , para el plinto inclinado puede ser calculada a partir de la ecuación:

$$h = \frac{h_0}{\sqrt{1 + \left(\frac{\text{sen}\theta}{m}\right)^2}} \quad (4-3)$$

Para $h_0 = 0,8\text{m}$ y $m = 1,3$, el valor mínimo de h es igual a 0,63 m para $\theta = 90^\circ$, lo cual es satisfactorio para la construcción de los filtros de la zonificación de la cortina.

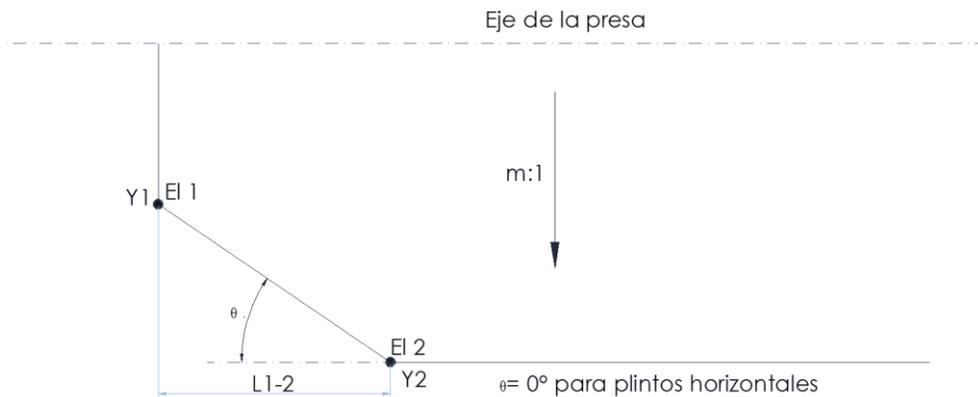


Figura 4-14 Vista en planta de la línea de referencia del plinto “Y” (de Marulanda y Pinto, 2000)

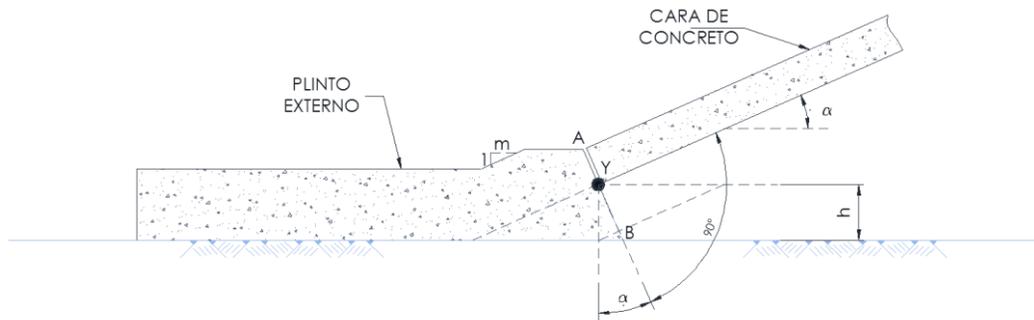


Figura 4-15 Geometría, Plinto en pendientes (de Marulanda y Pinto, 2000)

El procedimiento para establecer la alineación del plinto se mantiene sin cambios. El plano de referencia para la ubicación del punto “X”, es ahora un plano paralelo al plano de referencia de la cara y reduce la dimensión “ h_0 ”, por ejemplo 0,8 m. las coordenadas de los puntos “X” y “Y” son los mismos; el plinto en planta está completamente definido por las coordenadas de los vértices poligonales. La sección transversal principal del plinto permanece constante. Ajustes en la cara del plinto AB normal al plano de la cara de concreto de la presa también se requiere para establecer la geometría del

plinto. El ángulo " α " puede ser calculado a partir de la ecuación:

$$\tan \alpha = \frac{\sqrt{m^2 + \operatorname{sen}^2 \theta}}{m^2 \sqrt{\left(1 + \frac{1}{m^2}\right)^2 \tan^2 \theta + 1}} \quad (4-4)$$

El diseño del plinto debe asegurar la impermeabilidad ante las cargas hidrostáticas u otras cargas pertinentes; así como la flexibilidad de la losa para que ésta pueda moverse en las tres direcciones locales:

- ✓ De talud: alineado al plano de la losa y paralelo al eje del río
- ✓ Normal: perpendicular al plano de la losa
- ✓ Horizontal: paralelo al eje longitudinal de la cortina

Generalmente su configuración anclada, dentro de la roca, resulta estable. En sitios donde existe demasiada sobre excavación o aspectos que puedan crear inestabilidades, es prudente analizar el plinto como un muro sujeto a deslizamiento y volteo. También se recomienda elegir adecuadamente el ángulo de fricción interna, el cual depende del tipo de roca y la orientación de los planos de falla.

Estos análisis se efectúan considerando, como fuerzas estabilizadoras, el peso del agua sobre la estructura, la presión pasiva del relleno de la presa y las fuerzas de levantamiento producidas por la presión hidrostática disipada linealmente hasta la parte seca del plinto. El gradiente de percolación puede ser tan alto como $H/L = 20$ para rocas resistentes y sanas, hasta 2 a 4 en saprolitos y rocas muy fracturadas.

El plinto es una losa reforzada a temperatura simple. El reforzamiento va a través de las juntas colocadas para evitar la necesidad de que los sellos se conecten con la junta del perímetro.

En la práctica actual se proporciona un refuerzo en el plinto igual a 0,3% en cada dirección. El refuerzo se coloca a 150 *mm* de distancia desde la superficie superior. El propósito del refuerzo es reducir grietas y pequeñas aberturas que se puedan generar.

Para permitir la inyección bajo el plinto, es imprescindible anclarlo a la roca de cimentación.

Claramente las anclas necesarias serán objeto de un cálculo estructural. Las mismas no deben ser diseñadas por la presión máxima ($P_{m\acute{a}x}$) de la curva GIN (ver sección 4.3) sino para la presión que se podrá realmente conseguir con la

inyección hasta el momento en el cual la lechada podría escaparse hacia un lado u otro del plinto. La presión de diseño de las anclas es entonces función del ancho del plinto.

4.3. Tratamientos (Inyecciones con el Método GIN)

Los tratamientos para el plinto y para las presas ECCC consisten en:

- ✓ Excavación
- ✓ Eliminación del material inestable o inadecuado que se encuentre en la superficie de cimentación del plinto o de la presa
- ✓ Perforación e inyección y/o puntos de corte positivos abajo del plinto.
- ✓ El tratamiento específico de las juntas o defectos, tanto aguas arriba y aguas abajo del plinto.

A menudo, las condiciones de cimentación son difíciles de definir, el éxito dependerá de cuidadosas investigaciones del subsuelo para revelar estratos y sus fallas para poder hacer la estabilidad o la filtración, así como el diseño del tratamiento apropiado para la cimentación, y la cuidadosa ejecución de la excavación y tratamiento de la cimentación durante la construcción. La construcción a menudo revela condiciones que no fueron observadas durante las exploraciones en el sitio. Cuando esto ocurre como fue en el caso de la presa P. H. La Yesca, los conceptos fundamentales del tratamiento deben ser revisados y hacer los cambios apropiados.

En resumen, el tratamiento de la cimentación debe alcanzar los siguientes objetivos fundamentales:

- ✓ El control positivo de las filtraciones por debajo o alrededor del plinto,
 - ✓ La eliminación del material de base inestable o inadecuado que se encuentre en la superficie de cimentación del plinto y el cuerpo de la presa,
 - ✓ Preparación de las superficies de cimentación para recibir concreto, filtros y enrocamiento, y
 - ✓ La limitación de los asentamientos diferenciales del plinto, la cara de concreto y la junta perimetral.
-

Debido a que las presas de ECCC son las que generan el gradiente hidráulico más elevado en la roca, el tratamiento de la roca bajo el plinto (consolidación e impermeabilización) merece un estudio cuidadoso y una atención particular en su realización. En toda la trayectoria del plinto sobre ambos márgenes, se disponen tratamientos mediante barrenos de inyección, localizados dentro de planos verticales. El método mayormente utilizado es el GIN (Grout Injection Number) que consta en hacer inyecciones de consolidación en la zona de la cimentación del plinto, con el objetivo de mejorar las condiciones de impermeabilidad y consolidar la roca bajo este y también hacer una pantalla profunda, que es un tratamiento basado en inyecciones a alta presión hasta cierta profundidad estimada en los estudios geológicos.

A continuación se resumen los criterios GIN para consolidación e impermeabilización descritos por el Dr. Giovanni Lombardi (Lombardi & Deere, 1993).

Se considera que en el diseño de las obras de inyección se debe tomar en cuenta:

- ✓ Bajo el plinto no hay razón de hacer una distinción artificial entre la dicha "zona de consolidación" de la roca y la "pantalla de inyección" misma. Se trata de hecho del tratamiento de una zona única de roca adecuadamente formada que debe ser tratada por inyecciones para mejorar al mismo tiempo la resistencia y la impermeabilidad del macizo rocoso.
- ✓ El gradiente hidráulico "original" en la zona a ser tratada será muy alto a poca profundidad; del orden de 15 inmediatamente bajo el plinto y se reduce muy rápidamente con la profundidad, llegando a ser 1 y hasta menos en el punto inferior de la pantalla de inyecciones. Una pantalla de intensidad "uniforme" no tiene entonces sentido.
- ✓ De acuerdo al punto anterior los esfuerzos en el tratamiento deben concentrarse en la parte superior de la antedicha zona donde la "intensidad" de la inyección tiene que ser evidentemente más alta que en cualquier otro punto a mayor profundidad.
- ✓ Para que la inyección sea eficiente, la presión de inyección tiene que ser relacionada con la presión del agua que actuará en futuro en la zona considerada. Se trata de evitar un hidrofracturación de fisuras no inyectadas.

- ✓ Las obras de inyección deben tener una duración de vida que sea semejante a la presa misma. Eso requiere que la mezcla fraguada debe tener una resistencia mecánica, pero aún más una resistencia al deslave, por lo cual ambas deben ser suficientemente altas.
- ✓ La inyección de una masa rocosa consiste en introducir por presión una mezcla de cemento en las discontinuidades, que inevitablemente se van abrir. Como consecuencia el volumen global de la roca aumenta, lo que se traduce en un levantamiento de la superficie del terreno. Se trata entonces de limitar este levantamiento a valores aceptables, no es aceptable pensar poder evitar por completo el levantamiento.
- ✓ La mezcla de inyección de buena calidad sellará toda fisura que sea natural o creada por trabajos de construcción.

4.3.1. Los principios del método GIN

4.3.1.1. Mezcla

1. Se utiliza una sola mezcla para la totalidad de los trabajos de inyección (consolidación e impermeabilización).
2. La mezcla debe tener la retracción mínima posible al fraguado, porque toda retracción se traduce luego en la formación de caminos preferenciales de circulación del agua y entonces una mayor posibilidad futura de disolución de la lechada misma.
3. La penetración de la mezcla en las fisuras está limitada por el diámetro de los granos de cemento en relación a la abertura de las fisuras. Es un error creer que agregando agua a la mezcla la penetración mejore, por lo cual los cementos muy finos son los más eficientes para sellar las grietas.
4. La penetración a más grandes distancias se obtiene para la misma presión de inyección con la reducción de la cohesión y de la viscosidad de la mezcla añadiendo un superfluidificante de tipo adecuado
5. La definición de la mezcla debe hacerse sobre ensayos cuidadosos de laboratorio para obtener la relación agua/cemento más favorable (0,67 a 0,8:1 en peso para cemento Pórtland normal) escogiendo el tipo de superfluidificante más favorable.

Los criterios deben ser:

- ✓ Decantación limitada (mínima).

- ✓ Densidad alta
- ✓ Viscosidad baja
- ✓ Cohesión baja
- ✓ Tiempos de fraguado aceptables en función de la inyección a hacer
- ✓ Resistencia mecánica y especialmente
- ✓ Resistencia al deslave elevada (según sea el caso también se deberá considerar la resistencia química a varios agentes)

6. El uso de bentonita debe evitarse en las inyecciones en roca, debido a la separación que se produce frecuentemente en la mezcla. La bentonita penetra en la fisura, y el cemento (de tamaño superior) no puede y se queda afuera.

4.3.1.2. Curva límite

La curva límite de la inyección se define por tres parámetros:

1. La intensidad o número $GIN = (p)V$ ($bar\ l/m$)

donde: p presión (bar)
 V absorción de lechada por metro de taladro, (l/m)
o mejor ($kg_{cemento}/m$)

$GIN = (p)V = \text{constante} = \text{"energía específica"}$ (es decir energía de inyección por metro de barrenación).

2. La presión máxima (en la boca de la barrenación)

3. La toma máxima

La limitación por intensidad (número de GIN) evita la combinación de presiones elevadas con volúmenes de mezcla altos: es decir presiones elevadas actuando sobre grandes superficies. Se elimina así o por lo menos se reduce substancialmente, el riesgo de hidro-fracturación.

La presión máxima ($p_{m\acute{a}x}$) es más bien un valor de diseño de los equipos de inyección (bombas, tuberías, obturadores, etc.). Debe ser lo suficientemente alta (2 a 3 veces la presión futura del agua en el sitio – es decir en la boca del taladro) para que al llenar el embalse, las fisuras no se abran de nuevo por hidro-fracturación.

El volumen máximo ($V_{m\acute{a}x}$) elegido no es un límite fijo absoluto, sino un punto donde debe tomarse una decisión. Se trata según los casos de:

- ✓ Continuar la inyección
- ✓ Pararla para continuarla después del fraguado
- ✓ Darla por terminada o bien
- ✓ Darla por terminada decidiendo perforar e inyectar otro u otros barrenos en cercanía.

También se define un valor crítico que es en general $V_{cr} = \frac{0.5GIN}{P_{máx}} (l/m)$ (o bien

$$V_{cr} = \text{a algo como } \frac{V_{máx}}{20} \text{ a } \frac{V_{máx}}{10}).$$

Cuando en un tramo de inyección de cualquier barreno se sobrepasa este valor, se deben perforar barrenos cercanos por lo menos hasta dicha profundidad, o mejor hasta un tramo de inyección más profundo.

La selección del valor GIN depende de las condiciones geológicas y del proyecto. Debe ser escogido al inicio (por ejemplo $1\ 500\ bar\ kg/m$) y adaptado durante el desarrollo de los trabajos. Sin embargo deben ser evitados cambios frecuentes de los parámetros que dificultan el control y el análisis de la inyección.

Claro es que la distancia (d) entre los taladros y el valor GIN son relacionados. (vale aproximadamente la relación: d proporcional a $\sqrt[3]{GIN}$). Ambos valores dependen obviamente de las características de la roca y del objetivo a conseguir.

4.3.1.3. Saturación de la roca

La roca seca puede absorber el agua de la mezcla lo que para muy rápidamente la penetración por el efecto de la fricción que se genera entre los granos de cemento, a faltar la lubricación por el agua.

Es entonces importante que la roca se encuentre saturada al momento de la inyección. Antes de empezar la inyección de lechada es necesario entonces inyectar un cierto volumen de agua en el taladro (obviamente sólo en los tramos por encima de la capa freática).

4.3.1.4. Parada de la inyección

La inyección se para con un caudal de inyección nulo (o muy reducido) cuando el producto $(p)V$ llega al valor GIN prescrito.

En la práctica se puede sobrepasar el valor GIN fijado de por ejemplo 10% y

esperar algunos minutos para ver si el $(p)V$ final se acerca lo suficiente al valor GIN mientras que la presión baje un poco y lentamente.

Obviamente la inyección se para igualmente al llegar a la presión máxima (manteniéndola algunos minutos) o al volumen máximo (para tomar una decisión).

4.3.2. Optimización del diseño

La optimización del diseño de la inyección para el tratamiento según lo ya dicho debe tener en cuenta lo que sigue:

1. Hacer mínimo 3 "cortinas" de profundidad diferente (por ejemplo nominalmente 6 m aguas arriba, 10 a 12 m aguas abajo y la cortina profunda en el centro). De esta manera se obtiene un tratamiento bajo el plinto con tres filas en la parte superior, pasado a dos más abajo y terminando la cortina con una fila única (y disposición similar donde hay más de tres filas en plintos más anchos).
2. Los tramos de inyección deben ser escalonados, creciendo su longitud con la profundidad, no constantes (por ejemplo no todos los tramos de 5 metros como usual). Se puede pensar, por ejemplo, a los siguiente:

1era cortina tramos de 1, 2 y 3 metros

2da cortina tramos de 2, 3 y 5 metros

3era cortina tramos de 3, 5, 8, 12... metros. De esta manera se escalonan los varios tramos entre cortinas y se obtiene un tratamiento más uniforme con intensidad decreciente de arriba hacia el fondo (Figura 4-16).

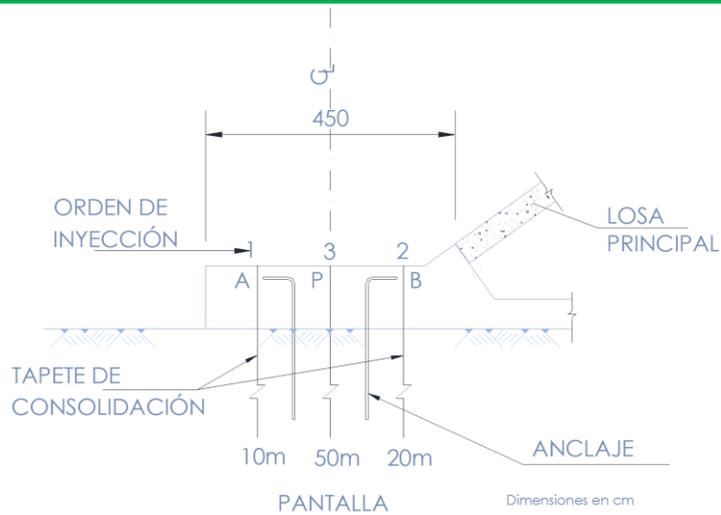


Figura 4-16 Posible arreglo de los tramos de inyección de una triple fila

3. Cada fila se realiza por completo (en un cierto tramo) antes de empezar con la siguiente. Cada fila se realiza con intercalación de los barrenos con los de la serie anterior (Space Splitting).
4. La inyección empieza con las dos cortinas de "barrera" y termina con la fila central.
5. Es recomendable hacer una serie de pre-primarios profundos distantes de por ejemplo 50 m con ensayos de agua e inyección para determinar la profundidad de la zona que necesita ser inyectada.
6. La profundidad de cada barreno de la cortina se determina en función de las tomas que, en las perforaciones cercanas, sobrepasan el antedicho valor crítico V_{cr} , profundizado de algunos metros (por ejemplo 10 m) las zonas de grandes absorciones observadas. No es problema si, por ejemplo, en ciertos tramos de la cortina los terciarios serán más largos de los secundarios o los secundarios de los primarios. Este arreglo permite limitar la longitud insuficiente con la serie siguiente.
7. La misma regla puede servir para reducir la longitud de los secundarios y de los terciarios si los primarios y los secundarios toman poco. Sin embargo, por seguridad, debe fijarse una profundidad mínima para cada serie de taladros.
8. La dirección de las perforaciones debe en lo posible tomar en cuenta la orientación de las diaclasas locales, pero se necesita obviamente una cierta sistematización. En la primera y en la segunda pantalla los

barrenos podrían por ejemplo ser perpendiculares al plinto y los de la tercera podrían ser verticales. De hacer así se cruzan más fácilmente todas las discontinuidades. En ciertos tramos podría ser oportuno inclinar adicionalmente todas las 3 pantallas hacia aguas arriba, por ejemplo para alejarse de la superficie de la roca aguas abajo, o para tomar en cuenta cualquier problema geológico.

Se debe tener en cuenta que en todos los casos se debe parar la inyección al llegar a la curva *GIN*. No tiene sentido tratar de llegar en cada barreno a la presión máxima fijada. Ya que si se hace se levantaría simplemente el plinto produciendo daños y costos inútiles.

4.4. Criterio de Diseño de la Cara de Concreto

Como ya se ha mencionado la primera barrera de este tipo de presas es la cara de concreto, donde se tiene la característica de ser impermeable, y que consta de losas apoyadas en el cuerpo de la presa de enrocamiento.

Entender el comportamiento de las losas de la cara es importante para el desarrollo de un diseño adecuado, a continuación se presentan las consideraciones sobre el mecanismo de cargas sobre la losa de la cara de concreto.

Los esfuerzos que se generan en la cara de concreto durante el llenado del embalse son básicamente por la fuerza de fricción desarrollada en la interfaz de la cara de concreto – enrocamiento debido a que el enrocamiento se deforma bajo la carga creciente del embalse.

La cara de concreto actúa como una membrana impermeable transmitiendo la presión del agua al enrocamiento. La losa sigue la deformación del enrocamiento, que es predominantemente normal a la cara de concreto con una componente hacia el centro del valle (boquilla). La deformación del enrocamiento se incrementa progresivamente con la carga de agua, pero se acelera notablemente cuando el nivel del embalse llega por encima del 80%. Para las condiciones de embalse lleno, la deflexión máxima tiende a estar situado a lo largo de la línea del centro de la boquilla, en 0,3 a 0,4 de la altura de la presa, donde la combinación de la presión de agua y la profundidad de enrocamiento favorece a grandes asentamientos. Este patrón de deformación da como resultado esfuerzos de compresión en el plano de la cara aguas arriba del enrocamiento, que son mayores hacia la zona central. Esfuerzos de

tensión parecen más cerca del perímetro y cerca de la cresta. Si las fuerzas de fricción son suficientemente altas, la losa de la cara de concreto se puede deformar en compresión tanto como el enrocamiento.

Las pruebas de muros de retención de Terzaghi en los principios de 1930, confirmaron por varias pruebas recientemente de grandes cajas de corte directo, se sabe que un movimiento relativo de unos pocos milímetros en la interface concreto – arena es todo lo que se necesita para movilizar totalmente el ángulo de fricción. Para grandes movimientos relativos, el esfuerzo cortante transmitido a lo largo de la interface permanece esencialmente constante a medida que se desliza la losa de concreto sobre la arena. En una presa de ECCC, el proceso de transferencia de cortante en la interface de concreto – enrocamiento es análoga, teniendo en cuenta el grueso de la Zona 2 de transición, no induce un desplazamiento relativo significativo que se necesita para movilizar plenamente el ángulo de fricción nominal.

A lo largo de la dirección de la pendiente, las fuerzas de fricción se acumulan. La distribución de la presión hidroestática y la máxima deformación es aproximadamente 0,3 – 0,4 de la altura de la presa. Los esfuerzos de compresión tienden a aumentar hacia este punto desde la parte superior y desde la parte inferior de la losa.

En la Figura 4-17 se puede observar el patrón de ruptura en la presa Campos Novos en donde se da evidencia de que la primera losa que emergió se encuentra en la zona central y luego tanto en el sentido vertical y semi-horizontal. Sin embargo, lo que demuestra la variabilidad de situaciones reales en comparación con los razonamientos simplificados, es la ruptura a lo largo de la articulación vertical en la presa Mohale, ya que se ha propagado desde arriba hacia abajo y después propagándose horizontalmente, los datos se descubrieron en la secuencia de lecturas de extensómetros colocados en la cortina. Efectos de concentración de esfuerzos y/o distribución al azar en puntos débiles pueden desencadenar el proceso de agrietamiento que luego se propagan como condiciones críticas a lo largo de la losa de concreto.

El mecanismo de desarrollo de los esfuerzos es más complejo debido a que las condiciones de carga cambian con el tiempo. La deformación del enrocamiento se inicia durante la construcción con asentamientos y abultamientos debido al peso de la roca. Deslizamiento del enrocamiento durante la construcción se puede ver reflejado en condiciones de estrés en la losa de la cara de concreto. La deformación inicial de la cara de concreto refleja los movimientos del enrocamiento. Sin embargo, ya que no existe la presión del agua, las fuerzas de fricción son pequeñas y los esfuerzos en las

losas están vinculados a ser menores.



Figura 4-17 Fracturamiento en la presa "Campos Novos" en Brasil presentando durante su primer llenado (2006)

A medida que el embalse se llena, la deformación del enrocamiento se empieza a producir en los niveles más bajos y el movimiento y la deformación de las losas se intensifican gradualmente. La transmisión de los esfuerzos depende del desarrollo de las fuerzas de fricción, el deslizamiento en la interface que ocurre cuando las fuerzas no son suficientes para transmitir los esfuerzos al enrocamiento integralmente a la losa. En los niveles más altos, aún no alcanzados por el agua, los movimientos de la losa pueden ocurrir debido a la flexión de las porciones más bajas y/o movimientos de las articulaciones. A medida que aumenta la carga de agua, las fuerzas de fricción alcanzan un nivel que sea suficiente para imponer a la losa los mismos esfuerzos experimentados por el enrocamiento. En general, el 50% de la deformación del enrocamiento es debido a la carga del agua y se produce por el 20% final de la carga del agua en condiciones de embalse lleno, de modo que una gran proporción de los esfuerzos de compresión del enrocamiento se imponen sobre la losa de concreto.

El problema se complica aún más porque el estado de compresión de las losas es más una cuestión de deformación impuesta que la carga aplicada. Relajación de esfuerzos se lleva a cabo en el concreto cuando la relación de crecimiento es pequeña. El bordillo extruido, viene atando al enrocamiento y la losa de concreto, son una variable más a tener en cuenta.

El objetivo de los modelos numéricos es afrontar con éxito este complejo

problema físico, el cual depende de las propiedades del enrocamiento y el concreto, la geología, de la geometría de la boquilla, y sobre el mecanismo de transmisión de esfuerzos de corte del enrocamiento en la cara de concreto.

Un principio de diseño básico para la porción central de la losa de concreto bajo compresión es eliminar o reducir al mínimo todas las características que contribuyen a la concentración de esfuerzos a lo largo de las juntas verticales.

El espesor de las losas mejora la resistencia a la compresión y proporciona espacio para una mejor distribución de las barras de acero. Doble refuerzo en lugar de un solo refuerzo en el centro de la losa es aconsejable y es lo utilizado en las últimas grandes presas, un refuerzo por encima de 0,3 a 0,4%, no se considerará justificado.

Aunque debe de reconocerse que compactar toda la presa (lo cual no significa un costo muy elevado), es la mejor solución a deformaciones indeseables de las cortinas (Marengo, en edición).

4.4.1. Diseño de Espesor

El diseño de las losas de la cara de concreto comienza con la selección de espesor de la losa, ancho y ubicación de las juntas verticales y horizontales. Selección del espesor de la losa se suele basar en las experiencias anteriores, la altura de la presa, y las dimensiones mínimas para la colocación del acero de refuerzo. Anchos de las losas de concreto se controla normalmente por el tamaño del equipo para poder construir y la ubicación de las losas con respecto a los cimientos de la presa. La localización y el uso de juntas de construcción verticales y las juntas de contracción verticales dependen si las losas adyacentes se espera que se muevan con el funcionamiento del embalse. Anchos suelen oscilar entre 12 a 18 metros con anchos de paneles de 15 m siendo el común. Anchos de más de 18 m son poco comunes y anchos más amplios pueden aumentar la aparición de grietas de contracción.

Con el bordo extruido, se permite la oportunidad de utilizar el espesor de losa más económico. Los últimos diseños utilizados para desarrollar el espesor de las losas en presas altas están en el rango de $0,3+0,002H$ (m) a $0,3+0,004H$ (m) para ECCC sobre los 100 m de altura, donde H es la carga de agua por encima del plinto en metros. Para las ECCC debajo de los 100 metros de altura, una losa de espesor uniforme de 0,30 metros se utiliza normalmente. Losas más delgadas se han utilizado con éxito para ECCC menores a los 75 m de altura. Mackintosh (75 m), Bastayan (75 m) y White Spur (45 m) tienen un espesor uniforme de losa de 0,25 m. La Tabla 4-4 resume la práctica actual para la

determinación del espesor de la losa de la cara de concreto en ECCC.

En el Anexo 1 se presenta el listado de las presas de ECCC en todo el mundo (>30 m de altura), a partir del 2002 hasta el 2014 en donde se muestran los espesores de la losa para cada proyecto.

Tabla 4-4 Espesor de la losa de la cara de concreto en presas ECCC, Prácticas actuales

Altura de embalse H	Espesor de la Cara de Concreto t
> 100 m	$0,3m + 0,002H^*$ a $0,3m + 0,004H^*$
50 a 100 m	0,3 m
< 50 m	0,25 m

* H = Carga de agua por encima del plinto en metros

La construcción de la cara de concreto se ha desarrollado recientemente, pasando del diseño tradicional de paneles cuadrados separados con juntas de compresión, a una colocación continua de losas utilizando cimbras deslizantes.

4.4.2. Juntas y Sellos

Para minimizar las filtraciones en los empalmes de la cara de concreto se diseñan sistemas de juntas y sellos, acomodados estratégicamente de manera horizontal y vertical en las juntas entre losas, así como en su perímetro. Su función es absorber los esfuerzos y deformaciones a que se somete la cara de concreto ante el empuje del agua y durante la construcción de la presa. El diseño de estos elementos es fundamentalmente empírico y ha evolucionado de acuerdo con las experiencias adquiridas en el estudio del comportamiento de los proyectos en que se han aplicado. El tipo de juntas previsto y los materiales utilizados son aspectos muy importantes para garantizar el correcto funcionamiento de la estructura.

Con la utilización de cimbras deslizantes se eliminó una cantidad apreciable de juntas, quedando principalmente las siguientes:

a) Junta perimetral:

Ubicada entre la losa principal y el plinto. Es la junta más importante porque siempre abre, asienta y, en menor grado, se desplaza en el mismo sentido de la junta. Ha sido tradicionalmente la mayor fuente de problemas relacionados con filtraciones.

La presa P. H. Aguamilpa, en la cual se basó el diseño de sellos para las presas P. H. El Cajón y P. H. La Yesca presentan tres barreras:

- Cobre
- PVC
- Contenedores de cenizas volante

La Figura 4-18 muestra el arreglo típico de esta junta.

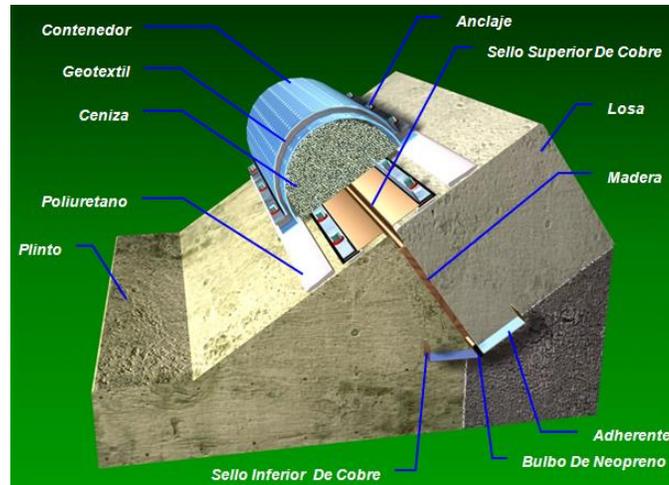


Figura 4-18 Arreglo típico de la junta perimetral en la P. H. La Yesca

b) Juntas verticales:

Generalmente quedan separadas entre sí 12, 15 o 18 m, dependiendo de factores propios de la construcción. Para presas pequeñas se recomienda un espaciamiento menor. De acuerdo a las fuerzas a que se someten, las juntas verticales se dividen en: juntas de tensión y juntas de compresión.

Se recomienda colocar madera o neopreno en las juntas verticales de compresión y sellos de cobre en las juntas de tensión y en la junta perimetral. Asimismo es adecuada la colocación de sellos superiores en la junta perimetral y juntas verticales cerca de los estribos con tendencia a abrir. (Figura 4-19)

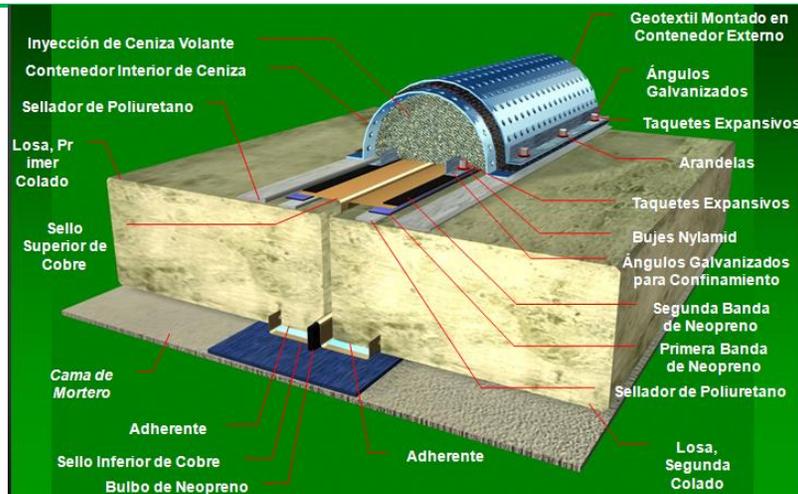


Figura 4-19 Arreglo típico de la junta vertical

c) Juntas horizontales de construcción

La ICOLD (1989) indica que la práctica actual no incluye juntas horizontales, salvo las de construcción, las cuales son programadas para definir las etapas de la presa. Estas juntas no llevan sello de cobre y el acero de refuerzo pasa a través de la junta.

Para la construcción de las losas, la cimbra utilizada es la convencional para las losas de arranque y cimbra deslizante para el resto de la cara de concreto (Figura 4-20).



Figura 4-20 Cimbra deslizante utilizada en la presa La Yesca

Es recomendable construir la cara de concreto en diferentes etapas para permitir el llenado del embalse y que se logre una mejor administración del programa de construcción y una optimización del costo total. El construir las losas de arranque simultáneamente con la colocación del enrocamiento

permite tomar todos los cuidados necesarios para proteger los sellos de la junta perimetral y ejecutar correctamente los trabajos de colocación de concreto alrededor de ellos, de manera que haya una correcta fijación para evitar filtraciones eventuales.

La construcción de la cara de concreto requiere un monitoreo continuo del ritmo de colocación, exceso de concreto, depresiones, contenido de aire y resistencia esperada; con un registro minucioso que permita obtener un análisis estadístico en cada losa.

4.5. Criterio de Diseño del Parapeto

Las presas de ECCC tradicionalmente han sido provistas de un parapeto de concreto en el borde de aguas arriba de la cresta. Su propósito principal del parapeto es reducir el volumen total de enrocamiento. El volumen de enrocamiento ahorrado incrementa con la altura del parapeto, especialmente en los sitios de presa donde la boquilla se ensancha aguas abajo del eje de la presa. Por lo general, un único parapeto está construido. Sin embargo, los ahorros adicionales en el volumen de enrocamiento pueden realizarse proporcionando un doble parapeto, uno en el borde aguas arriba de la cresta y otro en el bordo aguas abajo. Normalmente, el parapeto aguas abajo no es tan alto como el de aguas arriba.

Construcción de la losa de la cara de concreto requiere el uso de malacates en la cresta para soportar la cimbra deslizante y otros equipos necesarios para la construcción eficiente. Adicionalmente, se requiere acceso al personal, para movimiento de los equipos, y para el suministro de concreto, acero y otros materiales. El espacio de trabajo de 10 a 20 metros se requieren para una operación de colocación de concreto eficiente. El uso de un parapeto proporciona una superficie suficientemente amplia de trabajo en la elevación de la base del parapeto para la construcción de la cara de concreto, además, el parapeto sirve como barrera para el oleaje

4.5.1. Altura del muro

El diseño del parapeto ha evolucionado con el tiempo, junto con la evolución de las ECCC. Los primeros ECCC, del orden de 50 *m* de altura, utilizaban parapetos del orden de 1 a 1,5 *m*. A medida que los ECCC incrementaron en altura, los parapetos también alcanzando alturas de 4 a 8 *m*. Para dimensionar correctamente el parapeto, se debe realizar un análisis económico sobre el

costo del muro con los ahorros en el costo del enrocamiento. El costo de la muro debe incluir el costo del concreto, el refuerzo, tratamiento de juntas, y los costos adicionales de la colocación del enrocamiento en el espacio atrás del parapeto, sobre la cresta. Una lista de varios proyectos de presas, alturas, y la altura de los parapetos, se presentan en la Tabla 4-5.

Tabla 4-5 Altura de muros de Parapeto en algunas presas de ECCC

Presa	Altura de la presa, (m)	Altura del Parapeto, (m)
El Pescador	43	5
Shiroro	125	4
Golilas	125	7
KhaoLaem	130	5
Mohale	145	7,50
Salvajina	148	8
Areia	160	6
Aguamilpa	185	8
Shuibuya	233	9
El Cajón	188	4,80
La Yesca	208,50	6

4.5.2. Junta entre el muro y la losa de la cara de concreto

La junta entre el parapeto y la losa de la cara debe proporcionar una barrera contra las filtraciones del embalse. Comúnmente, la base de la pared del parapeto está situado algo por encima del nivel máximo de operación de modo tal que la junta no está normalmente sumergida.

Durante época de lluvia, el muro también contiene el empuje del embalse. La elevación de la parte superior del parapeto se selecciona de tal manera que no se sobrepase con la avenida extraordinaria probable.

El tratamiento mínimo en la junta consiste de un dispositivo impermeable (waterstop) en el centro o en la base de la junta y un cojín de mortero en la base de la junta para proporcionar apoyo (Figura 4-21).

Las tendencias actuales son utilizar una junta vertical en lugar de una junta perpendicular al plano de la losa. La articulación vertical es más fácil de construir. Además, una junta vertical es algo más fácil de mantener.

Además de un diseño apropiado de la junta, la construcción de buena

calidad del muro, la articulación, y el relleno es igualmente importante para asegurar el desempeño adecuado del muro del parapeto y su articulación con la losa de la cara.

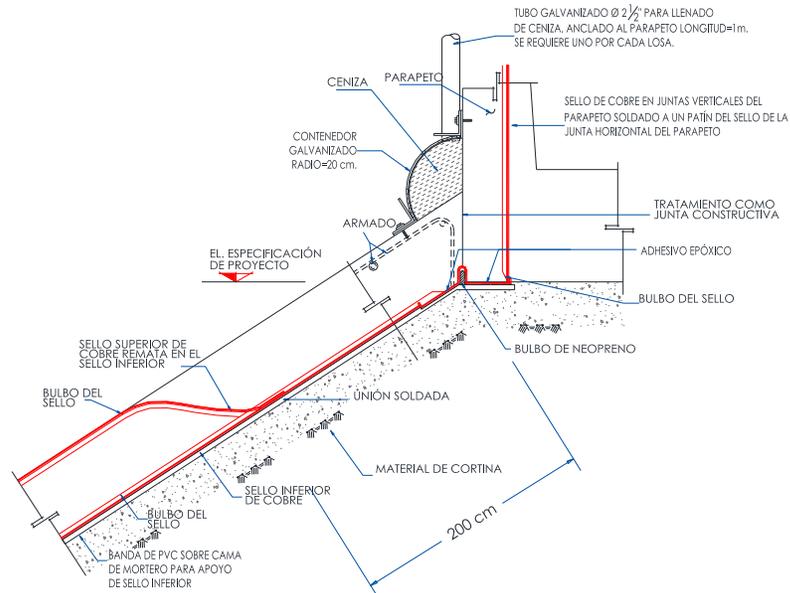


Figura 4-21 Arreglo típico de la junta flexible entre la cara de concreto y el parapeto (utilizado en P. H. La Yesca)

4.5.3. Juntas transversales

Las juntas transversales de construcción están espaciadas a coincidir con las juntas verticales en la losa de la cara. Estas articulaciones son comúnmente cada 15 m como se mencionó anteriormente, o están espaciadas a la mitad del ancho de la losa de cara. Relleno suave en la junta, tal como un material de fibra bituminosa, se proporciona para acomodar posterior a la construcción los asentamientos y movimientos asociados con variaciones en la temperatura. A continuación un dispositivo impermeable se proporciona en el centro de la pared y en la base del talón de aguas arriba. El dispositivo impermeable (waterstop) se conecta en la base de la junta de parapeto/losa de la cara. Esto proporciona continuidad del waterstop de las juntas transversales de la pared con la junta de parapeto/losa de la cara de concreto. Un sellador de polisulfuro en la juntas es frecuente en las superficies expuestas a la intemperie o en embalse.

4.5.4. Detalles en las márgenes

Enrocamiento en la cresta de la presa se coloca generalmente a menos de 1,5 a 2 m de la parte superior del parapeto. El camino en la cresta de la presa sigue hasta las márgenes y se conecta normalmente con las vías de acceso.

Esto requiere una transición con una pendiente gradual, normalmente 10% (máximo 15%), desde el nivel de la cresta de la presa a la elevación superior del parapeto en el extremo. Por lo general, un detalle de pared de apoyo ha sido desarrollado para conectar el ECCC a las márgenes. La geometría de este detalle depende de las condiciones de la topografía, la cimentación en la parte superior de la presa y los requisitos de conexión impuestos por estructuras adyacentes, como un vertedor.

4.5.5. Ancho de cresta

El ancho de la cresta de ECCC varía en función de su uso, en la necesidad de acomodar el equipo de construcción, y en la altura de la presa. La cresta debe acomodar el tráfico esperado que puede ir desde el tráfico modesto para el mantenimiento y la operación de una carretera pública. Los equipos modernos para la cimbra deslizante de la cara de concreto requieren una anchura. Este requisito afecta a la geometría de la cresta y ancho de la cresta. La práctica actual consiste en seleccionar un ancho de cresta de 8 a 10 m para presas de hasta 150 m de altura y de 10 a 12 m para presas con una altura superior a los 150 m. En zonas de alta sismicidad su altura se reduce. Deben realizarse análisis estructurales para definir sus dimensiones.

En la Figura 4-22 se muestra el esquema del parapeto de la presa Kangaroo Creek, con sus principales componentes.

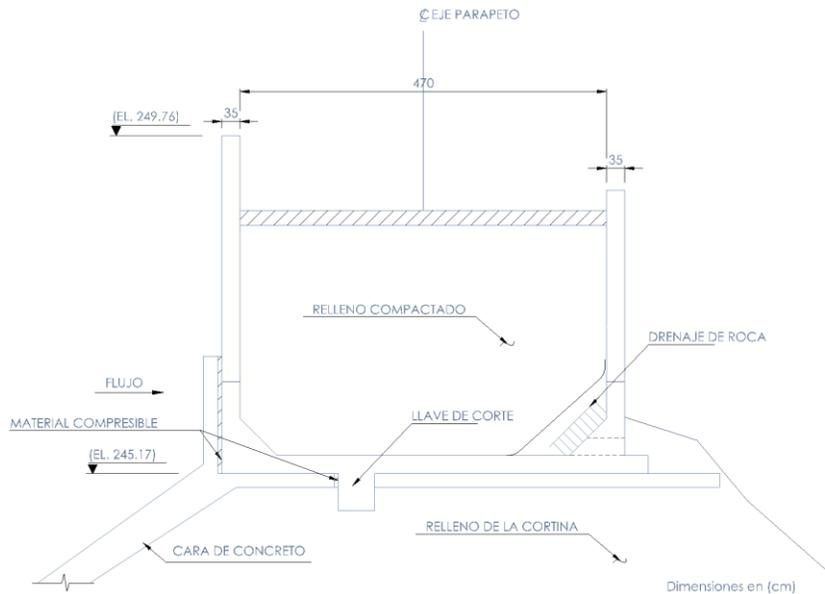


Figura 4-22 Esquema de parapeto para la presa Kangaroo Creek, Australia de ECCC

5. DISEÑO DE LA CORTINA DEL P.H. LA YESCA

5.1. Generalidades

La Comisión Federal de Electricidad (CFE) construyó el Proyecto Hidroeléctrico (P. H.) “La Yesca”, sobre el Río Grande de Santiago, en los Estados de Jalisco y Nayarit.

El P. H. La Yesca, se localiza en las coordenadas UTM: 2 344 050 N, 292 815 E y a una elevación promedio de 400 m s n m, sobre el Río Grande de Santiago a 105 km al NW de la Ciudad de Guadalajara y a 22 km al NW de la población de Hostotipaquillo, Jalisco. Se localiza entre el límite de los estados de Nayarit y Jalisco, constituido por el cauce del Río Grande de Santiago. El P. H. “La Yesca” forma parte del Sistema Hidrológico Santiago, que comprende a 27 proyectos con un potencial hidroenergético de 4 300 MW. En la Figura 5-1 se presenta el croquis de localización del sitio de estudio.



Figura 5-1 Croquis de localización del sitio en estudio.

El esquema final del P. H. “La Yesca”, (Figura 5-2) es una cortina de enrocamiento con cara de concreto. El relleno de enrocamiento tendrá una altura máxima de 208,50 m, taludes del enrocamiento de 1,4H:1V en ambos lados. Las losas de la cara de concreto rematan en la parte superior con el muro parapeto y en los costados y zona inferior con losas de arranque. La cara de concreto tiene un espesor variable y está apoyada sobre el bordillo de la

presa. La obra de desvío consiste en 2 túneles de sección portal de $14,00\text{ m} \times 14,00\text{ m}$ en la margen izquierda (MI); la obra de excedencias está proyectada por un vertedor a cielo abierto con 6 vanos para compuertas en la zona de control localizado en margen izquierda; finalmente la obra de generación estará constituida por una planta hidroeléctrica subterránea con casa de máquinas en caverna en la margen derecha (MD) que alojará 2 unidades turbogeneradoras de 375 MW cada una.

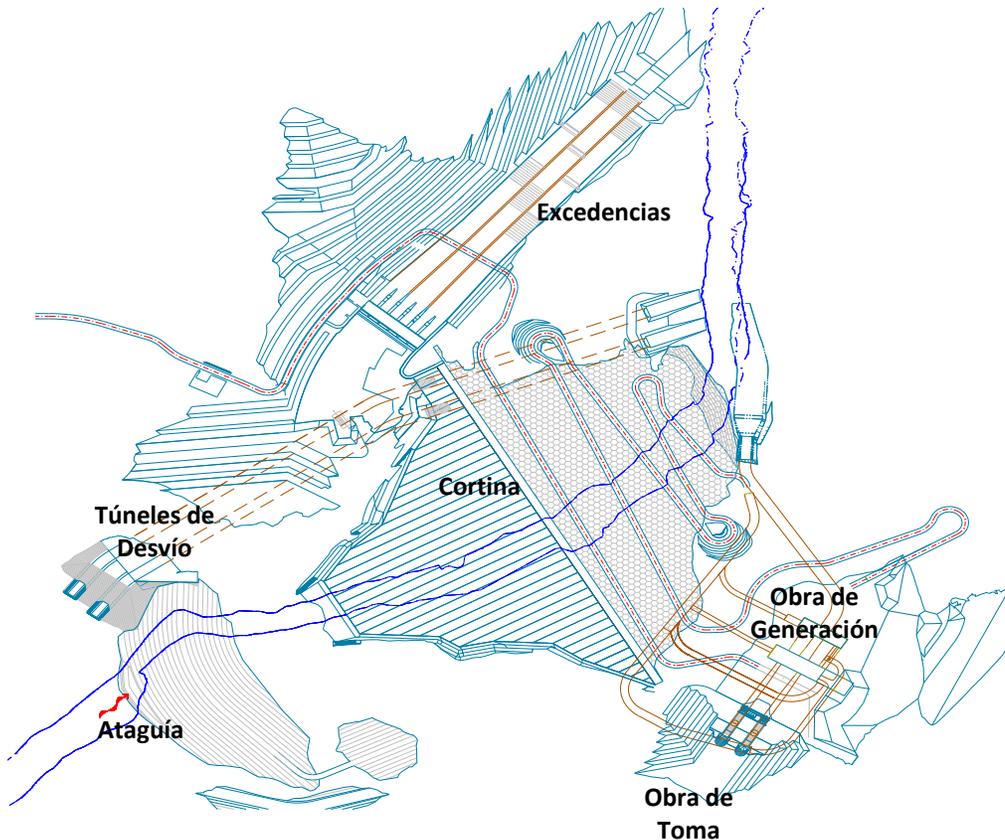


Figura 5-2 Esquema general del P.H. La Yesca

La obra de contención de $508,5\text{ m}$ de altura y una longitud de la corona de la cortina de 564 m , con lo que se obtiene un volumen aproximado de $11,68\text{ Mm}^3$, el área de la cara de concreto es de aprox. $103,80\text{ m}^2$.

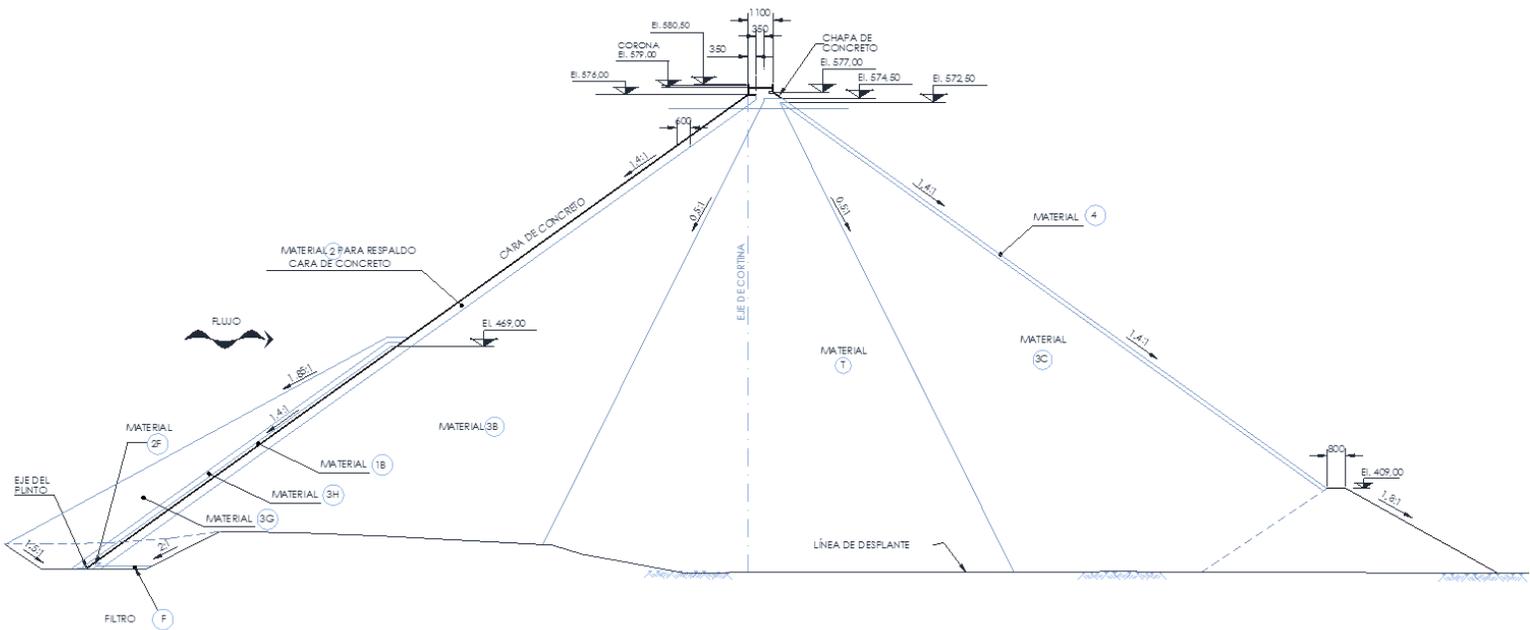


Figura 5-3 Sección máxima de la cortina del P.H. La Yesca

Dentro de las características principales (Figura 5-3) de la sección de la cortina, se encuentran la pendiente de los taludes de aguas arriba y aguas abajo de 1,4H:1,0V, y taludes internos de los materiales principales del enrocamiento de 0,5H:1,0V, ubicando hacia aguas arriba el enrocamiento principal (3B), en la parte central de la cortina se ubica el material de transición (T) y en el respaldo de aguas abajo se localiza el material 3C.

5.2. Planteamiento del Modelo Geométrico Tridimensional (Elementos Finitos)

El diseño y desarrollo del Proyecto ha sido basado primordialmente en la construcción de otras presas y en empirismo, sin embargo, al ser una presa muy alta, extrapolar el comportamiento no era muy adecuado, por lo cual se desarrolló un análisis numérico, en donde se comprobaron todos los factores de seguridad, así como obtener el comportamiento ante diferentes condiciones de carga, verificando el diseño, así como las juntas y la losa de la cara de concreto.

Los métodos del elemento finito y de viga cortante son los que en la actualidad se utilizan más frecuentemente para analizar el comportamiento de presas de tierra y enrocamiento. Por un lado, la viga cortante es un procedimiento rápido y sencillo que, sin embargo, tiene consideraciones de

peso. Por otro lado, los métodos numéricos de elemento finito y elementos de frontera, aun cuando resultan ser más laboriosos, son más flexibles en su aplicación y eliminan algunas de las hipótesis que hace el de la viga cortante.

Para el P. H. La Yesca se realizó un estudio con elemento finito y uno con viga cortante, los cuales se presentan a continuación.

5.2.1. Descripción del Modelo de Elementos Finitos

El desarrollo del modelo de elementos finitos en tres dimensiones para la presa La Yesca, fue desarrollado por la empresa INGETEC Ingenieros Consultores S. A., a continuación se presentan las consideraciones, criterios y resultados que se obtuvieron del estudio.

El modelo fue basado con la topografía del terreno del sitio de la presa y en la secuencia constructiva proyectada. El modelo fue desarrollado en el código multipropósito de elementos finitos ABAQUS-2009, donde se incorporan las diferentes etapas de construcción, incluyendo la colocación de los materiales de la presa, la construcción de la losa y el llenado del embalse. Esta sección describe las características del modelo desarrollado.

5.2.1.1. Geometría de la Presa y de la Cara de Concreto

Basado en la topografía de detalle, se desarrolló el modelo general en tres dimensiones. La *Figura 5-4* ilustra el modelo tridimensional de la topografía en el sitio de la presa y la geometría de la presa hasta la altura final de los rellenos en la elevación 575 msnm.

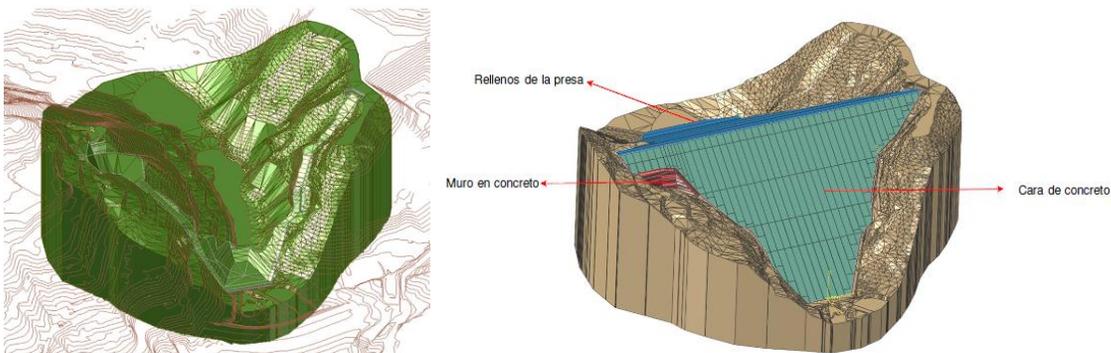


Figura 5-4 izq. Topografía en el sitio de presa. der. Geometría final de la presa hasta la elevación de la colocación de los materiales

La simulación de la cara de concreto involucra: (1) La modelación estructural de la cara de concreto, (2) La modelación de la secuencia de construcción, y (3) Modelación de la interacción relleno – cara de concreto. Tanto el

comportamiento de flexión de la cara de concreto en la dirección vertical como la transferencia de esfuerzos a compresión en la dirección horizontal son los aspectos más relevantes que se deben capturar adecuadamente en el modelo.

La cara de concreto fue modelada con elementos hexaédricos de espesor variable basados de acuerdo a la *Tabla 4-4*. La *Figura 5-5* muestra la geometría de la cara de concreto y la malla de elementos finitos. Para modelar debidamente la acción de flexión y la transferencia de esfuerzos horizontales, el espesor real de las losas y el peso correspondiente al concreto fueron incluidos en la simulación.

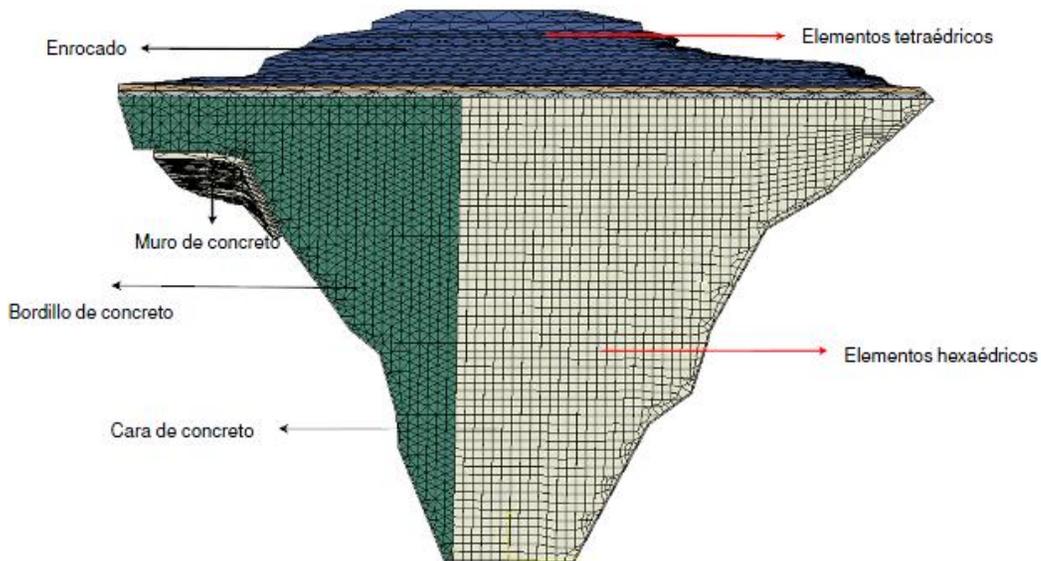


Figura 5-5 Malla de elementos finitos para el enrocamiento y cara de concreto

El enrocamiento fue modelado con elementos finitos tetraédricos sólidos, los cuales permiten un mallado de geometrías irregulares. Teniendo en cuenta que tanto el comportamiento de flexión de la cara de concreto en la dirección vertical como la transferencia de esfuerzos a compresión en la dirección horizontal son los aspectos más relevantes que se deben capturar adecuadamente en el modelo; la cara de concreto se modeló con elementos hexaédricos de espesor variable basados en los espesores de losa definidos. Adicionalmente, estos elementos son más apropiados para la modelación de fuerzas de contacto.

En consideración al análisis dinámico de la presa, se empleó un criterio adicional para definir el tamaño máximo de los elementos, para evitar modificaciones en la señal sísmica debidas a una distancia excesiva entre los

nodos a través de los cuales se propaga la onda. Para ello, Kanade (1997) sugiere que el tamaño del mallado sea menor a $\frac{1}{4}$ de la longitud de onda correspondiente a la máxima frecuencia de vibración. El tamaño máximo de los elementos está dado como:

$$\Delta h < \frac{1}{4} \approx \frac{1}{6} \lambda = \frac{1}{4} \approx \frac{1}{6} \frac{v}{f} \quad (5-1)$$

donde: v velocidad de onda de corte
 f frecuencia de vibración de los elementos

Al considerar una velocidad de onda de corte de 300 m/s para los enrocados y una frecuencia de vibración máxima de 4 Hz , el tamaño máximo de los elementos es de $12,5 \text{ m}$. Con el propósito de reducir una posible influencia del tamaño de elemento en la propagación de onda, se empleó un tamaño de elemento de 11 m .

5.2.1.2. Secuencia Constructiva – Condiciones de Carga

El código de elementos finitos utilizado permite incorporar la definición detallada de una secuencia constructiva. La simulación de tal actividad en un análisis de elementos finitos no es un proceso simple. El código debe considerar varios aspectos, incluyendo desactivación antes del análisis de los elementos que presentan el relleno y la adición del peso de los elementos adicionados a través de la secuencia construida por medio de la aplicación de fuerzas de peso propio. La importancia de este aspecto se ilustra en la *Figura 5-6*, en la parte (I) se muestra la manera adecuada en la cual deben acumularse los asentamientos durante el proceso constructivo; al activarse cada nueva capa de material, ésta deberá ajustarse al espacio debajo por la deformación de la capa inferior (sin que ello genere esfuerzos), y al aplicar el peso propio de esta nueva capa, se obtendrán los asentamientos debidos al peso de la capa y a la deformación de las capas inferiores. En comparación, en la parte (II) se muestra una aproximación incorrecta en la cual la nueva capa es afectada por la deformación de la capa inferior, incluso antes de incluir los efectos del peso propio. En este caso, no se describe el proceso de nivelación de las capas de material llevado durante el proceso constructivo.

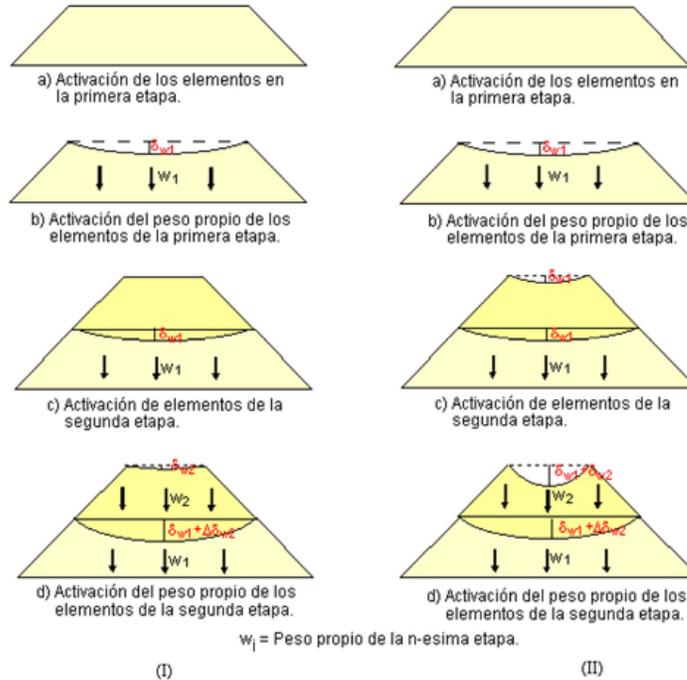


Figura 5-6 Comparación de asentamientos acumulados por distintos códigos de elementos finitos.

La secuencia constructiva de la presa La Yesca está proyectada en seis etapas como se ilustra en la *Figura 5-7* : La primera etapa está dividida en tres subetapas de la siguiente manera; etapa IA hacia aguas abajo (elevación 430 msnm), etapa IB aguas arriba (elevación 440 msnm) y etapa IC agua arriba (elevación 470 msnm). La segunda etapa comprende la conformación de los rellenos en toda la sección de la presa a la elevación 470 msnm. Tercera etapa (elevación 516 msnm) hacia aguas arriba, cuarta etapa (elevación 516 msnm) hacia aguas abajo, quinta etapa (elevación 564 msnm) y una sexta etapa (elevación 576 msnm).

De acuerdo con los criterios de diseño descritos en capítulos anteriores, los espesores de capa de enrocamiento varían entre 60 *cm* y 100 *cm* dependiendo de las características de los materiales a disponer en cada zona de la presa. En consideración al alto costo computacional que implica simular la colocación de cada una de las capas de relleno, se llevó a cabo un análisis de los asentamientos en la sección máxima de la presa para diferentes espesores de capa. A partir de este análisis se determinó que un espesor de capa de 11 *m* provee una estimación satisfactoria de los asentamientos esperados al interior de los rellenos.

Una vez finalizadas las etapas de construcción, el llenado de la presa se llevó

hasta el NAME ubicado en la elevación 578 msnm.

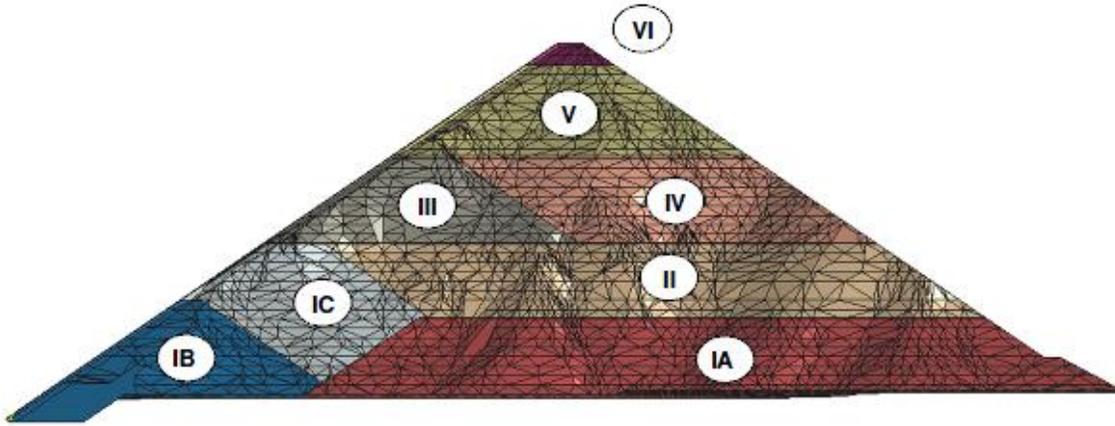


Figura 5-7 Secuencia constructiva de la presa.

5.2.1.3. Cargas Sísmicas de Diseño

El estudio de riesgo del P. H. La Yesca realizado por Comisión Federal de Electricidad estimó las aceleraciones pico del terreno (PGA) en dos sismos de diseño: sismos a 20 km con un PGA horizontal de 0,15 g y una duración de 22 segundos; a 60 km con un PGA horizontal de 0,14 y una duración de 50 segundos.

La presa La Yesca se clasifica como una estructura Tipo A, en términos de su nivel de importancia, y el sitio de las obras se clasifica como Suelo 1 debido a que el material de cimentación de la cortina se encuentra sobre roca. Las señales suministradas y tomadas en cuenta en el análisis dinámico de la cortina se presentan en la *Figura 5-8* y *Figura 5-9*.

La dirección de aplicación de las solicitaciones sísmicas se definió de acuerdo con los lineamientos del Manual de Diseño de Obras Civiles de CFE – Diseño por Sismo (Comisión Federal de Electricidad (CFE), 1993), el cual indica que “Las presas se analizarán ante la acción del componente horizontal perpendicular al eje de la cortina y del componente vertical”. En este análisis la componente horizontal actúa paralela al eje de la cortina (100%) junto con el componente vertical (2/3 de la aceleración horizontal), reconociendo que la excitación horizontal transversal es la que más incide en la respuesta de la cortina. Teniendo en cuenta estas recomendaciones, se analizó el

comportamiento de la presa aplicando un 100% de la carga sísmica en dirección horizontal en combinación con la carga en dirección vertical. Adicionalmente, se analizaron los efectos para un 100% de la carga sísmica en dirección del eje de la cortina.

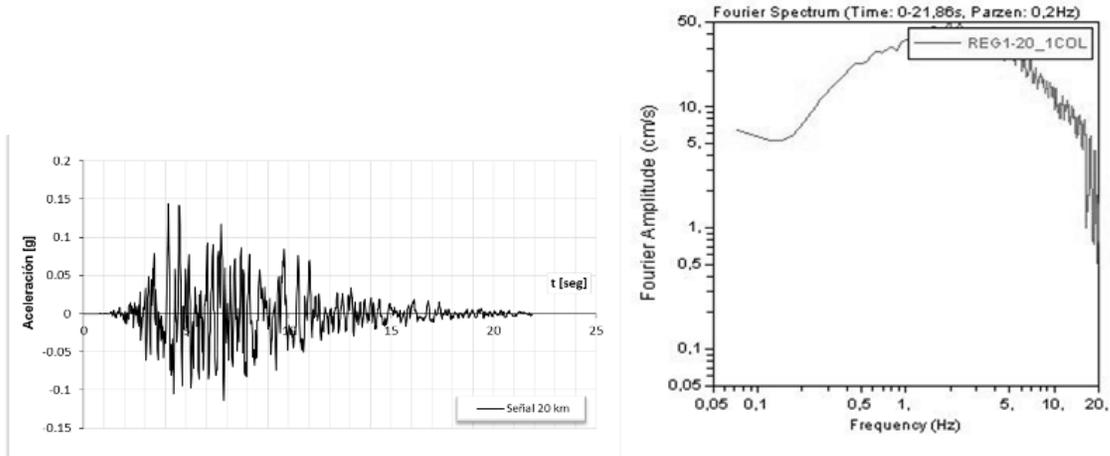


Figura 5-8 Sismo de diseño a 20 km con PGA de 0,15 g y una duración de 20 s.

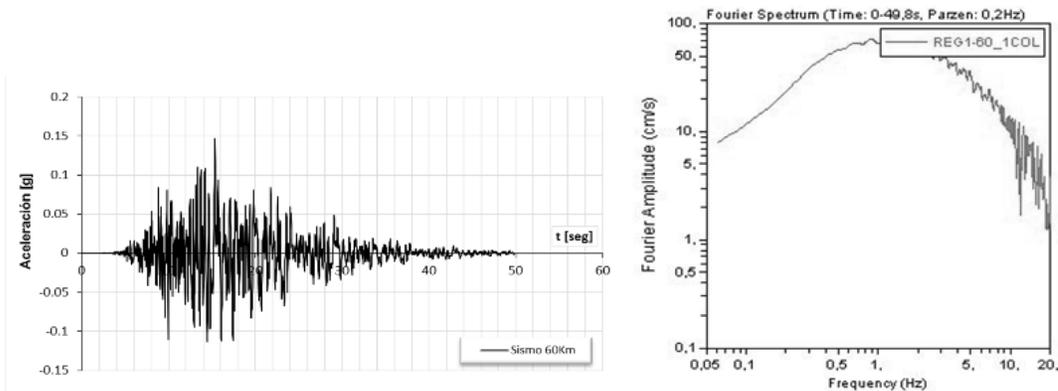


Figura 5-9 Sismo de diseño a 60 km con PGA de 0,14 g y una duración de 50 s.

5.2.1.4. Acción del Embalse Durante el Evento Sísmico

Adicional a las deformaciones inducidas por el embalse bajo condiciones estáticas, la respuesta dinámica del embalse durante un sismo induce desplazamientos en la presa que debe considerarse en el modelo. De acuerdo con Westergaard (1993), las fuerzas hidrodinámicas ejercidas sobre una presa debidas a un evento sísmico son equivalentes a las fuerzas de inercia de un volumen de agua adherido a la presa moviéndose mientras que el resto del embalse se mantiene inactivo.

En su forma más simple, para el caso de presiones sobre una pared vertical,

Westerggard propone una distribución parabólica de masas, de manera que el efecto del agua sobre la presa se describe como:

$$\text{Presión del agua} = \text{Presión hidrostática} + \text{Presión de Westerggard}$$

Donde la presión estimada por Westerggard describe una parábola dada por la expresión:

$$p = \frac{7}{8} \gamma_w \sqrt{hy} \quad (5-2)$$

donde:	p	Presión de agua
	y	profundidad analizada
	γ_w	peso específico del agua
	h	profundidad del embalse

Se realizó un análisis dinámico considerando el efecto hidrodinámico y otro sin este efecto, con el propósito de identificar la condición más desfavorable.

5.2.1.5. Modelos Constitutivos

Tres diferentes materiales con comportamiento distintos fueron identificados e incorporados al modelo: enrocado que corresponde al cuerpo de la presa; concreto de la cara de concreto y el bordillo extruido. A continuación se describen los modelos constitutivos utilizados:

Rellenos de la Presa

El comportamiento esfuerzo – deformación de enrocamientos tiene una respuesta no lineal con el nivel de esfuerzo siguiendo el comportamiento de un material que endurece por deformación. Un modelo simple y robusto capaz de representar este comportamiento es el modelo hiperbólico planteado por Duncan en 1980 descrito en el ítem 3.4.3

A continuación se describen los parámetros de deformabilidad y resistencia definidos mediante las pruebas de laboratorio y en campo realizadas por la CFE.

Los parámetros de resistencia y deformabilidad de los rellenos de las zonas 3B, 3C y la zona de transición T se analizaron a partir de pruebas de laboratorio reportadas por el Departamento de Mecánica de Suelos de la CFE para los enrocamientos dacíticos y los materiales aluviales a emplear en la construcción de la presa (Informes 06-62-SGM/S y 07-05-SGM/S).

De acuerdo con el análisis presentado (GEIC Subgerencia de Geotecnia y Materiales, 2006) y (GEIC Subgerencia de Geotecnia y Materiales, 2007) los parámetros de resistencia para la Zona 3B mostraron ángulos de fricción que varían entre 58 y 44 grados para esfuerzos de confinamiento que varían entre 0,1 y 10 *MPa*. En cuanto a los materiales para la zona de transición y la Zona 3C los ángulos varían entre 51 y 41 grados para esfuerzos entre 0,1 y 5 *MPa*.

Al analizar los parámetros de deformabilidad obtenidos según dichas pruebas y compararlos con los parámetros reportados para materiales similares por Duncan (1980) se observan valores particularmente altos, los cuales representan módulos de deformabilidad promedio de 450 *MPa* para la zona 3B y de 230 *MPa* para las zonas 3C y T.

Teniendo en cuenta el efecto de escala de los ensayos de laboratorio y la experiencia de la CFE en otros proyectos con materiales similares, se definió que los parámetros de deformabilidad, más específicamente módulos de deformación vertical para las zonas 3B, T y 3C fueran 240, 130 y 85 *MPa*, respectivamente. Teniendo en cuenta que en el modelo hiperbólico los módulos de deformación son función del confinamiento, se llevó a cabo un proceso iterativo para definir unos parámetros que permitan alcanzar estos módulos al final de construcción en la altura media de cada zona de la presa. En el proceso de calibración inicial de los parámetros para el modelo hiperbólico con los ensayos triaxiales se obtuvieron valores *K* similares a los reportados en la literatura para este tipo de materiales, sin embargo, el valor del número exponente *n* obtenido con estos ensayos varía entre 0,5 y 0,8, valor muy superior a los presentados por Duncan. Los parámetros utilizados se presentan en la *Tabla 5-1*.

Tabla 5-1 Parámetros del modelo hiperbólico

Parámetro	Zona 3B	Zona T	Zona 3C
K	1770	955	575
n	0,39	0,51	0,51
k _b	1180	637	383
m	0,27	0,34	0,34
R _f	0,73	0,64	0,64

La anisotropía en la deformabilidad de los enrocamientos ha sido previamente identificada a partir de registros de deformaciones y asentamientos en este tipo de presas. La *Figura 5-10* ilustra la relación de módulos E_t/E_v encontrada en un grupo representativo de presas y la compara con el factor de forma

correspondiente.

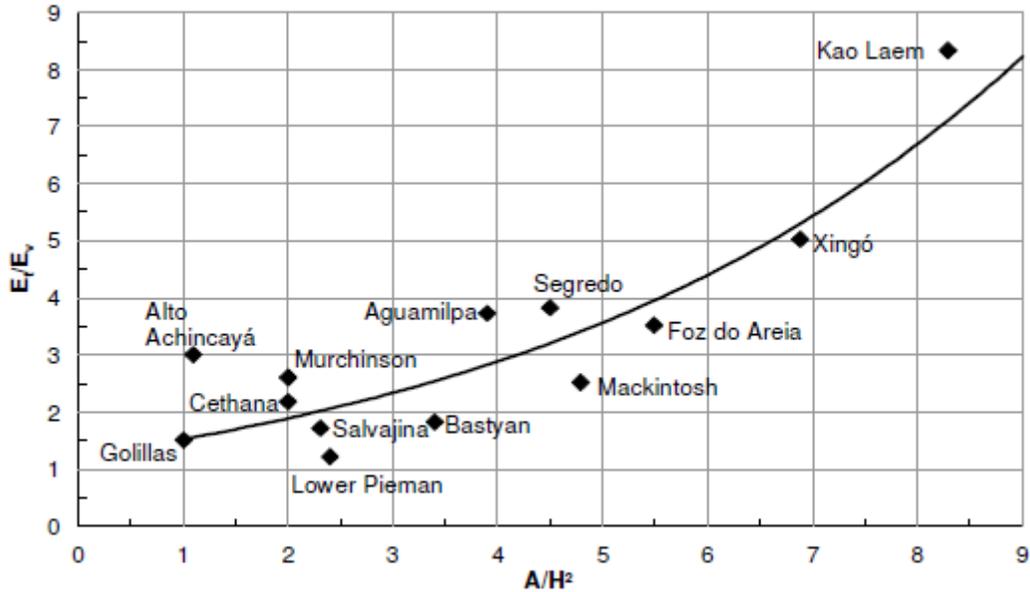


Figura 5-10 Relación entre módulos de deformación transversal y vertical para diferentes presas, en función del factor de forma A/H^2 (Marques & Pinto, 1998)

Adicionalmente, la *Tabla 5-2* muestra un resumen de relaciones de módulos para varias presas de enrocamiento a nivel mundial.

Tabla 5-2 Relación de módulos estimados para presas de enrocamiento (ICOLD Committee on Materials for Fill Dams, 2004)

Presa	País	Altura [m]	Tipo de roca	E_v [MPa]	E_t/E_v
Aguamilpa	México	187	Grava y enrocado	260	2.6
Tianshengqiao	China	178	Caliza y Lodolita	45	2.7
Foz do Areia	Brasil	160	Basalto	47	2.3
Salvajina	Colombia	148	Grava	390	1.6
Alto Anchicaya	Colombia	140	Hornfelsa-Diorita	145	3.0
Segredo	Brasil	140	Basalto	60	2.8
Xingo	Brasil	140	Granito	32	3.9
KhaoLaem	Tailandia	130	Caliza	45	8.4
Golillas	Colombia	125	Grava	210	1.5
Ita	Brasil	125	Basalto	60	1.7
Reece	Australia	122	Dolerita	160	1.3
Cethana	Australia	110	Cuarcita	135	2.2
Xibeikou	China	95	Dolomita	100	1.3
Murchison	Australia	89	Riolita	225	2.6
Crotty	Australia	83	Grava	500	0.8
Mackintosh	Australia	75	Grawaca	40	2.5

Presa	País	Altura [m]	Tipo de roca	E_v [MPa]	E_t/E_v
Bastyan	Australia	75	Grawaca	160	1.7
Chengbing	China	75	Toba	78	1.5
Pichi-Picun-Leufu	Argentina	40	Grava	360	1.0
Antamina	Perú	140	Hornfelsa	100	1.1

Teniendo en cuenta lo anterior, se adoptó 2,5 y 3,9 como valor medio esperado de la relación de módulos para los rellenos aluviales (Zona 3B) y enrocamientos (Zona T y 3C), respectivamente.

Adicionalmente, la CFE ejecutó pruebas geofísicas para el material 2B, el cual sirve de apoyo a la cara de concreto. Los resultados muestran valores de módulo de deformación de 778,2 MPa. Teniendo en cuenta que los niveles de deformación para el análisis corresponde a un 10% del valor reportado. Por esta razón el módulo de la zona 2B se definió como 75 Mpa, cuyo valor es similar al reportado en otros proyectos para esta zona (ICOLD Committee on Materials for Fill Dams, 2004). Sin embargo, se resalta que el material 2B, corresponde a una zona de apoyo, con un ancho definido de 6,0 metros. Teniendo en cuenta este ancho, y las características granulométricas del material (tamaño máximo 3 pulgadas) y de compactación (4 pasadas de compactador) se podrá considerar que este material no tiene mayor incidencia en la deformabilidad global de la presa y por ende en el desarrollo de los esfuerzos en la cara. Esto, de ninguna manera implica que esta zona no sea esencial en el adecuado comportamiento de este tipo de presas, sin embargo para la deformación global de cuerpo de la estructura no tiene mayor importancia debido a que se trata de una zona muy delgada con relación a las dimensiones de las zonas de enrocamiento.

Modelo cíclico no lineal durante evento sísmico

Con el objetivo de caracterizar el comportamiento del enrocamiento sometido a carga dinámica, existen varios modelos para representar el comportamiento esfuerzo – deformación para cargas monotónicas sigue una forma hiperbólica que describe la degradación del módulo de corte a medida que incrementan las deformaciones cortantes. Para representar el comportamiento carga – descarga se adoptó el modelo planteado por Masing (1926), el cual define las reglas de comportamiento de los ciclos de histéresis para reproducir un mecanismo de amortiguamiento que es independiente de la frecuencia.

Cara de Concreto y Bordillo Extruido

Para la cara de concreto y el bordo extruido se modeló con un módulo de Young de 3 GPa , una relación de Poisson de 0,30 y un peso unitario de 21 kN/m^3 . El módulo del bordillo extruido fue estimado de acuerdo a recomendaciones de la ACI.

Se utilizó el modelo "Concrete Damage Plasticity" para modelar la capacidad estructural bajo cargas dinámicas del concreto de la cara. Esta teoría constitutiva capta los efectos de los daños irreversibles asociados a los mecanismos de falla que se producen en estos materiales frágiles.

Material de sello entre losas

Teniendo en cuenta que las juntas Tipo 3 o compresibles ubicadas entre las losas 17 a 28 están compuestas por una banda de hule de 1,9 cm, y basados en la información de la CFE, se consideró un módulo de Young estructurado según la gráfica resultado del test a este material, adicionalmente se trabajó con relación de Poisson de 0,45 con base en los valores recomendados para factores de forma mayores a 4 en los documentos de (Martin & Korkosz, 1982). Para las juntas a tensión (Tipo 2) ubicadas en las losas restantes se consideró una junta que permite la apertura de las losas, reduciendo la transferencia de esfuerzos a tensión.

5.2.1.6. Interfases

En un problema de interacción suelo – estructura, pueden ocurrir movimientos relativos de la estructura con respecto al suelo. Para modelar la frontera entre el suelo y la estructura, como la existente entre la cara de concreto y el cuerpo de la presa, pueden usarse elementos de interfase, o elementos de juntas como también se les conoce. Para el modelo del P. H. La Yesca, se analizaron las siguientes interfaces: I) interfase enrocamiento-roca de cimentación, II) interfase bordillo-enrocamiento, III) interfase bordillo-cara de concreto, IV) interfase losa-loza en la cara de concreto, V) interfase cara de concreto-plinto. Ver Figura 5-11.

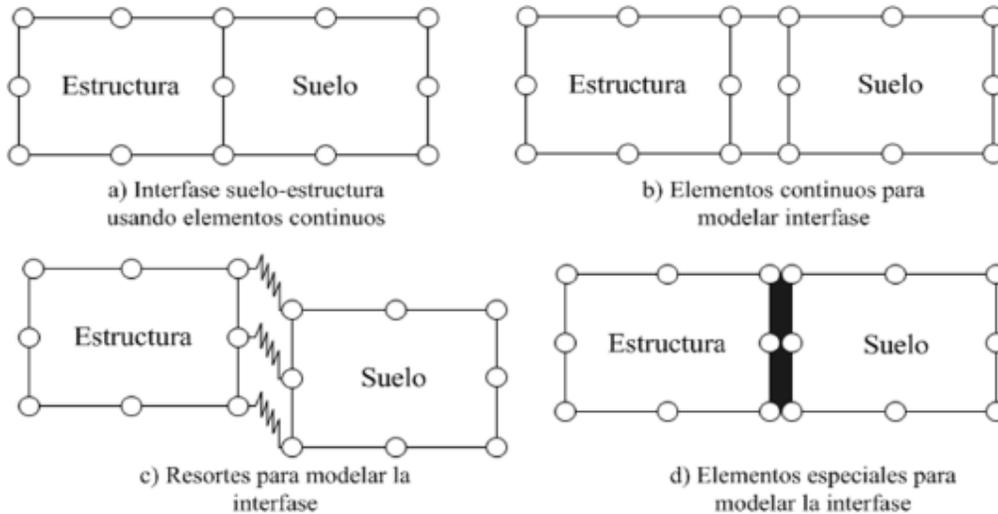


Figura 5-11 Tipos de interfase de elementos finitos para la modelación de la presa

En la interfase entre el enrocamiento y la cara de concreto, es importante discutir acerca de la compatibilidad de deformaciones entre estos dos elementos. Bajo la suposición de compatibilidad, se sugiere que las deformaciones unitarias del enrocamiento la cara de concreto deben de ser idénticas; por lo cual deformaciones unitarias en el enrocamiento mayores a 01%, conducirían a una deformación plástica considerable de la cara de concreto. Este planteamiento no está de acuerdo con el comportamiento observado en este tipo de presas, donde las deformaciones unitarias en el concreto son considerablemente menores a las del enrocamiento; incluso se ha observado presas con enrocamientos muy deformables y caras de concreto sin agrietamientos. El modelo que se realizó consideró que el contacto entre la cara de concreto y el enrocamiento está controlado por la fricción entre estas superficies, y que el límite a partir del cual existirá un desplazamiento relativo dependerá de las características de la rugosidad y los esfuerzos de contacto en la interfaz.

A continuación se describen las interfaces utilizada en los análisis:

Interfase enrocamiento – roca de cimentación

Para el análisis estático puede considerarse un contacto tipo friccional en la interfase entre los rellenos y el macizo rocoso, o que no existen desplazamientos relativos entre estas dos superficies. Para determinar si existe necesidad de incluir elementos de contacto en esta interface y cuantificar su influencia en la deformación de la presa se llevó a cabo un serie de análisis simplificados de elementos finitos utilizando elementos especiales de interfase

en los cuales se incluyó el ángulo de los estribos del cañón de La Yesca. De acuerdo con los resultados, para las pendientes de los estribos de la Yesca no se consideró una interfase entre los enrocamientos y la roca de cimentación.

En el análisis dinámico, deberá considerarse que la energía liberada por el sismo se disipa principalmente a través de dos mecanismos; el amortiguamiento del enrocamiento desarrollado durante los ciclos de histéresis y el amortiguamiento de radiación generado por la presa al regresar parte de la energía absorbida hacia la cimentación, reduciendo la energía a disipar en el cuerpo de la presa.

El amortiguamiento del material se considera en el modelo cíclico no lineal. Teniendo en cuenta que existe un contraste importante entre la rigidez del enrocamiento y la del macizo rocoso de la cimentación; se considera como escenario más crítico para la cortina aquél en el que se omite el efecto del amortiguamiento de radiación a través de la interfase presa-cimentación, de manera que la señal sísmica se aplica directamente a nivel de cimentación. Sin embargo, se llevó a cabo un análisis simplificado de elementos finitos considerando la interacción cortina-cimentación para justificar este planteamiento.

En el análisis simplificado de respuesta de la presa se consideraron las condiciones de deformabilidad representativas tanto de la presa como de la cimentación. En el caso en el que se consideró la cimentación solo se consideró su rigidez para evitar inconvenientes propios de los modelos en los que se considera a respuesta dinámica de la cimentación. De acuerdo con los resultados se observó que las diferencias tanto en desplazamientos como en aceleraciones a nivel de cresta entre el modelo con cimentación y el modelo en el que la señal se aplica directamente a la base de los enrocamientos son menores. De esta manera, se verificó que el incluir la roca de cimentación no tiene implicaciones prácticas en los resultados obtenidos en el modelo.

Interfase bordo extruido - enrocamiento

El bordillo ofrece una superficie externa uniforme y apropiada para las etapas de construcción de la cara de concreto, mientras que su parte interna es irregular y escalonada siguiendo la secuencia de colocación de los rellenos. El esfuerzo cortante máximo que se puede desarrollar en esta interfase está controlado por el máximo esfuerzo cortante permitido en el enrocamiento y no puede exceder la resistencia al corte del enrocamiento. Por tal razón, esta interfase se consideró como rugosa, sin emplear elementos especiales de

interfase.

Interfase cara de concreto – bordo extruido

El contacto entre la cara de concreto y el bordo está controlado por la fricción entre las superficies. El concepto básico del modelo de fricción considera que a lo largo de la superficie de contacto se pueden desarrollar esfuerzos cortantes hasta cierto límite crítico, a partir del cual se presentará un deslizamiento relativo entre los dos cuerpos.

La interacción entre las dos superficies está definida por un comportamiento normal tipo rígido en el que no se permiten penetración, las superficies estarán en contacto siempre que exista una presión normal en la interfase, y podrá presentarse separación entre superficies luego de estar en contacto si se anula la presión de contacto. El comportamiento tangencial está controlado por el coeficiente de fricción entre las dos superficies. El modelo define un esfuerzo cortante crítico τ_{crit} a partir del cual se inicia un deslizamiento en función de la presión de contacto entre las superficies ($\tau_{crit} = \mu p$), siendo μ el coeficiente de fricción.

Debido al contacto íntimo y la rugosidad entre la cara de concreto y el bordo extruido, se utilizó un valor de 0,85 para el coeficiente de fricción ($\tan \phi$). Este valor está basado en recomendaciones de la ACI para el coeficiente de fricción entre concreto y otro concreto de bajo peso específico, lo cual es aplicable para las características del bordillo.

Interfase losa - losa

El diseño de la cara de concreto considera la colocación de juntas compresibles (Junta Tipo 3) ubicadas en las losas centrales (losas 17 a 28), consistiendo de una banda de hule de 1,9 cm, un módulo estimado de 100 MPa y una relación de Poisson de 0,45. En las losas restantes el diseño considera juntas a tensión.

En el modelo de la cara de concreto se consideró el espesor real de las losas. La interacción losa – losa en las juntas a compresión se modeló mediante la colocación real del material llénate adherido a las paredes de las juntas, la cual corresponde a una interfase del tipo mostrado en la *Figura 5-11*.

Debido a que en las juntas a tensión se espera que las losas se separen libremente sin generar esfuerzos a tensión, en la interfase losa – losa solo se incorporó un contacto cuyo comportamiento normal permita la apertura libre

entre losas.

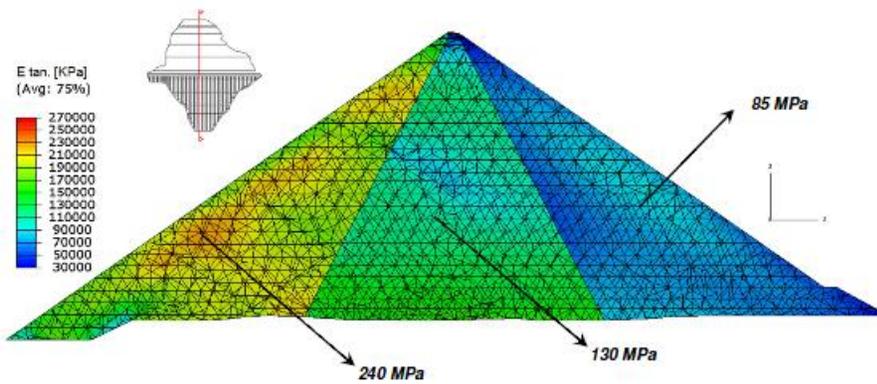
Interfase cara de concreto – plinto

Debido a que el plinto constituye la conexión de la cara de concreto con la roca de cimentación, se emplearon elementos de contacto especiales para describir el comportamiento de la junta perimetral *Figura 5-11*. La interacción entre losas y el plinto está definida por un comportamiento normal tipo rígido en el que no se permite penetración entre superficies y no existe restricción para las aperturas; de esta manera las superficies estarán en contacto siempre que exista una presión normal en la interfase, y podrá presentarse separación entre superficies luego de estar en contacto si se anula la presión de contacto. El comportamiento tangencial está controlado por el coeficiente de fricción entre las dos superficies, para el cual se adoptó un coeficiente de fricción de 0,85.

5.2.2. Análisis y Resultados de la Modelación del Comportamiento de la Presa – durante Construcción y Llenado del Embalse

La *Figura 5-12*, *Figura 5-13* Contornos de esfuerzo en la cara de concreto *Figura 5-13* y *Figura 5-14* presentan los resultados obtenidos con los parámetros definidos para el modelo hiperbólico en la *Tabla 5-1*, los cuales son representativos de las condiciones de la presa ya que se ajustan a los valores estimados por la CFE con base en su experiencia en proyectos similares tales como el proyecto Aguamilpa. En la *Figura 5-12* se presentan los módulos tangentes en el enrocamiento al final de construcción, los cuales se ajustan a los valores esperados de 240, 130 y 85 *MPa*. En la misma figura se presentan los contornos de asentamiento debidos a la construcción y a la acción del embalse, cuyo máximo se ubica hacia la altura media de la presa y alcanza un valor de 80 *cm*.

A. Módulos de deformación al final de construcción



B. Asentamientos durante construcción y debidos al llenado del embalse

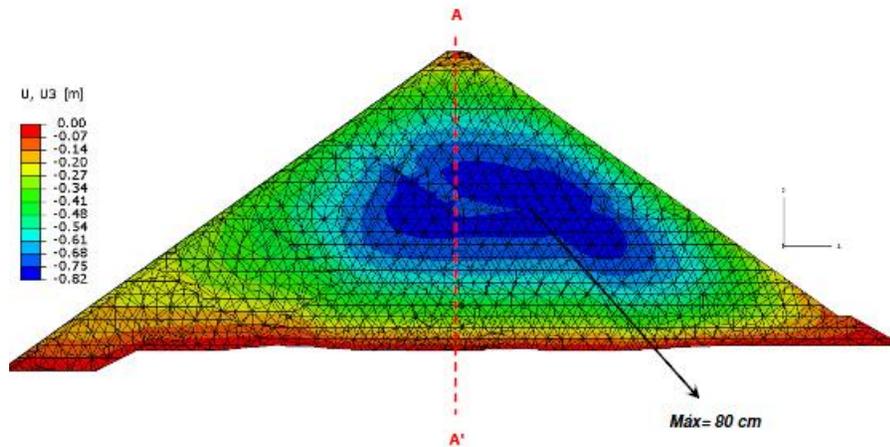
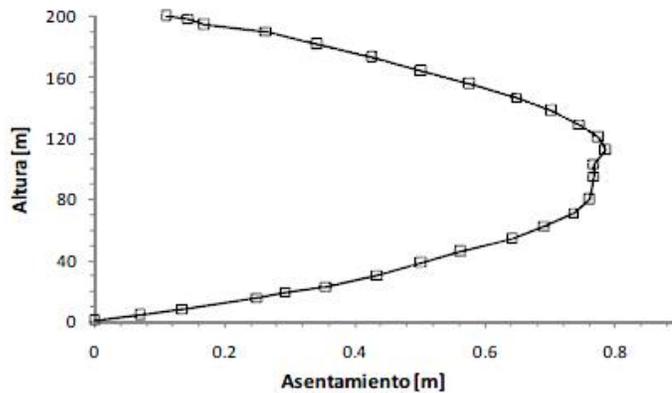


Figura 5-12 Contornos de módulo tangentes al final de construcción y asentamientos verticales con embalse en NAME

El desplazamiento máximo medido en dirección normal a la cara de concreto es de 26 cm , el cual resulta inferior al límite de fisuramiento definido empíricamente a partir de experiencia en presas similares. En términos de esfuerzos sobre la cara de concreto, los valores de compresión máximos observados en dirección del eje de la presa son de $8,4\text{ MPa}$.

C. Distribución de asentamientos a lo largo de la línea A-A' (Figura B)



D. Esfuerzos en dirección horizontal (paralelos a eje de la presa)

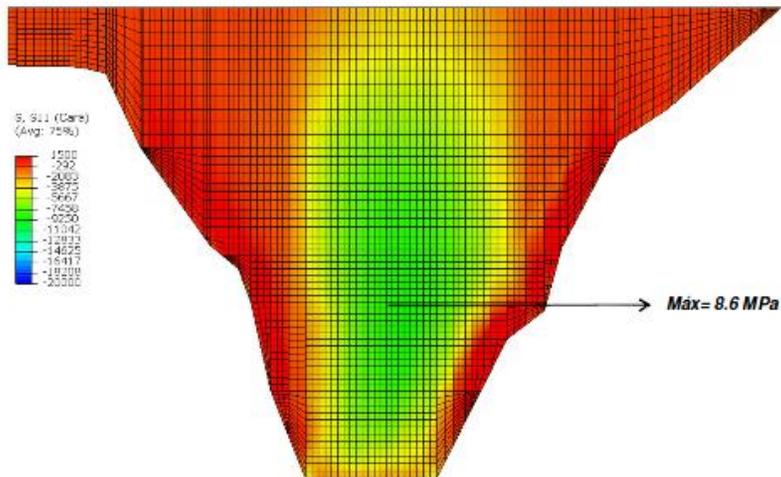
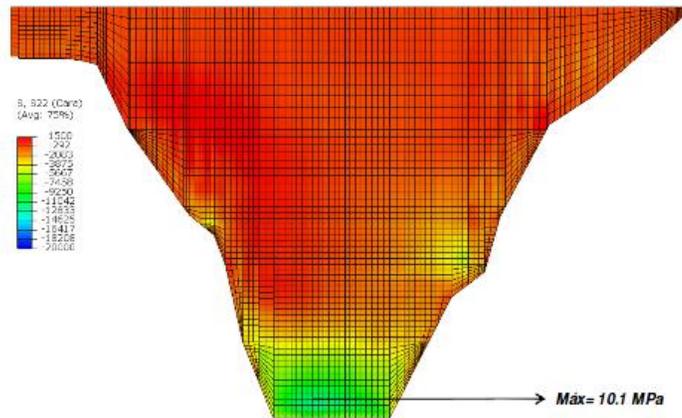


Figura 5-13 Contornos de esfuerzo en la cara de concreto

En dirección del talud se observan valores máximos de compresión de 12,3 *MPa*, los cuales resultan inferiores al valor admisible considerado como 21 *MPa*. En el ítem 5.2.7. se presentan los esfuerzos estimados en dirección del talud para cada losa y en dirección del eje de la presa, y se verifican los momentos máximos considerando una cuantía de refuerzo convencional de 0,0040 en la dirección del talud y de 0,0030 en dirección del eje. Los resultados obtenidos muestran que ningún momento mayorado supera el momento resistente de las losas.

E. Esfuerzos en dirección vertical (a lo largo del talud)



F. Desplazamientos normales a la cara

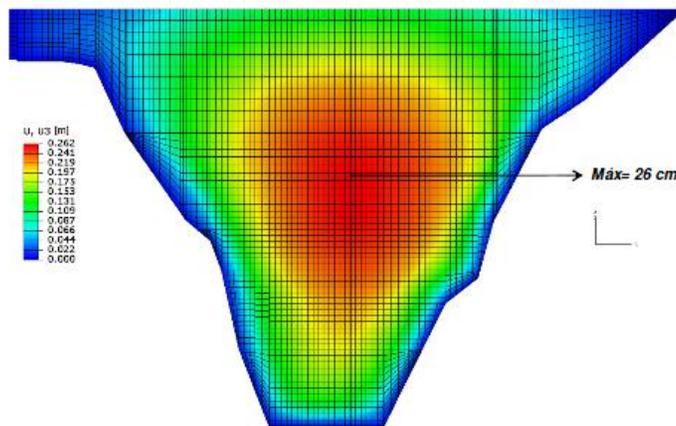


Figura 5-14 Desplazamientos normales a la cara de concreto

En la *Figura 5-15* se presenta la apertura a lo largo de la junta perimetral, los valores estimados varían entre 1 y 12 *mm*, siendo menores en la parte superior de la presa e incrementándose hacia la zona inferior. Los valores pico de apertura se alcanzan sobre la parte inferior de los estribos. Las aperturas de las juntas a tensión entre las losas 1 a 16 tienden a incrementarse hacia el centro de la cara llegando a un máximo de 8 *mm* a nivel de las losas de arranque y de 2 *mm* en la parte superior de las losas. Las juntas a tensión en el estribo derecho, ubicadas entre las losas 29 y 42 muestran una distribución de aperturas más uniforme en comparación con la anterior, con aperturas entre 0 y 8 *mm*, siendo igualmente mayores al nivel de las losas de arranque. Adicionalmente, en las juntas compresibles ubicadas en la parte central de la cara de concreto se observan cierres que oscilan entre 2 y 3 *mm* en la parte superior de las losas centrales y entre 4 y 5 *mm* en la parte inferior de dichas losas.

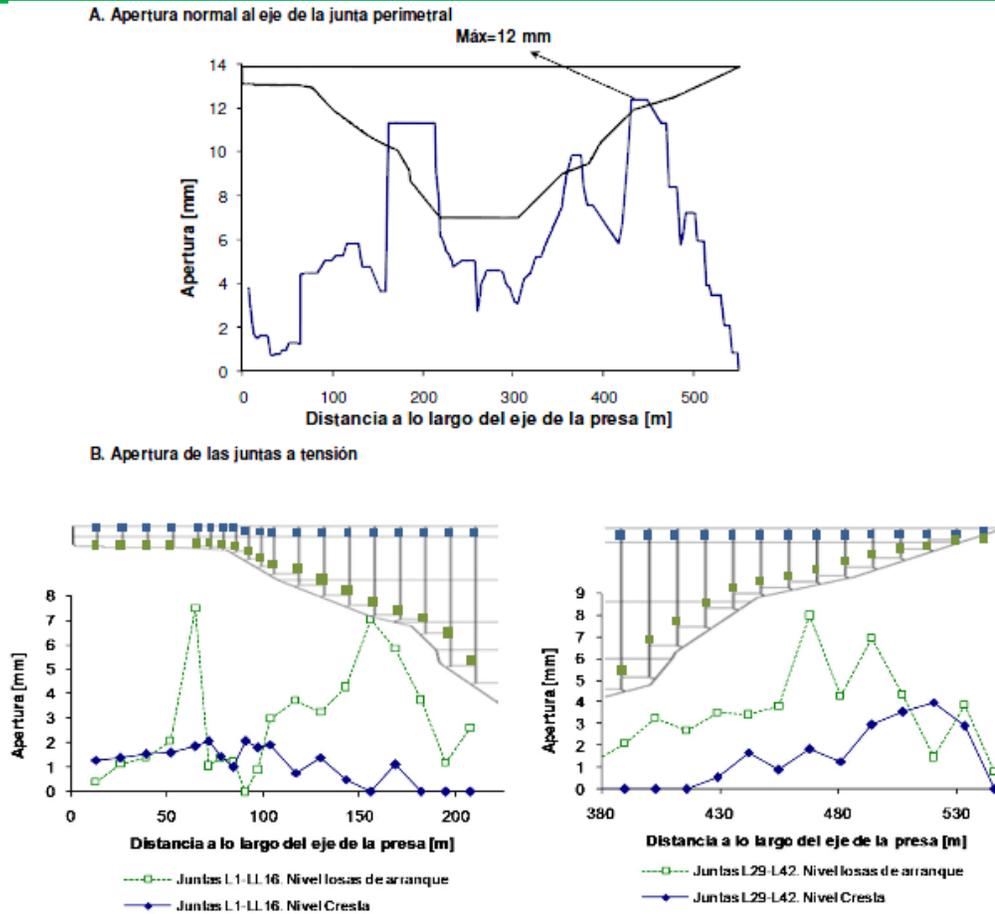


Figura 5-15 Apertura de la junta perimetral para nivel de embalse en el Nivel de aguas máximo excepcional (NAME)

5.2.2.1. Análisis de Sensibilidad

En virtud de las capacidades de la herramienta de análisis empleado, y con el propósito de verificar el comportamiento de la cara de concreto bajo distintos escenarios, se llevó a cabo un análisis de sensibilidad variando los parámetros del modelo hiperbólico para representar distintos módulos de deformación. Los módulos determinados a partir de la correlación de los parámetros del modelo registran valores entre 75 y 210 *MPa* para la Zona 3B, 45 y 105 *MPa* para la Zona T y 45 y 105 *MPa* para la Zona 3C. El resumen de los resultados obtenidos se muestra en la *Tabla 5-3*

Tabla 5-3 Análisis de sensibilidad de los módulos promedio en el enrocamiento y relaciones de módulos

Módulo 3B [MPa]	Módulo T [MPa]	Módulo. 3C [MPa]	σ_v^*	σ_{h+}	δe	δc
240	130	85	12,3	8,4	80	26
210	105	105	11,0	9,6	143	35
150	75	75	10,8	11,7	200	45
150	45	75	10,3	12,5	298	51
150	45	45	10,2	12,4	310	54
75	75	75	12,9	15,0	220	66
75	45	45	13,1	15,9	330	73

σ_v^* Esfuerzo máximo en la dirección del talud [MPa]
 σ_{h+} Esfuerzo máximo horizontal [MPa]
 δe Asentamiento máximo en el enrocado [cm]
 δc Desplazamiento máximo perpendicular al eje de la cara [cm]

Esfuerzos en la cara de concreto

En la *Figura 5-16* y la *Figura 5-17* se presentan los contornos de esfuerzos en dirección horizontal y del talud para los diferentes casos analizados. En términos de esfuerzos horizontales se observa que a medida que el módulo del enrocamiento aumenta, los esfuerzos compresivos se reducen de manera consistente en las combinaciones analizadas, reduciéndose de 15,9 MPa para los módulos de 75, 45 MPa a 8,4 MPa para los módulos de 240, 130 y 85 MPa, para las zonas 3B, de Transición y 3C, respectivamente.

En cuanto al efecto de los módulos aguas arriba (Zona 3B) y aguas abajo (Zona T y 3C), se observa que los esfuerzos en dirección horizontal son sensibles a variaciones en el módulo de los rellenos aguas arriba, mientras que variaciones en los módulos de los rellenos aguas abajo muestran una influencia reducida.

Los esfuerzos en la dirección del talud muestran esfuerzos máximos de compresión que se concentran en sola región inferior de la cara de concreto. Los valores de esfuerzo varían entre 10 y 13 MPa para las combinaciones analizadas.

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL P.H. LA YESCA, MÉXICO

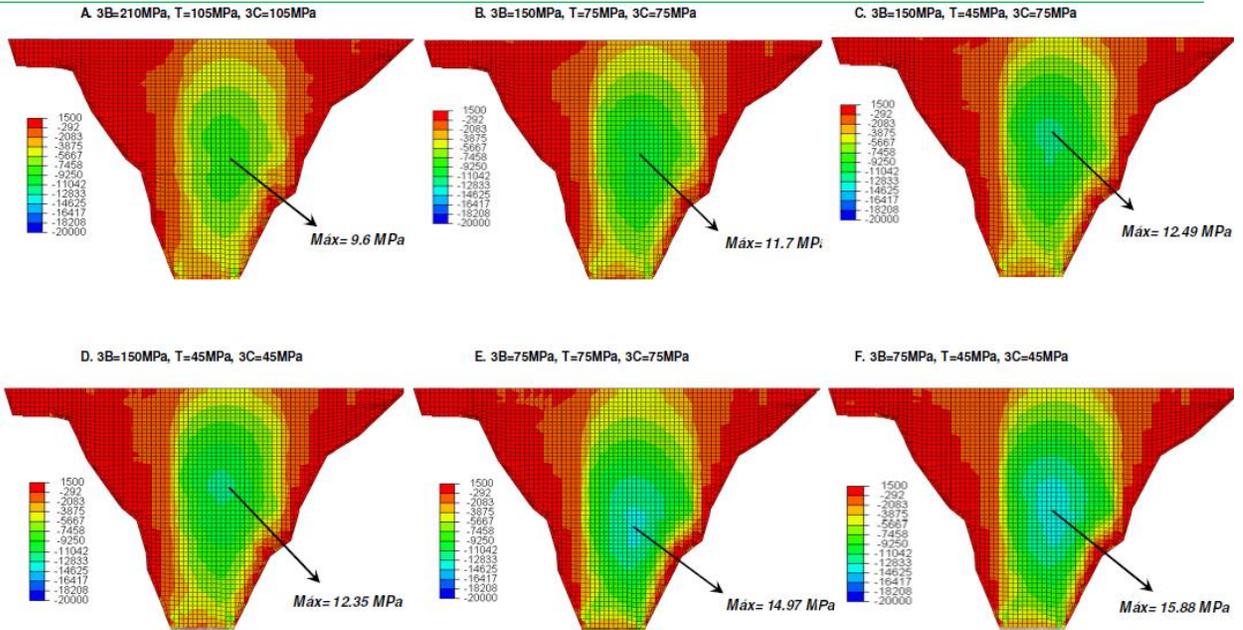


Figura 5-16 Contornos de esfuerzos en dirección horizontal en KPa para distintos módulos en el enrocamiento

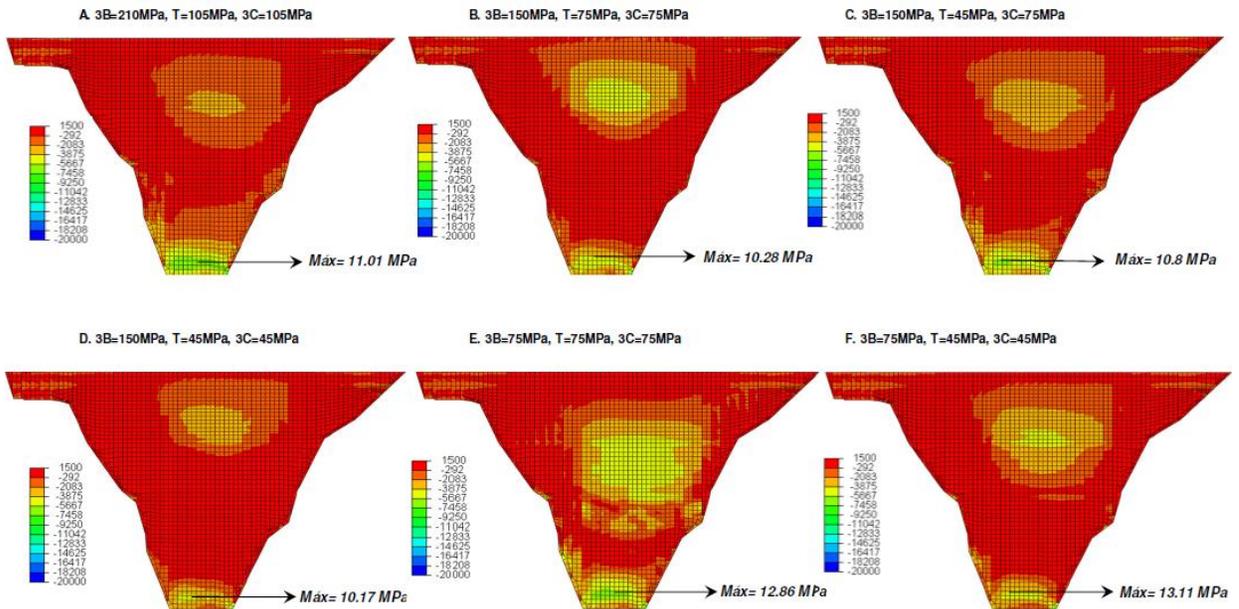


Figura 5-17 Contornos de esfuerzos en dirección del talud en KPa para diferentes módulos de enrocamiento

Deformaciones de la cara de concreto

En la *Figura 5-18* se muestran los contornos de deformación de la cara de concreto normal al plano de ésta. La deformación máxima estimada normal a la cara de concreto varía entre 73 cm para el modelo con módulos reducidos y 26 cm para el modelo con los mayores módulos (*Figura 5-14*). Adicionalmente, se observa que la deformación de la cara se incrementa al reducir los módulos de deformación de los rellenos aguas abajo (Zonas T y 3C), siendo más significativos los incrementos inducidos por variaciones en el módulo en la zona de transición que en la zona 3C. según esto, y teniendo en cuenta que la zona de transición se proyecta hacia aguas arriba con un talud 0,5H:1,0V, se concluye que el comportamiento de la cara de concreto está controlado principalmente por la deformabilidad de los rellenos 3B y de la zona de transición.

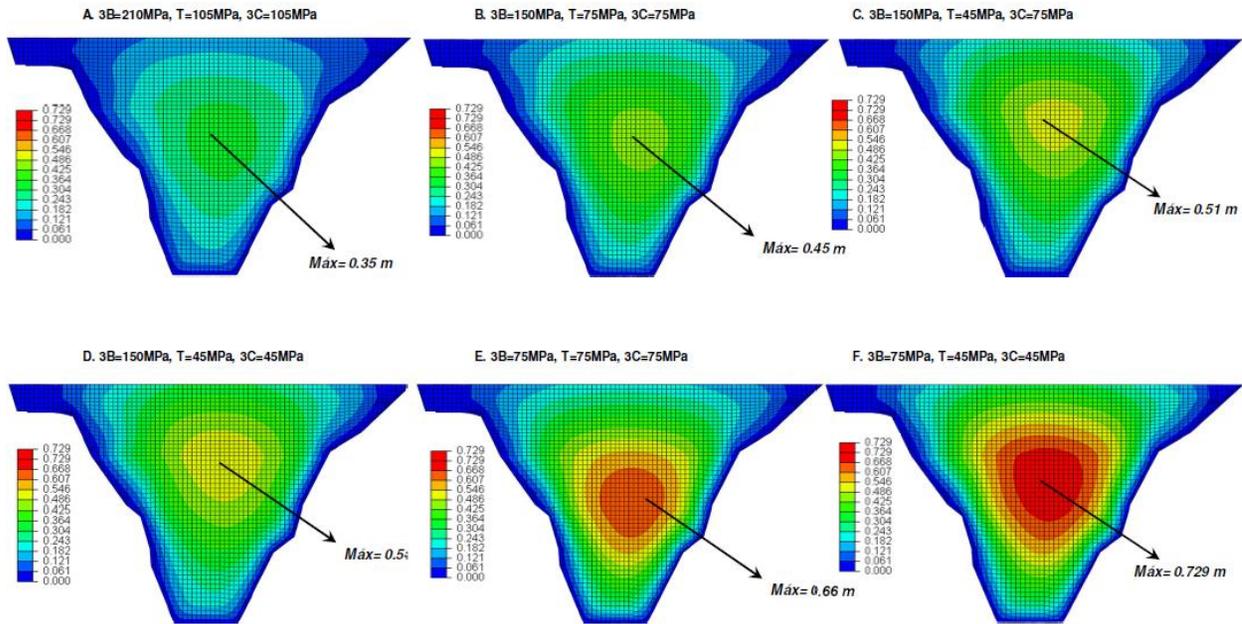


Figura 5-18 Contornos de desplazamiento normal a la cara en m para diferentes módulos de enrocamiento

5.2.3. Análisis y Resultados de la Modelación del Comportamiento de la Presa – Evento Sísmico

De la *Figura 5-19* a la *Figura 5-26* se presentan los contornos de los esfuerzos compresivos máximos en la cara de concreto y los desplazamientos de la presa durante los eventos sísmicos de diseño. Las acciones sísmicas se consideraron simultáneamente en su componente vertical (2/3 del horizontal) y horizontal (*Figura 5-19*, *Figura 5-20*, *Figura 5-21* y *Figura 5-22*) y en dirección

vertical y en dirección normal al eje de la presa (Figura 5-23, Figura 5-24, Figura 5-25, Figura 5-26). En las figuras se muestran los esfuerzos compresivos para los instantes 5, 10 15 y 22 segundos para el sismo de 20 km; y 10, 20, 30 y 50 segundos para el sismo de 60 km, en algunos de los cuales se observaron esfuerzos que superan momentáneamente la resistencia estimada del concreto. Estos esfuerzos se concentran hacia los estribos y en la parte central de la cara en distintos instantes del registro. En general, se observa que los niveles de esfuerzo en la cara de concreto para la condición en que la componente horizontal del sismo es normal al eje de la presa son más críticos que los inducidos por el sismo aplicado en dirección paralela al eje de la presa, observándose valores mayores a 20 MPa en un mayor número de instantes del registro.

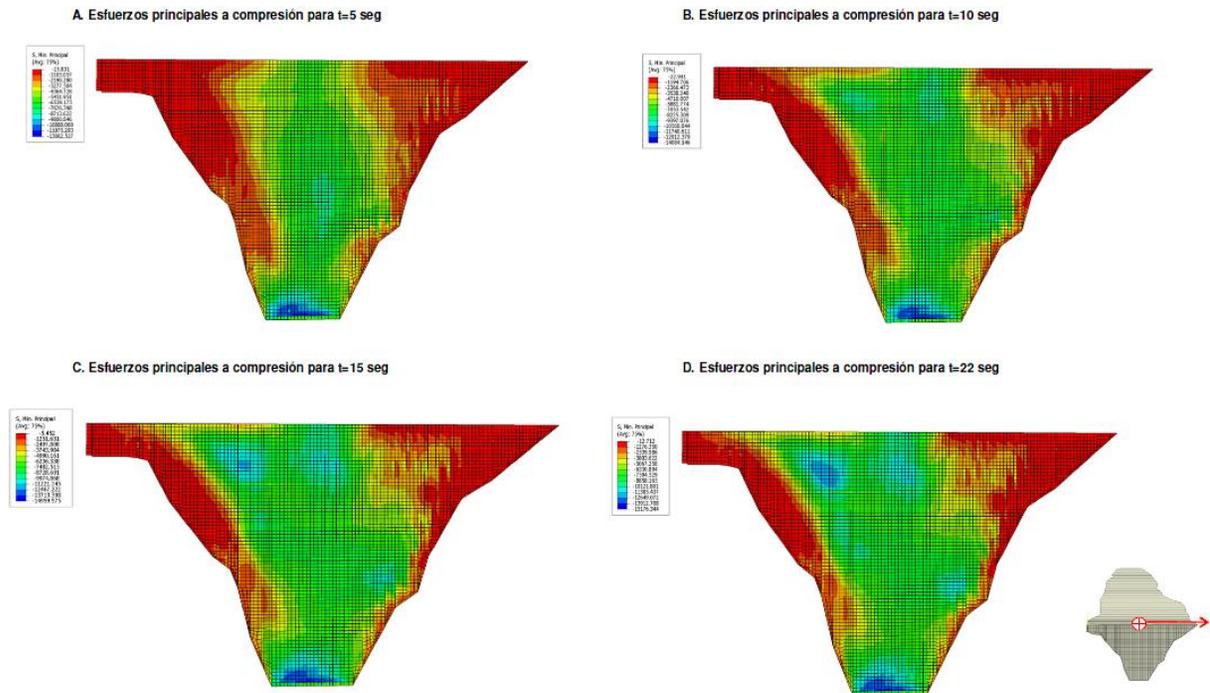
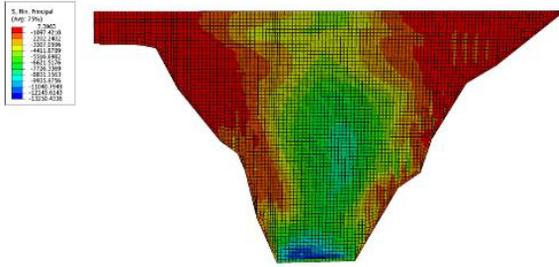


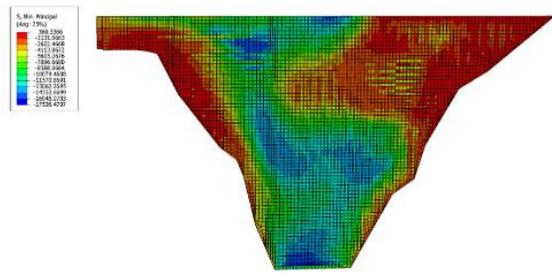
Figura 5-19 Sismo 20km - Dirección X,Z - Efecto hidrodinámico - Contornos de esfuerzo cara de concreto

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL P.H. LA YESCA, MÉXICO

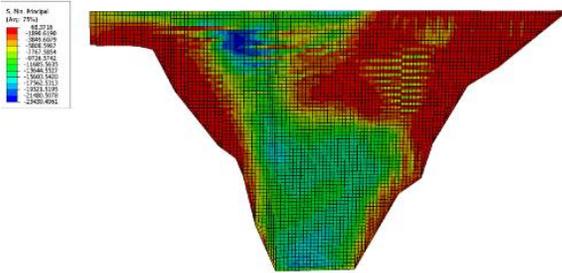
E. Esfuerzos principales a compresión para t=10 seg



F. Esfuerzos principales a compresión para t=20 seg



G. Esfuerzos principales a compresión para t=30 seg



H. Esfuerzos principales a compresión para t=50 seg

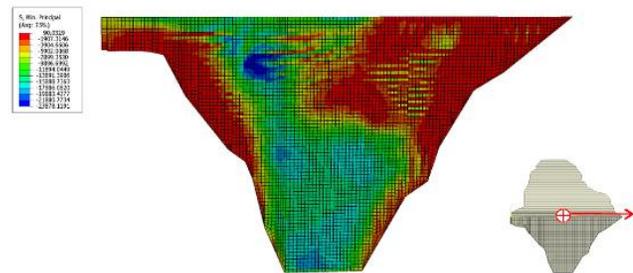
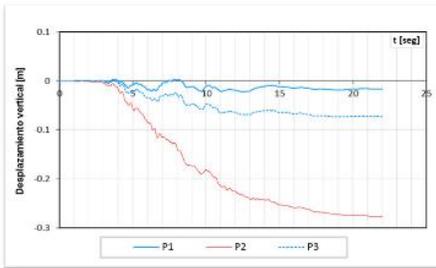
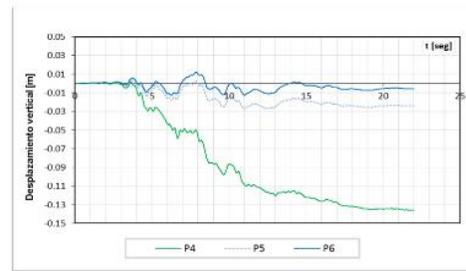


Figura 5-20 Sismo 60km - Dirección X,Z - Efecto hidrodinámico - Contornos de esfuerzo cara de concreto

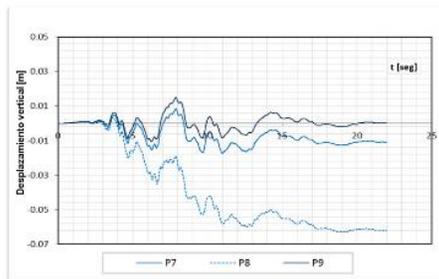
I. Desplazamientos en la cresta de la presa



J. Desplazamientos en el espaldón de la presa



K. Desplazamientos en la cara de la presa



Esquema

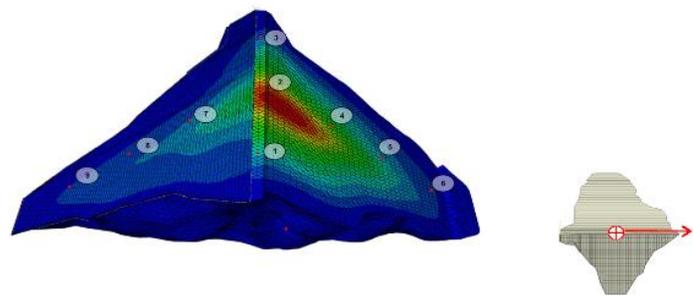
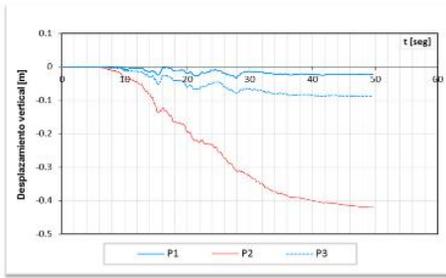


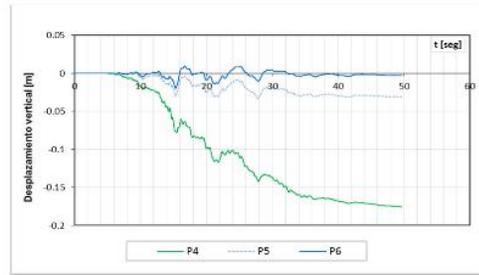
Figura 5-21 Sismo 20km - Dirección X,Z - Efecto hidrodinámico - Desplazamiento Vertical

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL P.H. LA YESCA, MÉXICO

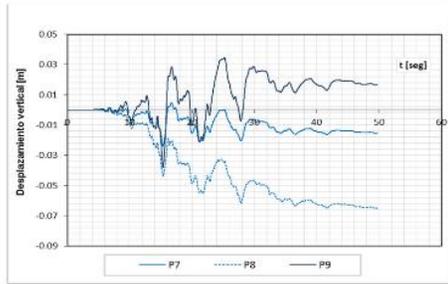
L. Desplazamientos en la cresta de la presa



M. Desplazamientos en el espaldón de la presa



N. Desplazamientos en la cara de la presa



Esquema

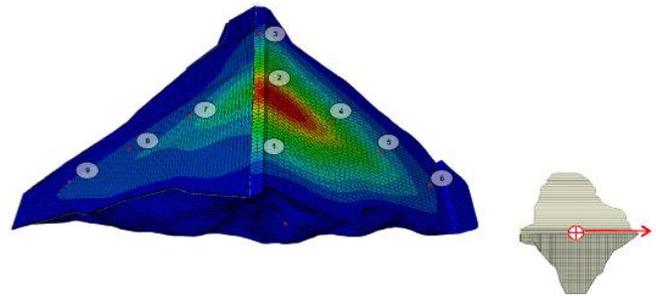
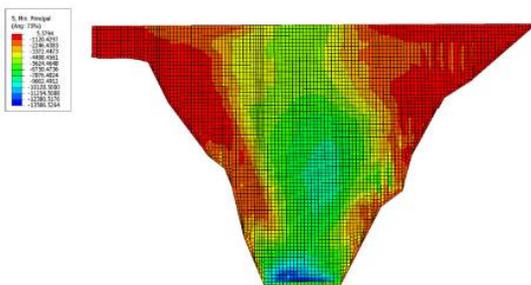
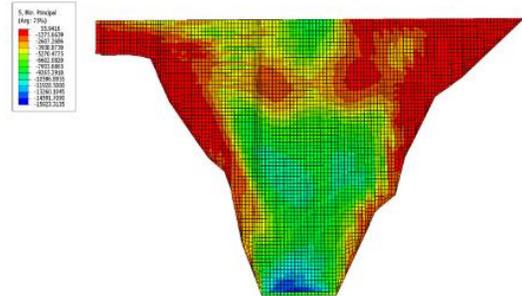


Figura 5-22 Sismo 60km - Dirección X,Z - Efecto hidrodinámico - Desplazamientos Vertical

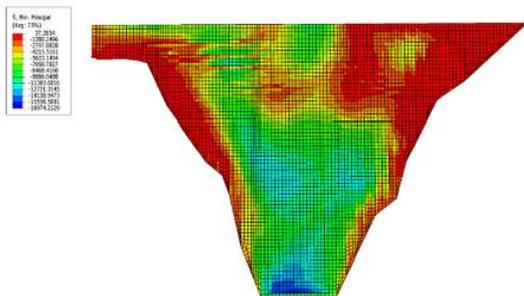
A. Esfuerzos principales a compresión para t=5 seg



B. Esfuerzos principales a compresión para t=10 seg



C. Esfuerzos principales a compresión para t=15 seg



D. Esfuerzos principales a compresión para t=22 seg

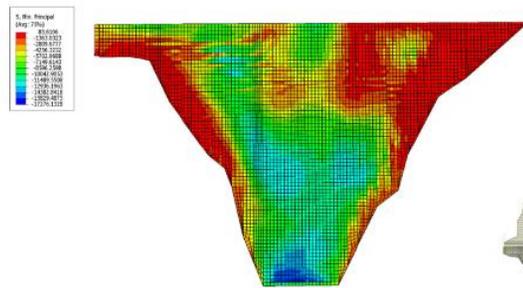


Figura 5-23 Sismo 20km - Dirección Y,Z - Efecto hidrodinámico - Contornos de esfuerzo cara de concreto

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL P.H. LA YESCA, MÉXICO

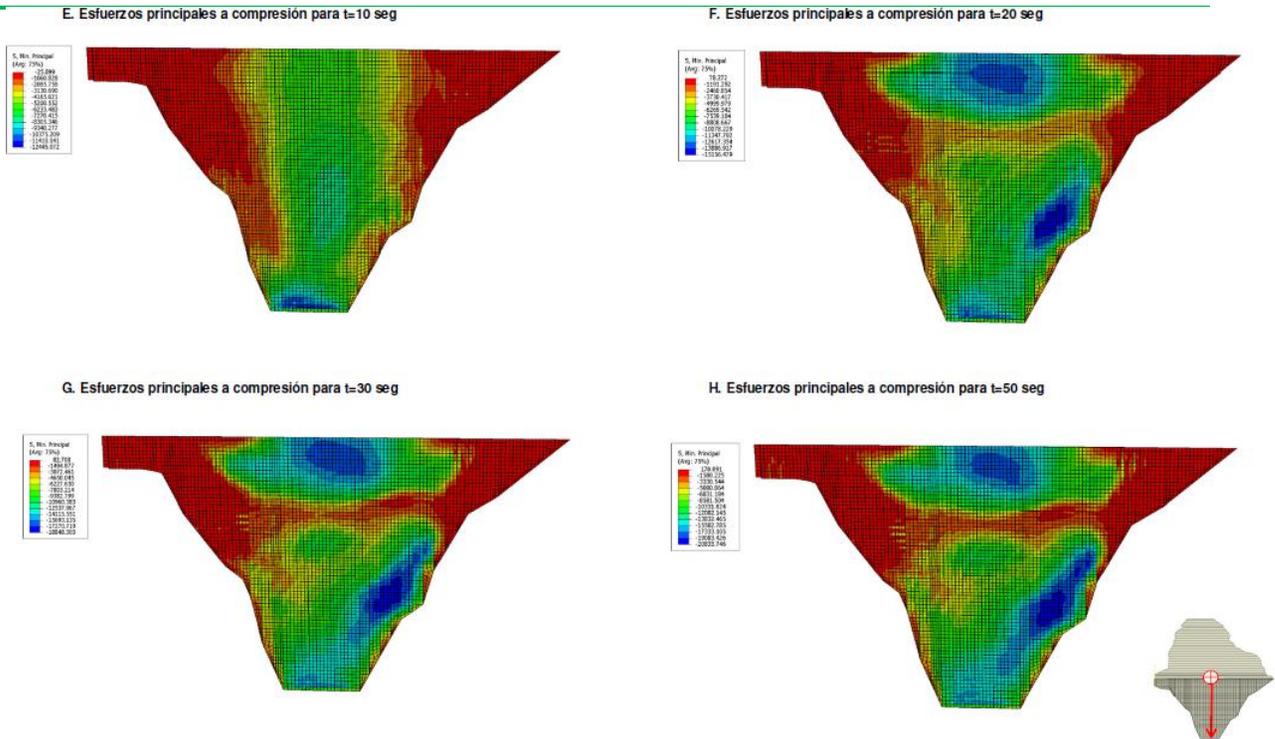
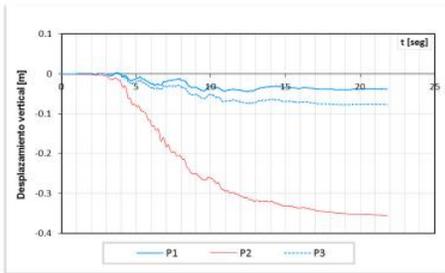
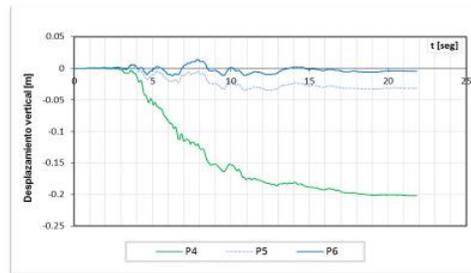


Figura 5-24 Sismo 60km - Dirección Y,Z - Efecto hidrodinámico - Contornos de esfuerzo cara de concreto

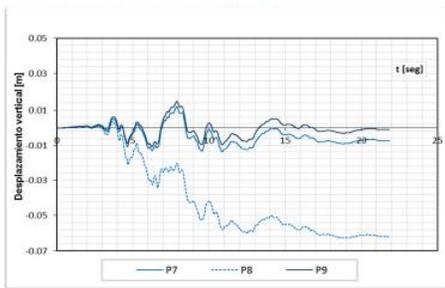
L. Desplazamientos en la cresta de la presa



J. Desplazamientos en el espaldón de la presa



K. Desplazamientos en la cara de la presa



Esquema

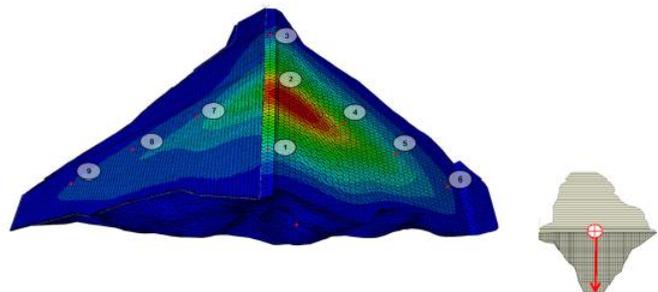
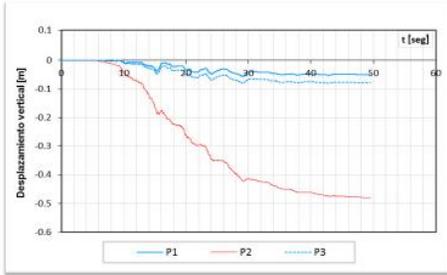


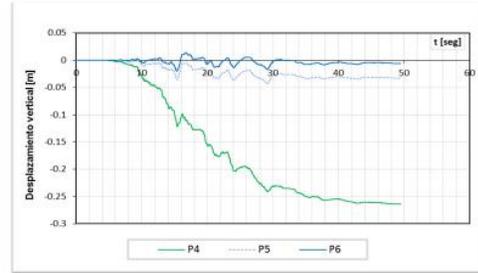
Figura 5-25 Sismo 20km - Dirección Y,Z - Efecto hidrodinámico - Desplazamientos

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL P.H. LA YESCA, MÉXICO

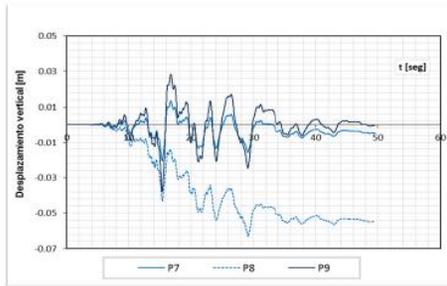
L. Desplazamientos en la cresta de la presa



M. Desplazamientos en el espaldón de la presa



N. Desplazamientos en la cara de la presa



Esquema

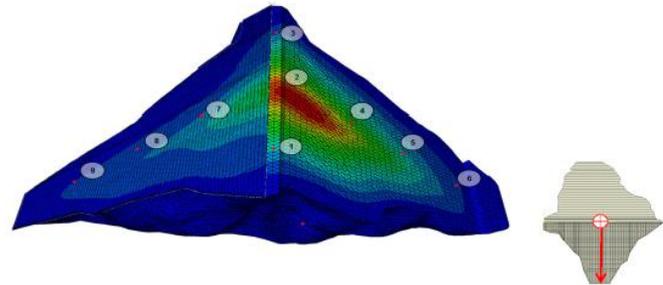


Figura 5-26 Sismo 60km - Dirección Y,Z - efecto hidrodinámico - Desplazamientos

La Figura 5-27 se presenta un análisis de las deformaciones plásticas que se presentan en la cara de concreto ante la acción sísmica, estas deformaciones se podrían relacionar al daño sufrido por las losas, las cuales son pequeñas en magnitud y se presentan en las áreas cercanas a los estribos. Igualmente se presenta una relación entre los niveles de esfuerzos máximos y las deformaciones plásticas, con valores máximos cuando el sismo es aplicado en sentido normal al eje de la presa.

Adicionalmente para el caso de un sismo máximo creíble las recomendaciones internacionales incluyendo el ICOLD, exigen que no suceda un desembalse súbito. Una de las ventajas significativas del tipo de presa (ECCC) del proyecto La Yesca, son sus características intrínsecas de estabilidad debido a su alta permeabilidad, la que evita generaciones de presiones de poro. Por lo que en el caso del sismo máximo creíble, la ocurrencia de esfuerzos considerables en la cara de concreto no pone en riesgo la estabilidad de la presa. El resultado del análisis numérico sugiere desplazamientos hasta de 40 *cm*, sin embargo se consideran que esta dentro rango admisible.

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL P.H. LA YESCA, MÉXICO

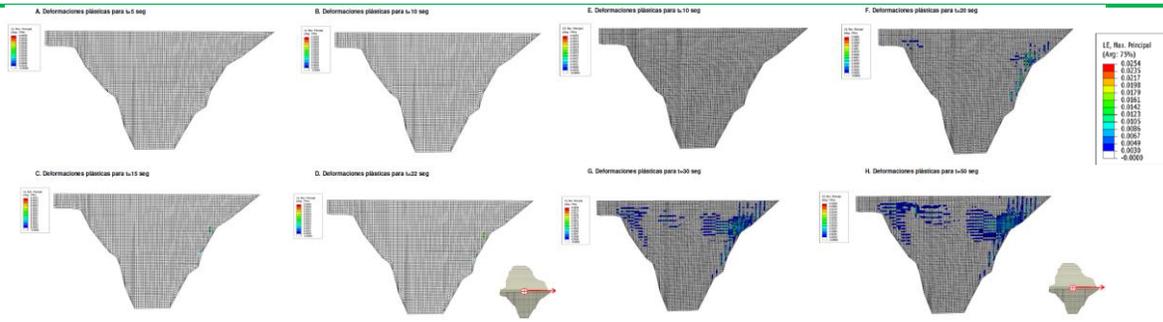


Figura 5-27 izq. Sismo 20 km; der. Sismo 60 km – Dirección X,Z - Efecto hidrodinámico - Deformaciones plásticas

Adicionalmente, se realizó un análisis de la distribución de las aceleraciones en el cuerpo de la cortina, midiendo la amplificación de la señal en sentido horizontal y vertical, sobre la base y en el centro de la cresta de la presa. La Figura 5-28 muestra la amplificación para los sismos de diseño. La amplificación fue medida para una acción sísmica simultánea en su componente vertical (2/3 del horizontal) y horizontal. La dirección horizontal fue aplicada perpendicular al eje de la cresta. Las respuestas de amplificación para el sismo de 20 km es de 1,62 en sentido horizontal y vertical; mientras que para el sismo de 60 km la amplificación es de 1,44 en sentido horizontal y de 1,80 en sentido vertical. En conclusión se recomienda adoptar para el diseño estructural de los muros parapeto una amplificación de 1,80 de la aceleración sísmica esperada en roca.

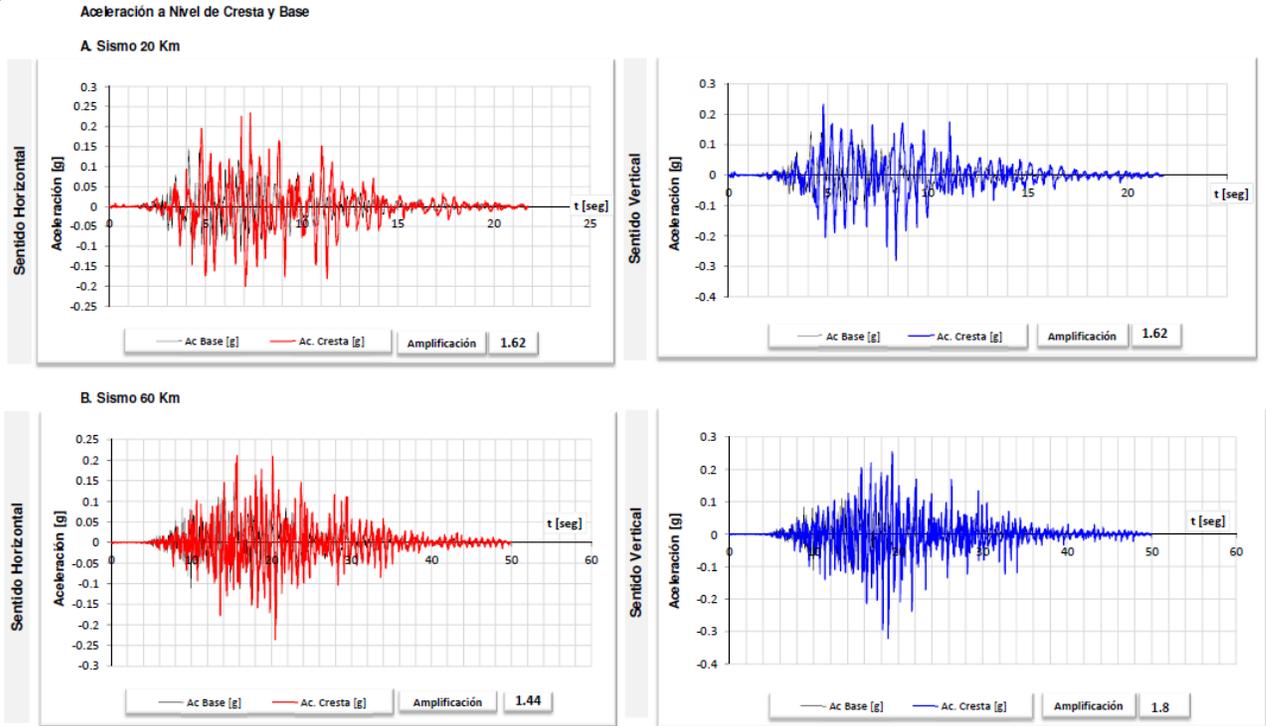


Figura 5-28 Aceleración a Nivel de Cresta y Base

5.2.4. Estimación del Asentamiento de los Rellenos de la Cortina

La solución para el manejo de deformaciones en la cresta de la presa para la construcción del muro parapeto fue realizada variando la altura de los muros, como se hizo en el proyecto El Cajón. Esta solución consiste en dividir el muro del parapeto en varios módulos con alturas variables, de tal forma que el módulo localizado en la mitad de la cresta tiene una altura mayor que la teórica y a medida que se acerca hacia los estribos la contraflecha (altura adicional) se reduce y la altura es la misma teórica original.

A partir de los resultados del modelo con elementos finitos realizado en Abaqus por "Ingenieros Consultores INGETEC", se estimó en 10 *cm* la deformación máxima del relleno de la cortina en la mitad de la cresta cuando finalice el primer llenado del embalse y 40 *cm* adicionales bajo un evento sísmico con una aceleración máxima esperada en roca de 0,15 *g* (ver *Figura 5-29*). Lo anterior equivale a un asentamiento del 0,05% originado por el primer llenado y de 0,24% ante la posible ocurrencia del sismo de diseño.

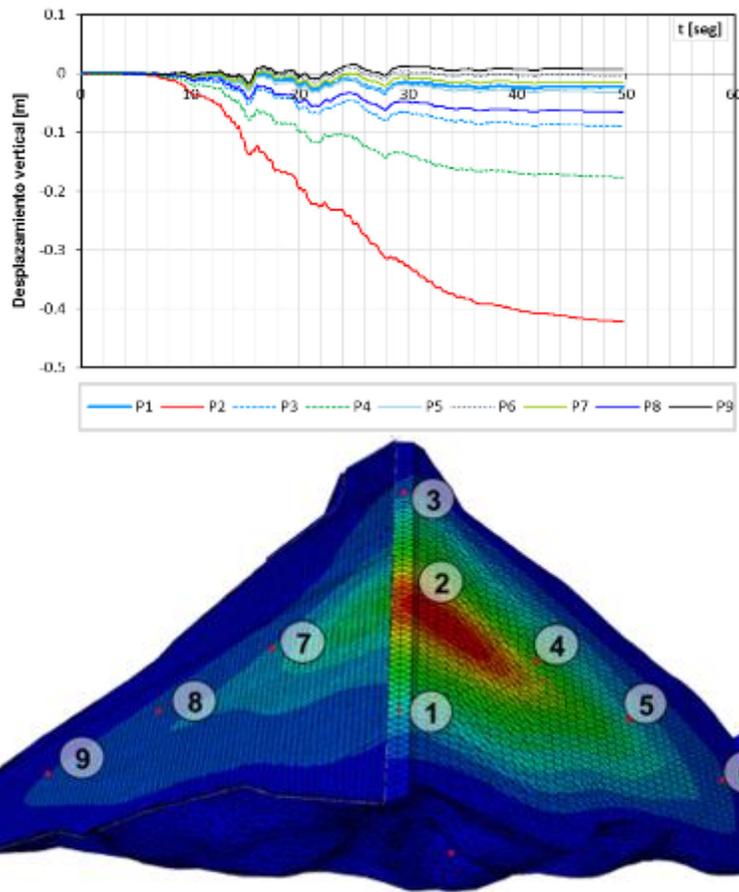


Figura 5-29 Asentamientos presentados durante el evento sísmico definido por CFE (PGA-0,15g) con una duración de 50 segundos

El valor de asentamiento esperado con los resultados del análisis numérico en elementos finitos es comparable con los valores reportados en la literatura técnica para varias presas de cara de concreto recientemente construidas. Los asentamientos esperados durante el primer llenado según Hunter, G y Fell, R, varían entre 0,05% y 0,10%; mientras que los asentamientos reportados por el ICOLD al final de construcción y durante el primer llenado son cercanos a 0,15% de la altura de la presa, valores visibles en la *Tabla 5-4* y *Tabla 5-5*, respectivamente. En este orden de ideas y haciendo uso de dichos valores, el asentamiento estático esperado para la Yesca es de aproximadamente 20 cm.

Tabla 5-4 Asentamientos en la cresta producidos por el primer llenado (Hunter, G y Fell, R)

Tipo de material	Altura de la presa, H (m)	Asentamiento de la cresta (%H)
Enrocado compactado de baja resistencia	43 a 100	0,08 a 0,55
Gravas compactadas y	< 50 a 60	< 0,02

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL
P.H. LA YESCA, MÉXICO

enrocados de muy alta resistencia⁽¹⁾	50 a 100	0,01 a 0,04
	100 a 150	0,02 a 0,09
	150 a 180	0,05 a 0,10
Enrocados compactados de resistencia media a alta	< 40 a 50	0,00 a 0,05
	50 a 100	0,05 a 0,15
	100 a 150	0,10 a 0,25

Tabla 5-5 Asentamientos al final de construcción y durante el primer llenado en presas de ECCC (ICOLD)

Presa	Tipo de enrocamiento	Altura (m)	Asentamiento máximo (cm)	% de la altura
Aguamilpa	Gravas	187	34	0,18
Areia	Basalto	160	21	0,13
Segredo	Basalto	145	16	0,11
Alto Anchicaya	Hornfelsa y diorita	140	17	0,12
Golillas	Gravas	125	5.7	0,05
Crotty	Gravas	83	5.6	0,07
Chengbing	Tobas	75	10	0,13

Por otra parte el asentamiento a largo plazo se relaciona directamente con la resistencia y compresibilidad del material de relleno. Este asentamiento es mucho mayor al asentamiento inmediato obtenido al finalizar la construcción de los rellenos y cuando ocurra el primer llenado del embalse. La *Figura 5-30* ilustra la variación del asentamiento a largo plazo de presas de ECCC recientemente construidas en función de la altura y tipo de enrocamiento utilizados para la misma.

Para el caso particular de la cortina ECCC de la Yesca, se esperarían asentamientos a largo plazo relativamente bajos, menores al 0,10%, por tratarse de un relleno con gravas compactadas de muy baja compresibilidad. Con base en lo mostrado en la *Figura 5-30*, se esperarían asentamientos a largo plazo del orden de 20 *cm*.

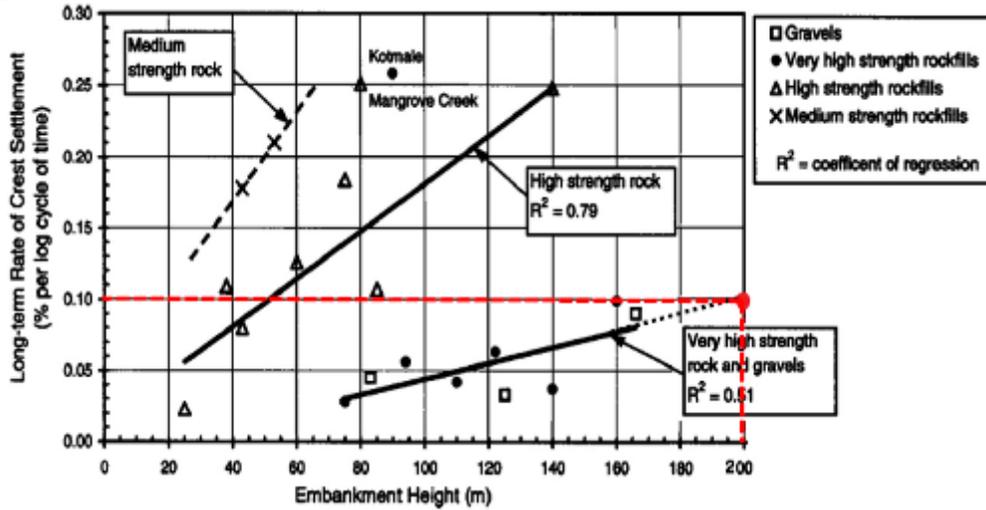


Figura 5-30 Asentamientos a largo plazo en función de la altura para presas de ECCC (Hunter, G y Fell, R.)

En la Figura 5-31 se presenta la relación de los asentamientos de la cresta durante un evento sísmico dependiendo del valor máximo de aceleración en roca esperado (PGA). En dicha figura, el umbral marcado por las dos curvas de color azul, corresponde a los valores de asentamiento reportados para diversas presas de ECCC.

Para el caso particular de la cortina de La Yesca, que se ubica con un PGA igual a $0,15 g$, el asentamiento máximo esperado bajo el sismo de diseño es del orden de $0,35 cm$.

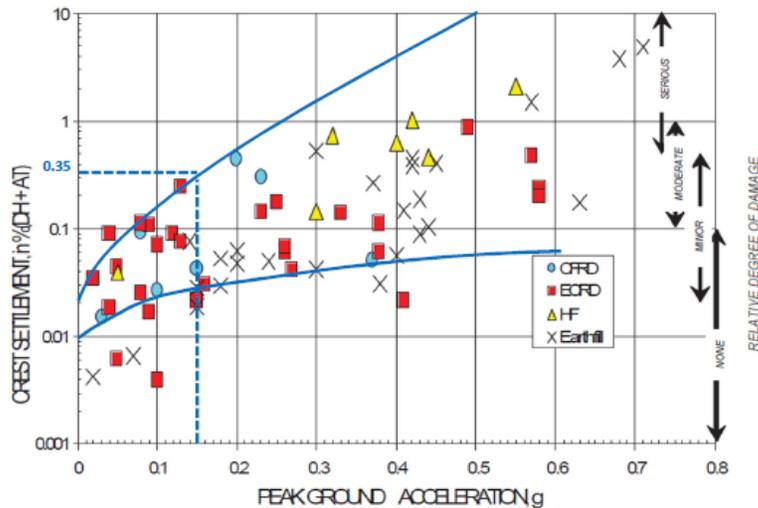


Figura 5-31 Asentamientos de las presas durante un evento sísmico (Swaigood, P. E.)

A partir del análisis anterior, se concluye que el modelo de elementos finitos

predice asentamientos totales (estáticos y dinámicos) de $0,50 \text{ m}$. Los asentamientos totales que se esperan deducidos del precedente y correlaciones empíricas de la literatura técnica son del orden de $0,75 \text{ m}$.

5.2.5. Análisis Numérico del Efecto de la Inclinación de los Estribos en el comportamiento de la Presa

5.2.5.1. Análisis numérico de la interface: Enrocamiento - Cimentación

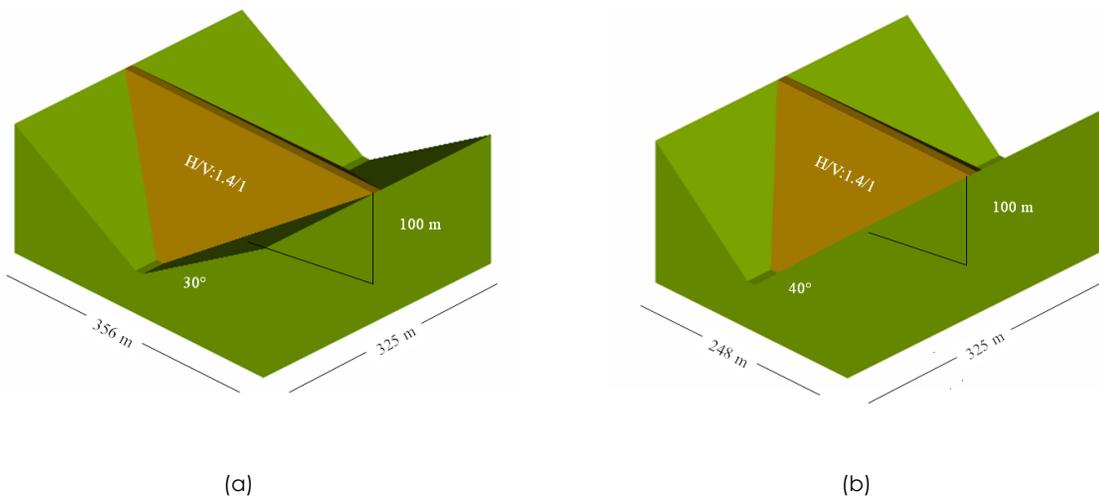
El objetivo de estos análisis es evaluar la necesidad de usar elementos de contacto entre el enrocado de la presa y la roca de fundación para cañones con diferentes geometrías, y cuantificar la influencia de la fricción entre el enrocado y la roca de fundación en la deformación de los rellenos

Geometría básica de los modelos teóricos

La geometría utilizada en estos análisis es una forma generalizada de presa. Se consideró una presa de 100 m de altura con taludes exteriores simétricos de $1\text{H}: 1.4\text{V}$, y un cañón con estribos simétricos y pendientes de 30 , 40 , 50 y 60 (ver *Figura 5-32*).

Propiedades mecánicas del modelo

Se supuso un comportamiento elástico en el material del enrocado y una fundación en roca rígida. Los valores usados para el módulo de elasticidad, el peso unitario y la relación de Poisson para el enrocado se presentan en la *Tabla 5-6*.



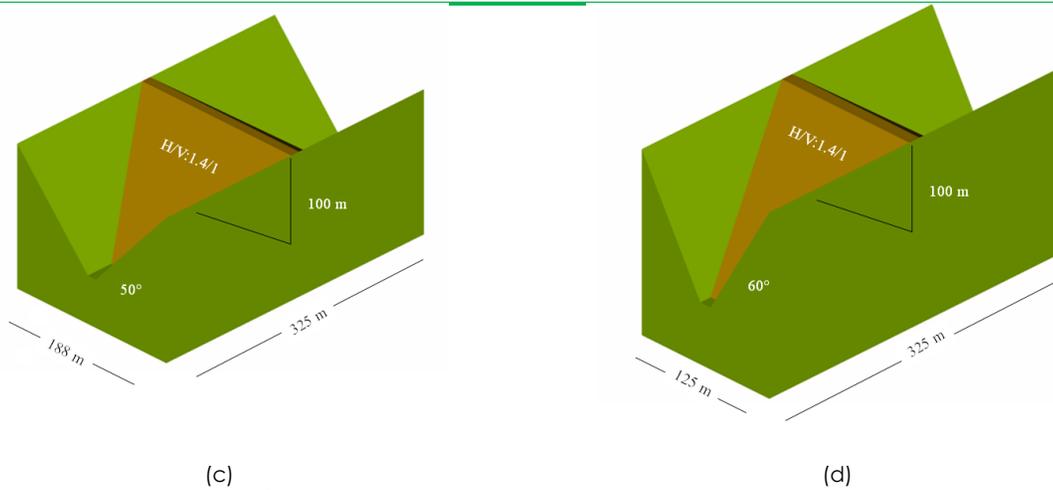


Figura 5-32 Modelo geométrico. estribos con pendiente de (a) 30°, (b) 40°, (c) 50° y (d) 60°

Tabla 5-6 Propiedades de los materiales empleados en el modelo

Material	Módulo de elasticidad [MPa]	Coefficiente de Poisson ν	Peso Unitario γ [kN/m ³]
Enrocado	60	0,30	21
Fundación en Roca	50000	0,20	24

Parámetros generales de la interfase

La fuerza cortante en una interface está determinada por la fuerza normal aplicada al plano de interface y un coeficiente de fricción:

$$f_{fr} = N \mu$$

N = Fuerza Normal

$$\mu = \tan$$

ϕ = Ángulo de fricción en la interfase.

Comúnmente se han usado ensayos de corte directo para estudiar el comportamiento de la interface entre distintos materiales. Gómez (2000) realizó ensayos de corte entre suelo y concreto convencional, reportando los ángulos de fricción presentados en la *Tabla 5-7*

Tabla 5-7 Coeficiente de fricción reportados por Gómez (2000)

Interfase	ϕ	μ
Arena densa – Concreto	31	0,60

Arena media - Concreto	29	0,55
Arena Angular - Concreto	34	0,67

Teniendo en cuenta lo anterior y considerando que la fricción a nivel de fundación se desarrolla entre el macizo rocoso y los enrocados de la presa, se estimó un coeficiente de fricción de 0,84 entre estos materiales, el cual equivale a un ángulo de fricción de 40° .

Interfase entre el Enrocamiento y la Cimentación

Se desarrollaron dos conjuntos de modelos para cada inclinación de estribos: un modelo que incluye la geometría de la fundación en roca y considera una interface entre la roca y la presa con un contacto en donde existe fricción, Figura 5-33, y un segundo modelo en el que se supone que no existe movimiento relativo entre el enrocado y la roca, es decir, se modela la presa empotrada Figura 5-34.

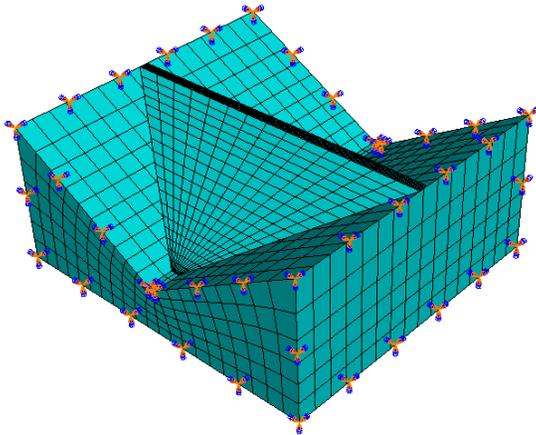


Figura 5-33 Modelo con fricción entre presa y roca

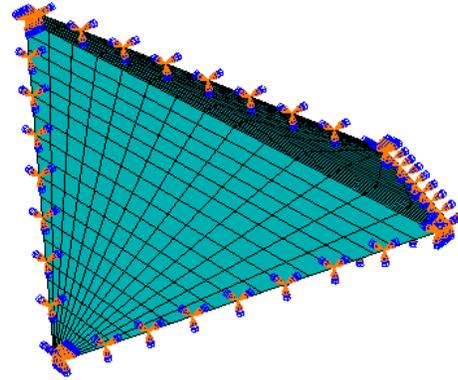


Figura 5-34 Modelo con interacción entre roca y presa nula, presa empotrada

Con estos modelos se busca encontrar los ángulos del estribo para los cuales es necesario incluir elementos de interface fundación-presa para modelar el deslizamiento del enrocado sobre la fundación.

Condiciones de frontera de los modelos

El modelo presentado en la Figura 5-33, el cual simula la fricción entre la cimentación y la presa, supone una roca de fundación lo suficientemente rígida que no presenta deformaciones significativas con el peso de la presa. La interacción entre la fundación en roca y la presa se simula como un contacto con fricción caracterizado por un ángulo de fricción de la interface (Figura

5-35).

Para el segundo modelo, ilustrado en la Figura 5-34 en el cual se simula que no existe movimiento relativo entre la fundación en roca y la presa, la interface entre estas dos superficies se modela como rígida, es decir, se restringe el movimiento y la rotación de los nodos de la presa que se encuentran en contacto con la fundación (Figura 5-36).

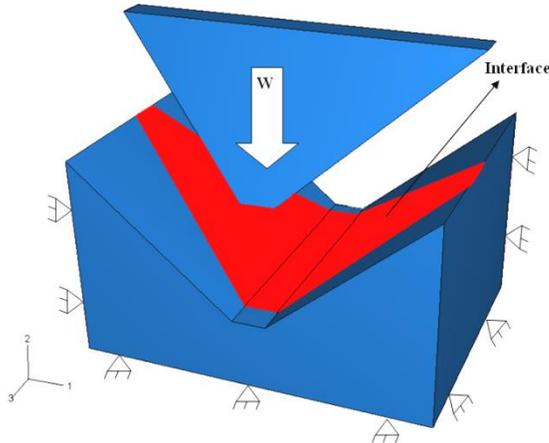


Figura 5-35 Condiciones de frontera y carga aplicada en el modelo.

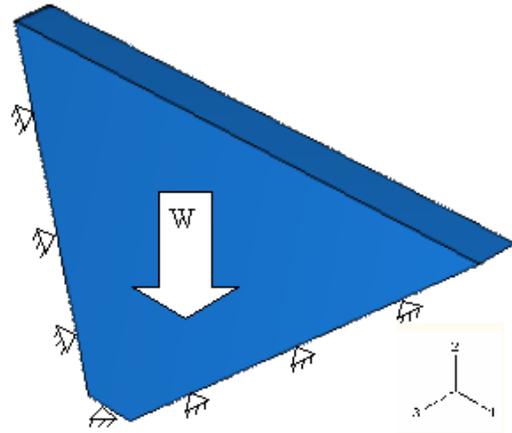


Figura 5-36 Condiciones de frontera y carga aplicada para el modelo con la interface completamente restringida.

Proceso constructivo

Para ambos modelos, el proceso constructivo incluyó 4 etapas de rellenos de la presa. Adicionalmente, para poder caracterizar mejor las interface entre el enrocado y la cimentación, para presas de gran altura, los modelos fueron sometidos a una presión externa equivalente a una columna de enrocado de 200 m (Figura 5-37).

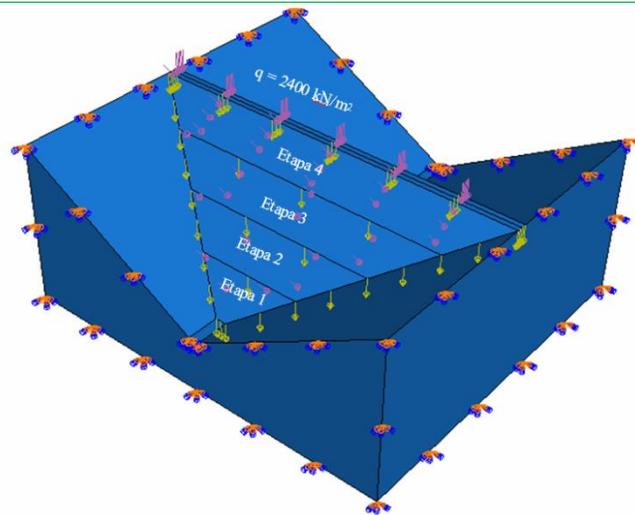


Figura 5-37 Modelación. Condiciones de frontera, secuencia constructiva y carga hidrostática en el análisis

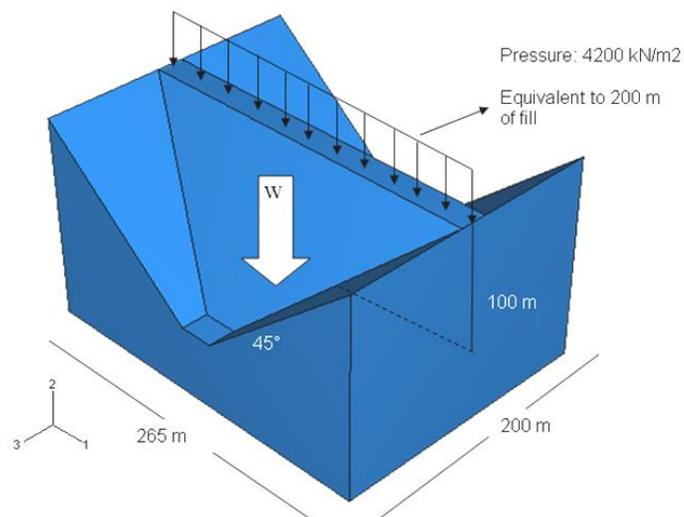


Figura 5-38 Modelo geométrico con presión equivalente en la cresta y elementos de contacto en la superficie de contacto

Resultados

Para evaluar el comportamiento de la presa con la interface con fricción y con la interface restringida se compararan los desplazamientos verticales de la presa sobre el eje de la cresta en 4 secciones (ver *Figura 5-39*), superponiendo las gráficas para cada inclinación de estribos con el objeto de observar la diferencia entre las dos interfaces estudiadas.

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCEC APLICADO EN EL P.H. LA YESCA, MÉXICO



Figura 5-39 Secciones analizadas

De la *Figura 5-40* a la *Figura 5-43* se presentan los desplazamientos verticales del enrocamiento en las secciones ilustradas en *Figura 5-39* para cada una de las inclinaciones de los estribos, comparando el caso de interface con fricción con el caso de interface restringida.

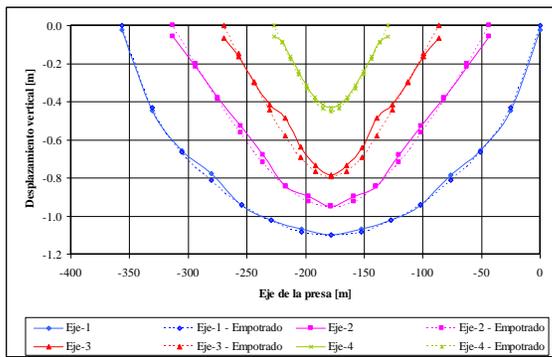


Figura 5-40 Resultado inclinación 30°

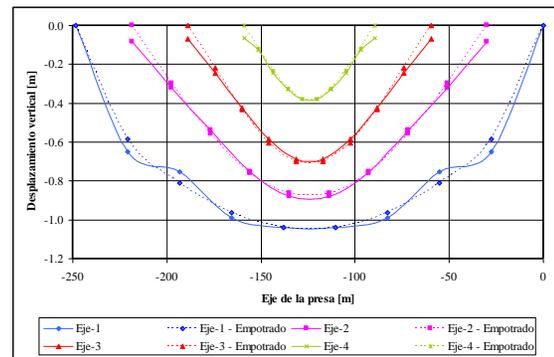


Figura 5-41 Resultado inclinación 40°

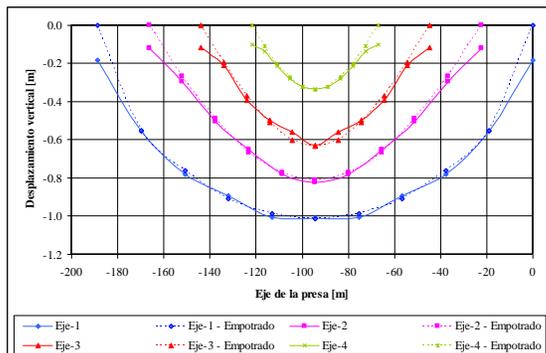


Figura 5-42 Resultado inclinación 50°

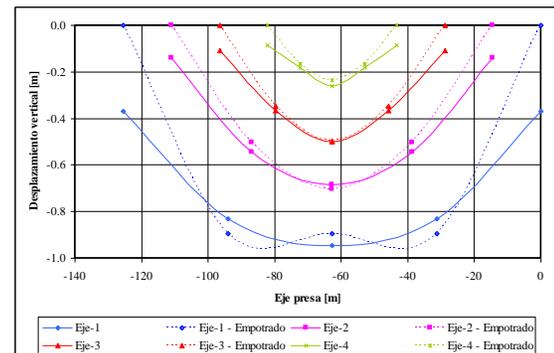


Figura 5-43 Resultado inclinación 60°

Los resultados obtenidos para los modelos con inclinaciones menores a 45° son similares; el desplazamiento máximo vertical del modelo que consideró la fricción difiere en menos del 1% del modelo que consideró los estribos de la presa empotrados. Un comportamiento similar se observó en el esfuerzo cortante en la interface. Para este caso la diferencia fue menor al 5%.

Para la inclinación de estribos igual a 30° y 40° , el desplazamiento relativo es menor a 1 *cm*, para 50° es del orden de 20 *cm* y para 60° del orden 40 *cm*.

Aplicación en el P. H. La Yesca

Teniendo presente el anterior análisis numérico, se hizo un corte (A-A') en la parte de mayor pendiente, a lo largo del eje de la presa. Midiendo la inclinación máxima en los estribos del cañón.

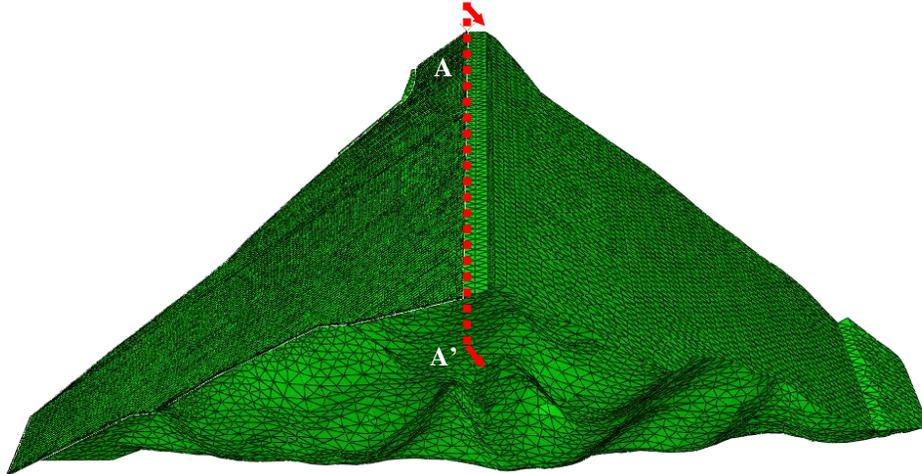


Figura 5-44 Corte realizado al modelo P. H. La Yesca

Con estribos de 41° y 39° , la modelación del P. H. La Yesca puede ser realizada sin la interface enrocado – cimentación.

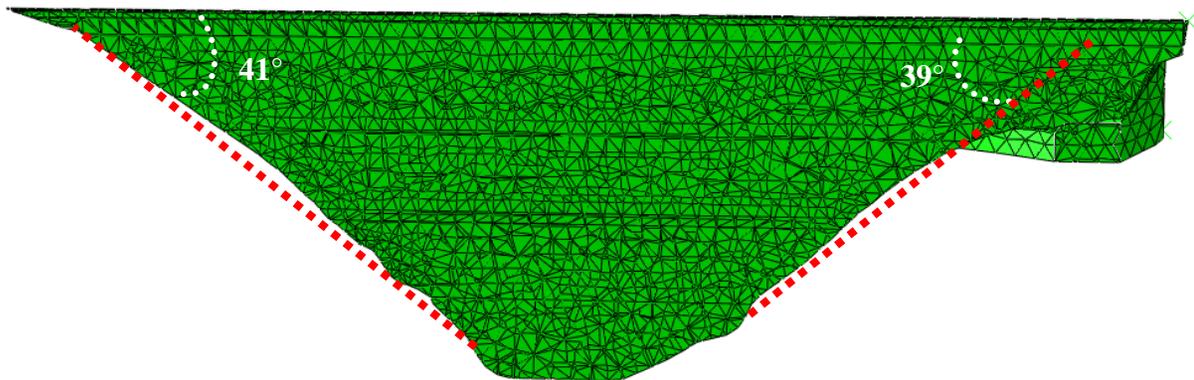


Figura 5-45 Ángulos de inclinación de estribos

Conclusiones

A partir del análisis presentado se concluye que la interface entre el enrocado y la fundación en roca, no afecta de manera considerable el comportamiento

de los asentamientos y esfuerzos para estribos con ángulos inferiores a 45°. Para estribos con unas inclinaciones mayores, la influencia se incrementa de manera que modelar con una interface restringida puede llevar a resultados que no representan adecuadamente el comportamiento estudiado.

5.2.6. Análisis Numérico del Efecto de la Roca de Cimentación en la Respuesta Dinámica de la Presa

5.2.6.1. Análisis Numérico del Efecto de la Cimentación de la Presa

El objetivo de estos análisis es evaluar la necesidad de incluir la fundación en el análisis de respuesta dinámica. Debido a que el amortiguamiento de radiación puede reducir considerablemente la energía disipada por la presa, y que la interacción entre la presa y la fundación está principalmente controlada por el contraste de rigideces entre estos materiales, a continuación se presenta un análisis en el cual se consideran propiedades representativas tanto de la fundación como de la presa, con el propósito de identificar si la energía disipada a través de la fundación para estas condiciones tiene implicaciones prácticas en la respuesta de la presa

En un primer caso se analizará un caso sin fundación en el que la señal se aplica directamente en la interface entre la presa y la fundación. En el segundo caso, se considerará la presencia de la fundación en el modelo.

Uno de los inconvenientes más importantes de considerar la fundación de la presa, es la necesidad de incluir en el modelo fronteras absorbentes que deben garantizar que la energía que viaja desde la presa hacia el medio, no retorne al modelo, lo cual ocasionaría energías espurias que afectarían los resultados (Manual de diseño por sismo, CFE). Adicionalmente, estas fronteras deben absorber la energía sin importar la dirección de incidencia de las ondas, lo cual incrementa la complejidad de su implementación. De acuerdo con el ICOLD (1986), uno de los procedimientos más simples para evitar la reflexión de energía de radiación hacia el modelo, es asumir que la fundación tiene rigidez pero no masa. En este caso, la fundación actúa como un resorte en la interacción con la presa, y debido a que la fundación no tiene masa, no se producen ondas de vibración hacia la presa.

Geometría básica de los modelos teóricos

De acuerdo con las recomendaciones dadas por la CFE, se consideró una fundación cuya profundidad es igual a la altura de la presa, el ancho es igual a la longitud de la corona en cada costado de la presa y en el sentido de

flujo, se extiende el ancho de la base en cada lado de presa.

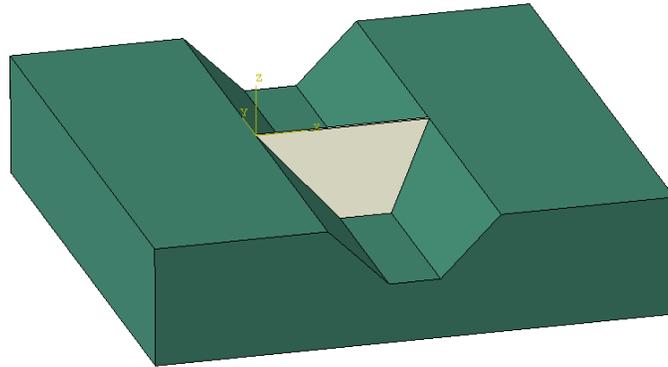


Figura 5-46 Modelo de presa y cimentación

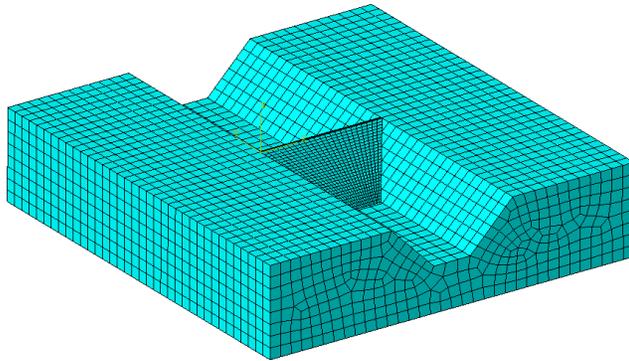


Figura 5-47 Modelo con cimentación sin masa

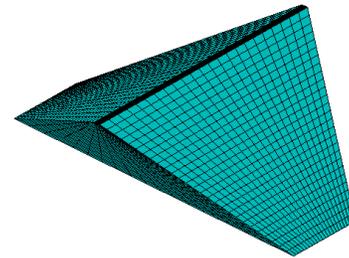


Figura 5-48 Modelo sin roca de cimentación

Propiedades mecánicas del modelo

Se supuso un comportamiento elástico tanto para el material del enrocado como la fundación. Los valores usados para el módulo de elasticidad, el peso unitario y la relación de Poisson para el enrocado se presentan en la .

Tabla 5-8 Propiedades del modelo

Material	Módulo de elasticidad [MPa]	Coefficiente de Poisson ν	Peso Unitario γ [kN/m ³]
Enrocado	200	0,35	20,50
Fundación en Roca	1 000	0,30	22,00

Los registros de aceleraciones corresponden a las señales sintéticas presentadas para el análisis del modelo real de la presa, las cuales se

aplicaron tanto en dirección normal a eje de la presa como en dirección vertical.

Resultados

En términos de aceleraciones a nivel de cresta se observa una aceleración máxima de $8,328 \text{ m/s}^2$ en dirección normal al eje de la presa para la condición sin fundación, al considerar la fundación se obtiene un valor de $7,877 \text{ m/s}^2$. Las aceleraciones en dirección vertical muestran valores de $4,764$ y $4,391 \text{ m/s}^2$ (ver Figura 5-49 y Figura 5-50).

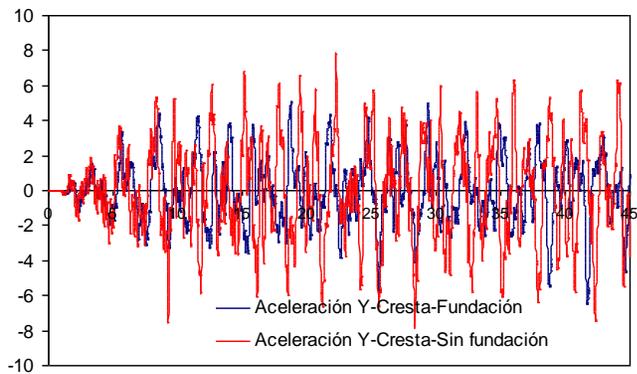


Figura 5-49 Aceleración en la cresta - Dirección normal al eje de la presa

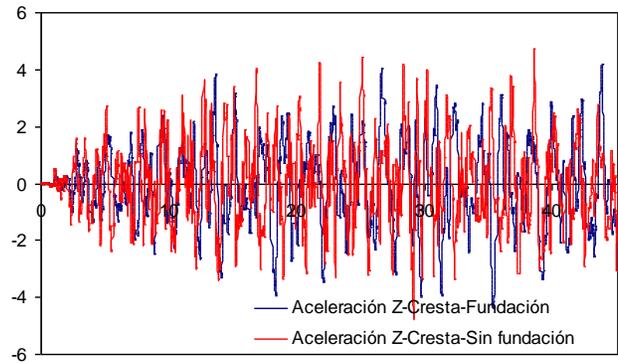


Figura 5-50 Aceleración en la cresta Dirección vertical

En términos de desplazamientos se observan que los desplazamientos máximos en la cresta en dirección normal al eje de la presa para la condición sin fundación alcanzan un valor máximo de $0,447 \text{ m}$, al considerar la fundación se obtiene un valor de $0,449 \text{ m}$. En los desplazamientos verticales se obtienen $0,151$ y $0,211$, respectivamente (ver Figura 5-51 y Figura 5-52).

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL P.H. LA YESCA, MÉXICO

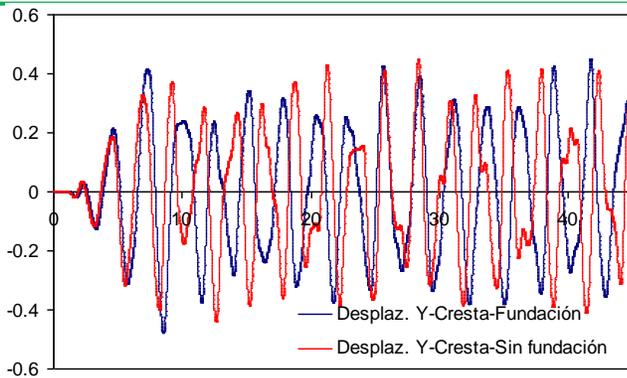


Figura 5-51 Desplazamientos en la cresta - Dirección normal al eje de la presa

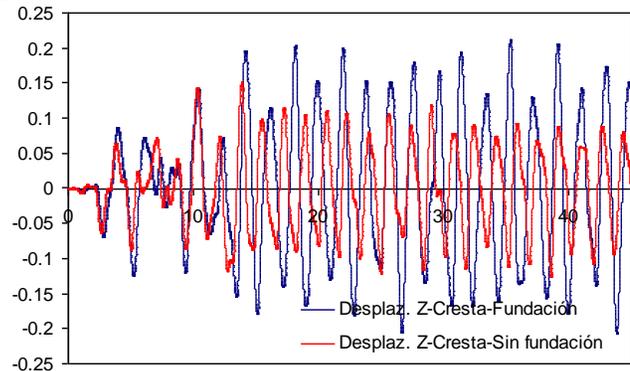


Figura 5-52 Desplazamientos en la cresta - Dirección vertical

Conclusiones

Teniendo en cuenta que los resultados sugieren que la interacción entre la presa y la fundación no produce efectos significativos en la respuesta de la presa, se considera apropiado omitir la geometría de la fundación en el modelo de la presa.

5.2.7. Conclusiones

- Los resultados del análisis estático por elementos finitos en tres dimensiones empleando los parámetros representativos del proyecto, permitieron estimar asentamientos en el enrocamiento de 80 cm y deformaciones de la cara de concreto de 26 cm. En términos de esfuerzos en la cara de concreto, se obtuvieron valores de 8,4 MPa en dirección paralela al eje de la presa y de 12,3 MPa perpendicular a dicho eje, resultados que se encuentran cercanos o por debajo del valor de esfuerzo admisible o de trabajo (menor a 12 MPa para un concreto de $f'c = 21$ MPa). En cuanto a la apertura de juntas se observa un máximo de 12 mm en la junta perimetral y de 8 mm en las juntas a tensión.
- A partir de los datos de los ensayos geofísicos se pudieron estimar de manera más precisa los valores de módulos de deformación (Young y còrtate) y relación de Poisson. Con estos valores del enrocamiento construido en la obra se pudo ajustar el modelo con respecto a los parámetros estimados en la etapa de diseño y modelar con mayor exactitud el comportamiento de la presa.
- Con los resultados de los ensayos de compresión del material del sello de las juntas hechos por la CFE (curvas de módulo de rigidez versus

deformación), fue posible considerar de forma exacta el comportamiento esfuerzo – deformación que se presenta en la interacción entre losas, representando así, una conducta real de la cara de concreto ante la acción de esfuerzos de compresión.

- El análisis dinámico presentado alcanzó una aceleración promedio de $0,15\ g$ durante un sismo de 22 y 50 segundos. Aunque la amplitud no es grande comparada con la que se trabajó inicialmente, se puede considerar la influencia del sismo como considerable debido a la duración de estos eventos. Sin embargo, la respuesta de la presa ante estas acciones muestra estabilidad y poco daño, con asentamientos máximos de $048\ cm$ y pocas deformaciones plásticas en la cara.
- Las respuestas de amplificación para el sismo de $20\ km$ es de $1,62$ en sentido horizontal y vertical mientras que para el sismo de $60\ km$ la amplificación es de $1,44$ en sentido horizontal y $1,80$ en sentido vertical. En conclusión se recomienda adoptar para el diseño estructural de los muros parapeto una amplificación de $1,80$ de la aceleración sísmica esperada en roca.
- Con base en el análisis del modelo numérico, los datos reportados por la literatura técnica y al comparar con valores registrados en presas del mismo tipo recientemente construidas (ej. El Cajón, asentamiento a largo plazo $100\ cm$ y Porce III con asentamiento a largo plazo reportado de $75\ cm$), se recomendó para la cortina de la Yesca, adoptar la contraflecha a nivel de la cresta mostrada en la Figura 5-53, la cual representaría un asentamiento total máximo de $100\ cm$.

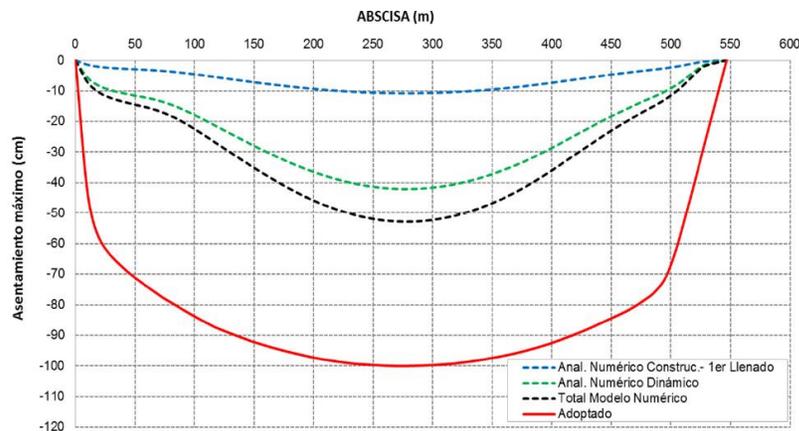


Figura 5-53 Asentamientos de la cresta de la presa

5.3. Planteamiento del Modelo de Viga Cortante

Hace más de sesenta años, Mononobe (1936) propusieron el modelo unidimensional de la viga de cortante como una alternativa para analizar el comportamiento dinámico de un terraplén. En los años cincuenta y sesenta se retomó el concepto de la viga de cortante con los trabajos de Hatanaka (1952) y Ambraseys (1960), quienes mostraron que las deformaciones por flexión en estructuras de este tipo eran ignorables comparadas con las deformaciones de cortante y propusieron un método de análisis pseudoestático, en el que se usaba un coeficiente sísmico calculado a partir del modo fundamental de vibración de la viga de cortante en cañones rectangulares. Seed y Martin (1966) ampliaron estos estudios y propusieron una superposición modal para definir los coeficientes sísmicos.

A continuación se presenta el modelo teórico tridimensional de viga cortante realizado por el Dr. Hugo Leopoldo Bravo Chávez. (Bravo C, 2014) donde se realizaron estimaciones de módulos elásticos partir de observaciones experimentales de asentamientos. El modelo permite, de acuerdo a su planteamiento, realizar las valoraciones de rigidez en términos de velocidades de compresión (V_p) y de cortante (V_s).

5.3.1. Descripción del Modelo de Viga de Cortante

El modelo tridimensional de asentamientos que se planteó, considera a un material elástico lineal, homogéneo y con densidad constante en todo el cuerpo de la estructura. La geometría que se resuelve es la de una cuña como la que se ilustra en *Figura 5-54*. En este modelo es posible resolver las condiciones de frontera en todas las superficies que limitan la estructura, aunque, solamente con tres términos del tensor de esfuerzos. Se considera la presencia de una fuerza interna definida como la inercia que representa el peso del elemento diferencial.

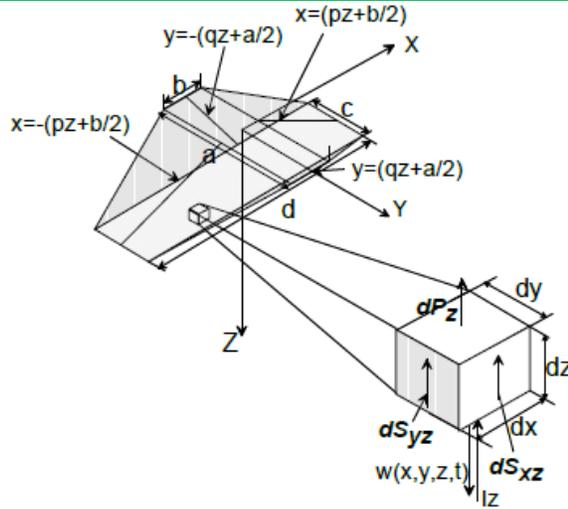


Figura 5-54 Modelo tridimensional para la estimación del movimiento en dirección vertical, la fuerza I_z representa el peso del elemento diferencial, con una función del tiempo, y P_z , S_{yz} y S_{xz} representan los esfuerzos axial y cortantes sobre el elemento diferencial

De acuerdo a la *Figura 5-54*, se tiene entonces las siguientes fuerzas internas en el material:

$$dF_z = E \frac{\delta w}{\delta z} dx dy; F_{xz} = G \frac{\delta w}{\delta x} dy dz; F_{yz} = G \frac{\delta w}{\delta y} dx dz$$

En este caso, se tiene dos módulos elásticos: uno asociado al movimiento axial E y otro módulo elástico asociado al movimiento de cortante (G).

El peso, en este caso estará representado por la inercia: $I_z = \rho dx dy dz \delta^2 w / \delta t^2$, donde ρ representa a densidad.

Para resolver el problema se obtiene suma de fuerzas igual a cero:

$$\frac{\delta F_z}{\delta z} dz + \frac{\delta F_{xz}}{\delta x} dx + \frac{\delta F_{yz}}{\delta y} dy = -I_z$$

Entonces:

$$V_p^2 \frac{\delta^2 w}{\delta z^2} + V_s^2 \left(\frac{\delta^2 w}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 w}{\delta y^2} \right) = -\frac{\delta^2 w}{\delta t^2}$$

Con: $V_p^2 = E/\rho$; $V_s^2 = G/\rho$

E es el módulo de rigidez axial, G es el módulo de rigidez a cortante, y ρ la densidad. En otras palabras, para este modelo, ρ es la acción y E , G , las

reacciones.

Si $w = \Phi_x \Phi_y \Phi_z \Phi_t$, al aplicar sobre la expresión anterior:

$$V_p^2 \frac{\Phi''_z}{\Phi_z} + V_s^2 \left(\frac{\Phi''_x}{\Phi_x} + \frac{\Phi''_y}{\Phi_y} \right) = - \frac{\Phi''_t}{\Phi_t}$$

Condiciones de Frontera

Las soluciones para Y , y t son:

$$\phi_y = C \cos(\omega_y y) + D \sin(\omega_y y)$$

$$\phi_t = E \cos(\omega t) + F \sin(\omega t)$$

De acuerdo a la *Figura 5-54*, para el caso de que las fronteras sean fijas en $y = \pm(qz + a/2)$, entonces $\phi_y = 0$, por lo que la solución se puede expresar como:

$$\Phi_y = A \cos(\omega_y y); \quad \omega_y = \frac{\pi}{2(qz + a/2)}$$

Si se aceptan las siguientes condiciones para la función del tiempo:

$$\Phi''_t = g \text{ en: } t = 0 \text{ y } \Phi_t = 0 \text{ en } t = \infty$$

La solución para la función de t se expresa como:

$$\Phi_t = \frac{g}{\omega^2} e^{-\omega t}$$

Para $t = 0$, la función del tiempo es $\Phi_{t=0} = \frac{g}{\omega^2}$, que ha mostrado ser fundamental en la solución de problemas estáticos. Para $t > 0$, la colución del tiempo es prácticamente nula.

La solución de X (expresada en términos de senos y cosenos), considera que la inclinación de la frontera libre (como se ilustra en la *Figura 5-55*), genera la presencia de deformaciones verticales proporcionales al cuadrado del coseno de la inclinación de dicha frontera (ángulo θ). Ello como consecuencia de que la frontera del elemento diferencial, no coincide con la frontera lateral de la estructura. Este razonamiento indica que si la frontera lateral, tuviese un ángulo de 90 grados los esfuerzos serían nulos dado que la frontera lateral coincide con la cara lateral del elemento diferencial.

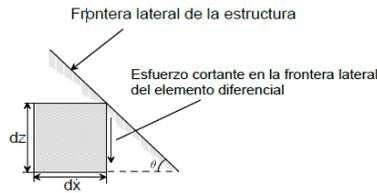


Figura 5-55 Esfuerzo cortante en la cara lateral del elemento diferencial y la inclinación de la frontera lateral de la estructura en el plano $x=pz+b/2$

Al considerar lo anterior, y tomando en cuenta la solución anti simétrica de $\Phi'x = \omega_x(-A\sin\omega_x x + B\cos\omega_x x)$, se deberán cumplir con las siguientes condiciones en las fronteras $x = \pm(pz + b/2)$:

$G\omega_x(-A\sin\omega_x(pz + b/2) + B\cos\omega_x(pz + b/2))$ $= -G\omega_x\cos^2\theta\sin\omega_x(pz + b/2)$	$\Phi x = \cos^2\theta\cos\omega_x x$
$G\omega_x(A\sin\omega_x(pz + b/2) + B\cos\omega_x(pz + b/2))$ $= G\omega_x\cos^2\theta\sin\omega_x(pz + b/2)$	

El parámetro ω_x , no se ha requerido para definir la solución anterior; sin embargo, al aceptar que el esfuerzo es igual a todo lo largo de la frontera $\pm(pz + b/2)$, puesto que la inclinación es constante, la frecuencia natural ω_x deberá al menos ser función de este parámetro:

$$\omega_x = \frac{\alpha\pi}{(pz + b/2)} = \frac{\alpha\pi}{p(z + b_0)}; \quad b_0 = \frac{b}{2p}$$

El valor de α es muy importante en la solución, no sólo de la variable X sino también de la variable Z.

Para ilustrar el efecto del parámetro α en la solución de X, en la *Figura 5-56* se representa la elástica para tres casos diferentes de este parámetro. Se presentan dos vistas de acuerdo al sistema de referencia de la *Figura 5-54*. Note como en los parámetros bajos de α , el continuo se asienta de manera uniforme, mientras que para valores altos de α , el sentamiento tiende a ser más importante en la parte media de la estructura. Los resultados de las valoraciones de rigidez obtenidos en el trabajo del Dr. Hugo Bravo indican claramente que α es mayor mientras más flexible es la estructura.

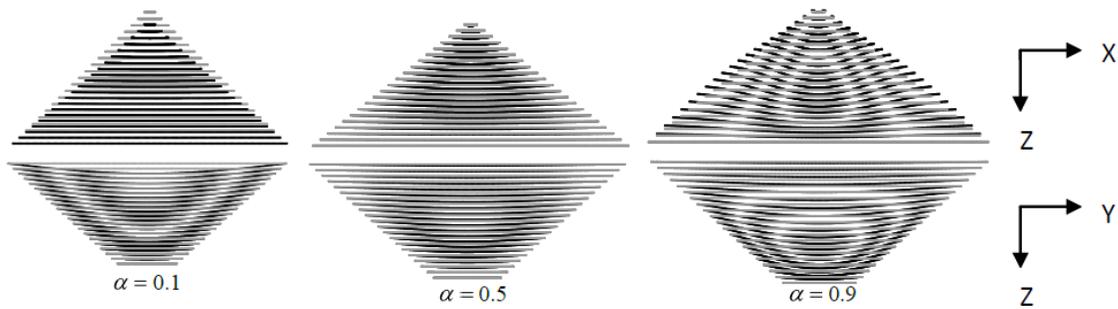


Figura 5-56 Elástica de los asentamientos de la estructura al variar el parámetro α en la solución Φ_x , que físicamente representa la variación del esfuerzo en dirección X.

Finalmente, al usar las soluciones de X, Y, t en $V_p^2 \frac{\Phi''_z}{\Phi_z} + V_s^2 \left(\frac{\Phi''_x}{\Phi_x} + \frac{\Phi''_y}{\Phi_y} \right) = -\frac{\Phi''_t}{\Phi_t}$, se llega a la siguiente ecuación diferencial para la función de Z.

$$\Phi'_z + \left(\frac{\omega^2}{V_p^2} - \frac{C_{ly}^2}{(z+a_0)^2} - \frac{C_{kx}^2}{(z+b_0)^2} \right) \Phi_z = 0$$

Donde: $C_{kx} = \left(\frac{\alpha \pi V_s}{p V_p} \right)$; $C_{ly} = \left(\frac{\pi V_s}{2q V_p} \right)$

La ecuación anterior, se resuelve por series mediante el método de Frobenius. Para tal efecto, se propone la siguiente transformación:

$$\phi_z = \begin{cases} (z+a_0)^\eta (z+b_0)^\gamma \Psi_z & \text{si } a_0 > 0 \text{ y } b_0 > 0 \\ (-z-a_0)^\eta (z+b_0)^\gamma \Psi_z & \text{si } a_0 < 0 \text{ y } b_0 > 0 \\ (z+a_0)^\eta (-z-b_0)^\gamma \Psi_z & \text{si } a_0 > 0 \text{ y } b_0 < 0 \\ (-z-a_0)^\eta (-z-b_0)^\gamma \Psi_z & \text{si } a_0 < 0 \text{ y } b_0 < 0 \end{cases}$$

Para el caso específico de la cuña se tiene que:

$$\Psi''_z + 2 \left(\frac{\gamma}{z+b_0} + \frac{\eta}{z+a_0} \right) \Psi'_z + \left(\beta^2 + \frac{2\gamma\eta}{(z+b_0)(z+a_0)} \right) \Psi_z = 0$$

Donde γ y η pueden tener dos posibles valores:

$$\eta = \frac{1 \pm \sqrt{(1+4C_{ly}^2)}}{2}, \quad \gamma = \frac{1 \pm \sqrt{(1+4C_{kx}^2)}}{2}$$

Finalmente, es posible trasladar la solución a $z = v - \kappa$, para buscar un punto de la convergencia de la solución, con lo que se obtiene la siguiente expresión:

$$\Psi''v + 2\left(\frac{\gamma}{v + b_{0\kappa}} + \frac{\eta}{v + a_{0\kappa}}\right)\psi'v + \left(\beta^2 + \frac{2\gamma\eta}{(v + b_{0\kappa})(v + a_{0\kappa})}\right)\Psi v = 0; a_{0\kappa} = a_0 - \kappa;$$

$$b_{0\kappa} = b_0 - \kappa$$

Con la siguiente solución:

$$\Psi v = A \left(c_0 + \sum_{n=2}^{\infty} c_n v^n \right) + B \sum_{n=1}^{\infty} d_n v^n$$

$$c_n = \frac{(n-1)(e_0(n-2) + h_0)c_{n-1} + \left((n-2)((n-3) + g_0) + i_0\right)c_{n-2} + \beta^2 e_0 c_{n-3} + \beta^2 c_{n-4}}{f_0 n(n-1)};$$

$$c_0 = 1; c_1 = 0; n > 2$$

$$d_n = \frac{(n-1)(e_0(n-2) + h_0)d_{n-1} + \left((n-2)((n-3) + g_0) + i_0\right)d_{n-2} + \beta^2 e_0 d_{n-3} + \beta^2 d_{n-4}}{f_0 n(n-1)};$$

$$d_0 = 1; d_1 = 0; n > 1$$

$$c_n = d_n = 0 \text{ cuando } n < 0$$

$$e_0 = a_{0\kappa} + b_{0\kappa}; f_0 = a_{0\kappa} + b_{0\kappa}; g_0 = 2(\eta + \gamma); h_0 = 2(\eta b_{0\kappa} + \gamma a_{0\kappa}); i_0 = \beta^2 a_{0\kappa} b_{0\kappa} + 2\eta\gamma$$

Datos

En el modelo propuesto por el Dr Hugo Bravo, se obtuvieron los valores de movimientos verticales en la presa La Yesca a partir de las mediciones de inclinómetros. Esta información fue proporcionada por la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil (GEIC), quienes has realizado las mediciones de grandes presas en México.

Es importante conocer la naturaleza de las mediciones disponibles y la lógica que se seguirá en la aplicación del modelo. Esto se describe a continuación.

Cuando en una presa se cierran los desvíos, se calibran las tuberías de los inclinómetros para medir asentamientos en el cuerpo de la presa al valor de cero. Es decir, la deformada inicial de los inclinómetros es la que se tiene al cierre de los desvíos y con ella se fija un valor de asentamientos cero. Esta es la forma en que se trabaja con estos instrumentos. Esto no quiere decir que la estructura no se deformó durante el proceso constructivo. De hecho, existen mediciones en esta etapa que podrían utilizarse bajo la misma lógica que se

seguirá a continuación para obtener módulos elásticos. Con el cierre de los desvíos, inicia el llenado del embalse y todos los asentamientos parten de esta condición. Las mediciones se realizan por años.

Debido a que se partió de una condición de asentamiento cero, la rigidez para las primeras mediciones dará lógicamente valores muy elevados de módulos elásticos. Es decir, para una presa de 150 m de altura, medir asentamientos de 0,5 cm, dará módulos elásticos cercanos al concreto, esto es razonable para una presa de concreto, pero no para una presa de enrocamiento; pero ellos se debe a que los inclinómetros han partido de asentamiento cero.

En algunas de las observaciones experimentales, se detectó que existe un cierto desplazamiento en el apoyo como se ilustra en *Figura 5-57*. Este desplazamiento puede explicarse con la presencia de un apoyo elástico en lugar de un apoyo rígido y puede ser de interés para conocer el módulo de elasticidad del apoyo, sin embargo, en algunos casos más bien parece un error de medición. En cualquier caso se eliminó este desfaseamiento, con la intención de observar de mejor manera los cálculos de la variación del asentamiento del modelo, el cual considera un apoyo rígido.

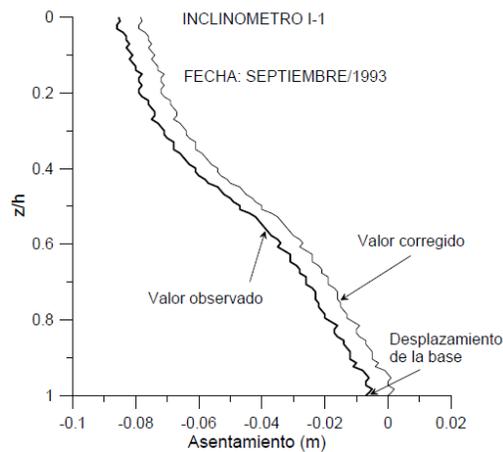


Figura 5-57 Mediciones de asentamiento en el Inclinómetro I1 de la presa Aguamilpa y corrección de la medición mediante la consideración de desplazamiento cero en la base de la medición

Para tomar en consideración la asimetría del cañón de una presa, hecho que es común, se modificó la solución de la función de Y de la siguiente forma:

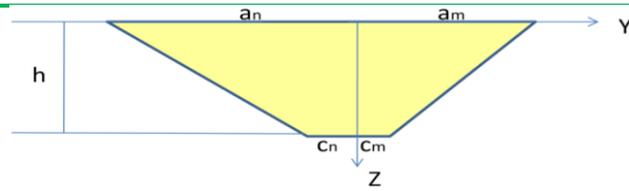


Figura 5-58 Trapecio asimétrico para modelar la geometría del cañón

$$\Phi_y = A_k \sin(\omega_y(y - (q_n z + a_n))); \quad \omega_y = \frac{(2l - 1)\pi}{2(qz + a)}$$

$$q = q_m - q_n = \frac{(c_m - a_m) - (c_n - a_n)}{h};$$

$$a = a_m - a_n; \quad l = 1, 2, 3, \dots$$

La solución anterior cumple con fronteras fijas en los planos asimétricos del cañón.

Caso de estudio: P. H. La Yesca

La presa La Yesca tiene en su estructura más de seis inclinómetros instalados en diferentes partes de la estructura, sin embargo solamente se dispone de la información completa de la medición de cuatro instrumentos IC2, IC4, IC6 y IC9. Las zonas de los materiales que constituyen el cuerpo de la estructura se ilustran en la *Figura 5-3*, así como su geometría.

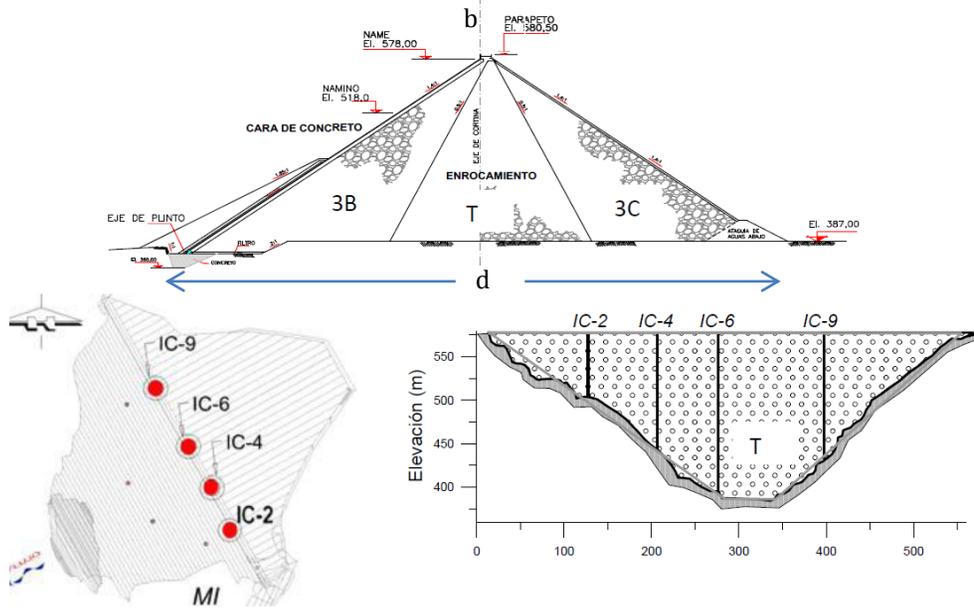


Figura 5-59 Ubicación de la tubería de inclinómetros instalados en la presa La Yesca. Se muestra la zonificación de los materiales con relación a los instrumentos.

Presas	b	d	a_n	a_m	c_n	c_m	H
La Yesca	10	562	-285	252	-23	40	194

Para cada medición se ajustó el valor de la rigidez, representada por V_p , al hacer próximos los asentamientos calculados con los experimentales. Como se trata de una gran cantidad de mediciones, a continuación se presentan los resultados de la estimación del valor de la rigidez en el tiempo.

La Figura 5-60 presenta los valores de V_p y V_s para todos los inclinómetros instalados en el cuerpo de la estructura. Los resultados de las estimaciones son muy consistentes. Es posible diferenciar con mucha claridad las tres zonificaciones de la estructura en los módulos determinados. También es posible identificar una mayor flexibilidad de la estructura en la margen izquierda con respecto a la margen derecha.

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL P.H. LA YESCA, MÉXICO

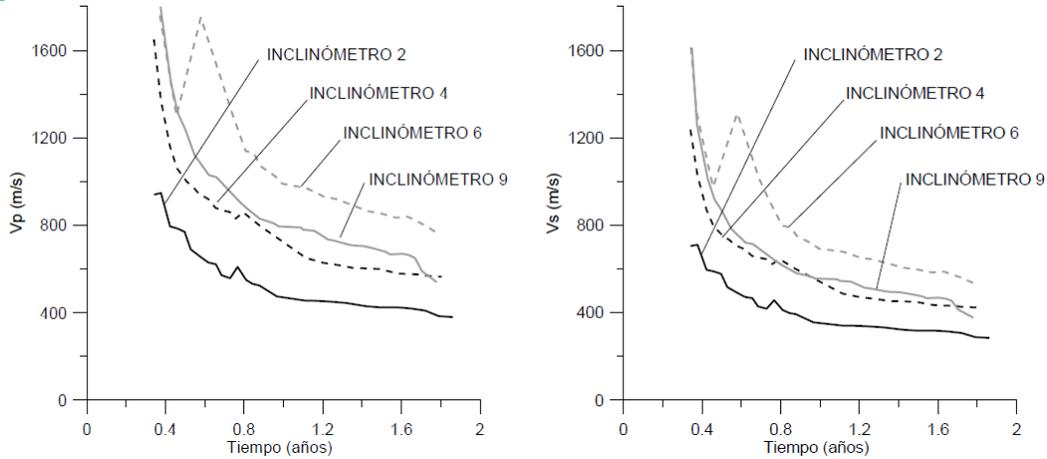
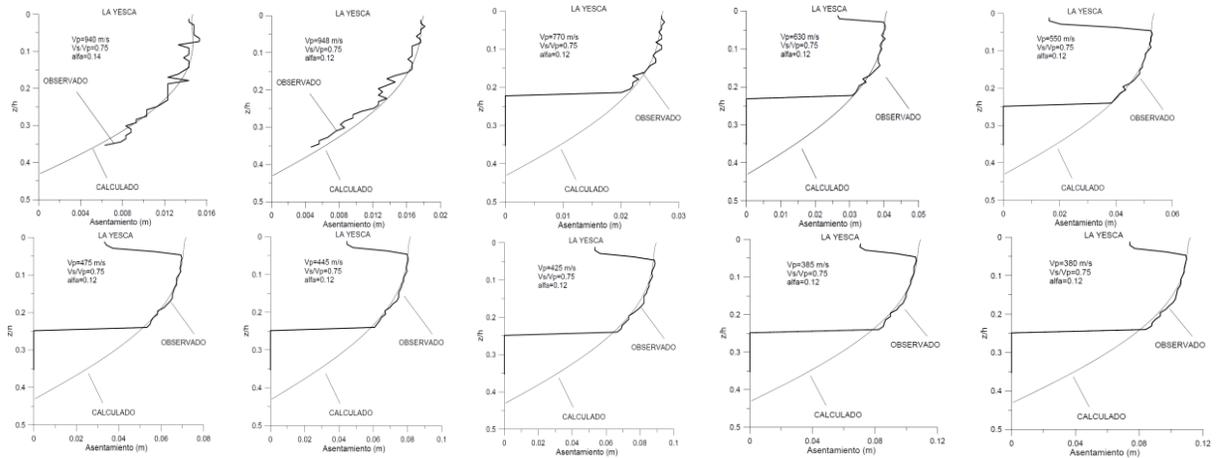


Figura 5-60 Valores de V_p y V_s , para los inclinómetros instalados en la presa La Yesca

La zona más flexible se encuentra en la margen izquierda. Se puede observar que la mayor rigidez se observa para el material que se ubica en el centro de la estructura (inclinómetro 6). Las rigideces que se calculan para esta parte media de la estructura son del doble de las que se calculan para el inclinómetro 2 ubicado en la margen izquierda.

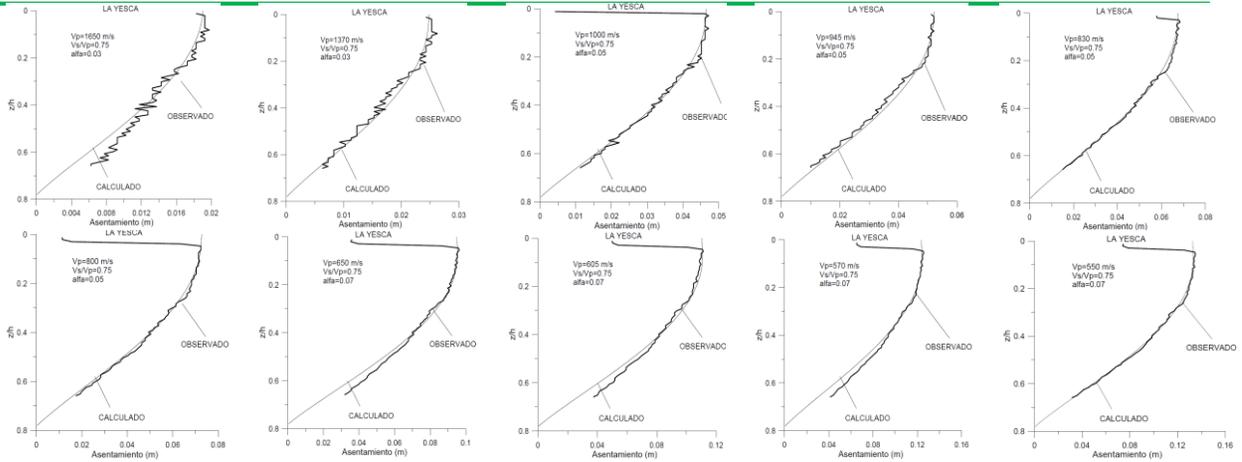
Cálculo de Asentamiento

Inclinómetro 2

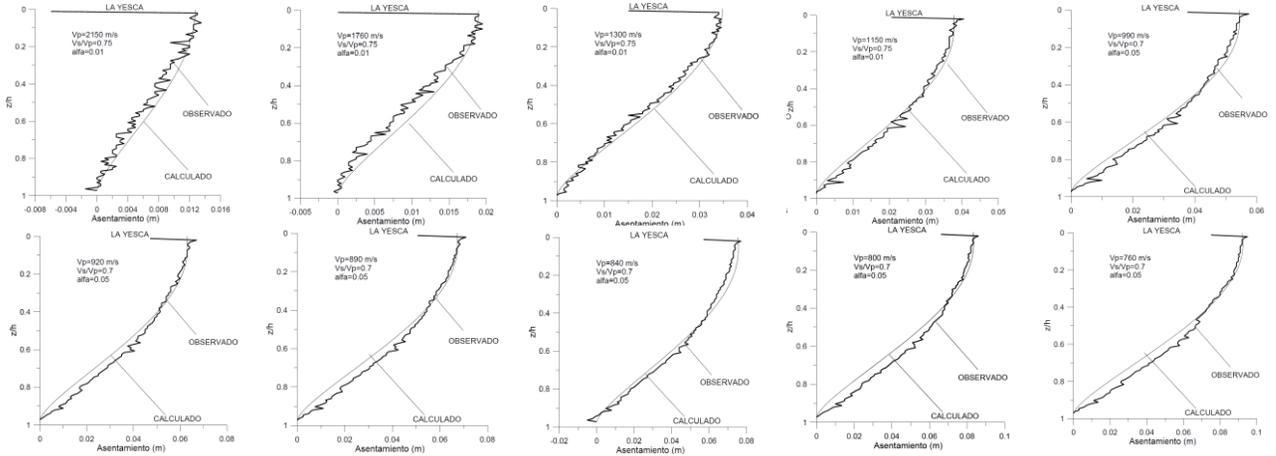


Inclinómetro 4

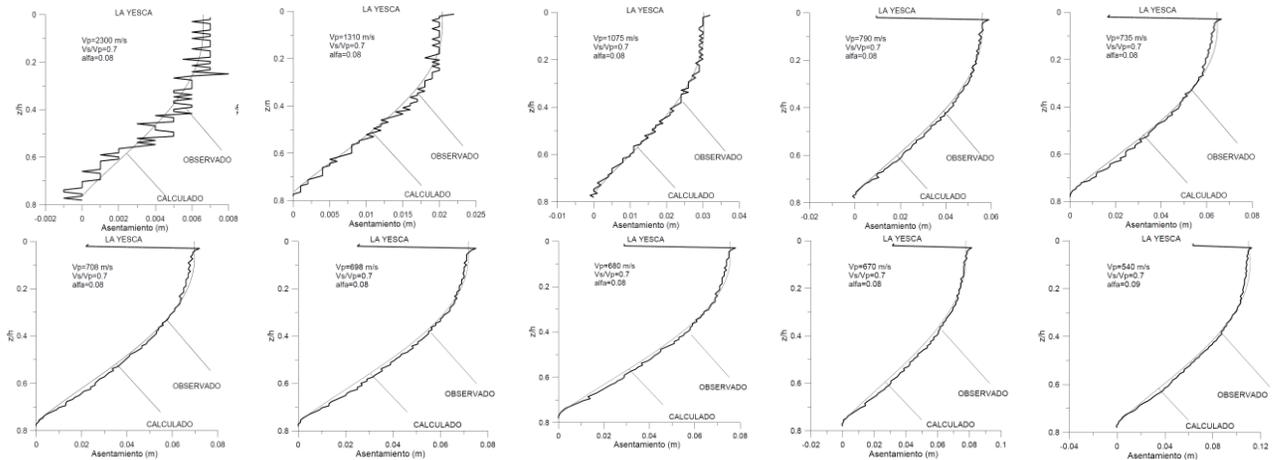
ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL P.H. LA YESCA, MÉXICO



Inclínómetro 6



Inclínómetro 9



5.4. Cara de Concreto

Como se mencionó en los criterios de diseño de la cara de concreto, las losas de la cara de concreto quedan vinculadas al comportamiento de la presa. En el P. H. La Yesca se conforman por 43 losas de concreto reforzado de 13 *m* de ancho, con excepción de las losas 6 a 8, las cuales están subdivididas en losas de 6.5 *m*. La cara de concreto tiene un espesor variable y está apoyada sobre el bordillo de la presa. En la cara de concreto el grado de impermeabilidad no es total, por lo cual para asegurar las características adecuadas de permeabilidad de la cara de concreto, además del espesor, de las juntas de tensión y de compresión con sellos especiales, y de los cuidados durante el colado y el fraguado del concreto, se coloca acero de refuerzo para que ayude a minimizar y distribuir las eventuales grietas (Figura 5-61).

El espesor de la losa del P.H. La Yesca varía de 0,304 *m* hasta el máximo de 0,908 *m*, según las siguientes fórmulas:

$e = 0.30 + 0.002H$ Para H menor o igual a 100 *m* de altura y
 $e = 0.50 + 0.004(H - 100)$ para H mayor a 100 *m* de altura; donde e es el espesor de la losa en (*m*); H la carga hidráulica en (*m*).

El acero de refuerzo mínimo para el armado de las losas, siguió los siguientes criterios:

- ✓ En las losas típicas colocar una cuantía de refuerzo de 0,3% en el sentido horizontal y 0,4% en el sentido vertical.
- ✓ En las losas de arranque y en las fronteras con la junta perimetral y el muro parapeto, colocar una cuantía de refuerzo de 0,4% en ambas direcciones en alturas inferiores a 150,00 *m* de lámina de agua.
- ✓ En las losas de arranque y en las fronteras con la junta perimetral con una altura mayor o igual a 150,00 *m* de agua, colocar una cuantía de refuerzo de 0,5% en ambas direcciones.

Se consideraron las acciones de flexión y corte sobre la cara debidas a los desplazamientos de las losas durante la construcción, los cuales fueron estimados mediante el modelo tridimensional que se realizó para la presa teniendo en cuenta la secuencia constructiva.

Para confirmar que las cuantías básicas eran adecuadas para resistir los

esfuerzos actuantes en la losa, se verificó con el modelo numérico mediante el software de elementos finitos en donde se corroboraron los desplazamientos y esfuerzos en la cara de concreto.

En la presa P.H. La Yesca se siguió la distribución de cuantías de refuerzo resumidas en la Figura 5-62:

- Se consideraron 9 franjas o tipos de armados en el sentido vertical, zonificando la cara de concreto para diferentes cargas hidráulicas;
- Para estas franjas se definieron los porcentajes de armados, de acuerdo con los criterios básicos mencionados, separándose los armados de la cara en general y los armados de los arranques y fronteras;

La franja con refuerzo adicional en los arranques y fronteras con la junta perimetral es de 12,00 m, exceptuando la zona adyacente al muro parapeto y el arranque de las losas 18 a 24 que es de 15,00 m, cumpliendo con la recomendación de ICOLD y con lo adoptado en otros proyectos existentes.

En todas las losas, en los extremos laterales, en el extremo inferior contra la junta perimetral y en el extremo superior contra la junta del parapeto, se colocó un refuerzo adicional anti-spalling en forma de "U" cerrada, siguiendo las recomendaciones de ICOLD.

La construcción de la cara de concreto está dividida en tres etapas, estando la primera etapa comprendida de la elevación 377,71 a 468,00 en donde se compondrá de 17 losas de arranque y 16 losas deslizadas, cada una con una longitud variable, siendo la máxima de 152 m; la segunda etapa de la elevación 468,00 a 562,00 está conformada de 19 losas de arranque, 35 losas deslizadas y 7 losas de arranque de 6,50 m de ancho con una longitud máxima de 161,72 m; la última etapa va de la elevación 562,00 a 576,00 y está compuesta de 2 losas de arranque y 41 losas deslizadas con una longitud máxima de 24 m.

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL
P.H. LA YESCA, MÉXICO



Figura 5-61 Losas de Cara de Concreto (cimbra deslizante)

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL P.H. LA YESCA, MÉXICO

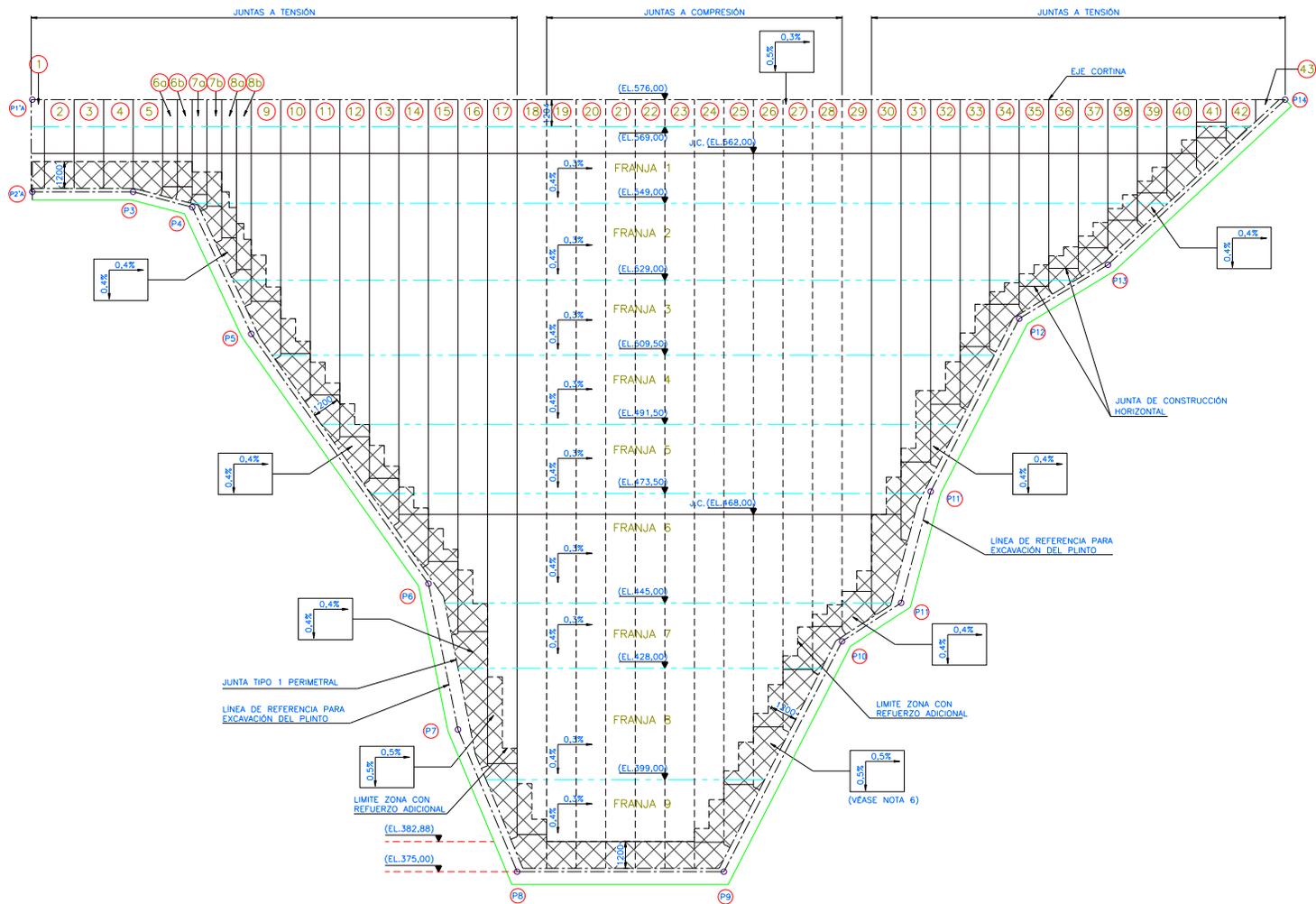


Figura 5-62 Refuerzo Cara de Concreto. Vista Normal

5.4.1. Verificación del Refuerzo a Flexión de las Losas de la Cara de Concreto

En el presente ítem se comparan los resultados del modelo matemático tridimensional de elementos finitos de la presa La Yesca, realizado mediante el software de elementos finitos ABAQUS, con las cuantías de acero de refuerzo calculadas para resistir los esfuerzos actuantes en la cara de concreto.

De los resultados obtenidos con el modelo tridimensional, se tomaron los datos de los esfuerzos. Con base en los resultados de los esfuerzos actuantes sobre la cara de concreto se calcularon los momentos flectores máximos esperados a lo largo de la cara de concreto en las direcciones longitudinal y transversal.

Para el análisis de la cara de concreto se tuvieron en cuenta todas las losas en sentido longitudinal y 5 cortes a diferentes alturas en sentido transversal como se indica más adelante.

En este ítem, se presentan (tomados de los resultados del modelo), los valores obtenidos de esfuerzos en las fibras superior e inferior de las losas atrás indicadas, tanto en la dirección del talud de la cara de concreto (S22), como en la dirección del eje de la presa (S11), los cuales actúan directamente en el plano principal de esfuerzos. Los esfuerzos están medidos en *kPa* y corresponden a puntos medidos a una distancia (*m*) desde el K.0+000.00 localizado en la cresta de la presa en estado NAME.

Los esfuerzos que se indican con signo (-) son esfuerzos a compresión y los esfuerzos que se indican con el signo (+) son esfuerzos a tensión.

Con base en los datos de esfuerzos obtenidos para las losas objeto del análisis, se elaboraron las gráficas, las cuales muestran los esfuerzos actuantes en las fibras superiores e inferiores. Con base en las mismas se procedió a establecer la diferencia máxima entre ellos, o delta (como la diferencia absoluta) más grande para cada losa, calculado de la siguiente forma:

$$\text{Delta} = \text{abs}(\sigma_{\text{sup}}) - \text{abs}(\sigma_{\text{inf}}).$$

Una vez calculada la diferencia máxima de esfuerzos o delta, se procede a calcular el momento flector asociado, lo que se hace mediante la ecuación.

$$M_a = S/2 * (\sigma_{\text{sup}} - \sigma_{\text{inf}})$$

$$M_a = S/2 * (\sigma_{sup} - \sigma_{inf}) \quad (5-3)$$

donde: S Módulo de sección elástica, la cual corresponde a una sección rectangular, para la cual $S = (B * H^2) / 6$.
 σ_{sup} esfuerzos actuantes en las fibra superiores
 σ_{inf} esfuerzos actuantes en las fibra superiores

Para calcular el momento último se considera el factor de mayoración .

$$M_u = \beta * M_a \quad (5-4)$$

donde: M_a Momento aplicado
 β factor de mayoración
 M_u Momento último

El momento resistente calculado con la cuantía convencional de 0,0040, en la dirección del talud (S22), y 0,003 en la dirección del eje (S11) de la cara de concreto debe ser mayor al momento último.

$$M_{Resistente} = \phi * \rho * f_y * b * d^2 * \left(1 - 0,59 \frac{\rho * f_y}{f'_c} \right) \quad (5-5)$$

donde: ϕ factor de reducción 0,9
 ρ Cuantía de colocada
 f_y Resistencia a tensión del acero
 f'_c Resistencia a compresión del concreto
 b base del elemento
 d altura efectiva del elemento

Se debe cumplir que:

$$M_{ultimo} \ll M_{resistente}$$

En la *Tabla 5-9* (dirección vertical, S22) y la *Tabla 5-10* (dirección horizontal, S11) se presenta el resumen de los resultados obtenidos del análisis descrito anteriormente y se puede concluir, que ningún momento mayorado aplicado supera al momento resistente de las losas por lo que el refuerzo, es suficiente para resistir los esfuerzos esperados durante la construcción y la operación de la cara de concreto.

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL
P.H. LA YESCA, MÉXICO

Tabla 5-9 Dirección hacia el talud de la presa

DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO													
PROYECTO	PROYECTO HIDROELECTRICO LA YESCA												
CONJUNTO	CARA DE CONCRETO												
TITULO	VERIFICACION DE REFUERZO A FLEXION												
Materiales												Mu	1.2 x M aplicado
Concreto	f _c	24.520	MPa									↓	0.9
Acero	f _y	411.900	MPa										
Ancho del elemento (b)		1.000	m										
ELEMENTO	H (m)	KO (m)	PROPIEDADES					ESFUERZOS DE FLEXIÓN		ρ *	SOLICITACIONES		
			b	e	d	A	S	Fibras sup.	Fibras inf.		M actuante	M resistente	
			m	m	m	m ²	m ³	kN/m ²	kN/m ²		kN-m	kN-m	
LOSA 1	21.600	37.162	1.000	0.343	0.268	0.343	0.0196	compresión (-) -463.3	compresión (-) -244.4	0.0025	2.58	65.01	
LOSA 2	22.400	38.538	1.000	0.345	0.270	0.345	0.0198	compresión (-) -676.3	compresión (-) -181.6	0.0025	5.88	65.79	
LOSA 3	22.400	38.538	1.000	0.345	0.270	0.345	0.0198	compresión (-) -905.2	compresión (-) -154.4	0.0025	8.93	65.79	
LOSA 4	27.000	46.453	1.000	0.354	0.279	0.354	0.0209	compresión (-) -39.3	compresión (-) -1219.3	0.0026	14.79	73.09	
LOSA 5	20.600	35.442	1.000	0.341	0.266	0.341	0.0194	compresión (-) -873.0	compresión (-) -118.3	0.0026	8.79	66.54	
LOSA 6a	29.000	49.893	1.000	0.358	0.283	0.358	0.0214	compresión (-) -352.8	tensión (+) 124.6	0.0026	6.12	75.20	
LOSA 6b	29.900	51.442	1.000	0.360	0.285	0.360	0.0216	compresión (-) -630.6	tensión (+) 386.2	0.0026	13.16	76.16	
LOSA 7a	22.000	37.850	1.000	0.344	0.269	0.344	0.0197	compresión (-) -888.2	compresión (-) -190.9	0.0026	8.25	67.95	
LOSA 7b	22.600	38.883	1.000	0.345	0.270	0.345	0.0199	compresión (-) -691.9	compresión (-) -338.0	0.0026	4.22	68.56	
LOSA 8a	45.800	78.797	1.000	0.392	0.317	0.392	0.0256	tensión (+) 317.9	tensión (+) 511.6	0.0026	2.97	94.12	
LOSA 8b	45.200	77.765	1.000	0.390	0.315	0.390	0.0254	tensión (+) 216.3	tensión (+) 358.6	0.0026	2.17	93.41	
LOSA 9	62.300	107.185	1.000	0.425	0.350	0.425	0.0300	compresión (-) -892.4	compresión (-) -470.5	0.0024	7.61	106.15	
LOSA 10	61.400	105.637	1.000	0.423	0.348	0.423	0.0298	tensión (+) 193.7	tensión (+) 505.6	0.0024	5.58	105.06	
LOSA 11	92.000	158.283	1.000	0.484	0.409	0.484	0.0390	compresión (-) -363.3	compresión (-) -735.2	0.0023	8.71	139.38	
LOSA 12	68.900	118.540	1.000	0.438	0.363	0.438	0.0319	compresión (-) -174.4	tensión (+) 348.3	0.0023	10.02	109.67	
LOSA 13	107.300	184.606	1.000	0.529	0.454	0.529	0.0467	compresión (-) -5010.3	compresión (-) -1247.0	0.0025	105.39	186.45	
LOSA 14	107.300	184.606	1.000	0.529	0.454	0.529	0.0467	compresión (-) -3720.3	compresión (-) -2598.3	0.0025	31.42	186.45	
LOSA 15	129.500	222.800	1.000	0.618	0.543	0.618	0.0637	compresión (-) -1560.8	compresión (-) -2131.3	0.0025	21.79	266.49	
LOSA 16	171.100	294.372	1.000	0.784	0.709	0.784	0.1025	compresión (-) -4417.1	compresión (-) -2770.2	0.0025	101.33	454.84	
LOSA 17	192.900	331.878	1.000	0.872	0.797	0.872	0.1266	compresión (-) -4269.5	compresión (-) -5655.1	0.0024	105.27	551.15	
LOSA 18	201.600	346.846	1.000	0.906	0.831	0.906	0.1369	compresión (-) -7054.4	compresión (-) -11740.6	0.003	385.00	745.88	
LOSA 19	195.879	337.003	1.000	0.884	0.809	0.884	0.1301	compresión (-) -10915.5	compresión (-) -8956.0	0.0024	152.96	567.76	
LOSA 19	202.085	347.680	1.000	0.908	0.833	0.908	0.1375	compresión (-) -6790.0	compresión (-) -10235.2	0.003	284.26	749.36	
LOSA 20	195.879	337.003	1.000	0.884	0.809	0.884	0.1301	compresión (-) -10300.0	compresión (-) -8920.8	0.0024	107.66	567.76	
LOSA 20	202.085	347.680	1.000	0.908	0.833	0.908	0.1375	compresión (-) -6848.5	compresión (-) -12689.7	0.003	481.95	749.36	
LOSA 21	195.878	337.001	1.000	0.884	0.809	0.884	0.1301	compresión (-) -10900.0	compresión (-) -8796.8	0.0024	164.18	567.76	
LOSA 21	202.085	347.680	1.000	0.908	0.833	0.908	0.1375	compresión (-) -6246.8	compresión (-) -11568.6	0.003	439.09	749.36	
LOSA 22	195.878	337.001	1.000	0.884	0.809	0.884	0.1301	compresión (-) -10100.0	compresión (-) -8528.0	0.0024	122.71	567.76	
LOSA 22	202.080	347.672	1.000	0.908	0.833	0.908	0.1375	compresión (-) -5784.5	compresión (-) -11481.5	0.003	470.02	749.33	

*La cuantía indicada hace referencia al acero de refuerzo instalado a la distancia "d", considerado para flexión.

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL
P.H. LA YESCA, MÉXICO

DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO												
PROYECTO	PROYECTO HIDROELÉCTRICO LA YESCA											
CONJUNTO	CARA DE CONCRETO											
TÍTULO	VERIFICACION DE REFUERZO A FLEXION											
Materiales				Mu 1.2 x M aplicado								
Concreto	f'c	24.520	MPa									
Acero	fy	411.900	MPa									
Ancho del elemento (b)		1.000	m									
ELEMENTO	H(m)	KO (m)	PROPIEDADES					ESFUERZOS DE FLEXIÓN		SOLICITACIONES		
			b	e	d	A	S	Fibras sup.	Fibras inf.	ρ *	M actuante	M resistente
			m	m	m	m ²	m ³	kN/m ²	kN/m ²		kN-m	kN-m
LOSA 23	195.898	337.036	1.000	0.884	0.809	0.884	0.1301	compresión (-)	compresión (-)	0.0024	196.56	567.87
								-10700.0	-8182.3			
LOSA 23	202.099	347.704	1.000	0.908	0.833	0.908	0.1375	compresión (-)	compresión (-)	0.003	457.31	749.46
								-5784.3	-11326.2			
LOSA 24	195.879	337.003	1.000	0.884	0.809	0.884	0.1301	compresión (-)	compresión (-)	0.003	58.71	705.38
								-7720.0	-6968.0			
LOSA 25	194.700	334.975	1.000	0.879	0.804	0.879	0.1287	compresión (-)	compresión (-)	0.0024	184.87	561.16
								-3760.8	-6154.6			
LOSA 26	142.700	245.510	1.000	0.671	0.596	0.671	0.0750	compresión (-)	compresión (-)	0.0025	38.80	320.83
								-3247.4	-2385.0			
LOSA 27	132.100	227.273	1.000	0.628	0.553	0.628	0.0658	compresión (-)	compresión (-)	0.0025	52.03	276.79
								-4431.1	-3113.4			
LOSA 28	124.000	213.338	1.000	0.596	0.521	0.596	0.0592	compresión (-)	compresión (-)	0.0025	45.60	245.33
								-5413.0	-4129.3			
LOSA 29	121.200	208.520	1.000	0.585	0.510	0.585	0.0570	compresión (-)	compresión (-)	0.0023	66.50	216.54
								-6940.1	-4995.6			
LOSA 30	129.700	223.144	1.000	0.619	0.544	0.619	0.0638	compresión (-)	compresión (-)	0.0023	86.92	246.39
								-3357.4	-1087.4			
LOSA 31	76.400	131.444	1.000	0.453	0.378	0.453	0.0342	compresión (-)	compresión (-)	0.0024	17.78	123.97
								-2161.1	-1294.1			
LOSA 32	61.400	105.637	1.000	0.423	0.348	0.423	0.0298	compresión (-)	compresión (-)	0.0024	12.02	105.06
								-1486.3	-813.9			
LOSA 33	63.100	108.561	1.000	0.426	0.351	0.426	0.0303	compresión (-)	compresión (-)	0.0024	7.40	107.13
								-1492.4	-1899.8			
LOSA 34	61.400	105.637	1.000	0.423	0.348	0.423	0.0298	tensión (+)	compresión (-)	0.0024	25.80	105.06
								886.9	-556.1			
LOSA 35	46.000	79.141	1.000	0.392	0.317	0.392	0.0256	compresión (-)	compresión (-)	0.0026	8.44	94.36
								-1616.2	-1067.2			
LOSA 36	37.400	64.345	1.000	0.375	0.300	0.375	0.0234	compresión (-)	compresión (-)	0.0026	7.59	84.40
								-1818.2	-1277.9			
LOSA 37	44.900	77.249	1.000	0.390	0.315	0.390	0.0253	compresión (-)	compresión (-)	0.0026	8.07	93.05
								-553.5	-1084.3			
LOSA 38	38.900	66.926	1.000	0.378	0.303	0.378	0.0238	compresión (-)	compresión (-)	0.0026	8.57	86.10
								-856.2	-256.1			
LOSA 39	29.300	50.410	1.000	0.359	0.284	0.359	0.0214	compresión (-)	compresión (-)	0.0025	5.22	72.69
								-677.6	-271.7			
LOSA 40	20.900	35.958	1.000	0.342	0.267	0.342	0.0195	compresión (-)	tensión (+)	0.0025	7.30	64.34
								-452.9	172.0			
LOSA 41	18.100	31.140	1.000	0.336	0.261	0.336	0.0188	compresión (-)	compresión (-)	0.0025	1.56	61.66
								-161.4	-23.5			
LOSA 42	11.200	19.269	1.000	0.322	0.247	0.322	0.0173	compresión (-)	tensión (+)	0.0025	3.28	55.32
								-190.3	124.8			
LOSA 43	6.300	10.839	1.000	0.313	0.238	0.313	0.0163	compresión (-)	tensión (+)	0.0025	1.14	51.02
								-67.2	49.3			

Tabla 5-10 Dirección del eje de la presa

DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO												
PROYECTO	PROYECTO HIDROELÉCTRICO LA YESCA											
CONJUNTO	CARA DE CONCRETO											
TÍTULO	VERIFICACION DE REFUERZO A FLEXION											
Materiales								Mu 1.2 x M aplicado				
Concreto	f _c	24.520	MPa									
Acero	f _y	411.900	MPa									
Ancho del elemento (b)		1.000	m									
Distancia X (m)	H(m)	KO (m)	PROPIEDADES					ESFUERZOS DE FLEXIÓN		SOLICITACIONES		
			b (m)	e (m)	d (m)	A (m ²)	S (m ³)	Fibras sup. (kN/m ²)	Fibras inf. (kN/m ²)	ρ *	M aplicado (kN-m)	M resistente (kN-m)
211.969	7.812	10.000	1.000	0.316	0.241	0.316	0.0166	compresión (-) -945.0	compresión (-) -1130.1	0.002	1.84	42.08
338.087	60.124	100.000	1.000	0.420	0.345	0.420	0.0294	tensión (+) 1730.3	tensión (+) 2830.7	0.002	19.43	86.62
27.238	118.248	200.000	1.000	0.573	0.498	0.573	0.0547	compresión (-) -82.7	tensión (+) 765.6	0.0017	27.85	153.65
118.2	164.747	280.000	1.000	0.759	0.684	0.759	0.0960	compresión (-) -5402.2	compresión (-) -2920.7	0.0017	142.95	289.87

A continuación en la se puede observar el desplazamiento máximo de la cara de concreto en dirección hacia aguas abajo, a la altura de la cresta para el embalse en estado NAME.

Desplazamientos hacia aguas abajo de la cresta

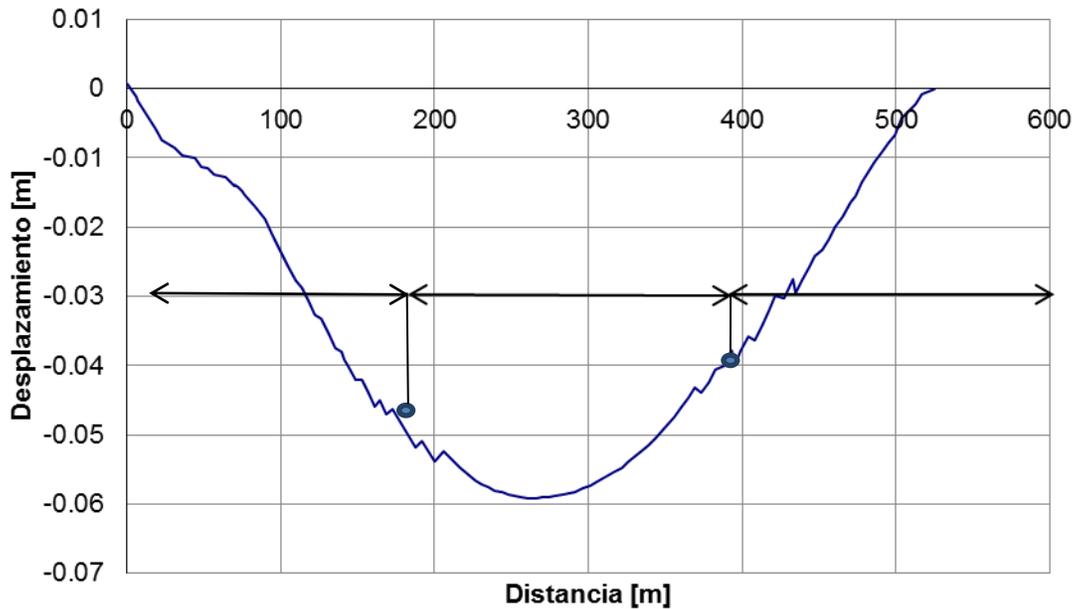


Figura 5-63 Desplazamientos hacia aguas abajo de la cresta

En la Figura 5-63 se localizan las zonas de losas a compresión y a tensión limitadas por los puntos de inflexión A y B.

5.4.2. Lineamientos generales sobre el diseño de juntas perimetrales y verticales

La junta perimetral es la que requiere de mayor atención, puesto que solamente se abre durante el llenado del embalse debido al asentamiento del terraplén sino que también se desliza en otras dos direcciones: normal al plano de la losa (transversal) ocasionado por el asentamiento del enrocamiento y paralelo al eje de la junta (tangencial) causado por los movimientos cortantes de la cara de concreto (Hacelas, 1998).

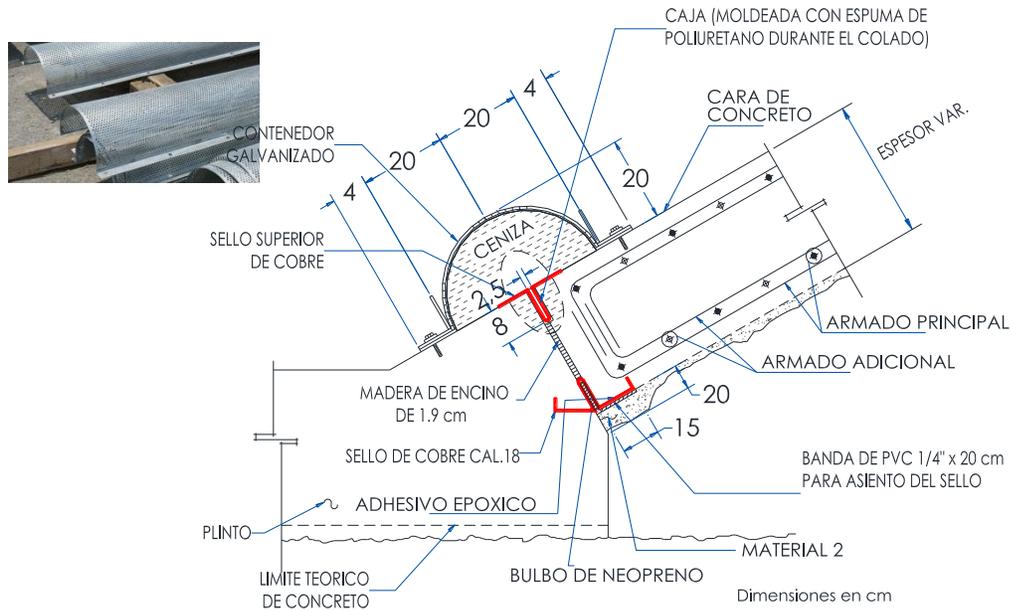


Figura 5-64 Junta perimetral losa - plinto

La Figura 5-64 ilustra los elementos que se colocaron en el P.H. La Yesca y que son adecuados para formar la junta perimetral, los cuales son: a) material "2" (para disminuir los movimientos relativos losa – plinto); b) ceniza volante poco cohesiva sobre junta, con tamaño de partícula máximo limitado a 0,5 mm (malla No. 30), la cual debe llenar la abertura de la junta ante el llenado del embalse y debe ser retenida por el material de filtro que se encuentra abajo de la junta perimetral; c) cubierta de un contenedor de acero galvanizado forrado en su interior con un geotextil, y d) una lámina de hule o madera en la interfaz entre el plinto y la losa de concreto y otra para el asiento del sello.

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECDC APLICADO EN EL P.H. LA YESCA, MÉXICO

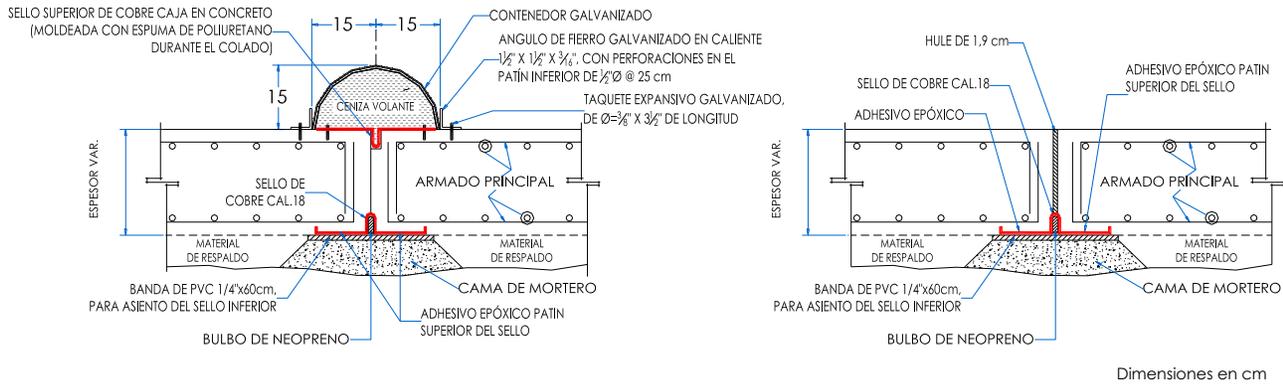


Figura 5-65 Junta Tipo Tensión (izq) y Junta Tipo Compresión (der)

La Figura 5-65 es el detalle de las juntas verticales. En la parte izquierda encontramos la junta para tensión y en la parte derecha, la junta para compresión, en el caso de la junta de tensión, al igual que la junta anterior, se colocó el uso de ceniza volante, este material debe es encapsulado entre un domo de acero galvanizado y el concreto. Este tipo de juntas debe de soportar esfuerzos de compresión del orden de 123 t/m^2 . En cuanto a los desplazamientos deben de absorber del orden de $8,0 \text{ cm}$ de separación y $7,0 \text{ cm}$ de dislocación.

5.5. Zonificación de Materiales

El diseño y desarrollo de las presas de ECDC ha sido basado primordialmente en la construcción de otras presas y en empirismo, sin embargo, al crear presas más altas y extrapolar el comportamiento de algunas con menor altura puede ser inadecuado en algunos casos y por lo tanto se requiere evaluar analíticamente con mayor detalle los mecanismo que rigen el comportamiento. El resultado del análisis numérico se presentó en la sección 5.2, a continuación en la sección se presentará los detalles de la zonificación que conforman el cuerpo de la cortina.

Los criterios generales que se tuvieron en cuenta fueron la sección de la presa, los taludes de los rellenos los cuales deberán ser estables bajo las condiciones de cargas previstas (Figura 5-3), así como tener una sección simple para construir aprovechando los materiales cercanos al sitio de las obras.

Como se puede observar en la Figura 5-3 en el P. H. La Yesca se tiene contempladas las siguientes zonas para el cuerpo de la presa:

5.5.1. Zona 1

Esta zona se ubicará sobre el sector inferior de la losa de concreto con el fin de disponer de un material limoso que pueda actuar como un sellante de grietas en el sector de la losa que está sometido a las mayores presiones hidrostáticas del embalse.

Estará constituida por limo arenoso con al menos 45% de finos no plásticos, tendido en capas de 40 *cm* de espesor (Zona 1B), que puede obtenerse de los bancos de limos de las terrazas aluviales o de los residuos de trituración de las rocas aptas para concretos o filtros o de cualquier material fino que se produzca durante las labores de construcción.

5.5.2. Zonas 3G y 3H

Estas dos zonas se ubicarán en la mitad inferior del talud de aguas arriba de la cortina, con el fin de proteger a la Zona 1B. El material de la Zona 3G constituye la mayor parte del depósito y estará formado por material no seleccionado o rezaga libre de arcilla con un tamaño máximo de 80 *cm*, proveniente de las excavaciones o bancos aluviales, material colocado en capas de 80 *cm* de espesor y bandeado con al menos 4 pasadas del Tractor. El material de la Zona 3H sirve de protección a la Zona 1B y se coloca encima de ésta, con un espesor horizontal de 4,0 *m*. Esta zona estará formada también por material no seleccionado o rezaga libre de arcilla con un tamaño máximo de 40 *cm*, y colocado en capas de 40 *cm* de espesor y bandeado con al menos 4 pasadas de tractor D8 o similar.

5.5.3. Zonas 2 y 2F

La Zona 2 servirá de soporte directo a la losa de concreto y tiene como función principal limitar las filtraciones en el caso de falla de los sellos de la losa y contribuir al sellado de las juntas o fisuras de la losa por retención de la arena limosa fina, limo o ceniza volante que arrastraría el agua a través de ellas.

Esta zona tiene un ancho de 6,0 *m* en sentido horizontal y estaría constituida por un aluvión procesado de relativa baja permeabilidad, con un tamaño máximo de 5,10 *cm* (2") para evitar su segregación. Este material comúnmente contiene entre un 40% y 60% de material que pasa tamiz No. 4 y hasta un máximo de 10% de pasa tamiz No. 200. Con esta granulometría se obtiene una permeabilidad entre 10^{-2} y 10^{-3} *cm/s* (Figura 5-66), el material se compacta con Rodillo Liso Vibratorio de 12 *t* de peso estático, en capas de 40 *cm*. Para su función de sellado, esta zona incluye la colocación de un filtro fino (Zona 2F)

de material procesado colocado bajo la junta perimetral, con un tamaño máximo de 3,8 *cm* (1 ½"), compactado con rodillo liso vibratorio de 12 *t* de peso estático, en capas de 40 *cm* (Figura 5-66).

La Zona 2 de los diseños de la cortina de La Yesca, corresponde a la Zona 2B en la nomenclatura utilizada por ICOLD y en otras presas. Experiencias recientes en presas de cara de concreto, en las cuales se han presentado agrietamientos y consecuentes filtraciones como en Xingó (Brasil) y Tianshengqiao (China) han mostrado la importancia de esta zona para limitar las filtraciones en caso de que se presenten agrietamientos en la cara de concreto. La tendencia en presas recientes ha sido la de utilizar una gradación con mayor contenido de finos para esta zona, con el fin de reducir problemas de segregación y obtener una permeabilidad baja para que esta zona actúe como una barrera adicional para controlar posibles filtraciones (Marulanda & Pinto, 2000). Una de las modificaciones recientes a la granulometría de esta zona es limitar el contenido de finos a un 7%, condicionando que los finos no sean plásticos para evitar que si se generan agrietamientos en esta zona, las grietas se mantengan abiertas y no se auto-sellen. Esto lo recomienda ICOLD en la última versión del boletín de presas de cara de concreto.

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL P.H. LA YESCA, MÉXICO

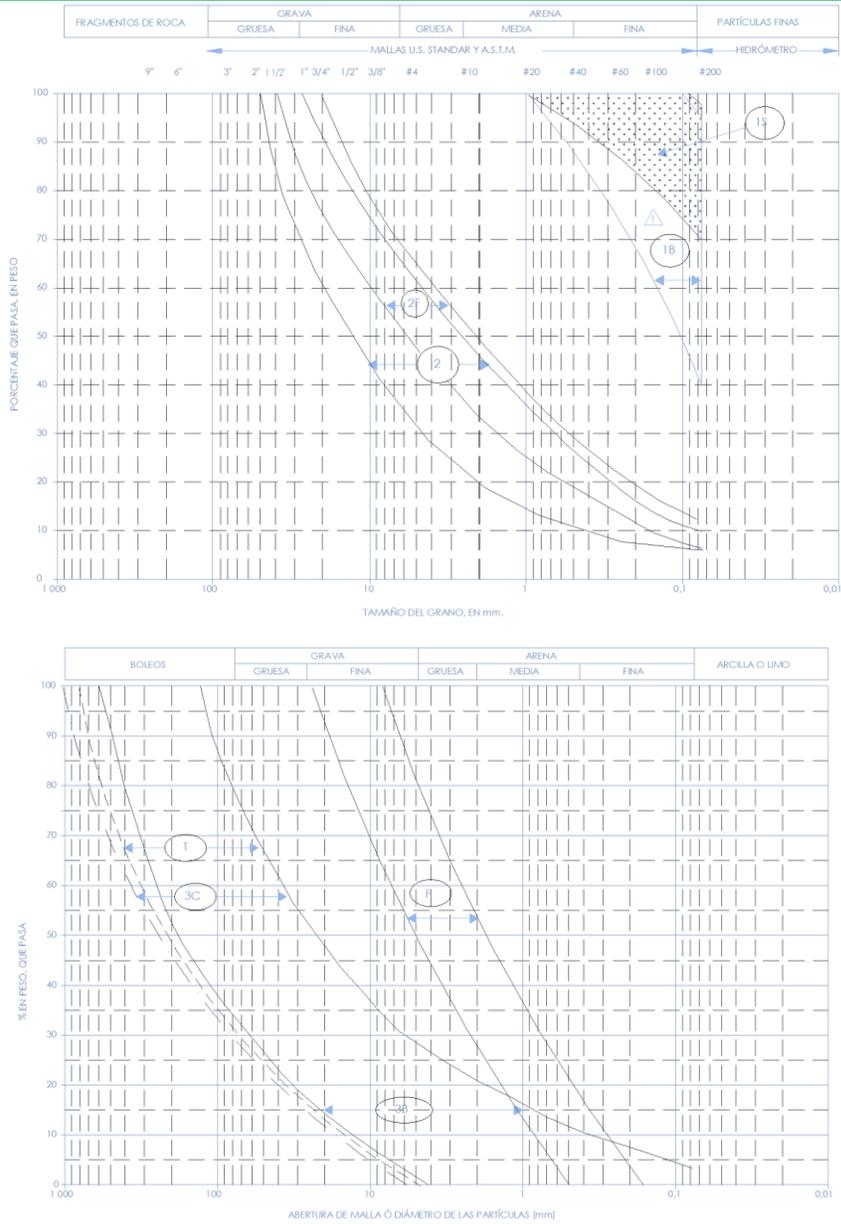


Figura 5-66 Bandas Granulométricas

La granulometría contemplada para el P.H. La Yesca para esta zona se muestra en Tabla 5-11. En la tabla se compara la granulometría de la Zona 2 del P. H. La Yesca con la de otras cortinas recientes de cara de concreto y la recomendación de ICOLD. La principal diferencia entre la granulometría propuesta para la presa P. H. La Yesca y las de las otras presas mostradas en la Tabla 5-11 es el contenido de finos, pasa tamiz No. 200 (Figura 5-67).

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL
P.H. LA YESCA, MÉXICO

Tabla 5-11 Granulometría Zona 2 (2B según ICOLD)

Tamiz Estándar	Tamaño (mm)	Porcentaje que pasa por peso			
		Límites Granulométricos Modificada ICOLD Zona 2B	Antamina (Perú)	El Pescador (Colombia)	La Yesca (México)
2"	76.2	100	100	90-100	100
1 ½"	38.1	70-100	80-100	70-100	82-100
¾"	19.1	55-80	60-85	55-80	61-91
No. 4	4.76	35-60	40-55	35-55	35-61
No. 16	1.19	18-40	22-35	20-40	15-38
No. 50	0.297	6-18	10-20	0-22	9-20
No. 200	0.074	0-7 (no-cohesivo)	5-7	0-8	7-10



Figura 5-67 Colocación de Material 2

Al igual que en las más recientes presas de ECCC, con el fin de evitar la segregación del material 2B en temporada de lluvias, además de la erosión, en el P. H. La Yesca se utilizó la solución del bordillo de concreto extruido (de baja resistencia) con las mismas características que las utilizadas en la presa P. H. El Cajón para delimitar (Figura 5-68) (más detalles en la sección 4.1.2).

5.5.4. Zona 3B

Esta zona constituirá el espaldón de aguas arriba de la cortina, del cual depende la magnitud de las deformaciones que puede experimentar la cara de concreto durante la construcción y el llenado del embalse. Para esta zona se ha considerado un espesor de capa del orden de 0,60 m con un tamaño máximo de la misma dimensión. Esta zona deberá construirse con los boleos y la grava-arena de mejor calidad procedente de los aluviones del río Santiago y Bolaños, el material se compacta con seis pasadas de rodillo liso vibratorio de

12 t de peso estático.

5.5.5. Zona 3C

Esta zona conformará el espaldón de aguas abajo de la cortina. Los requisitos de calidad de materiales y de colocación y compactación pueden ser menos estrictos que los del espaldón de aguas arriba, porque reciben solo una parte pequeña de la carga del embalse y sus asentamientos ocurren esencialmente durante la época de construcción.

Los materiales de esta zona procederían de las excavaciones del vertedor, obras principales y bancos de roca, ubicando los enrocamientos de mejor calidad hacia el centro de la cortina, y hacia el talud de aguas abajo los más compresibles. Para la Zona 3C se considera una compactación con 6 pasadas de rodillo liso vibratorio de 12 t de peso estático, un espesor de capa de 1,00 m y un tamaño máximo de la misma dimensión, la compactación se lleva agregando 250 l/m³.

5.5.6. Zona T (Transición)

Esta zona servirá de transición entre los enrocamientos de buena calidad del espaldón de aguas arriba (Zona 3B) y los de menor calidad del espaldón de aguas abajo (Zona 3C). Esta zona se colocará en el centro de la cortina. Los materiales de la Zona T procederían de las excavaciones de las obras principales, bancos de roca o depósitos aluviales de los ríos Santiago y Bolaños. Esta zona se compacta con 6 pasadas de rodillo liso vibratorio de 12 t de peso estático, tiene un espesor de capa de 0,80 m y un tamaño máximo de la misma dimensión, agregando 250 l/m³.

5.5.7. Zona F

La Zona F está ubicada abajo de la Zona 2 y de la Zona 3B y tiene como función servir como filtro de retención de las arenas provenientes de los cuerpos arenosos detectados en la roca de cimentación. Su tamaño máximo es de 25 mm (1") y procedería de los bancos aluviales del río Santiago y Bolaños o enrocado procesado hasta el tamaño tipo grava fina con arena.

La Zona F se dobla y repliega sobre los estribos de la presa, desde el lecho aluvial hasta la cresta. En el lecho aluvial y la parte baja del estribo izquierdo, será necesario extender el ancho del filtro hasta 70 m y 40 m, debido a la existencia de un dique geológico y lentes de arena.

El material es compactado con cuatro pasadas de rodillo liso vibratorio de 12

t de peso estático, en capas de 50 cm de espesor en estado suelto.

5.5.8. Zona 4

El rip-rap o material de la Zona 4 servirá de protección para la superficie del espaldón de aguas abajo de la cortina y será construido a partir de enrocado sobrante de la Zona3C o explotación de bancos de roca. El tamaño de los bloques de roca deberá ser mayor a 1,00 m. Los bloques deberán ser colocados de tal forma que las caras mayores se apoyen horizontalmente.

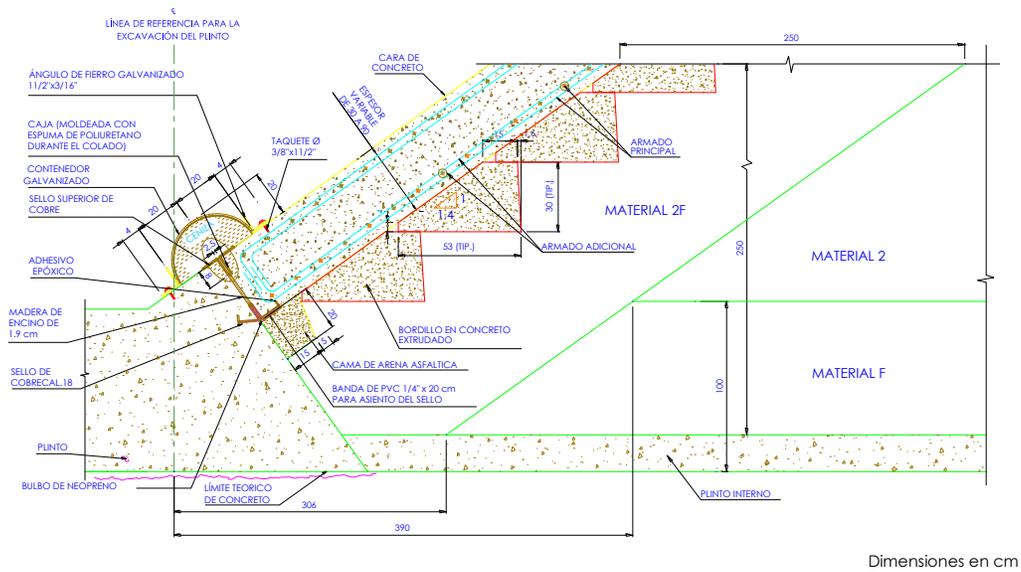


Figura 5-68 Detalle de la zona de soporte de la cara de concreto

Las anteriores son las características generales de las diferentes zonas que se construyen en la presa del P.H. La Yesca.

5.6. Plinto

El diseño del plinto en la presa P. H. La Yesca fue elaborado de acuerdo con los criterios de diseño de la sección 4.2, a continuación se presenta el diseño adoptado.

La geometría del plinto se determinó a partir del trazado del eje de excavación indicado en la Tabla 5-12.

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL
P.H. LA YESCA, MÉXICO

Tabla 5-12 Geometría del Plinto

PUNTO	DISTANCIA	RUMBO	COORDENADAS		ELEVACIÓN
			NORTE	ESTE	
PLINTO					
P1	36.029	N 39°24'8,7"E	2343778.030	592949.350	576.00
P2	51.995	N 29°25'10,49"W	2343805.870	592972.220	552.00
P3	26.597	N 17°15'22,89"W	2343851.160	592946.680	552.00
P4	52.995	N 31°13'17,35"E	2343876.560	592938.790	548.00
P5	119.877	N 19°58'9,2"E	2343921.880	592966.260	515.00
P6	54.766	N 46°51'25,74"E	2344034.550	593007.200	450.00
P7	57.953	N 33°55'13,44"E	2344071.995	593047.161	412.00
P8	90.996	N 29°25'17,58"W	2344120.090	593079.500	375.00
P9	98.793	N 87°39'22,71"W	2344199.350	593034.800	375.00
P10	29.533	N 57°43'30,79"W	2344203.390	592936.090	435.00
P11	42.621	S 78°19'53,44"W	2344219.160	592911.120	445.00
P11'	74.102	N 87°39'51,37"W	2344210.540	592869.380	474.00
P12	43.647	N 56°6'21,77"W	2344213.560	592795.340	519.00
P13	98.528	N 67°4'51,16"W	2344237.900	592759.110	533.00
P14			2344276.270	592668.360	576.00

Para el P. H. La Yesca se presentó la siguiente poligonal de excavación (Figura 5-69) del plinto y en la Figura 5-70, se muestra un corte transversal con las dimensiones variables de la losa y el cabezal.

Para el desarrollo del diseño se estableció el rumbo del eje de la presa a partir de las coordenadas de los puntos 1 y 14 de la poligonal.

Se verificó que los puntos de la poligonal quedaran en el plano de la cara de concreto, para lo cual se calculó la elevación de cada punto a partir del eje que se estableció entre los puntos 1 y 14 de la poligonal y del talud de inclinación de la cara de concreto. El resultado se presenta en la Tabla 5-13.

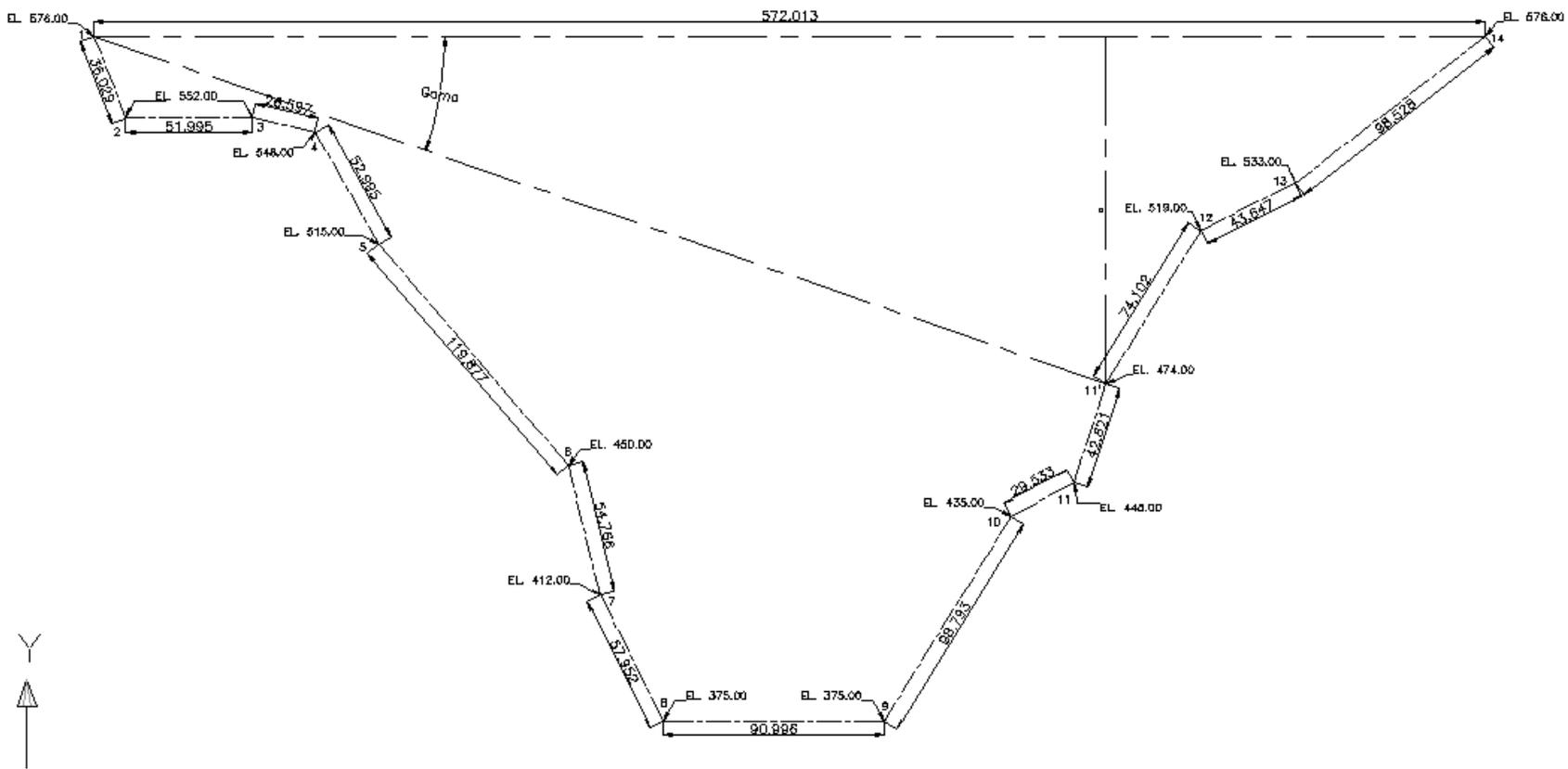


Figura 5-69 Poligonal del Eje de Excavación del Plinto

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL
P.H. LA YESCA, MÉXICO

Tabla 5-13 Cálculo de la elevación de cada punto a partir del eje de la presa

PUNTO	COOR. NORTE (m)	COOR. ESTE (m)	ELEVACIÓN (msnm).	Beta (°)	RUMBO EJE (°)	Gama (°)	DELTA Este	DELTA Norte	DISTANCIA (m)	a (m)	h (m)	ELEVACIÓN Calculada
1	2 343 778,030	592 949,350	576,00									
2	2 343 805,870	592 972,220	552,00	-39,40242	29,42148	68,82390	-22,870	27,840	36,029	33,596	23,997	552,003
3	2 343 851,160	592 946,680	552,00	2,09096	29,42148	27,33052	2,670	73,130	73,179	33,598	23,999	552,001
4	2 343 876,560	592 938,790	548,00	6,11735	29,42148	23,30413	10,560	98,530	99,094	39,203	28,002	547,998
5	2 343 921,880	592 966,260	515,00	-6,70452	29,42148	36,12601	-16,910	143,850	144,841	85,393	60,995	515,005
6	2 344 034,550	593 007,200	450,00	-12,70866	29,42148	42,13014	-57,850	256,520	262,962	176,399	126,000	450,000
7	2 344 071,995	593 047,161	412,00	-18,40377	29,42148	47,82525	-97,811	293,965	309,810	229,600	164,000	412,000
8	2 344 120,090	593 079,500	375,00	-20,83126	29,42148	50,25274	-130,150	342,060	365,984	281,395	200,996	375,004
9	2 344 199,350	593 034,800	375,00	-11,46493	29,42148	40,88641	-85,450	421,320	429,898	281,395	200,996	375,004
10	2 344 203,390	592 936,090	435,00	1,78554	29,42148	27,63595	13,260	425,360	425,567	197,400	141,000	435,000
11	2 344 219,160	592 911,120	445,00	4,95309	29,42148	24,46839	38,230	441,130	442,783	183,397	130,998	445,002
11'	2 344 210,540	592 869,380	474,00	10,47554	29,42148	18,94595	79,970	432,510	439,841	142,806	102,004	473,996
12	2 344 213,560	592 795,340	519,00	19,47437	29,42148	9,94712	154,010	435,530	461,958	79,798	56,999	519,001
13	2 344 237,900	592 759,110	533,00	22,47401	29,42148	6,94748	190,240	459,870	497,666	60,197	42,998	533,002
14	2 344 276,270	592 668,360	576,00	29,42148	29,42148	0,00000	280,990	498,240	572,013	0,000	0,000	576,000

Una vez realizados los ajustes en coordenadas se calculó el ángulo de inclinación del cabezal de tal forma que la cara de concreto sea siempre normal a este. La geometría de cada tramo del plinto tiene las siguientes variables, las cuales se han calculado teniendo en cuenta el ancho del plinto externo entre puntos de quiebre de las excavaciones, definido de acuerdo con las características de la roca de fundación y que está representado con la dimensión "a". En la Tabla 5-15 se indican las características de la roca por cada tramo del plinto, cabe mencionar que cada dimensión definitiva de la cimentación se fue verificando en el sitio a medida que se avanzó con las excavaciones.

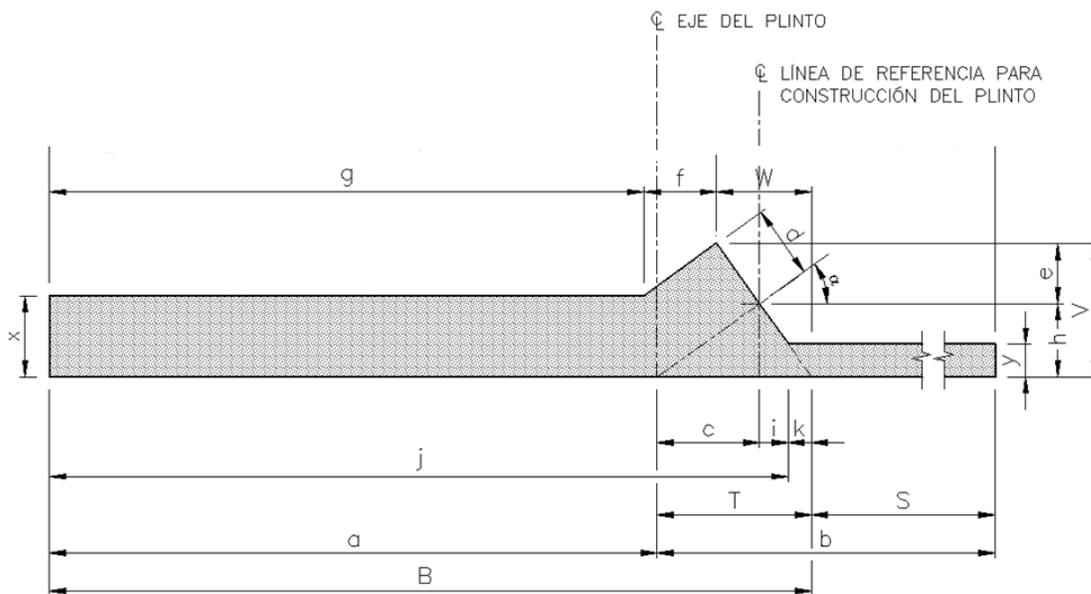


Figura 5-70 Geometría del Plinto P.H. La Yesca

La dimensión d coincide con el espesor de la cara de concreto, la cual es función de la carga hidráulica. La variación del espesor de la cara fue diseñada como se indicó en la sección 5.4.

Las dimensiones del plinto se calculan a partir de las dimensiones del cabezal definidas en el tramo 8-9. En este tramo la medida vertical entre la cimentación y el sello de cobre es de $90,0 \text{ cm}$. Este valor se conservó constante como la altura (medida verticalmente) en los otros tramos inclinados del plinto, por facilidad constructiva y para asegurar la compactación del relleno en las zonas adyacentes al plinto, tal como lo establece el capítulo 4 de ICOLD. Con base en esta dimensión se determinan los valores de las otras variables mostradas en la Tabla 5-14, valores que han sido también verificados en

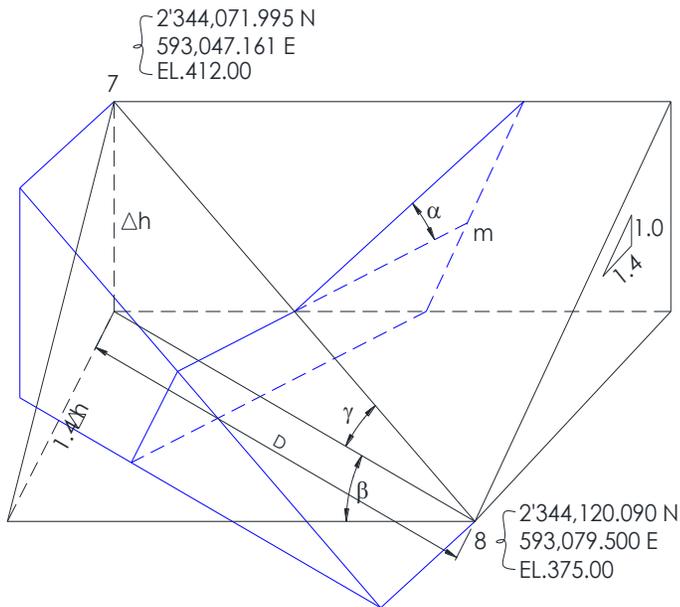
AutoCAD 3D.

En la Tabla 5-14, se presentan las dimensiones del plinto actualizadas de acuerdo con las coordenadas de la poligonal presentadas en la Tabla 5-12, el ángulo α de cada tramo se obtiene siguiendo la metodología recomendada por ICOLD.

A continuación se presenta el cálculo de la geometría para el Punto 8

α =Plinto externo = 4.5 m. $X=1.00$ m $Y=0.40$ m

1) Cálculo de α en el tramo 7 – 8.



$$\Delta N = 2'344120.090 - 2'344071.995 = 48.095m$$

$$\Delta E = 593079.500 - 593047.161 = 32.339m$$

$$D = \sqrt{48.095^2 + 32.339^2} = 57.956m$$

$$\Delta h = 412 - 375 = 37.0m$$

$$1.4\Delta h = 1.4 * 37.0 = 51.8m$$

$$\beta = \text{ArcSen} \frac{51.8}{57.956} = 63.352^\circ$$

$$m = \sqrt{\frac{\text{sen}^2 \beta + 1.4^2}{\text{cos}^2 \beta}} = 3.701$$

$$\alpha = \arctan\left(\frac{1}{m}\right) = 15.118^\circ \text{ (Ídem medido en AutoCAD)} = 15^\circ 07' 06''$$

2) Cálculo de h

$$h = 0.90 \cos \gamma$$

$$\gamma = \arctan\left(\frac{\Delta h}{D}\right) = \arctan\left(\frac{37.0}{57.956}\right) = 32.555^\circ$$

$$h = 0.90 * \cos 32.555^\circ = 0.759m$$

3) Cálculo de c

$$c = \frac{h}{\tan \alpha} = \frac{0.759}{\tan 15.118} = 2.808m$$

4) Cálculo de d:

$$d = 0.50 + 0.002(H - 100)$$

$$H = 578 - (375 + 0.759 * \cos 32.555) = 202.36$$

$$d = 0.50 + 0.004(202.36 - 100) = 0.909m$$

5) Cálculo de e:

$$e = d * \cos \alpha = 0.909 * \cos 15.118^\circ = 0.878m$$

Cálculo de k:

$$k = Y * \tan \alpha = 0.40 * \tan 15.118 = 0.108m$$

6) Cálculo de $V = h + e = 0.759 + 0.878 = 1.637m$

7) Cálculo de $W = V * \tan \alpha = 1.637 * \tan 15.118 = 0.442m$

8) Cálculo de $i = (h - Y) * \tan \alpha = (0.759 - 0.40) * \tan 15.118 = 0.097$

9) Cálculo de $T = c + i + k = 2.808 + 0.097 + 0.108 = 3.013$

10) Cálculo de $B = a + T = 4.50 + 3.013 = 7.513m$

11) Cálculo de f:

$$f = \frac{(V - x)}{\tan \alpha} = \frac{(1.637 - 1)}{\tan 15.118} = 2.356m$$

El espesor del plinto externo "X" se verificó con base en la siguiente expresión tomada del ICOLD "Concepts for Design and Constructions" CFRD Noviembre de 2004 $T = 0,30 + 0,003H$ siendo T el espesor en metros de la losa del plinto y H la carga hidroestática respectiva en metros, con lo que se obtiene:

Elevación del punto considerado (msnm)	H _{máx} (m)	T	Espesor considerado
375 a 445	203	0,91	1,00
445 a 515	133	0,70	0,80
515 a 576	65	0,50	0,70

El espesor del plinto interno "Y" se fijó como mínimo de 0,30 m, de acuerdo con la misma publicación (ICOLD) (Figura 5-71).



Figura 5-71 Plinto en Margen Izquierda, P.H. La Yesca

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL
P.H. LA YESCA, MÉXICO

Tabla 5-14 Dimensiones de Plinto

Punto	Tramo	α			a	b	X	Y	V	W	j	k	c	d	e	f	g	h	i	S	T	B
		°	'	"	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	
1																						
2	1-2	12	7	13	4,50	3,649	0,70	0,00	1,092	0,235	8,149	0,000	3,488	0,351	0,343	1,825	6,089	0,749	0,161	0,00	3,649	8,149
3	2-3	35	32	16	4,50	1,903	0,70	0,00	1,185	0,846	6,403	0,000	1,260	0,350	0,285	0,679	4,877	0,900	0,643	0,00	1,903	6,403
4	3-4	34	37	26	4,50	1,903	0,70	0,00	1,185	0,818	6,403	0,000	1,289	0,358	0,295	0,702	4,883	0,890	0,614	0,00	1,903	6,403
5	4-5	16	33	22	4,50	2,797	0,70	0,00	1,171	0,348	7,297	0,000	2,570	0,425	0,407	1,585	5,364	0,764	0,227	0,00	2,797	7,297
6	5-6	22	13	48	4,50	5,259	0,80	0,30	1,355	0,554	6,637	0,123	1,936	0,609	0,564	1,358	4,847	0,791	0,201	3,00	2,259	6,759
7	6-7	7	55	20	4,50	12,417	1,00	0,40	1,494	0,208	9,861	0,056	5,314	0,762	0,754	3,548	6,161	0,7394	0,047	7,00	5,417	9,917
8	7-8	15	7	6	4,50	10,013	1,00	0,40	1,637	0,442	7,405	0,108	2,808	0,909	0,878	2,356	4,715	0,759	0,097	7,00	3,013	7,513
9	8-9	35	32	16	7,00	15,403	1,00	0,40	1,639	1,171	8,617	0,286	1,260	0,908	0,739	0,895	6,837	0,900	0,357	13,50	1,903	8,903
10	9-10	17	49	3	4,50	9,641	1,00	0,40	1,407	0,452	7,012	0,129	2,393	0,669	0,637	1,265	5,424	0,769	0,119	7,00	2,641	7,141
11	10-11	30	46	49	4,50	8,439	1,00	0,40	1,393	0,830	6,201	0,238	1,431	0,629	0,540	0,659	4,950	0,852	0,269	6,50	1,939	6,439
11'	11-11'	10	12	30	4,50	9,266	0,80	0,30	1,250	0,225	8,712	0,054	4,132	0,514	0,505	2,497	6,045	0,744	0,080	5,00	4,266	8,766
12	11'-12	17	48	48	4,50	5,641	0,80	0,30	1,166	0,375	7,045	0,096	2,394	0,417	0,397	1,139	5,628	0,769	0,151	3,00	2,641	7,141
13	12-13	31	17	15	4,50	1,931	0,70	0,00	1,189	0,722	6,431	0,000	1,410	0,388	0,332	0,804	4,904	0,857	0,521	0,00	1,931	6,431
14	13-14	27	23	46	4,50	2,019	0,70	0,00	1,093	0,567	6,519	0,000	1,592	0,302	0,269	0,759	5,193	0,825	0,428	0,00	2,019	6,519

A continuación se presenta la verificación del ancho del plinto para la presa P.H. La Yesca, revisando si se cumple con los anchos recomendados por el ICOLD. Para cada tramo del plinto se determinó la cabeza hidráulica promedio y a partir del ancho total de plinto contemplado inicialmente se calculó la relación D/H_w . A partir de las condiciones geológicas esperadas en cada sector que se obtuvieron de las perforaciones realizadas sobre el eje del plinto y los planos geológicos preparados, se determinó la relación D/H_w . Los resultados se muestran en la Tabla 5-15.

El procedimiento de cálculo del ancho del plinto se explica a continuación:

Para cada uno de los 14 tramos (Puntos 1 a 14) que constituyen el alineamiento del plinto se determinó la elevación inicial y final y la correspondiente elevación promedio. (Columnas I, II y III de la Tabla 5-15)

A partir de la elevación promedio de cada uno de los tramos del plinto se calculó la carga hidroestática correspondiente (H_w) para un nivel máximo de operación del embalse en la El. 578,00 msnm (Columna IV de la Tabla 5-15)

Con base en la zonificación e información geológica de los materiales en los taludes aguas arriba del eje del plinto, se estimó el grado de meteorización y fracturamiento de la roca para cada uno de los tramos del plinto. (Columna V y VII de la Tabla 5-15).

Con la información anterior se determinó la clase de fundación y el parámetro RQD de la roca (Columnas VI y VII de la Tabla 5-15) de acuerdo a la Tabla 5-14, el cual es recomendación de ICOLD (2004).

Dependiendo de la clase de cimentación adoptada se determinó la relación Ancho Total de Plinto/Cabeza de agua (D/H_w) para cada tramo, basado en las recomendaciones de ICOLD (2004). (Columna IX de la Tabla 5-15).

El ancho externo del plinto se adoptó con base en lo indicado por los especialistas de mecánica de rocas y geología. El ancho del plinto externo mínimo es de 4,50 m para los estribos (Puntos 1 a 8 y Puntos de 14 a 9) y de 7,00 m para la zona del cauce (Puntos 8 a 9). Este ancho de plinto externo facilita las labores de inyección de la cimentación, que como ya se mencionó consiste en una fila central de barrenos de inyección profunda y barrenos de consolidación y pantalla corta a los lados. Para estos tramos se tiene en total tres (3) filas de inyecciones (Columna X de la Tabla 5-15).

El ancho del cabezal del plinto (T) se determinó con base en lo indicado anteriormente de este subcapítulo e indicado en la Tabla 5-14.

El ancho del plinto interno se adoptó, al igual que en el caso del plinto externo, con base en indicaciones de geotecnia. El ancho de plinto interno varía desde 0 m en la parte alta de los estribos hasta 13,50 m en la zona del cauce. (Columna XII de la Tabla 5-15).

Con los anchos externo, interno y del cabezal se determinó el ancho total de plinto $D = a + T + S$ (Columna XII de la Tabla 5-15).

Para el ancho total de plinto anterior se calculó la relación D/H_w , adoptada y se verificó que estuviera acorde a la relación recomendada en los criterios de diseño del plinto (columna XIV de la Tabla 5-15)

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECDC APLICADO EN EL
P.H. LA YESCA, MÉXICO

Tabla 5-15 Verificación del Diseño del Plinto de la P.H. La Yesca

Zona	(I) Tramo	(II) Elevaciones (msnm)	(III) El. Promedio	(IV) Cabeza de agua H _w (m)	(V) Grado de meteorización	(VI) Clase de cimentación	(VII) V _p (m/s)	(VIII) RQD (%)	(IX) Relación D/H _w según criterios	Ancho Plinto (m)				(XIV) D/H _w Adoptada en el diseño
										(X) a (externo)	(XI) T (cabezal)	(XII) S (interno)	(XIII) Total D=(a+T+S)	
Margen Izquierda	1-2	576-552	564,00	14,00	II	Ligeramente erosionable	1700	50-70	0,08	4,50	3,65	0,00	8,15	0,58
	2-3	552-552	552,00	26,00	III	Moderadamente erosionable	600-1700	30-50	0,17	4,50	1,90	0,00	6,40	0,25
	3-4	552-548	550,00	28,00	III	Moderadamente erosionable	600-1700	30-50	0,17	4,50	1,90	0,00	6,40	0,23
	4-5	548-515	531,50	46,50	III	Moderadamente erosionable	800	30-50	0,17	4,50	2,80	0,00	7,30	0,16
	5-6	515-450	482,50	95,50	II	Ligeramente erosionable	600-1100	50-70	0,08	4,50	2,26	3,00	9,76	0,10
	6-7	450-412	431,00	147,00	II	Ligeramente erosionable	1000-2700	50-70	0,08	4,50	5,42	7,00	16,92	0,12
	7-8	412-375	393,50	184,50	II	Ligeramente erosionable	1900	50-70	0,08	4,50	3,01	7,00	14,51	0,08
Cauce	8-9	375	375,00	203,00	II	Ligeramente erosionable	1900	50-70	0,08	7,00	1,90	13,50	22,40	0,11
Margen Derecha	9-10	375-435	405,00	173,00	II	Ligeramente erosionable	1900-2900	50-70	0,08	4,50	2,64	7,00	14,14	0,08
	10-11	435-445	440,00	138,00	II	Ligeramente erosionable	1900-2300	50-70	0,08	4,50	1,94	6,50	12,94	0,09
	11-11'	445-474	459,50	118,50	II	Ligeramente erosionable	1900-2300	50-70	0,08	4,50	4,27	5,00	13,77	0,12
	11'-12	474-519	496,50	81,50	II	Ligeramente erosionable	1900-2300	50-70	0,08	4,50	2,64	3,00	10,14	0,12
	12-13	519-533	526,00	52,00	II	Ligeramente erosionable	1900-2300	50-70	0,08	4,50	1,93	0,00	6,43	0,12
	13-14	533-576	554,50	23,50	II	Ligeramente erosionable	1900-2300	50-70	0,08	4,50	2,02	0,00	6,52	0,28

5.7. Parapeto

Para el P.H. La Yesca los muros del parapeto conforman la cresta de la cortina, con un ancho total de los muros de 11,00 m tal como se indica en las Figura 5-72 y Figura 5-73. El talón de los muros será de 3,50 m, 3,80 m y 4,20 m con el fin de brindar

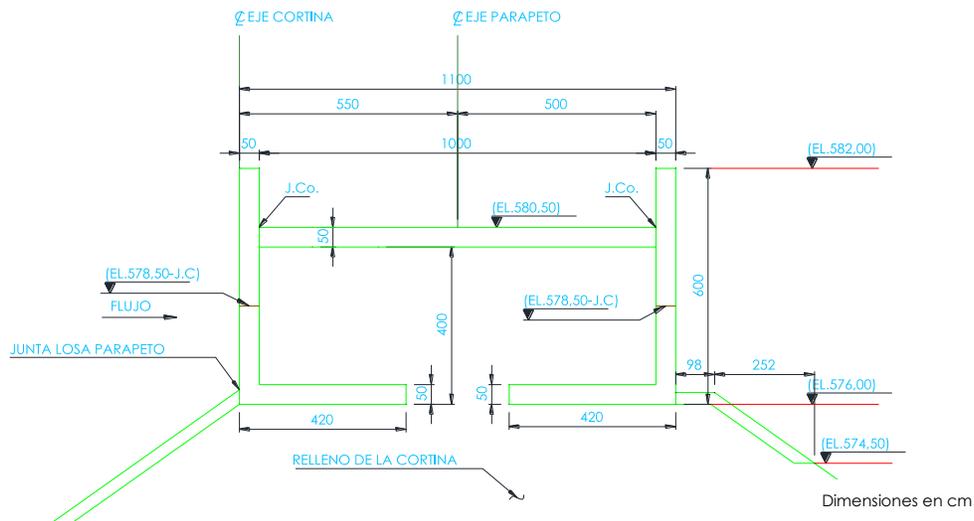


Figura 5-72 Sección Transversal Muros de Parapeto en la sección máxima de la Presa La Yesca

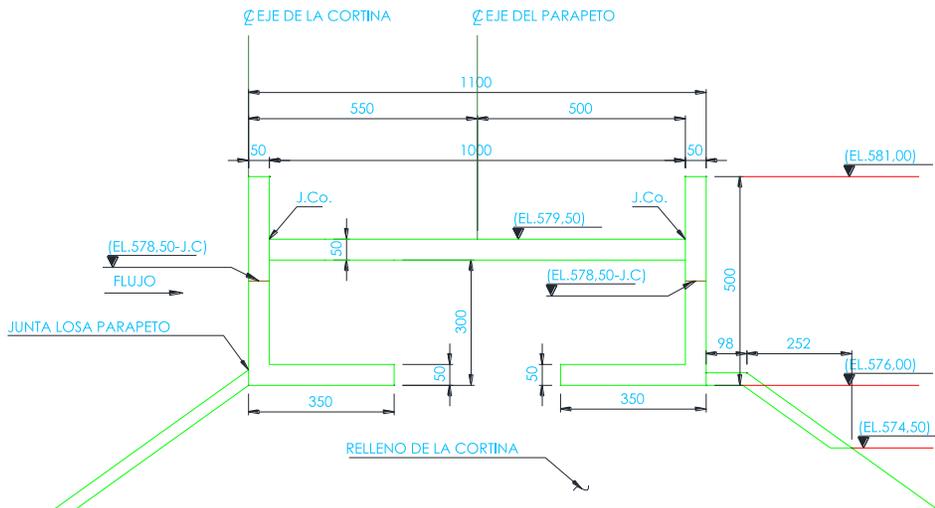


Figura 5-73 Sección Transversal Muros parapeto en los estribos de la Presa La Yesca

condiciones de estabilidad al instalar una sobre-altura variable en el vástago

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL P.H. LA YESCA, MÉXICO

de hasta 1,00 m de altura en la sección máxima de la presa obteniendo altura total de 5,00 m en los estribos de la presa y de 6,00 m en la sección máxima.

El muro de parapeto aguas arriba, empalmará con las losas de la Cara de Concreto mediante una junta perimetral horizontal. De igual forma, poseerá juntas verticales que coincidirán con las juntas de la Cara de Concreto. En esta junta se instalará un sello de PVC, con el fin de evitar filtraciones al material de relleno de la presa.

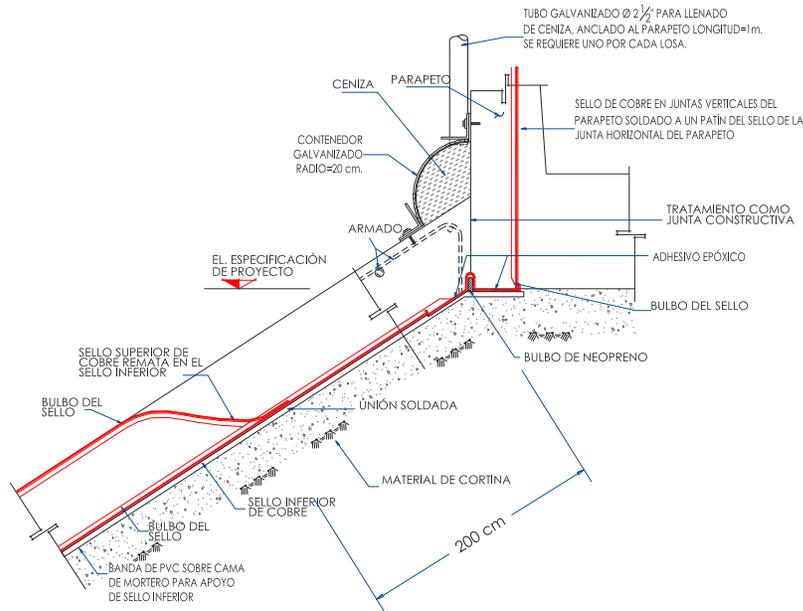


Figura 5-74 Junta Losa de Cara de Concreto – Parapeto

El muro de parapeto aguas abajo, tendrá de igual manera juntas verticales que coincidirán con las juntas de las losas aguas abajo de la presa.

Los dos muros, se cimentarán en la Elevación 576,00 sobre el relleno de la presa, tal como lo indica en la Figura 5-72 y llegarán hasta la Elevación 582,00 en la sección máxima de la Presa.

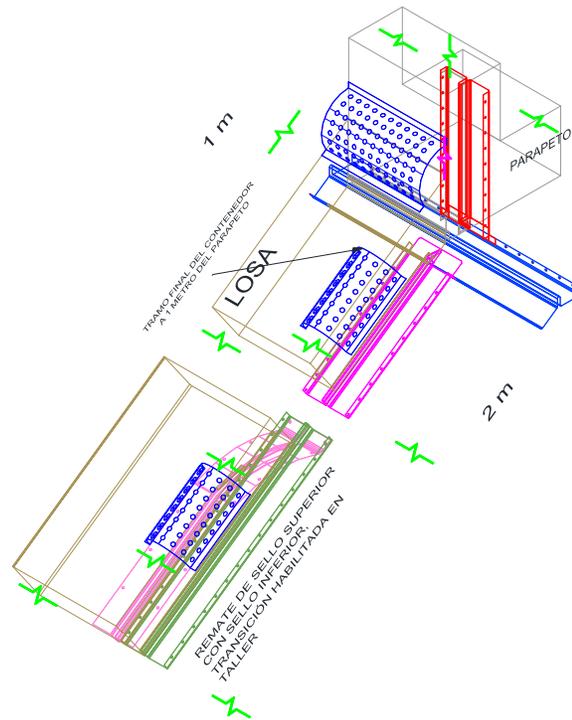


Figura 5-75 Junta de la Cara de Concreto con muro de Parapeto

Los dos muros conectarán con una losa central que estará localizada en su parte superior en la El. 579,50 msnm, la cual estará destinada para el paso de vehículos a través de la cresta de la cortina.

Se tienen en cuenta los siguientes niveles de altura de agua en la presa para los respectivos análisis:

Nivel de Agua Máximo de Operación (NAMO)	575,00 msnm
Nivel de Agua Máximo Extraordinario (NAME)	578,00 msnm

Los muros del parapeto se dimensionaron y se diseñaron, teniendo en cuenta las cargas que a continuación se exponen:

Carga por peso propio, carga viva gravitacional debido al paso de vehículos, sobre carga viva lateral por la sobrecarga del paso de vehículos sobre la superficie del relleno, empuje lateral de agua debido al empuje hidroestático horizontal, subpresión por la filtración de agua del embalse hacia aguas abajo del muro de parapeto, el peso del relleno de la cortina que estará sobre la base del muro, el empuje lateral de tierras en reposo y estado activo, cargas extraordinarias debidas al sismo.

5.7.1. Estabilidad

Así mismo se analiza la estabilidad, la cual se analiza como cuerpo rígido, de forma independiente para cada uno de los muros de forma independiente, Aguas Arriba y Aguas abajo respectivamente, siguiendo los lineamientos del U.S. Army Corps of Engineers, Gravity Dam Design y Stability Analysis of Concrete Structures, estableciendo para los casos que se hacen mención los siguientes factores de seguridad.

1) Seguridad a Flotación

Se establece como aquel que brinde seguridad entre las cargas que causen inestabilidad vertical y las cargas gravitacionales que se resistan a la flotación. En el presente caso, no aplica este factor, teniendo en cuenta que la estructura no va a estar sometida a fuerzas de levantamiento por subpresión debida a agua infiltrada en la case de los muros

2) Seguridad al Deslizamiento

Se establece como la relación existente entre las fuerzas que pueden generar que la estructura se desplace en una dirección en particular y la resistencia de los materiales a lo largo del plano de falla potencial que generan estabilidad. Se define como:

$$FSD = \frac{N \tan \phi + cL}{T} \quad (5-6)$$

donde:	N	fuerza neta normal al plano de falla potencial bajo la estructura
	ϕ	ángulo de fricción interna del material de cimentación bajo la estructura
	c	cohesión del material de cimentación
	L	longitud de la estructura en la sección analizada, en contacto con el material de cimentación
	T	resultante de las fuerzas actuantes, paralelas al plano de falla potencial

Los factores mínimos requeridos en cada caso son:

USUAL	INUSUAL	EXTREMO
2,0	1,7	1,3

3) Seguridad al Volcamiento

El comportamiento rotacional es evaluado por la localización de la resultante de todas las fuerzas aplicadas a la estructura respecto al

plano de falla. Los límites de su localización en cada caso son:

USUAL

100% de la Base en Compresión. Resultante dentro del tercio (1/3) medio de la base, verificando que no se sobrepase el esfuerzo de capacidad portante.

INUSUAL

75% de la Base en Compresión. Resultante dentro del medio (1/2) central de la base, verificando que no se sobrepase el esfuerzo de capacidad portante.

EXTREMO

Resultante dentro de la Base, verificando que no se sobrepase el esfuerzo de capacidad portante.

4) Capacidad Portante

Adicionalmente a las tres verificaciones anteriores, se debe verificar que los esfuerzos de compresión transmitidos al material de cimentación, no sobrepasen la capacidad portante del mismo, estimada en este caso de 500 kN/m^2 .

5.7.2. Casos de Análisis

Para el dimensionamiento de la estructura, se tendrán en cuenta los siguientes casos de análisis, clasificados dentro de los casos Usual, Inusual y Extremo.

Caso 1. Caso Usual de Operación (NAMO)

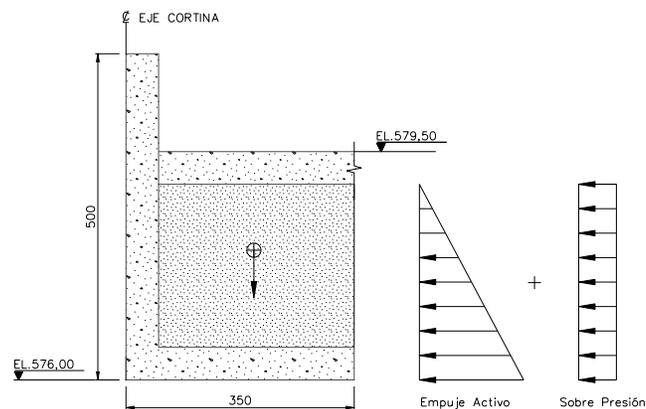


Figura 5-76 Diagrama de Cuerpo Libre Caso usual de Operación (NAMO)

Tiene en cuenta las siguientes cargas:

- ✓ Peso propio de la estructura de concreto
- ✓ Peso Propio de la Losa de Concreto
- ✓ Peso Propio de relleno
- ✓ Empuje de relleno en estado activo
- ✓ Sobrepresión horizontal, debida a sobrecarga en la estructura.

Caso 2. Caso Inusual de Operación (NAME)

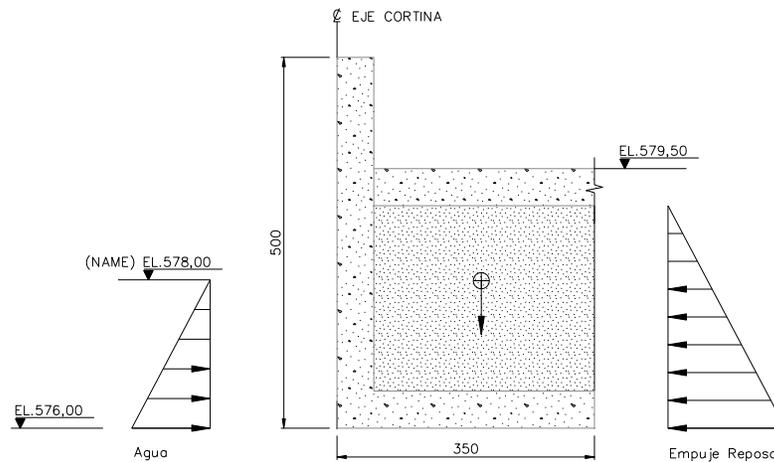


Figura 5-77 Diagrama de Cuerpo Libre Inusual de Operación (NAME)

Tienen en cuenta las siguientes cargas:

- ✓ Peso Propio de la estructura de concreto
- ✓ Peso Propio de la Losa de Concreto
- ✓ Peso Propio de relleno
- ✓ Empuje de relleno en reposo
- ✓ Presión horizontal de agua en muro aguas arriba en el nivel NAME

Caso 3. Caso Extremo de Operación (Agua a nivel NAME)

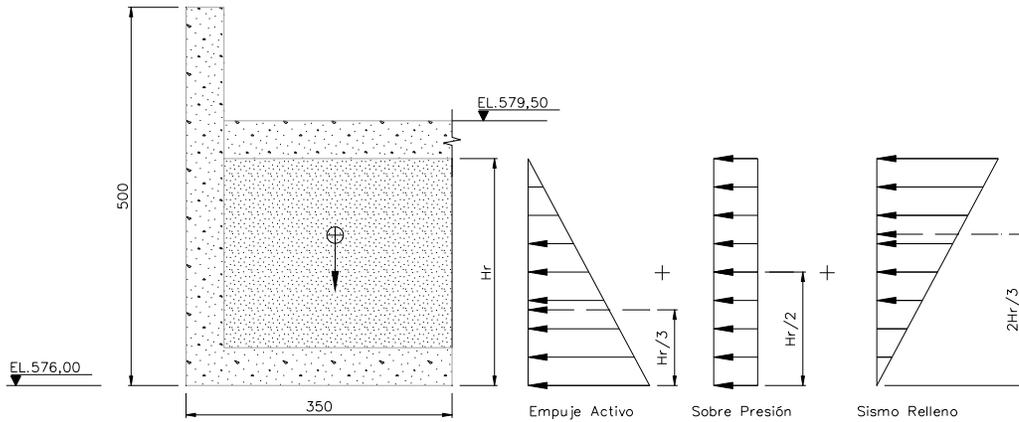


Figura 5-78 Caso Extremo de Operación (NAMO)

Este caso corresponde al caso Usual de Operación en nivel NAMO, más cargas accidentales (sismo).

- ✓ Peso Propio de la estructura de concreto
- ✓ Peso Propio de la Losa de concreto
- ✓ Peso Propio de relleno
- ✓ Empuje de relleno en estado activo
- ✓ Sobrepresión horizontal, debida a sobrecarga en la estructura.
- ✓ Sobrepresión horizontal del relleno, debido a acción sísmica.

5.7.3. Resultados del Análisis de Estabilidad

Teniendo en cuenta los casos de análisis indicados, y la presencia de sobre altura o sobre altura de 1.00 m en la sección máxima de la presa, presento a continuación los resultados del análisis en los siguientes casos:

Sin Amplificación y sin sobre altura:

CASO	F.S. DESPLAZAMIENTO	F.S. VOLCAMIENTO	ESFUERZOS ACTUANTES		
			A. Arriba (kN/m ²)	A. Abajo (kN/m ²)	Máx. Comp. Redistribuido (kN/m ²)
CASO 1	9,30	100.00%	114,37	47,90	114,37
CASO 2	31,57	100.00%	104,26	58,01	104,26
CASO 3	2,92	D.B. O.K.	165,93	-13,07	167,15

Admisible: 400,00 kN/m²
Máximo: 167,15 kN/m²
< Admisible O.K.

Con Amplificación y sobre altura = 0

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCE APLICADO EN EL
P.H. LA YESCA, MÉXICO

CASO	F.S. DESPLAZAMIENTO	F.S. VOLCAMIENTO	ESFUERZOS ACTUANTES			
			A. Arriba (kN/m ²)	A. Abajo (kN/m ²)	Máx. Comp. Redistribuido (kN/m ²)	
CASO 1	9,29	100.00%	114,56	48,14	114,56	
CASO 2	31,16	100.00%	104,45	58,25	104,45	
CASO 3	2,30	D.B. O.K.	191,07	-37,81	203,45	
			Admisible:		400	kN/m ²
			Máximo:		203,45	kN/m ²
			< Admisible O.K.			

Con Amplificación y sobre altura = 0,5 m

CASO	F.S. DESPLAZAMIENTO	F.S. VOLCAMIENTO	ESFUERZOS ACTUANTES			
			A. Arriba (kN/m ²)	A. Abajo (kN/m ²)	Máx. Comp. Redistribuido (kN/m ²)	
CASO 1	8,88	100.00%	128,37	54,44	128,37	
CASO 2	17,57	100.00%	119,76	63,05	119,76	
CASO 3	2,36	D.B. O.K.	213,12	-40,91	225,86	
			Admisible:		400	kN/m ²
			Máximo:		225,86	kN/m ²
			< Admisible O.K.			

Con Amplificación y sobre altura = 1.0 m

CASO	F.S. DESPLAZAMIENTO	F.S. VOLCAMIENTO	ESFUERZOS ACTUANTES			
			A. Arriba (kN/m ²)	A. Abajo (kN/m ²)	Máx. Comp. Redistribuido (kN/m ²)	
CASO 1	8,70	100.00%	141,01	61,75	141,01	
CASO 2	13,29	100.00%	134,10	68,66	134,10	
CASO 3	2,44	D.B. O.K.	230,36	-39,37	240,59	
			Admisible:		400	kN/m ²
			Máximo:		240,59	kN/m ²
			< Admisible O.K.			

D.B. O.K: Resultante dentro de la Base

Para la ejecución de las obras del parapeto es necesario tener terminado por lo menos el 50% de las losas de cierre de la cara aguas arriba, correspondiente a la elevación 576,00 msnm.

Para la construcción del parapeto se deberá tener como primer paso la construcción de los arranques de muro que incluyen la zapata, teniendo una altura variable de un metro en el centro hasta llegar a los 30 cm en los extremos. Para el colado de los muros se utiliza una cimbra colapsable auto-soportable monolítica en toda su altura y longitud compuesta a base de un

forro, bastidores, montenes y shebolts para la conformación de muros, así como caballetes sobre bastidor móvil para el cimbrado y descimbrado

6. CONCLUSIONES

En los últimos 50 años, el diseño de las presas de ECCC ha evolucionado empíricamente, guiado más por la experiencia que por la teoría. Sin embargo el desarrollo de nuevas tecnologías, además de la amplia instrumentación que se implementa en nuevos proyectos, ha permitido como en el caso de la presa P. H. La Yesca una modelación con elementos finitos para condiciones de carga estática y dinámica, siendo un método alternativo para el diseño de las presas. Sin embargo, faltará seguir calibrando los modelos matemáticos para poder reflejar los problemas reales que se presentan, por lo tanto el estudio sobre las presas y su comportamiento tendrá que seguir creciendo, buscando estructuras económicamente factibles y seguras, además de socialmente aceptables

En la tesis se pudo concluir que el beneficio total de las presas durante el siglo 21, será cinco veces más grande que el beneficio que han producido desde 1950, asimismo en los países en desarrollo será necesario seguir construyendo grandes presas que ayuden al crecimiento de regiones y países.

Respecto al comportamiento de las presas de ECCC se concluyó que con el fin de evitar esfuerzos excesivos de compresión sobre las articulaciones centrales, que afectarán el comportamiento de las losas, se deberán tener los siguientes conceptos en cuenta (Bayardo, 2007):

- ✓ Es extremadamente importante para el enrocamiento tener un alto módulo de compresibilidad.
- ✓ Esto se logra utilizando materiales bien graduados, con una reducción de espesores de capa, aumentando el número de pasadas de rodillos, y la utilización de rodillos de compactación que ofrezcan mayores pesos de tambor estático, es decir compactas adecuadamente.
- ✓ Un uso de agua adecuado durante la expansión y compactación del enrocamiento ha demostrado ser beneficiosa en la obtención de enrocamientos densos.
- ✓ Uso de espesores de capa aguas arriba similares a espesores de capa aguas abajo impide los movimientos diferenciales que pueden afectar el comportamiento. Es recomendable tanto para los dos valores de compresibilidad aguas arriba y aguas abajo no mostrar mayor diferencias

- ✓ Las juntas de compresión para las grandes presas deben estar diseñadas de la siguiente manera:
 - Los sellos impermeables (waterstop) de cobre debe de estar apoyado de mortero, el cual debe estar fuera del espesor de la losa teórica y dentro del bordillo extruido.
 - El espesor de la losa teórico siempre debe preservar.
 - Relleno compresibles que consisten de madera o materiales equivalentes deben ser utilizados para mitigar los esfuerzos de compresión.
- ✓ Para los valles estrechos, no se debe considerar la incorporación de las juntas verticales adicionales cerca de los estribos.

Los puntos anteriores permitirán lograr que las presas de ECCC sigan teniendo éxito. Ese ha sido el caso de las mejoras en el diseño de las presas ECCC muy altas en la actualidad en fase de diseño y/o construcción. Su comportamiento va a ratificar experimentalmente las decisiones de diseño y constituirá la referencia básica para las presas en el futuro.

Modelación numérica es una herramienta de diseño que empieza a dar resultados. Es de ayuda para el diseño de las presas por la facilidad de los análisis paramétricos y la comparación de alternativas de solución pero aún no ha llegado a una etapa como para convertirse en el principal instrumento para el diseño de presas de ECCC, teniendo en cuenta la naturaleza de las presas de ECCC, se deberá llegar a etapas donde se pueda tener una mejor modelación logrando una mejor interpretación de los fenómenos físicos involucrados. Las principales decisiones de diseño están destinadas a depender de la aproximación empírica y una verificación con análisis numéricos.

Por lo general, en los sitios donde es factible la construcción de una presa de tierra con corazón impermeable, también es posible proyectar una de ECCC (Sherard & Cooke, 1987). Sin embargo, una cortina de ECCC presenta varias ventajas sobre la primera, desde el punto de vista técnico, económico y confiable.

Entre los aspectos económicos más importantes, que hacen mejores a estas presas ante presas de otro tipo, están los siguientes (Marengo & Chiapa, 2008):

1. El costo de la cara de concreto resulta más económico que la construcción de una base de tierra, filtros y los tratamientos de la cimentación que requieren las presas de tierra.
El ejemplo más ilustrativo es en el P. H. La Parota, Gro; la cortina de
-

materiales graduados arrojó una volumetría de $18\,505\,467\text{ m}^3$ y el de la cortina de enrocamiento con cara de concreto el volumen es de $13\,837\,051\text{ m}^3$. La reducción del 34% del volumen de la cortina permite ofrecer un ahorro del orden de los 50 millones de dólares en el costo total del proyecto, cumpliendo además con la premisa de garantizar la seguridad de la presa dentro del rango de valores usuales en éste tipo de diseños (Marengo, 2005).

2. Los riesgos por retraso en la construcción son considerablemente más bajos y los programas de construcción se reducen debido a:
 - La posibilidad de realizar la construcción del plinto y los trabajos de inyección independientemente de la construcción del terraplén.
 - La versatilidad de climas en los que se pueden construir, ya que no requieren de un periodo de sequía para su construcción. La lluvia no interfiere con los trabajos de colocación del material ni con la construcción de la cara de concreto.
 - La construcción de la cara de concreto en etapas.
 - La manera de colocar el material (por medio de terraplenes), resulta en una mayor libertad para construir, ya que se cuenta con mejores caminos de acceso y tránsito en toda área, gracias a las rampas y taludes internos que se forman y la característica fundamental de una superficie lisa, después de haberse colocado y compactado el material.
3. La base del terraplén no es tan ancha, ya que la inclinación de los taludes se puede proyectar más vertical (generalmente 1:1,4 que es el talud estable de enrocamiento). Esto permite la construcción de túneles, conductos y caminos de acceso más cortos.
4. El hecho de que la zona de enrocamiento es estable contra el flujo de agua (limitado), favorece la economía de la obra de contención, al poder disminuir el espesor del concreto y el porcentaje de acero en losa, aun cuando la presa sea más alta.
5. La construcción del parapeto reduce el volumen del enrocamiento, acorta la colocación de la cara de concreto, y a su vez, agiliza los trabajos al resultar una corona más ancha para las maniobras durante su construcción.

Sherard y Cooke (1987) señalan que, aunque las presas de ECCC son adecuadas para proyectos de grandes alturas, también resultan económicamente factibles para proyectos pequeños (40 m o menos), siempre y cuando la cresta tenga una longitud considerable en relación a la altura. Esto se explica por lo siguiente (Marengo, 2005):

- El costo de los tratamientos de cimentación, para una presa de tierra, tratándose de una gran longitud, constituye el mayor porcentaje del costo total; mientras que el espesor que requiere la pantalla impermeable de una presa de ECCC es mucho menor.
- El costo de los filtros en una presa larga y pequeña es relativamente alto, ya que constituyen un gran porcentaje del volumen total del material; en una presa de ECCC son mínimas.

Las presas de ECCC pueden tener un costo bajo y ser una alternativa importante cuándo se comparan con otras estructuras de enrocamiento, como las presas con corazón impermeable de arcilla o de asfalto y estructuras de concreto compactado con rodillos (CCR o arco) ya sea en valles angostos ($\frac{A}{H^2} < 4^4$) o en valles anchos ($\frac{A}{H^2} \geq 4$).

En lo que respecta a la seguridad, el ICOLD (2000) menciona algunas características inherentes de las presas de ECCC.

1. El enrocamiento zonificado hace que la estructura sea estable contra el flujo de agua. Esto representa una diferencia básica frente a los flujos que se presentan en presas de tierra; En las presas ECCC el agua que emerge en la base aguas abajo, viaja a través de las grietas de la cara de concreto de la roca; en ambos casos, no hay suelo en la presa que pueda erosionarse y provocar su falla; mientras que en una presa de tierra las filtraciones que ocurran sí representan el colapso de la estructura.
2. Toda la zona de enrocamiento está aguas abajo del embalse; por lo que se tiene un alto grado de estabilidad debido a que la carga del agua, en la cara de concreto, comienza en la cimentación, aguas arriba del eje de la presa, y el peso de la estructura se encuentra aguas abajo del plano de aplicación de la presión del agua. Todo el peso del enrocamiento permite estabilizar el empuje hidráulico.
3. No existe subpresión ni presión de poro.
4. Hay una gran confiabilidad contra la fuerza cortante y de compresión en el enrocamiento. La resistencia al esfuerzo cortante en este tipo de presas se ha demostrado con la inclinación que llegan a tener sus taludes o mediante ensayos triaxiales del material. En cuanto a los módulos de compresibilidad, éstos resultan de cinco a ocho veces

⁴donde: A es el área y H es la carga hidráulica

mayores que los que se obtienen en la zona más baja de las presas de enrocamiento sin compactar.

5. La estabilidad de los taludes también conlleva que los análisis estáticos (a menudo llamados análisis del límite de equilibrio) no sean aplicables, salvo contadas ocasiones cuando la presa es construida en lugares que cuentan con rocas con puntos desfavorables o planos débiles.
6. Tienen un alto grado de resistencia ante los sismos, por lo que pueden proyectarse, tanto en regiones con alta como con baja sismicidad. Gracias a la compactación del enrocamiento en pequeñas capas, cuando todo el terraplén de la presa se encuentra en seco, los movimientos telúricos no pueden causar presiones de poro en los vacíos del enrocamiento. Las rocas de que está hecha la estructura no permiten que se magnifiquen las fuerzas de aceleración. Los sismos sólo pueden causar pequeñas deformaciones durante el corto periodo que duran los movimientos. Después del sismo la presa es tan estable como antes. En sismos muy fuertes la losa de concreto puede ser fracturada, incrementando los flujos de agua a través de ella. Estas fracturas y flujos de agua no amenazan la seguridad de la presa porque, como se explicó anteriormente, el agua que pasa a través de las grietas o las zonas de pequeñas rocas debajo de la losa de concreto, puede fácilmente continuar su camino a través de todo el terraplén de enrocamiento, sin que esto ponga en riesgo la seguridad de la presa, ya que cae hacia la base muy rápidamente.

Recientemente, en mayo del 2008 en China se presentó un sismo de 8.0 grados de magnitud en la escala de Richter justo a 20 km de distancia de la presa Zipingpu de 156 m de altura construida en 2006. Se presentaron pequeños daños (ver Figura 6-1, Figura 6-2, Figura 6-3) a un lado de las losas en la cresta de la presa, pero el comportamiento de la estructura permaneció seguro después del intenso sismo (Cruz, Materón, & Freitas, 2009).



Figura 6-1 Daños en la cara de concreto de la presa Zipingpu ECCC (Fotografía cortesía ZepingXu, China) Tomadas de la presentación del Dr. Martin Wieland en el "The First International Symposium on Rockfill Dams", en Chengdu, China del 18 -21 de octubre 2009



Figura 6-2 Cara de Concreto después de la reparación de la presa Zipingpu ECCC (Fotografía cortesía ZepingXu, China) Tomadas de la presentación del Dr. Martin Wieland en el "The First International Symposium on Rockfill Dams", en Chengdu, China del 18 -21 de octubre 2009



Figura 6-3 Daños en la cresta (bordo aguas abajo) de la presa Zipingpu ECCC (Fotografía cortesía ZepingXu, China) Tomadas de la presentación del Dr. Martin Wieland en el "The First International Symposium on Rockfill Dams", en Chengdu, China del 18 -21 de octubre 2009

7. Los asentamientos de la corona son pequeños y disminuyen con el tiempo.

En el simposio de Beijing (ICOLD, 2000) Cooke concluyó que (Paz Soldán, Marengo Mogollón, & Arreguín, 2005):

"La presa de ECCC resulta apropiada en el futuro de las presas de gran altura. Se puede predecir un desempeño adecuado para una presa de ECCC de 300 m de altura de casi todos los tipos de roca, basado en la extrapolación razonable de mediciones de las presas existentes".

BIBLIOGRAFÍA

- Alberro, J. A., & Gaziev, E. (2000). Resistencia y deformabilidad de los enrocamientos. *Mem. XX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, (págs. 95-108). Oaxaca.
- Alberro, J. A., & Gaziev, E. (2000). Resistencia y deformabilidad de los enrocamientos. *Mem. XX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, 1*, págs. 95-108. Oaxaca.
- Alemán, V. J., Marengo, M. H., Rivera, C. R., Pantoja, S. A., & Díaz, B. A. (2011). Relevant aspects of the geotechnical design for "La Yesca" hydroelectric project and of its behavior during the construction stage: the Mexican experience in concrete face rockfill dams.
- Aviles, L. J., Flores, B. R., González, V. J., Herrera, C. S., Hristov, V. V., Li, L. X., y otros. (2001). *Geotecnia en ingeniería de presas*. México: IMTA.
- Bayardo, M. (25-27 de octubre de 2007). Design, Construction and Behavior of Slabs of the Highest Concrete - Faced Dams. (C. B. Barragens, Ed.) *Concrete Face Rockfill Dams, Third Symposium on CFRD - Dams Honoring J. Barry Cooke*, 47-57.
- Bravo C, H. L. (2014). *Cálculo de Módulos Elásticos en las Presas de Aguamilpa, El Cajón y La Yesca, a partir de Observaciones Experimentales de Asentamientos y un Modelo Teórico Tridimensional de Viga de Cortante*. México.
- CFE. (marzo de 2006). Informe geológico de la obra de excedencias en la etapa de preconstrucción del P.H. La Yesca, Jalisco-Nayarit. *Reporte Técnico*.
- Charles, J. A. (1990a). Laboratory Shear Strength Test and the Stability of Rockfill Slopes. En M. d. Neves, *Advances in Rockfill Structures*. Dordrecht: Kluwer Academic Publisher.
- Charles, J. A., & Soares, M. M. (1984). Stability of compacted rockfill slopes. *Geotechnique*, 34(1).
- Chinese Hydraulic Engineering Society. (1999). International Symposium on Flood Control. Beijing.
- Comisión Federal de Electricidad (CFE). (1993). *Manual de diseño de obras civiles, Diseño por Sismo*. México: Instituto de Investigaciones Eléctricas.
- Cooke, B. J. (2000). Concrete Face Rockfill Dams. *Congress and Beijing*. Beijing: ICOLD.
- Cooke, J. B. (July de 1999). CFRD Plinth Layout. *Memo No. 90, Revision*.
- CPH. (2012). *Zonificación de los Rellenos de la Cortina y Análisis Numéricos*. Memoria de Cálculo, Constructora de Proyectos Hidroeléctricos, Obras de Contención, México.
- Cruz, P. T., Materón, B., & Freitas, M. (2009). *Barragens de enrocamento com face de concreto = Concrete face rockfill dams*. Sao Paulo, Brasil: Oficina de Textos.
- Cundall, P. A. (1976). *Explicit finite difference methods in geomechanics* (Vol. 1). Blacksburg, Virginia: Proceedings of the Conference on Numerical Methods in Geomechanics.
- Dams, I. (. (1998). *Dams, Water and Energy - A Statistical Profile*.
- GEIC Subgerencia de Geotecnia y Materiales. (2007). *Pedraplenes de prueba de*
-

- enrocamiento*. México, D. F.: GEIC.
- GEIC Subgerencia de Geotecnia y Materiales. (2006). *Pedraplén de pruebas de aluvión*. México, D. F. : GEIC.
- Gomez, J. E. (2000). *Development of an Extended Hyperbolic Model for Concrete to Spoil Interfaces*. Blacksburg, Virginia: Doctoral dissertation.
- Goodland, E. (1996). The environmental system stability Challenge for hydro industry. *International Journal on Hydro Power & Dams*.
- Goodman, R. E., Taylor, R. L., & Brekke, T. L. (1968). A model for the mechanics of jointed rocks. (ASCE, Ed.) *J. Soil Mech. And Found. Div.*, 94(3).
- Hacelas, J. E. (1998). Evolution in design and construction of the concrete face rockfill dam. *Presas de Almacenamiento Conferencia Internacional, SMMS*, (págs. 55-70). México, D.F.
- Hunter, G., & Fell, R. (october de 2003). Rockfill modulus and settlement of concrete face rockfill dams. *Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(10), 909-917.
- ICG. (2002). *FLAC3D: Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions*. Minneapolis, Minnesota: Itasca Consulting Group, Inc.
- ICOLD. (1989). *Selecting seismic parameters for large dams*. Bulletin 72.
- ICOLD. (1989). World register of dams - 1988. París, Francia. ICOLD Center Office.
- ICOLD Committee on Materials for Fill Dams. (2004). *Concrete Face Rockfill Dams - Concepts for Design and Construction*.
- Indian National Hydropower Association INHA. (2005). International Workshop on Sediment Management. *Conference*. Delhi, India: INHA.
- Lombardi, G., & Deere, D. (Junio de 1993). Diseño y Control del Inyectado Empleando el Principio "GIN". *Water Power and Dams Construction*.
- Machado, B. P. (1993). Pichi Picun Leufu - The First Modern CFRD in Argentina. *Proceedings, International Symposium on High Earth-Rockfill Dams*. Beijing: Chinese Society of Hydroelectric Engineering and ICOLD.
- Marengo Mogollón, H. (enero, 1994). *Análisis de riesgo de falla en presas de tierra y enrocamiento ante avenidas*. Tesis Doctoral. México, D.F.: Facultad de Ingeniería de la UNAM.
- Marengo, M. H. (mayo de 1995). La ingeniería de presas y la hidrogenación en las próximas décadas. *Ingeniería Civil*(313).
- Marengo, M. H. (mayo - agosto de 1996). Análisis de riesgo de falla en presas, estadística y parámetros de referencia. *Ingeniería en México*, XI(2).
- Marengo, M. H. (1999). *Consideraciones acerca del futuro de las presas*. México, D.F.: Comisión Federal de Electricidad.
- Marengo, M. H. (1999). *El Futuro de las Presas* (Vol. Avances en Hidráulica 5). México, D.F.: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Marengo, M. H. (Septiembre - Enero de 2005 - 2006). La ingeniería de presas y obras hidráulicas. *Tlálloc AMH*(35).
- Marengo, M. H. (2005). *Apuntes de Presas de Almacenamiento y Derivación*. México, D.F.
- Marengo, M. H. (2005). *Proyectos hidroeléctricos a corto, mediano y largo plazo*. México, D.F.: Facultad de Ingeniería UNAM.
- Marengo, M. H. (enero de 2006). La ingeniería de presas y obras hidráulicas. *Revista*
-

- Tláloc AMH(35).*
- Marengo, M. H. (2011). *Criterios de Diseño de Presas de Enrocamiento con Cara de Concreto*. México, D.F.
- Marengo, M. H. (s.f.). *Consideraciones de Riesgo de Falla en Presas Mexicanas*. México.
- Marengo, M. H. (en edición). *Aspectos generales de las presas de almacenamiento y derivación*. México, D.F.
- Marengo, M. H., & Chiapa, H. L. (2008). Criterios de Diseño de Presas de Enrocamiento con Cara de Concreto. *XX Congreso Nacional de Hidráulica*. Toluca, Estado de México, México: AMH.
- Marques, F. P., & Pinto, N. L. (1998). CFRD dam characteristics learned from experience. *Hydropower & Dams; Issue One*.
- Marsal, R. J. (1965). Discusión de la sesión III. *Proc. VI International Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Montreal, Canadá.
- Marsal, R. J. (1969). Rotura de partículas en suelos granulares gruesos. *VII International Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Special session 13*. México, D.F.
- Marsal, R. J. (1972). *Resistencia y compresibilidad de enrocamientos y gravas*. México: Instituto de Ingeniería UNAM.
- Martin, L. M., & Korkosz, W. J. (1982). *Connections for precast prestressed concrete buildings*.
- Marulanda, A., & Pinto, N. L. (2000). Recent Experience on Design, Construction, and Performance of CFRD Dams. *J. Barry Cooke Volume, Concrete Face Rockfill Dams, ICOLD, 20th Congress*. Beijing, China.
- Materon, B. (August de 2002). Responding to the Demands of EPC Contracts. *Water Power and Dam Construction*.
- Méndez, F. (mayo de 2005). Rapid Construction at El Cajón CFRD. *Hydropower & Dams; Issue One*.
- P. Romo, M., Botero Jaramillo, E., Méndez Urquidez, B. C., Hernández Mira, S., & Sarmiento Solano, N. (2007). *Actualización del Diseño Geotécnico y Sísmico del Segundo Trazo del Vertedor y la Ubicación Definitiva de la Cortina del Proyecto Hidroeléctrico La Yesca* (Vol. 3 de 3). México: Instituto de Ingeniería UNAM.
- Parkin, A. K. (1990b). Rockfill Modelling. En M. d. Neves, *Advances in Rockfill Structures*. Dordrecht, Holanda.
- Paz Soldán, G. A., Marengo Mogollón, H., & Arreguín, F. I. (2005). *Las Presas y el Hombre*. (A. Asociación Mexicana de Hidráulica, Ed.) México, D.F.: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Romo, M. P. (julio de 2002). Model development from measured seismic behavior of earth-rockfill dam. *Serie Investigación y Desarrollo, Instituto de Ingeniería UNAM(630)*.
- Romo, M. P. (mayo de 2004). Influence of V_p and v values of dam surrounding rock on dam input motions. *Reporte Técnico a la CFE*.
- Romo, M. P., & Villarraga, R. (julio de 1989). Modelo teórico del comportamiento sísmico de presas. El Infiernillo. *Series del Instituto de Ingeniería(518)*.
- Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1970). *Soil moduli and damping factors for dynamic*
-

- response analyses*. EERC 70-10: EERC.
- Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, M. I., & Tokimatsu, K. (September de 1984). Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. (EERC, Ed.) *Report No. UCB/EERC-81/14*.
- Sherard, J. L. (1985). The upstream zone in concrete-face rockfill dams. *ASCE Symposium on Concrete Face Rockfill Dams*. Detroit, USA.
- Sherard, J. L., & Cooke, B. J. (1987). Concrete-Face Rockfill Dam. (ASCE, Ed.) *Journal of Geotechnical Engineering*, 113(10).
- Sierra, J. M. (1989). *Concrete Face Dam Foundations*. (E. Blucher, Ed.) Sao Paulo: De Mello Volume.
- The International Journal on Hidropower & Dams. (2004). *World Atlas & Industry Guide*.
- The International Journal on Hydropower & Dams. (2011). *World Atlas & Industry Guide*.
- The International Journal on Hydropower& Dams. (2014). *World Atlas & Industry Guide* .

A.APÉNDICE 1

Se presenta un listado de presas de ECCC en todo el mundo (>30 m de altura) fue compilado originalmente y actualizado periódicamente por el fallecido J. Barry Cooke, quien falleció en el 2006. El "The International Journal Hydropower and Dams" sigue con la actualización periódica. En el listado se muestra el estado del arte de los últimos 10 años en las presas de ECCC. Las abreviaturas son las siguientes:

- (a) Propósito de la presa: H = Hidrogeneración, I = Irrigación, S = Suministro de Agua, C = Control de Avenidas, R = Recreación, F = Pesca, N = Navegación, M = Multipropósito;
- (b) Espesor de la Cara de Concreto: CH = incremento de espesor en relación con la altura (H) de la presa;
- (c) Tipo de Roca: CR = Enrocamiento compactado

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL
P.H. LA YESCA, MÉXICO

Nombre	País	Altura (m)	Propósito ^(a)	Año de Conclusión	Pendiente		Cara de Concreto Espesor ^(b) (m + CH)	Porcentaje Refuerzo Hor./vert.	Plinto Ancho (m)	Área Cara de Concreto 10 ³ m ²	Enrocamiento ^(c)		Capacidad del Embalse 10 ⁶ m ³
					Aguas Arriba	Aguas Abajo					Tipo	Volumen 10 ³ m ³	
Machadinho	Brasil	125	H	2002	1.3	1.3	0.3+0.0033H	0.3/0.3	3-6	93	Arenisca	6800	
Itapebi	Brasil	119	H	2002	1.25	1.3	0.3+0.002H	0.4	4-6	59	Gneis, diorita	4100	1650
Xiantianji	China	82		2002									19
Yufiao	China	106	H	2002	1.4	1.4				30	Arenisca	1950	95
Sanchong PSP lower	Rep. Corea	72	H	2002	1.4	1.4	0.3+0.002H	0.35/0.48	4-7	31.7	Granulita	2163	63
Sanchong PSP upper	Rep. Corea	90.8	H	2002	1.4	1.4	0.3+0.002H	0.35/0.48	4-7	23	Gneis	1690	7.1
Antamina	Perú	115	Desechos	2002	1.4	1.4	0.3	0.35/0.35	4		Caliza		
Catlitkoru	Turquía		I	2002									49.5
Awoogna	Australia	53	S	2002	1.3	1.3	0.3+0.002H	0.7/0.7	3.0 (min)	37	Argelita	1160	777
Guoditan	China	56.2	I/C/H/S/N	2002								260	22.07
Wang'erhe	China	55.4	I/H/R	2002								698.6	99.5
Lufang	China	53.5	I/C/H/S	2002								270	18.6
Dashuigou	China	75.6	I/C/H/S/R	2003								750	274
Songshan	China	80.3	H	2003	1.4	1.4	0.3+0.003H	0.5/0.5	6-8	24	Andesita	1230	133
Kalanguer	China	62	I/C/H/R	2003	1.5	1.4	0.3+0.003H	0.4/0.5	5-6	36	Grava, andesita	1238	39
Yingchuan	China	87	H/I/S	2003								1100	373.1
Paloona (ampliación)	Australia	46	H	2003	1.3	1.3	0.25	0.6/0.6	1.8-3.5	9	Argelita	155	19
Quebra-Queixo	Brasil	75	H	2003	1.25	1.3	0.3+0.002H	0.4	4-5	49	Basalto	2200	137
Dhauliganga	India	50	H	2003							Gneis		
Daegok	Rep. Corea	52	S	2003	1.4	1.8	0.3	0.4/0.4	4-5	27	Grava, esquistos	580	28
Tamjin	Rep. Corea	53	S/C/H/I	2003	1.4	1.4	0.3+0.003H	0.4	4-6	26	Toba	1506	183
Barrigon	Panamá	50	H	2003	1.45	1.6	0.3		3	3.4		77.3	
Beris	Pakistán	40	H	2003	1.4	1.4	0.3+0.002H	0.4					
Tianmenhe	China	49.5	C	2003								380.2	25.9

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL
P.H. LA YESCA, MÉXICO

Shuiyuan	China	33.5	S	2003								39.73	27
Huangshitan	China	75.6	I/F	2003	1.4	1.4	0.3		2,4,6	14.7	Gabro	685	41.77
Yinzidu	China	129.5	H/I/C	2003	1.4	1.48					Caliza	3100	531
Shuibodu	China	68.8	I/S	2003	1.4	1.4	0.35	0.3/0.4	6-7	12.77	Caliza	562.7	55.1
Mashagou	China	81	C/S	2003	1.4	1.5	0.3-0.57		8-5	16	Arenisca	691	625
Xianchi	China	54	H	2003								180	2.03
Cethana (ampliación)	Australia	114	H	2003	1.3	1.3	0.3+0.002H	0.5/0.5	3.0-5.3	24	Cuarcita	1390	109
Baishuikeng	China	101	I/C/H	2003	1.4	1.4	0.3-0.55		5-6		CR/CG	1508	246.2
Huangcun	China	61.7	S	2003								544.8	42.69
Xiangshui	China	85.5	S,H	2003	1.4	1.4	0.3-0.6		5.8		Caliza	1010	33.6
Pichi PicunLeufu etapa 2	Argentina	54	H	2004							Grava		
Punta Negra	Argentina	86		2004	1.65	1.71			panel		Grava	7300	
Potrerillos	Argentina	116	H	2004								6400	
Yunqiao	China	82.2	I/C/H/S	2004								1580	10
Ganning	China	53	I	2004								550	33.6
Yinwancao	China	44.5	S	2004								195	1.82
La Regadera II	Colombia	90	S	2004	1.5	1.6	0.3+0.002H	0.3/0.35	3		Grava		
Tomata	Japón	25	S/C/I	2004	2.0	2.0	0.35	0.5			Conglomerados	180	84.1
Longshou 2	China	147	H	2004	1.5	1.5	0.3-0.7		3.5	2.64	Diabasa	2530	86.2
Hanpingzui	China	57	H	2004	1.55	1.3	0.4				CR, grava	684.5	510
Sí'anjiang	China	103.9	S/R/H	2004								2200	88.7
Dayankeng	China	76.8	H	2004								570	11.25
Panshitou	China	106	S/C/I/H	2004	1.4	1.5	0.3-0.5	0.3/0.4		75	Arenisca, esquisto	5400	608
Peace/Pyonghwar (aumento)	Rep. Corea	125	C	2004									
Sanzhishu	China	62.8	H	2004									0.8
Barra Grande	Brasil	185	H	2005	1.3	1.4	0.3+0.0025H	0.4	4.5-10	99	Basalto	13000	5000
Fengping	China	65	I/C/H/S	2005							Grava arenosa	430	32
Meishan	China	40.1		2005								126	
Yuxi	China	52		2005								41.1	
Ruiyang 2	China	89	I/H/C	2005	1.3	1.3	0.3-0.5	0.3/0.4	3-5	18	Toba	950	15
Jianyu	China	81.8	S/I/C/H	2005								1268.4	12.8
Ruiyang 2	China	89	H	2005	1.3	1.3	0.3-0.5	0.3/0.4	3-5	18.1	Toba	1303	14.7
Yutang	China	75	H	2005								800	

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL
P.H. LA YESCA, MÉXICO

Tai'an (upper)	China	106	H,I,C	2005	1.3	1.3						3858	10.97
Siping	China	90.5	I/C/H/F	2005								2060	269
Liyutang	China	105	I/C/H/S	2005	1.4	1.4				25.3	Caliza	1800	104.3
Nalan	China	109	H	2005						40.8		2493	286
Xiatianji	China	71.5	I/C/F	2005								890	12.9
Kannaviou	Chipre	75	I	2005	1.4	1.8	0.3+0.002H		4-12	35	Basalto	1900	
Jilintai	China	157	H/I/C/F	2005	1.5	1.9	0.3+0.003H	0.5/0.4	6-10	127	Toba	8362	2440
Yingcun	China	67.5	S,I,C,H	2005	1.3	1.3	0.4	0.4	4.5	6.5	Toba volcánica de lava	510	23.5
Cheongsong PSP lower	Rep. Corea	62	H	2006	1.4	1.4	0.4		4	20		711	7
Cheongsong PSP upper	Rep. Corea	90	H	2006	1.4	1.4	0.4		6	34		2145	7
Yang Yang PSP upper	Rep. Corea	72	H	2006	1.4	1.4	0.3+0.003H	0.4/0.4	4-5	26	Gneis	1400	0.5
Gongboxia	China	139	H/I/S/C	2006	1.4	1.4	0.3+0.003H	0.4/0.4	4-8	46	Granito, Grava	4763	620
Toulustouc	Canadá	76	H	2006									
Bajiaohe I	China	113	H	2006	1.35	1.3				36	Arenisca	1920	99
Huanglianshan	China	70	I	2006								482.9	112.5
Eping fue	China	124.3	H	2006	1.5	1.5	0.3-0.7	0.4	5.5-7	43	Andesita, grava	2980	972
Zhengping													
Tongbai PSP, Lower	China	71	H	2006	1.4	1.35	0.3+0.003H	0.4	3.5-5	38		129	12.9
Langyashan PSP Upper	China	64	H	2006							CR	1265	1.8
Yixing PSP Upper	China	75	H	2006	1.3	1.48					Arenisca	2850	5
Hongjiadu	China	181	HCSFRNI	2006	1.4	1.4	0.3+0.003H	0.5/0.5	6-10	76	Caliza	10 000	4925
Sanbanxi	China	186	HNFCIS	2006	1.4	1.4	0.3+0.0035H	0.4/0.4	6-12	94	Arenisca	8253	4094
Zipingpu	China	158	ISHCRF	2006	1.4	1.5	0.3+0.003H		5,8,15	127	Arenisca	2445	760
El Cajón	México	189	HCN	2006	1.5	1.4	0.3+0.003H			99	Igimbrita	12 000	2368
Yayangshan / Yapingshan	China	86		2006									
Mirani	Pakistán	39	I	2006	1.5	1.6					Grava		
Halabula	China	64	S,I	2006									1436
Jinzaoqiao	China	111.3	2006									1750	94.5
Dongba	China	105	C/H/I	2006	1.4	1.55	0.3+0.0035H		10,8,6		Arenisca	3160	322

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL
P.H. LA YESCA, MÉXICO

Shuanghekou	China	99.5	H	2006							Caliza, esquisto de barro	2500	195
Campos Novos	Brasil	200	H	2007	1.3	1.4	0.3+0.0025H	0.4	4.5-12	106	Basalto	12000	1480
Meidai	China	93.2	S/C/I	2007								608.9	20.4
Kárahjúkar	Islandia	195	H	2007	1.3	1.3	0.3+0.002H	0.3/0.4	H/15	87	Moberg, brecha, basalto	8400	2260
Wawushan	China	140	H	2007									545
KwaiNoi (1 de 2 presas)	Tailandia	75	M	2007	1.4	1.4	0.3	0.5/0.5	15.50	36	Gravel	1500	759
Chabrouh	Líbano	63	S,I	2007									
Longma	China	135	H	2007									561.3
Sinanjang	China	115	H,I	2007								2970	263
Guanmenyan	China	n/d		2007									25.4
Torul	Turquía	152	H	2007									
Xiaohe	China	96	H	2007								1100	100
Jiemian	China	126	H/I/C	2007						58	Arenisca	3420	1058
Sinanjang	China	115	H/I	2008	1.4	1.46	0.3-0.65		6-10	75	CR	2970	263
BergRiver	Sudáfrica	70	I	2008	1.5	1.5	0.3-0.0024H	0.4	4-8	70	Gravel		
Judianxia	China	136.5	H	2008								2800	943 000
Shuanggou	China	109.7	H	2008	1.4	1.4	0.3+0.003H	0.3/0.4	3.5-5.5	41	Andesita, basalto	2580	390
Zhanghewan PSP upper	China	57	H	2008								5130	7.9
Wangjiahe	China	50.9	H	2008								21.5	0.3
Wanshen	China	41.6	I,H	2008								277	28.2
Tankeng	China	162	I/C/H/S	2008	1.4	1.4	0.3+0.003H	0.4/0.4	6-10	68	Toba, CR	9702	4190
Jiuxunxia	China	136.5	I/S/H/C	2008								2800	9430
Jielong	China	64	I	2008								770	11.1
PushiUpper	China	76.5	H	2008									13 510
QuangTri	Vietnam	75	H,S	2008									
Dalahe	China	65	H	2008									332.2
Los Caracoles	argentina	138	H/I	2009	1.6	1.7	0.3+0.002H	0.35/0.4			Grava	8700	560
Chahanwusu	China	110	H,C	2009								4100	125
Merowe	Sudan	60	I/H	2009							Granito		
Muceng	China	56	I/H	2009									125
Malutang	China	154	H,C	2009								800	536
Bashan	China	155	H,C,I	2009									320

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL
P.H. LA YESCA, MÉXICO

Jinzhong	China	97	I,S	2009								2091	105.6
Ladakou	China	95	H,N,F,R	2009							Grava		
Jiufeng	China	67.5	I,H	2009								1540	98
Shuibuya	China	233	H,C,N	2009	1.4	1.46	0.3+0.003H	0.4/0.4	4-10	12	Caliza	15 260	4580
Liaoye	China	66.2	I,S	2010								1315	16.3
Jishixia	China	100	H	2010	1.5	1.55	0.3+0.003H	0.4/0.5	4,6,7.4		Grava, balasto Dolomítica de caliza	2880	264
SiahBishe (upper)	Iran	85	H	2010	1.6	1.6	0.3+0.002H	0.4/0.4	8	29.7		1175	3.5
Jiangpinghe	China	221	H/C	2010								7180	1424
Qikou	China	140	H	2010								9200	12 500
Ponre-Ponre	Indonesia	55	n/a	2010									
Ancoa	Chile	115	I,H	2010	1.5	1.6	0.3-0.59	0.3/0.4	4-8	40	Grava	3900	80
Bakun	Malasia	205	H	2010	1.4	1.4	0.3+0.003H	0.3/0.4	4-6	127			
Mazar	Ecuador	180	H	2010							Cuarcita	5000	
Portezuela del Vicento	Argentina	151	H	2010									
Sujiahe	China	145	H	2010									
Hongwawu	China	45	I,H	2010							Esquisto		499
Pushihe	China	92	H	2010									135.1
HeimifengUpper I	China	69.5	H	2010									10 351
Heimifenglower I	China	79.5	H	2010									9989.4
Heimifengupper II	China	54.5	H	2010									9000
Mazar	Ecuador	161	H	2011	1.4	1.5	0.3+0.003H	0.5/0.5		52.5	Quartzite	4800	
Yecheon PSP upper	Rep. Corea	74	H	2011									
Yecheon PSP lower	Rep. Corea	64	H	2011									
Jinjiaba	China	102.5	H	2011									158 000
Dongjing	China	149.5	H,C,i	2011								955	955
GelevardeNeka	Irán	113	I,H	2011									115.5
Xiangshuijian upper	China	87	H	2011	1.4	1.4						2570	17
Pankou	China	114	H,C	2011	1.4	1.5	0.3+0.0038H	0.5/0.5	4-7.5	46		3110	246
Sanjiaohan	China	47	I	2011									17.8
An Khe	Vietman	68	H	2011									15.9
Bayramhacili	Turquia	73	H	2011								2435	215

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL
P.H. LA YESCA, MÉXICO

Cercado-Rancheria	Colombia	115.5	I	2011	1.4	1.6	0.3+0.0025H	0.35/0.4	3-6	38	Grava, limestone, sandstone	3000	198
Yedigoze	Turquia	129	H, C	2012	1.4	1.47	0.3+0.003H	0.3-0.7		1.25	Limestone	3000	
Huhehaote upper	China	62.5	H	2012									6663.7
Duonuo	China	108.5	H	2012									562.2
Sandaowan	China	48		2012									
Shahr-e-Bijar	Irán	94.5	S,H	2012									
SiahBishe	Irán	128	H	2012	1.6	1.6	0.+0.002H	0.4/0.4	8	38.9	Caliza	1891	3.6
Limon	Perú	83	H	2012	1.15	1.15	0.55-0.42				Grava		
La Yesca	México	208.5	H	2012	1.4	1.4					Ignimbrita		
Qincun	China	64	I,H	2012									244
Tuantanhe	China	72	H	2012									16 870
Baopinghe	China	93.6	H	2012									
Xiaoshixia	China	61.1	H	2012									69 000
Gokcebel	Turquía	140	H	2012									122.49
Hasanlar	Turquía	57.4	S	2012								488	7.9
Cokal	Turquía	80.5	S, I	2012								3500	204
Karacasu	Turquía	60	S, I	2012								2320	17.2
Ancoa	Chile	126	I, H	2013	1.5	1.6	0.3-0.59	0.3/0.4	4-8	40	Grava	3900	80
Gelevarde Neka	Iran	110	I, H	2013	1.45	1.4			4.12- 10	15.5	Limestone	2220	115
XePian – XeNamNoy	Laos	82	H	2013									
Baiyantán	China	94.2	I, S	2013									
Nazixia	China	121.5	H	2013									715
Shuangqiao	China	65.5	H	2013									91 400
Xieka	China	110	H	2013									848 500
Xigu	China	144	H	2013									99.86
Kensiwate	China	129.4	H	2013									188
Bagbasi	Turquía	115	S, H, I	2013								3800	204.9
Stung Atay (2)	Cambodia	48+46	H	2013									
Kavsak Bendi	Turquía	95.4	H	2013	1.4	1.6	0.3+0.55	0.2/0.2	5.4	23.44	Limestone	1013	30.19
Kandil	Turquía	104	H	2013								2210	438.7
Aksahan	Turquía	42	S	2013								401	4.6
Damlapinar	Turquía	57.5	S	2013								634	10.13
Xe Kaman I	Laos	184	H	2014	1.3	1.3	0.3+0.002H	0.35/0.4	4-9	84	Sandstone	9200	17 330

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL
P.H. LA YESCA, MÉXICO

Shitouxia	China	123	H, I	2014										985
Xianyou Lower	China	74.9	H	2014										17 890
Xianyou Upper	China	72.6	H	2014										17 350
Liouesso	Congo Brazzaville	n/a	H	2014										
Stung Tatay (2)	Cambodia	110+77	H	2014										
Bedford	Sudáfrica	50.9	H	2014										
Arkun	Turquía	140	H	2014	1.6	1.4	0.3+0.002H	0.4/0.4	4-6.5	104.2	Grava arenosa	6330	283	
Koyunbaba	Turquía	51.86	S	2014							Grava	1610	210.78	
Aydinca	Turquía	87.5	S	2014								3340	40.49	
Gokceler	Turquía	103	S	2014								1819.5	50.38	
Akbas	Turquía	75.75	S	2014							Grava	1405.5	21.8	
Cayirdere	Turquía	63	S	2014								593.6	28.25	
Bozkir	Turquía	116	S, H	2014								3953.5	348.73	
Alakopru	Turquía	99	S, H, I	2014							CFRD+RCC	2343	130.5	
Derince	Turquía	64	S	2014							Grava	1300	20.6	
Sogamoso	Colombia	190	H	2014	1.4	1.4	0.3+0.002H	0.3/0.4	6-10	75	Grava, arenosa	8153	4800	
Xe Kong 4	Laos	170	H	(2015)										
Silvan	Turquía	174.5	H, I	(2016)									8810	
Houziyan	China	223.5	H,S	(2017)									706	
Nam Ou	Laos	224	H	(2018)										
La Parota	México	163	H	(2021)	1.6	1.6	0.3+0.003H		4-8	170		14 158	6790	
Munda	Pakistán	213	H, S	(2021)										
Jiangpinghe	China	219	H/C		1.4	1.4	0.3-1.1		3-1.5			7040	1366	
Chaglla	Perú	200	H											
Morro de Arica	Perú	220	H	En Diseño	1.4	1.4	0.3+0.003H	0.4	3-5	38		5100		
Agbulu	Filipinas	234	H	En Diseño	1.4	1.5						21000	3981	
Basha	Pakistán	270	H/I	En Diseño					Muro			8800		
Nam Ngum 3	Laos	220	H	Suspendido									14.2	

A. APÉNDICE 2

A continuación se presentan las secciones transversales de las presas de ECCC más altas existentes, su importancia en el progreso y desarrollo de la zonificación.

Aguamilpa (México, 1993)

En la Figura A-1 y en la Tabla A-1 se muestra la posición de cada zona de la presa Aguamilpa, indicando los materiales utilizados en su construcción.

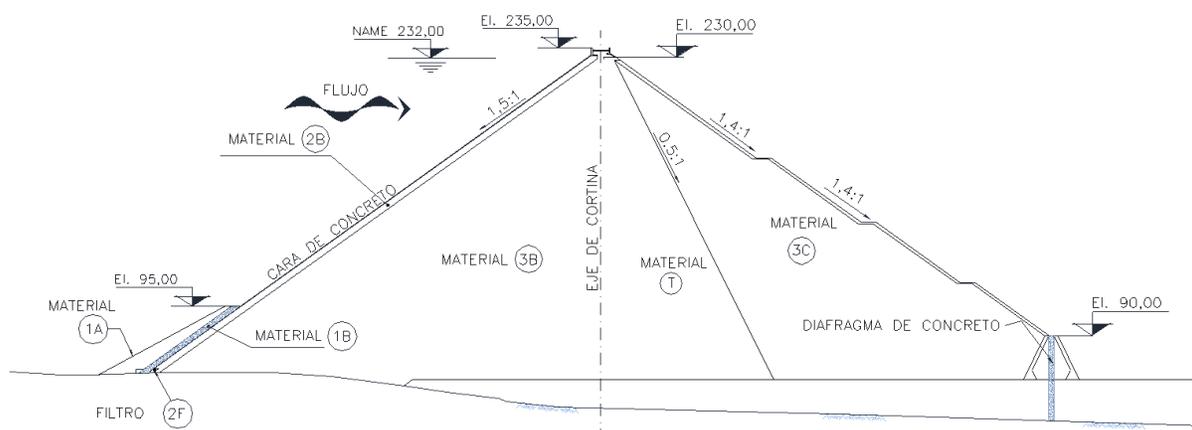


Figura A-1 Zonificación de la Presa Aguamilpa

Tabla A-1 Materiales de la Presa Aguamilpa

Material	Especificación	Zona	Colocación	Compactación
Suelo	No clasificado	1ª	Colocado en capas de 0.80 m de espesor	Equipos de construcción
Suelo	Arena limosa fina, $\varnothing_{\text{máx}} 0.2 \text{ cm}$	1B	Colocado en capas de 0.30 m de espesor	Equipos de construcción
Filtro 2F	Gravas aluviales y arenas limosas, $\varnothing_{\text{máx}} 3.8 \text{ cm}$	2A	Compactado en capas de 0.30 m	4 pasadas con rodillo vibratorio (100 KN)
Gravas	Mezcla de grava triturada y arena, $\varnothing_{\text{máx}} 7.5 \text{ cm}$	2B	Compactado en capas de 0.30 m	Capas: 4 pasadas con rodillo vibratorio de 100 KN, Cara: 6 pasadas con rodillo vibratorio de 40 KN o 130KN PC

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL P.H. LA YESCA, MÉXICO

	Aluvión, $\varnothing_{\text{máx}}$ 40 cm	3B	Compactado en capas de 0.60 m	4 pasadas con rodillo vibratorio (100 KN)
Enrocamiento	Enrocamiento 3C con $\varnothing_{\text{máx}}$ 50 cm	T	Compactado en capas de 0.60 m	4 pasadas con rodillo vibratorio (100 KN)
Enrocamiento aguas abajo	Enrocamiento Ignimbrita, $\varnothing_{\text{máx}}$ 100 cm	3C	Compactado en capas de 1.20 m	4 pasadas con rodillo vibratorio (100 KN)

Algunas características $H = 187$ m; $L = 642$ m; $L/H = 3.43$; $A/H^2 = 3.92$. Talud aguas arriba 1.5:1 y aguas abajo 1.4:1; el volumen es 13,000,000 m³.

La Presa Aguamilpa se construyó sobre el río Santiago, en el estado de Nayarit, México. Se finalizó su construcción en 1993, y fue la presa más alta del mundo en su tipo hasta el 2006.

Campos Novos (Brasil, 2006)

En la Figura A-2 y en la Tabla A-2 se muestra la posición de cada zona de la presa Campos Novos, indicando los materiales utilizados en su construcción.

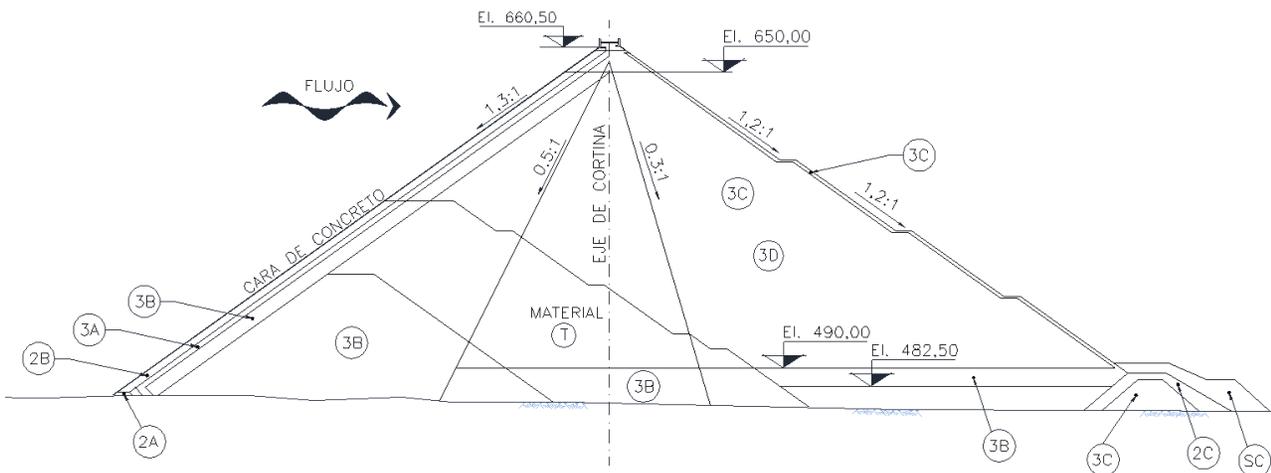


Figura A-2 Zonificación de la Presa Campos Novos

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCC APLICADO EN EL
P.H. LA YESCA, MÉXICO

Tabla A-2 Materiales de la Presa Campos Novos

Material	Especificación	Zona	Colocación	Compactación	Especificación de resistencia
Filtro fina (aguas abajo del la junta perimetral)	$\varnothing_{\text{máx}}$ 25 mm	2A	Compactado en capas de 0.50 m	Rodillo vibratorio de 12 t	
Transición fina	Basalto denso Procesado $\varnothing_{\text{máx}}$ 100 mm	2B	Compactado en capas de 0.50 m	Rodillo vibratorio de 12 t, 6 pasadas	
Transición gruesa	Basalto denso, $\varnothing_{\text{máx}} < 0.5$ m	3A	Compactado en capas de 0.50 m	Rodillo vibratorio de 12 t, 6 pasadas	
Enrocamiento Aguas arriba	$\varnothing_{\text{máx}}$ 100cm min. 70% de basalto o riolacita	3B	Compactado en capas de 1.00 m	Rodillo vibratorio de 12 t, 6 pasadas y se agregó agua 200 l/m ³	Por lo menos 70% con resistencia a compresión por encima de 50 MPa
Enrocamiento Aguas abajo	$\varnothing_{\text{máx}}$ 1.60 m	3C	Compactado en capas de 1.60 m	Rodillo vibratorio de 12 t, 6 pasadas	Por lo menos 70% con resistencia a compresión por encima de 40 MPa
Enrocamiento Aguas abajo	$\varnothing_{\text{máx}}$ 1.60 m	3D	Compactado en capas de 1.60 m	Rodillo vibratorio de 12 t, 6 pasadas	Por lo menos 70% con resistencia a compresión por encima de 25 MPa
Enrocamiento de la zona central	$\varnothing_{\text{máx}}$ 1.00 m con por lo menos 70% de basalto o riolacita	3D' T	Compactado en capas de 1.00 m	Rodillo vibratorio de 12 t, 6 pasadas y se agregó agua 200 l/m ³	Por lo menos 70% con resistencia a compresión por encima de 25 MPa
Suelo	Suelo superficial / Saprolítico	SC	Enrocamiento a volteo		
Suelo	Suelo superficial / Saprolítico	2C	Compactado con equipo de construcción en capas de 0.40 m		

Algunas características: $H = 202$ m; $L = 592$ m; $A/H^2 = 2.60$; talud aguas arriba 1.3:1 y talud aguas abajo 1.4:1, el volumen es 12,100,000 m³.

La presa Campos Novos se construyó sobre el río Canoas, en el estado de Santa Catarina, Brasil. Se finalizó su construcción en 2006, y fue la presa más alta del mundo en su tipo hasta el 2008.

El Cajón (México, 2007)

A continuación se presentan las características de la presa P.H. El Cajón con un diseño de 189 m de altura que siguió la práctica moderna de enrocamiento con cara de concreto. Los taludes aguas arriba y aguas abajo tienen una pendiente de 1.4:1, con una sección típica de enrocamiento que se muestra en la Figura A-3 y detalles en el plinto se muestran en la Figura A-4.

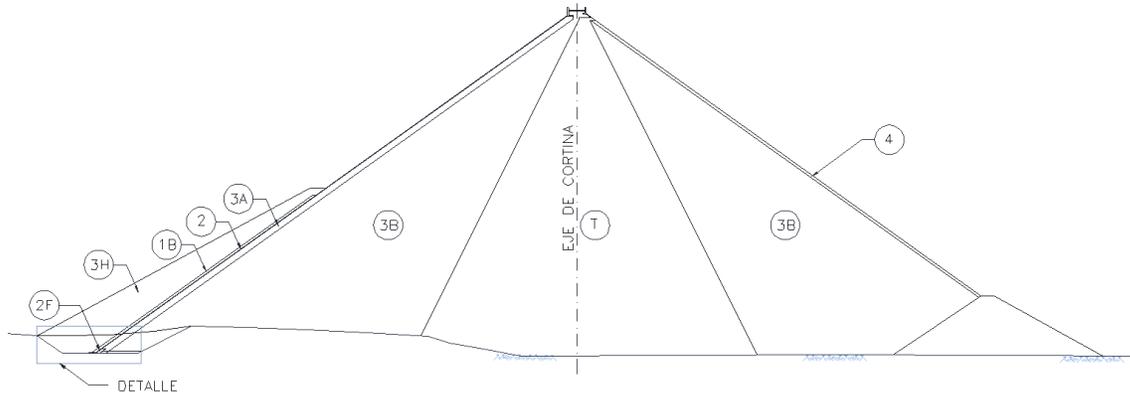


Figura A-3 Zonificación de la Presa El Cajón

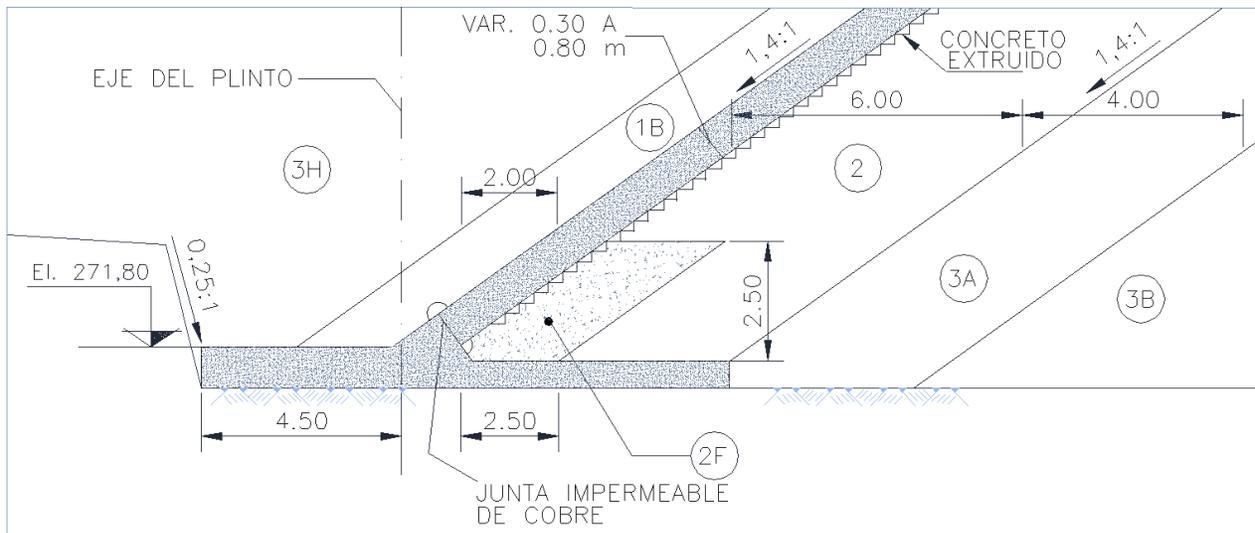


Figura A-4 Detalle - Sección agua arriba

El punto más bajo en el cauce del río, donde se encuentra la cimentación del plinto tiene la elevación 208.00. El cuerpo principal del enrocamiento está construido usando rocas producto de voladuras disponibles, son las Zonas 3B, T y 3C indicadas en la Figura A-3 Zonificación de la Presa El Cajón. En el talud aguas abajo se encuentra la zona 4 para protección y evitar la erosión del talud, el material también se obtuvo de roca producto de voladuras.

Dos zonas de filtro se colocaron abajo de la cara de concreto (Figura A-3). Zona 2 y 2F son semipermeables, materiales obtenidos de las excavaciones y roca aluvial excavada en el cauce del río, la cual fue procesada en la planta de agregados. Zona 3A se utilizó como una zona de transición entre la zona 2 y la zona 3B y también fue procesada del mismo material de los filtros. La colocación y compactación del enrocamiento se describen en la Tabla A-3.

Adicional a los materiales mencionados, el Cajón también requirió de la zona 1B y 3H situadas aguas arriba de la cara de concreto. El material 1B es una arena fina limosa que constituye un elemento de migración. En el caso de un evento de falla en la junta impermeable la arena limosa fina migrará, sellando y obstruyendo la abertura de las fisuras.

Tabla A-3 Materiales de la Presa El Cajón

Zona	Colocación	Compactación	Número de Pasadas
1B	Compactado en capas de 0.30 m	Compactado con Tractor	NA
2F	Compactado en capas de 0.30 m	Rodillo vibratorio de 10.6 t	6
2	Compactado en capas de 0.30 m	Rodillo vibratorio de 10.6 t	8
3A	Compactado en capas de 0.30 m	Rodillo vibratorio de 10.6 t	8
3B	Compactado en capas de 0.80 m	Rodillo vibratorio de 12.2 t	6
T	Compactado en capas de 1.00 m	Rodillo vibratorio de 12.2 t	6
3C	Compactado en capas de 1.40 m	Rodillo vibratorio de 12.2 t	6
3H	Compactado en capas de 0.40 m	Compactado con Tractor	NA
4	Colocado con maquinaria	Colocado con retroexcavadora	NA

Zona 2

La zona 2 se colocó directamente abajo de la losa de la cara de concreto teniendo un promedio por lo menos 40 % de finos después de pasar el tamiz No. 4, la curva granulométrica se presenta en la Tabla A-4 y en la Figura A-5. Las especificaciones técnicas requieren un coeficiente de permeabilidad de $k = 1 \times 10^{-3}$ cm/s y este parámetro se consigue fácilmente en el campo.

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO DE LAS CORTINAS DE ECCEC APLICADO EN EL
P.H. LA YESCA, MÉXICO

Tabla A-4 Zona 2 Especificaciones

Tamaño (in)	Tamaño de las partículas (mm)	Limites	
		min.	máx.
3	76.20	100	
1 ½	38.10	79	100
1 ¼	31.75	75	94
0.75	19.05	64	78
0.38	9.53	51	64
4	4.75	40	53
10	2.00	30	41
20	0.85	22	31
40	0.43	16	24
60	0.25	13	20
100	0.15	10	16
200	0.07	6	12

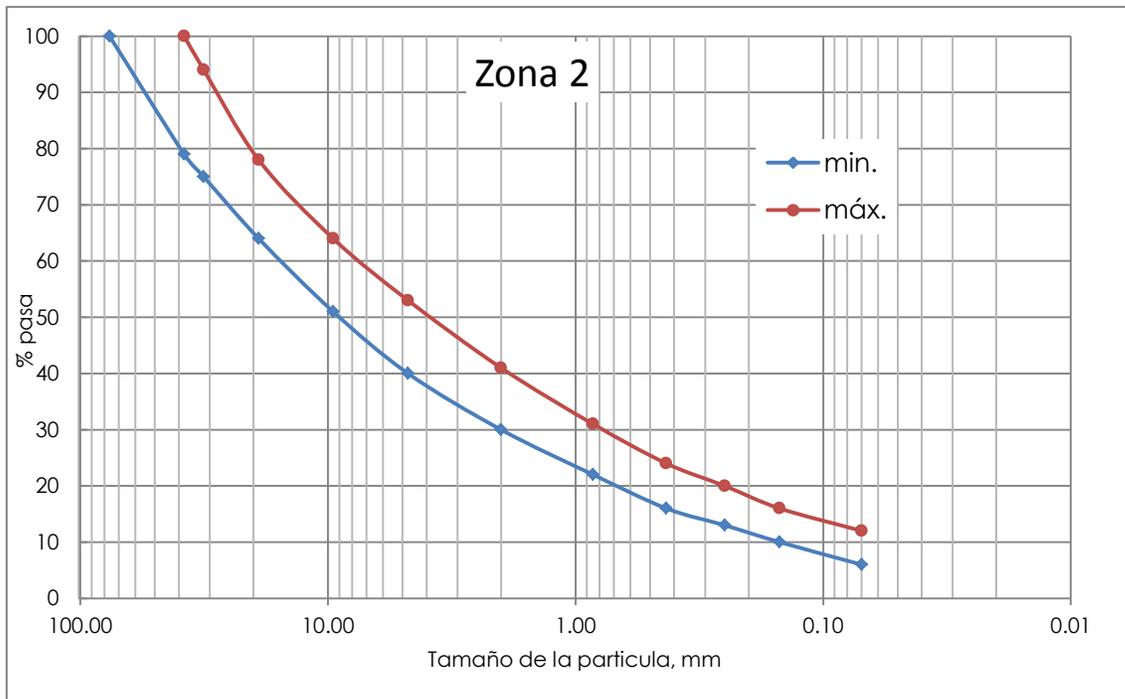


Figura A-5 Especificaciones de Granulometría- Zona 2

Para aguas arriba de la zona 2, se colocó el concreto extruido como se utilizó en la presa de Machadinho en Brasil, Itapebi también en Brasil y Mohale en Sudáfrica, por mencionar algunos, los beneficios de esta técnica se describieron en la sección 4.1.2.

Después de los ensayos de campo, la mezcla que se utilizó en el Cajón fue:

- ✓ Cemento 71 kg/m³
- ✓ Grava (19 mm – No. 4) 896 kg/m³
- ✓ Arena 1203 kg/m³
- ✓ Agua 96 l/m³

Se ocuparon tres trabajadores para realizar el bordo extruido:

- ✓ Operador de la máquina para colocar el bordo extruido
- ✓ Transferencia de la mezcladora a la maquinaria del bordo extruido
- ✓ Alineación y misceláneos

Las operaciones del bordillo extruido de concreto empezaron el 12 de Noviembre de 2004 en la elevación 215.80 y termino satisfactoriamente el 26 de Julio de 2006 en la elevación 391.70. no se colocó membrana de PVC entre la cara de concreto y el bordo extruido.

Zona 2F

En el contacto entre la zona 2 y la roca de cimentación hay una mayor tendencia a la segregación indeseable de las partículas grandes directamente en la superficie de la roca, (Sherard J. L., 1985). Por esta razón en la presa el Cajón, se utilizó un diseño conservador y en los detalles especiales en el contacto de la roca se colocó una franja delgada, la zona 2F, con un tamaño máximo de partículas de 38 mm, localizado por debajo de la junta perimetral, como se muestra en la Figura A-4.

Tabla A-5 Zona 2F - Especificaciones

Tamaño (in)	Tamaño de las partículas (mm)	Límites	
		min.	máx.
1 ½	38.10	100	
1 ¼	31.75	91	
0.75	19.05	77	
0.38	9.53	61	100
4	4.75	49	74
10	2.00	37	57
20	0.85	28	44
40	0.43	20	35
60	0.25	15	28
100	0.15	12	23
200	0.08	7	17

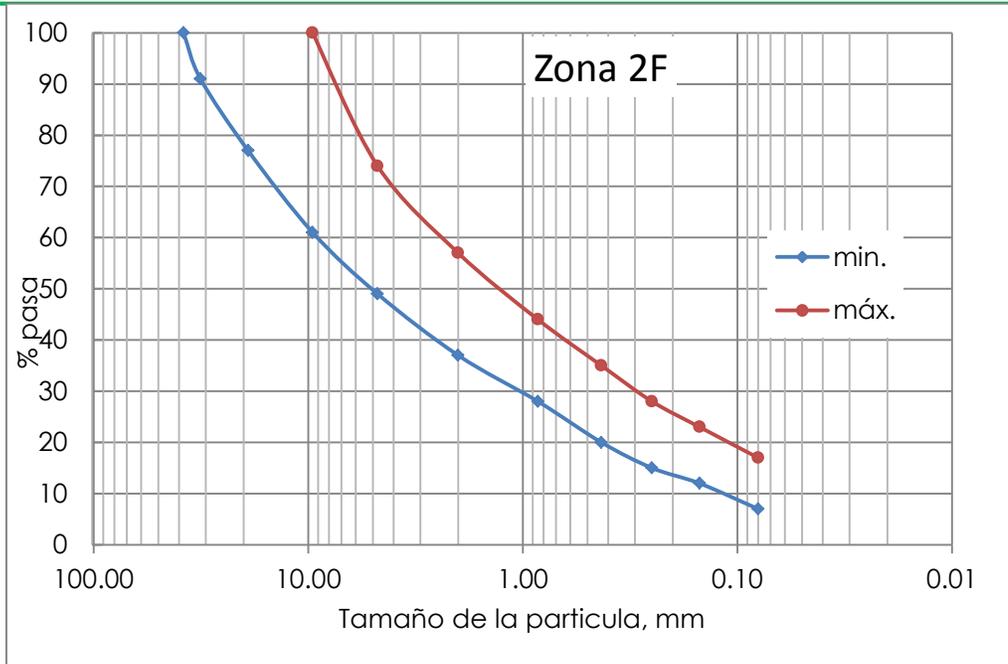


Figura A-6 Especificaciones de Granulometría - Zona 2F

Zona 2F se hizo con material procesado con una graduación de filtro con el fin de retener la migración de arena limosa fina a través de la junta perimetral, obstruir y contener cualquier fuga. La Zona 2F se colocó directamente abajo de la junta perimetral con un promedio de al menos 49% de finos en el tamiz No. 4 como se puede en la curva granulométrica indicada en la Figura A-6 y como se muestra en la Tabla A-5.

A continuación se indica el proceso constructivo que se empleó en el Cajón.

Colocación de la Zona 2

- La máquina para la construcción del bordo extruido se alineo topográficamente.
- La máquina para realizar el bordo extruido viaja desde un estribo a otro con la especificación de 0.3m de altura y un talud aguas arriba de 1.4:1. La máquina IMB 900-GCT fue importada de Brasil y dio una producción alrededor de 50 – 60 metros lineales de bordillo extruido por hora.
- La capa que continua (Zona 2) con 6 m de ancho, se colocó una hora y media después de haber sido vertido el bordillo extruido
- El material de la Zona 2 se empezó a colocar en capas con métodos convencionales, ósea vertiendo directamente en el área y haciendo la propagación utilizando hojas topadoras y niveladora, pero debido a los tiempos que se tenían contratados para la ejecución se estableció una

modificación, la cual consistió en colocar un ancho con un DEMAG DF 140 CS máquina mecánica espaciadora similar a la empleada en la construcción de los pavimentos de las carreteras. Usando la máquina DEMAG se mejoró la calidad de colocación del material, reduciendo la segregación e incrementando la productividad de 3 a 4 veces, lo que constituyó un paso más allá en el avance de la nueva tecnología para las presas de ECCC.

- e. La zona 2 aguas arriba se compacto usando un rodillo vibratorio CAT CS 683 de 10.6 t llegando a una relación de vacíos de 0.22 ($\gamma_d = 2,334$ kg/cm²), y se logró con seis a diez pasadas del rodillo. El coeficiente de permeabilidad logrado fue de $k = 6.5 \times 10^{-4}$ cm/s.
- f. El acarreo se realizó utilizando una flota de camiones articulados fuera de carretera Terex TA30 y camiones de volteo.



Figura A-7 Colocación del material en la Zona 2

Obtuvo un promedio de 2.4 capas por día o alrededor de 1,300 m³ de material fino para la zona 2 colocados en la época de secas con los equipos trabajando 20 horas efectivas por día en dos turnos de 6 días a la semana.

Durante los días de lluvias de la época húmeda, se alcanzó un promedio de 1 – 1.5 capas por día.

Pruebas de densidad convencional se llevaron a cabo cada 2 capas, las cuales dieron la oportunidad de ver la segregación del material colocado.

Colocación de la Zona 2F

- a. El material es transportado en los camiones de volteo y se descarga en la zona de contacto entre el material 2 y los cimientos de la roca
- b. El material es extendido con un Case 580 Serie M2 mini-retroexcavadora y mano de obra.

- c. La zona 2F fue compactada utilizando rodillo vibratorio CAT CS 683 de 10.6 t con seis pasadas donde el espacio para el rodillo estaba disponible. Para las esquinas se utilizó una retroexcavadora con un accesorio Nippon Pneumatic Kenko (NPK) con placa de acero vibratoria alcanzando hasta ($\gamma_d = 2040 \text{ kg/cm}^2$). La placa de acero NPK tiene un ancho de 1.0 m por 0.8 de largo y entregando un impacto equivalente a 10 t (Figura A-8).
- d. Colocar concreto dental en el estribo para poder hacer la correcta colocación de la próxima capa.



Figura A-8 Colocación del material en la Zona 2F

Colocación del material 2F se ejecutó simultáneamente con el material de la Zona 2, con tasas de colocación alrededor de 28 m^3 por día de trabajo.

Cabe mencionar que las tasas de colocación reales para el cuerpo de la cortina durante la casi todo el tiempo fueron alrededor de $20\,000 \text{ m}^3$ de enrocamiento por día de trabajo con los equipos trabajando todo el día (20 horas efectivas) en dos turnos de 6 días a la semana.

Shuibuya (China, 2009)

En la Figura A-9 y en la Tabla A-6 se muestra la posición de cada zona de la presa Shuibuya, indicando los materiales utilizados en su construcción.

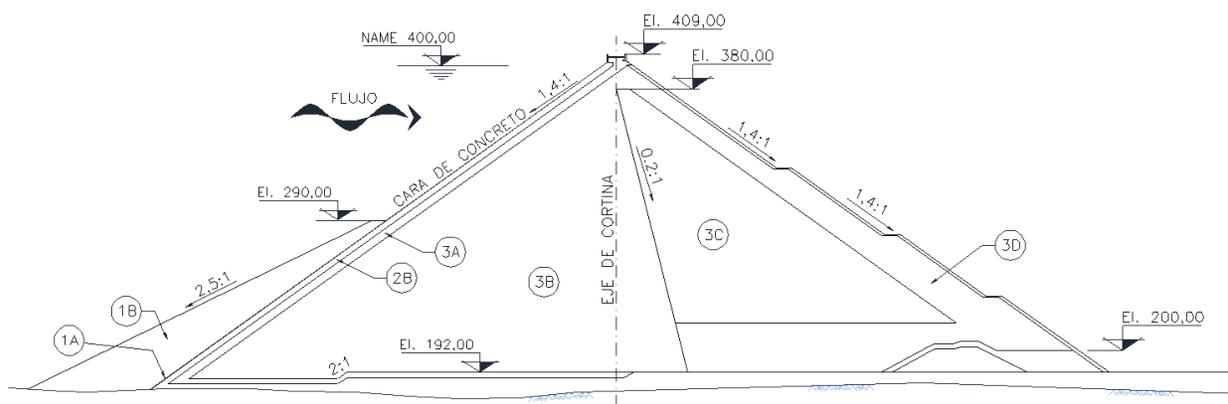


Figura A-9 Zonificación de la presa Shuibuya

Tabla A-6 Materiales de la Presa Shuibuya

Zona	Descripción	Procedimiento de compactación	Especificaciones de compactación
2B	Filtro, roca caliza procesada γ_d 2.25 t/m ³	Compactado en capas de 0.40 m	Compactado con 8 pasadas de rodillo vibratorio de 18 t y se agregó agua
3A	Transición, roca caliza procesada γ_d 2.20 t/m ³	Compactado en capas de 0.40 m	Compactado con 8 pasadas de rodillo vibratorio de 18 t y se agregó el 15% de agua
3B	Enrocamiento, roca caliza γ_d 2.18 t/m ³	Compactado en capas de 0.80 m	Compactado con 8 pasadas de rodillo vibratorio de 25 t y se agregó el 15% de agua
3C	Enrocamiento, roca caliza γ_d 2.15 t/m ³	Compactado en capas de 0.80 m	Compactado con 8 pasadas de rodillo vibratorio de 25 t y se agregó el 10% de agua
3D	Enrocamiento, roca caliza γ_d 2.15 t/m ³	Compactado en capas de 1.20 m	Compactado con 8 pasadas de rodillo vibratorio de 25 t
1B	Suelo	Colocado	Equipo de construcción
1A	Suelo	Colocado	Equipo de construcción

Algunas otras características: $H = 233$ m; $L = 660$ m; $L/H = 2.83$; $A/H^2 = 2.21$; talud aguas arriba 1.4:1 y talud aguas abajo 1.4:1, el volumen es 15,640,000 m³.

La presa Shuibuya se construyó sobre el río Qingjian tributario del río Yangtze, en la provincia de Hubei, China. Se finalizó su construcción en 2008, y es la más alta del mundo en su tipo hasta la fecha.