



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO

---

---

FACULTAD DE INGENIERÍA

**DEFORMABILIDAD DE LA PRESA DE  
ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO  
“LA YESCA”**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

**INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

ISAAC TLAHUETL HERRERA

DIRECTOR: M.I. REGINALDO HERNÁNDEZ ROMERO





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.

## AGRADECIMIENTOS

A mis padres:

Por su apoyo y confianza a lo largo de mis estudios y en la realización de este trabajo.

A mis familiares:

Por su buen trato en todas las circunstancias en los que los necesité.

Al M.I. Reginaldo Hernández Romero

Por su apoyo, comprensión y tolerancia en la realización de este trabajo.

## INDICE

INTRODUCCIÓN.....	1
1 ANTECEDENTES .....	3
1.1 EVOLUCIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN DE PRESAS EN EL MUNDO.....	3
1.2 DEFORMABILIDAD DE LAS PRESAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO.....	8
1.3 RELACIÓN QUE GUARDA LA YESCA CON OTRAS PRESAS DE MÉXICO..	23
2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS OBRAS PRINCIPALES .....	31
2.1 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO .....	31
2.2 HIDROLOGÍA .....	32
2.3 GEOLOGÍA Y GEOTECNIA.....	39
2.4 DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS.....	42
2.4.1 OBRA DE DESVÍO .....	43
2.4.2 OBRA DE GENERACIÓN.....	46
2.4.3 OBRA DE EXCEDENCIAS .....	46
2.4.4 CORTINA .....	49
3 DISEÑO DE DE LA CORTINA.....	53
3.1 BOQUILLA.....	53
3.2 PLINTO .....	53
3.2.1 ANCHO Y ESPESOR.....	54
3.2.2 ESTABILIDAD.....	54
3.2.3 REFUERZO .....	55
3.3 SECCIÓN MAXIMA DE LA CORTINA .....	55
3.4 LOSAS DE CONCRETO.....	55
3.4.1 ESPESOR .....	56
3.4.2 ARMADO .....	56
3.4.3 SELLOS EN JUNTAS .....	56
4 ESTIMACIÓN DE LAS DEFORMACIONES ESPERADAS.....	61
4.1 MODELO TRIDIMENSIONAL DE ELEMENTOS FINITOS .....	61
4.2 PROPIEDADES ESTIMADAS .....	73
4.3 METODOLOGÍA DE CÁLCULO .....	75
4.4 ANÁLISIS POR ETAPAS CONSTRUCTIVAS.....	77
4.5 RESULTADOS ESTIMADOS DE LA DEFORMACIÓN .....	96
CONCLUSIONES.....	109
BIBLIOGRAFÍA.....	111

# INTRODUCCIÓN

El origen del proyecto hidroeléctrico La Yesca lo llevó a cabo la extinta Comisión Lerma – Chapala – Santiago en 1957, después fue retomado en 1965 por el Departamento de Planeación y Estudios de la Comisión Federal de Electricidad (CFE), pero el avance realmente significativo se realizó a partir de 1980 cuando la Superintendencia de Estudios Zona Pacífico Norte (SEZPN) y el Centro de Anteproyectos del Pacífico Norte (CAPN) realizaron el estudio geológico y de anteproyecto a su nivel de Prefactibilidad respectivamente. Con el análisis de los estudios realizados hasta ese momento se pudo elegir el eje más conveniente para construir la presa, el cual es denominado La Yesca.

Con el eje elegido el CAPN realizó entre 1984 y 1991 estudios de hidrogeneración y esquemas de anteproyecto con diferentes tipos de cortina. Con todos los estudios realizados se llegó a la conclusión en el 2001 que la solución más factible consistía en una presa de enrocamiento con cara de concreto, sin embargo en el eje elegido no se conocía la geología ni la topografía de detalle, por lo que fue necesario realizar en el año 2004 un programa para obtener dichos estudios.

A finales del 2005 se elaboró el estudio de factibilidad que contiene el esquema general de la presa y las dimensiones de sus distintas obras, por lo que en este año se llevará a cabo la licitación para su construcción.

Una ventaja enorme es la experiencia en diseño y construcción de presas del mismo tipo, las presas hidroeléctricas El Cajón y Aguamilpa son los dos más claros ejemplos que se pudieran mencionar, ya que son Presas de Enrocamiento con Cara de Concreto (PECC) y tienen características similares, como la altura, ubicación geográfica e hidrología. Otra ventaja es la innovación en diseño y construcción de las PECC desarrollada alrededor del mundo, la recurrente selección de este tipo de presa se debe a que representa facilidad, rapidez y bajo costo desde el punto de vista constructivo y además presenta estabilidad en cualquier tipo de región.

Este trabajo expone en el primer capítulo la evolución de la construcción de presas en el mundo, desde las primeras presas construidas de las cuales se tienen registro hasta nuestros días, esta descripción abarca la distribución de las denominadas grandes presas así como el desarrollo en cuanto a diseño y construcción de las PECC. La descripción de las partes principales que componen a una PECC, los distintos arreglos de los materiales, así como las bases y ejemplos de deformación de PECC son presentados en éste mismo capítulo. Por último se menciona la relación que tiene La Yesca con otras presas de México, tomando como base las características más importantes.

El segundo capítulo comprende el proyecto en forma general, describiendo: la localización, los estudios necesarios y las obras que tendrá la presa. Los estudios necesarios son los hidrológicos, geológicos y geotécnicos, y en este trabajo solo se presentan los resultados más significativos. En cuanto a las obras se hará mención de las características y ubicación de cada una de ellas.

El tercer capítulo detalla la obra de contención de la presa, la descripción de los elementos que componen a la cortina u obra de contención se realizará mencionando las características geométricas con base a las teorías seleccionadas para el diseño.

El cuarto y último capítulo desarrolla al inicio el método del elemento finito tridimensional, a continuación describe las propiedades estimas y la metodología de cálculo, para después presentar el estado de esfuerzo y deformación de cuatro etapas que representan el proceso constructivo. Por último muestra los resultados finales en cuanto a estado de esfuerzo y deformación como consecuencia de las cuatro etapas constructivas así como por el efecto del primer llenado.

# 1 ANTECEDENTES

## 1.1 EVOLUCIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN DE PRESAS EN EL MUNDO

Las presas construidas en distintas partes del mundo han desempeñado un papel importante en el desarrollo de muchas comunidades, su construcción se ha realizado con distintas finalidades, una de ellas muy importante es la generación de electricidad, otra sin duda ha sido el control de inundaciones así como el almacenamiento del agua en el periodo de lluvias para ser aprovechada en tiempo de estiaje, y otros beneficios como consecuencia de elevar el tirante del río como son: la pesca, la navegación y actividades recreativas.

Las ruinas de presas encontradas en Babilonia, Egipto, India, Persia y Lejano Oriente, indican que los primeros intentos para levantar estas barreras artificiales datan alrededor de 5,000 años A.C., estas obras eran pequeñas y los materiales utilizados eran suelos y gravas colocados con poco conocimiento técnico. La tabla 1.1.1 contiene información de las más antiguas presas halladas en distintos sitios:

Año de finalización	País	Nombre de la presa	Tipo	Función	Propósito
3,000 a.C.	Jordania	Jawa	Gravedad	Embalse	Suministro de agua
2,600 a.C.	Egipto	Kafara	Materiales Suelos	Embalse	Control de crecidas
2,500 a.C.	Baluchistán	Gabarbands	Gravedad	Embalse	Almacenamiento
1,500 a.C.	Yemen	Marib	Materiales Suelos	Desvío	Riego
1,260 a.C.	Grecia	Kofini	Materiales Suelos	Desvío	Control de crecidas
1,250 a.C.	Turquía	Karakuyu	Materiales Suelos	Embalse	Suministro de agua
950 a.C.	Israel	Shiloah	?	Embalse	Suministro de agua
703 a.C.	Iraq	Kisiri	Gravedad	Desvío	Riego
700 a.C.	México	Purron	Materiales Suelos	Embalse	Riego
581 a.C.	China	Anfengtang	Materiales Suelos	Embalse	Riego
370 a.C.	Sri Lanka	Panda	Materiales Suelos	Embalse	Riego
275 a.C.	Sudán	Musawwarat	Materiales Suelos	Embalse	Suministro de agua

Tabla 1.1.1: Algunas de las presas más antiguas en el mundo.

Durante el crecimiento y prosperidad del Imperio Romano se utilizaron los conocimientos en ingeniería hidráulica acumulados para construir varias presas en Europa, principalmente en España y en menor cantidad en Francia, en España aún perduran las presas de Proserpina (con 19 m de altura) y Cornalbo (24 m de altura). Otro ejemplo es el de la presa Subiaco que fue construida durante el imperio de Nerón la cual se localiza a 50 km del este de Roma, en otras partes como Libia, Turquía, Persia y Siria también se conservan presas construidas durante esta época.

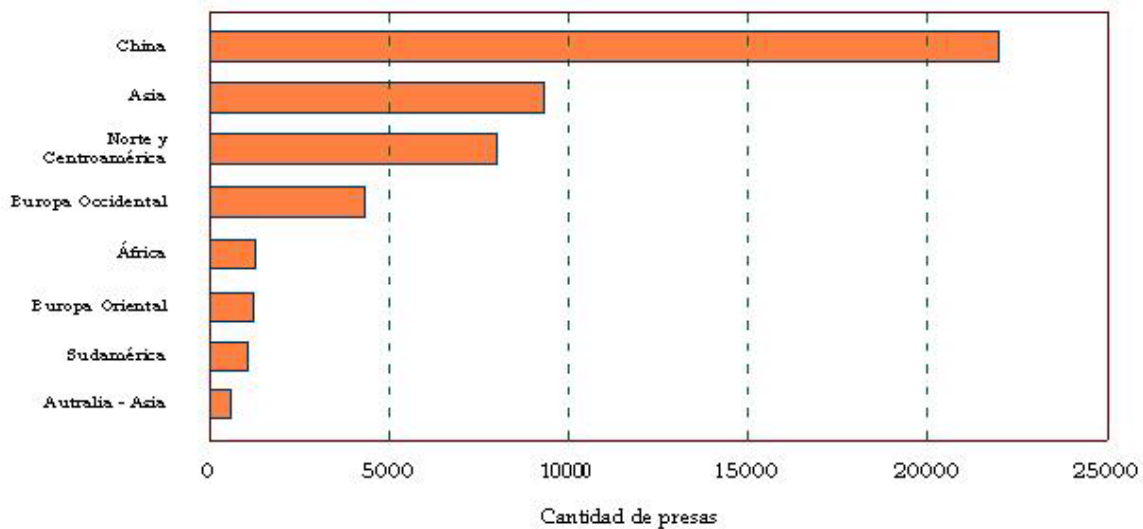
En la edad media disminuyó el interés por los aprovechamientos hidráulicos, se construyeron presas pequeñas cuyo propósito no era tan significativo (para mover ruedas de

molinos por ejemplo). El interés se retomó en el renacimiento, en este periodo se construyeron presas sobre una base empírica, y en muchas ocasiones las presas no perduraban mucho tiempo.

Después de la edad media y durante cientos de años las presas se construyeron dándole poco interés a los cuidadosos análisis de los criterios de diseño, y como consecuencia tenían poca altura (menor a 25 m), además la capacidad de sus embalses era suficiente mientras no se produjeran crecidas que superaran las registradas hasta entonces, en algunas ocasiones el agua sobrepasaba la presa y la destruía.

Las investigaciones, estudios y descubrimientos científicos permitieron a mediados del siglo XIX construir presas de mayor altura, asimismo el análisis estructural mejoraba gracias al estudio de las fallas que se presentaban en algunas presas. Durante este periodo se construyeron presas de mampostería, de gravedad (como Gouffre d'Enfer) y aún en arco (como Zola en Francia). A finales del siglo en cuestión ya se habían construido grandes presas, la mayoría de ellas utilizadas para abastecimiento de agua y para irrigación y en una menor cantidad para generación de electricidad (las primeras fueron construidas alrededor de 1980).

En el siglo XX fue relevante la construcción de presas, un dato importante del progreso es que para 1949 había alrededor de 5000 grandes presas<sup>1</sup> en todo el mundo y para finales del siglo XX había más de 45 000 grandes presas en más de 140 países. En la gráfica 1.1.1 se muestra la distribución regional de grandes presas a finales del siglo XX.

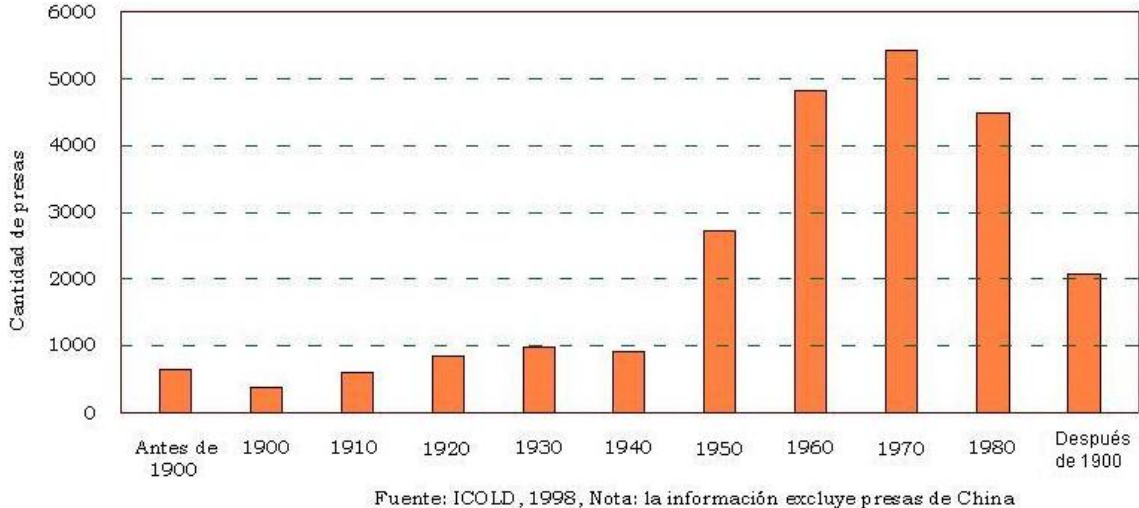


Gráfica 1.1.1: Distribución regional de grandes presas a finales del siglo XX.

<sup>1</sup> Con el propósito de ser incluida en el Registro Mundial de Presas, una gran presa es aquella que es mayor a 15 m de altura (desde el punto más bajo de la cimentación hasta el punto más alto de la presa) ó cualquier presa entre 10 y 15 m de altura que cumpla con al menos una de las siguientes condiciones: a) El largo de la corona debe ser mayor o igual a 500 m, b) La capacidad del embalse no debe ser menor a un millón de metros cúbicos, c) El máximo gasto descargado no es menor que 2 000 metros cúbicos por segundo, d) La presa tuvo una problemas especialmente difíciles en la cimentación, e) La presa tiene un diseño inusual.

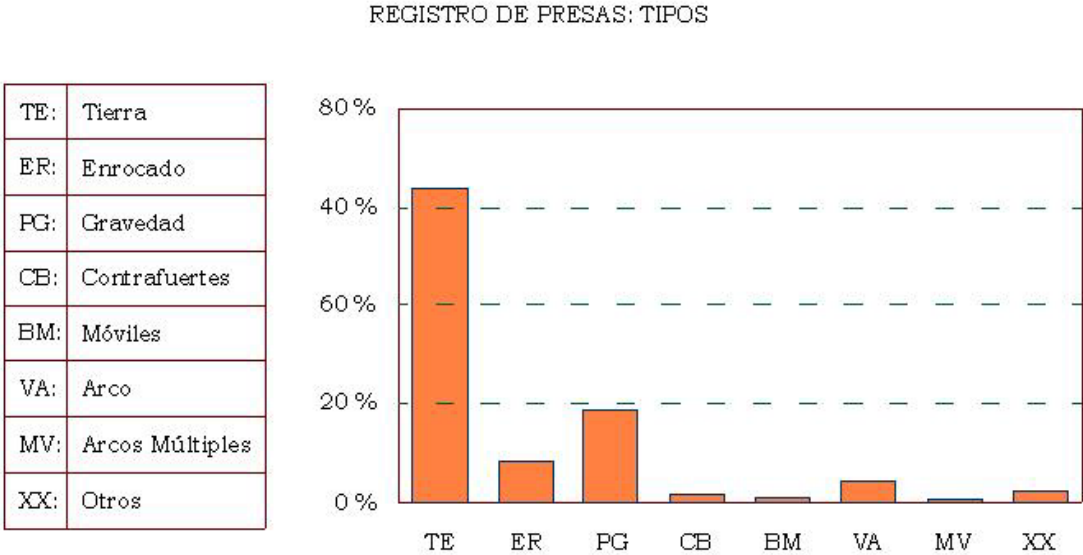


Con respecto al aumento significativo que tuvo la construcción de presas en el siglo XX es importante señalar que la etapa pico se llevó a cabo en el periodo de crecimiento económico después de la segunda guerra mundial hasta 1980, como se muestra en la gráfica 1.1.2.



Gráfica 1.1.2: Construcción de presas por década (1900 – 2000).

A continuación se muestra en la gráfica 1.1.3 los porcentajes de los tipos de presas construidas hasta 1998.



Gráfica 1.1.3: Distribución de presas en el mundo según su tipo.

Los países que han tenido un mayor desarrollo de presas son: China, Estados Unidos de América, India, Japón y España, con 22000, 6576, 4292, 2675 y 1196 grandes presas respectivamente, como se puede observar en la gráfica 1.1.4, es decir, dichos países poseían el 77% de las grandes presas registradas hasta el año 2000.

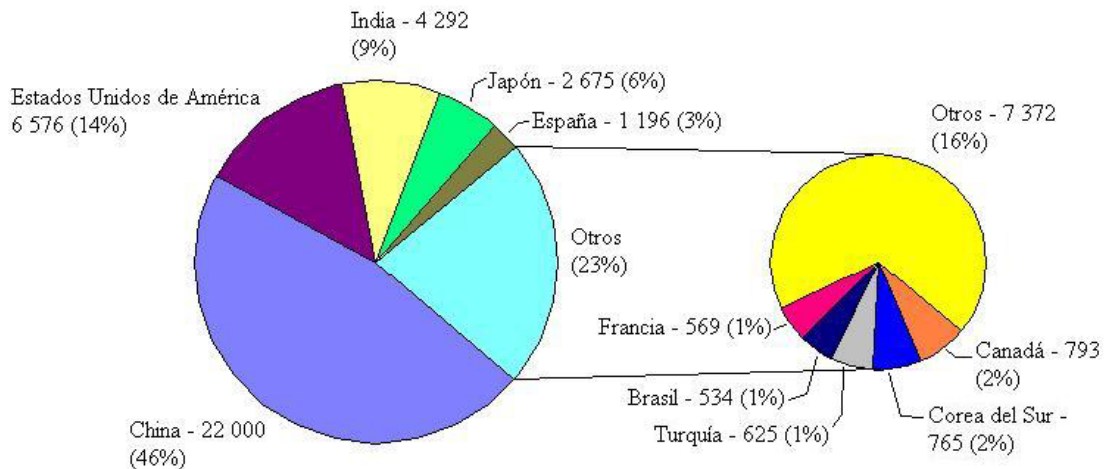


Figura 1.1.1: Población mundial de presas, por país.

La tendencia actual es la construcción de presas de enrocamiento ya que tienen grandes ventajas sobre los demás tipos, y dentro de las presas de enrocamiento la más utilizada actualmente es la presa de enrocamiento con cara de concreto (PECC), que comparada con los otros tipos tiene las siguientes ventajas: rapidez en la construcción, bajo costo, confiable terminación, estabilidad general y menor impacto debido al clima; en el capítulo dos se describirá este tipo de presa.

El mayor desarrollo en cuanto a PECC lo ha tenido China, la cual posee hasta ahora más de 164 PECC (terminadas y en construcción) con una altura superior a los 30 m, y dentro de éstas, 37 tienen una altura superior a los 100 m. La más alta presa que tienen construida es Hongjiadu con 179.5 m de altura, y su presa en construcción más alta es Shuibya con 233 m (la más alta del mundo en construcción).

El desarrollo de la PECC abarca el periodo de 1900 hasta la actualidad, durante éste periodo cambió la forma de construcción, por lo que se pueden apreciar tres grandes divisiones, que son: periodo inicial (1900 -1940), periodo de transición (1940 – 1970) y periodo moderno (1970 – actualidad).

En el periodo inicial la PECC tenían en lugar de la cara de concreto un cara de madera, la colocación de la roca era dejándola caer desde alturas mayores a 30 m, los taludes eran muy pronunciados tanto en el de aguas arriba con en el de aguas abajo (de 0.5:1 a 0.75:1), además se le colocaba una pequeña y delgada capa a mano en cada cara para mantener los taludes pronunciados durante el volcado del enrocamiento. En esta primera etapa se observó que el enrocamiento se comportaba bien a esfuerzos cortantes altos con confinamientos bajos, lo que permitía taludes estables. Pronto se eliminó la tarea de

colocación a mano de la capa antes mencionada ya que involucraba una gran inversión. Con la experiencia adquirida en la construcción de presas rápidamente se empezaron a construir presas altas (arriba de 75 m), sin embargo, la mayoría desarrollaba fracturas en la cara e infiltraciones excesivas. Estas fracturas eran el efecto de la deformación del enrocamiento, el cual era altamente compresible y afectaba principalmente a la losa. La reparación de la cara de concreto era muy cara por lo que este tipo de presa no se siguió utilizando tanto.

En el periodo de transición se retomó el uso de este tipo de presa, particularmente a partir de 1950, pero otra vez se tuvo el mismo problema de las fracturas en la cara de concreto e infiltraciones excesivas. El problema se resolvió hasta 1955 cuando se decidió emplear el enrocamiento compactado en vez del volcado y desde entonces no se volvió a emplear. La compactación del enrocamiento es realizada por medio de un compactador vibratorio de tambor liso (figura 1.1.5), que tiene la finalidad de compactar el enrocamiento hasta alcanzar el más alto modulo de compresibilidad deseado.



Figura 1.1.2: Compactador vibratorio de tambor liso.

En el periodo moderno el uso del enrocamiento compactado permitió a las presas ser diseñadas para que presentaran deformaciones limitadas y como consecuencia muchas PECC se construyeron alrededor del mundo, además las alturas se fueron incrementando. Otro desarrollo importante fue el uso de la cimbra deslizante, pronto las losas de concreto fueron construidas de gran tamaño sin juntas horizontales. La primera presa que adopto losas de concreto grandes en su talud aguas arriba fue la presa Piedras, localizada en España, con una altura de 40 m, terminada en 1970, después se utilizó en 3 presas australianas (Pindrien 1970, Kangaroo Creek en 1970 y Cethana en 1971). La mayoría de las presas construidas posteriormente a las tres anteriores se construyeron con una losa casi monolítica sin juntas horizontales.

Con respecto a la altura, la primera marca considerable la representó la presa Cethan con 110 m de altura, posteriormente esta marca fue superada por Alto Auchicaya en Colombia con 145 m terminada en 1974, Foz de Areiz en Brasil con 160 m terminada en 1980 y Aguamilpa en México con 187 m terminada en 1993.

Actualmente muchas PECC están siendo consideradas para tener alturas superiores a 200 m, como es el caso de la presa tratada en este trabajo.

## **1.2 DEFORMABILIDAD DE LAS PRESAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO**

Una presa de enrocamiento es aquella que está constituida en más de la mitad de su volumen total por roca compactada ó volcada, ésta roca puede estar en estado natural ó ser el producto de una trituración, y en consecuencia una presa de enrocamiento con cara de concreto es una presa de enrocamiento con una losa de concreto la cual estará en contacto con el agua, ésta losa tendrá el propósito de impedir el paso del agua y de transmitir la presión ejercida por el agua a las rocas y finalmente a la cimentación.

Los elementos principales de una presa de enrocamiento con cara de concreto se muestran en la siguiente figura 1.2.1.

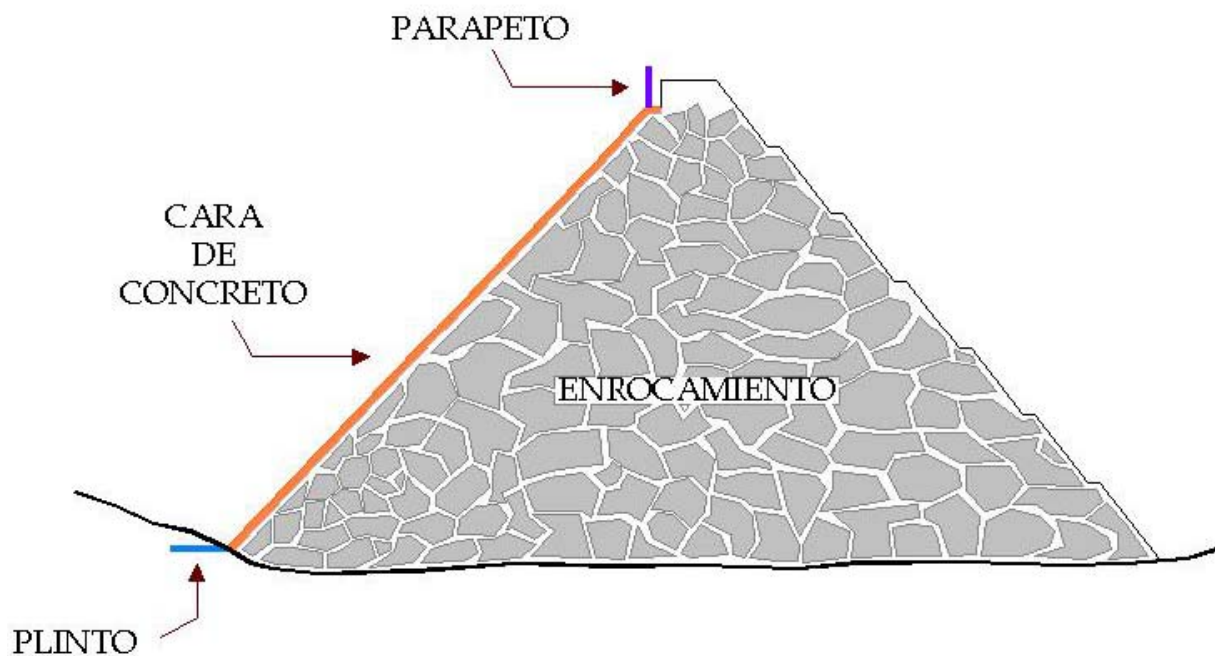


Figura 1.2.1: Elementos principales de una presa de enrocamiento con cara de concreto.

A grandes rasgos se definen zonas típicas en las cuales se encuentran los siguientes tipos de materiales:

- a) Materiales térreos.
- b) Materiales granulados procesados
- c) Enrocamiento

Las zonas típicas una PECC con enrocamiento compactado se muestran en figura 1.2.2. De manera general, la zona 1 corresponde a materiales térreos, la 2 corresponde a materiales granulados procesados y la zona 3 a enrocamiento.

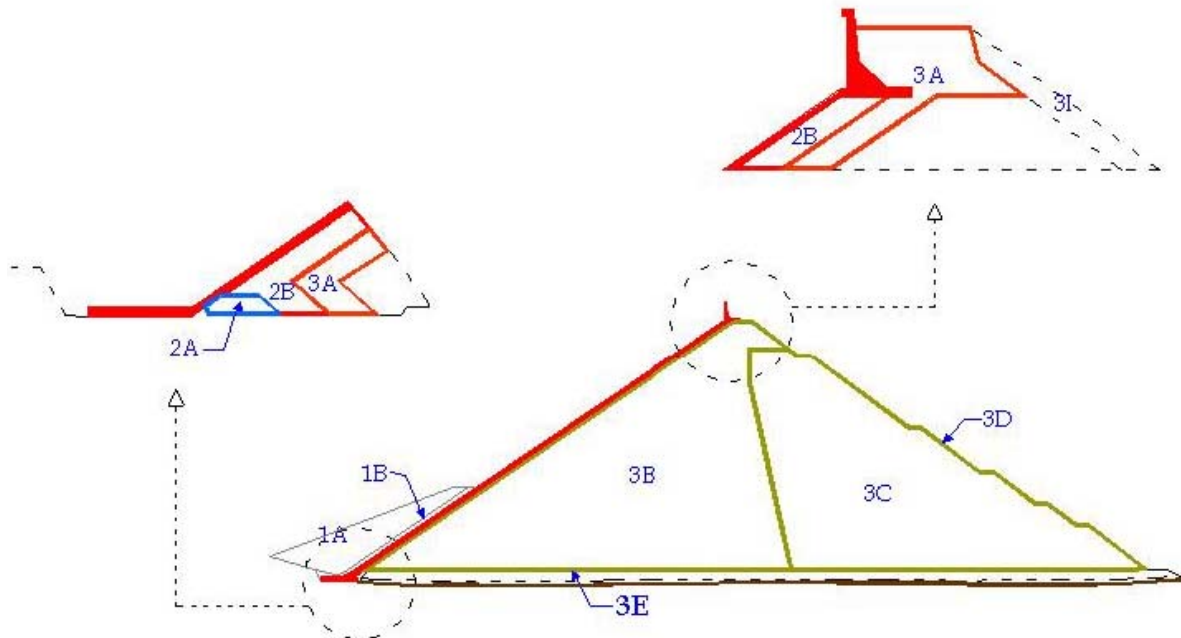


Figura 1.2.2: Materiales que conforman una presa de enrocamiento con cara de concreto.

A continuación se describe cada una de las zonas mostradas en la figura anterior:

- Zona 1a: está constituida por limo ó arena fina y actúa como un bloque ó junta perimetral.
- Zona 1b: su función es soportar a la zona 1a.
- Zona 2a: es un filtro de finos procesados menores a 20 mm y limitará las filtraciones cuando las juntas fallen y pueda actuar como sello
- Zona 2b: es una zona de soporte para la cara de concreto, producto de trituración con partículas menores a 75 mm.
- Zona 3: es enrocamiento conseguido de la cantera. La diferencia entre a, b y c principalmente es el espesor de la capa y el tamaño y tipo de roca.
- Zona 3a: proporciona compatibilidad y limita el tamaño de vacíos adyacentes a la zona 2b.
- Zona 3b: es una de las zonas con mayor masa, tiene la función de resistir la fuerza que ejerce el agua y ayuda a limitar la deflexión de la cara de concreto.
- Zona 3c: también resiste la fuerza que ejerce el agua (mucho menos que la zona 3b) y el asentamiento es esencialmente durante la construcción.

La división en zonas obedece a dos principios importantes, el primero es el de disminuir al máximo la deformación de la cara de concreto y el segundo es el de limitar las filtraciones.

Para disminuir al máximo la deformación de la cara de concreto es necesario que la zona 3B no tenga deformaciones significativas por lo que se debe de compactar lo mejor posible; por lo general la compactación de esta zona se realiza en capas de 1 metro de espesor. Por otro lado como la zona 3C no soportará la cara de concreto la compactación será menor; por lo general se realiza en capas de 1.5 a 2 metros de espesor. En cuanto al otro factor que es el de limitar las filtraciones se resuelve mediante el uso de material fino, colocado en la unión del plinto con la cara de concreto y a un lado del plinto.

En la mayoría de las PECC entre las zonas 3B y 3A suele existir una zona de transición en la cual cambia gradualmente el tamaño de las partículas, en otras PECC existen tres zonas, como es el caso de Aguamilpa, en el que denomina a las tres zonas de la manera siguiente: zona 3A a la zona aguas arriba que está compuesta por gravas compactadas, zona 3T al enrocamiento colocado de la mitad de la presa hacia una parte aguas abajo y zona 3B a la última zona aguas abajo.

Otros ejemplos en los que se usan diferentes arreglos del enrocamiento principal son por una parte los diseños que realiza Hydro Tasmania (Comisión Hidroeléctrica formal en Tasmania) en los cuales la zona 3A forma el 75% del enrocamiento principal, y por otra parte los diseños que se realizan en Brazil, que consisten en que la zona 3A comprende una tercera parte del enrocamiento principal y la Zona 3B las dos terceras partes restantes.

La deformación de una presa depende en gran medida de la resistencia a la compresión de la roca y de la forma en que se coloca, por lo que antes de iniciar las teorías y métodos que estiman la deformación del enrocamiento se mencionará la clasificación usada tanto para la resistencia de la roca como para la forma de colocación. El propósito de mencionar la clasificación es debido a que posteriormente se hará uso de ella.

Una clasificación para la resistencia a la compresión no confinada de la roca intacta que será utilizada en el enrocamiento de la presa es la de los Estándares Australianos AS 1726 – 1993. La descripción y el rango se presentan en la tabla 1.2.1.

Resistencia	Rango de la resistencia a la compresión no confinada (MPa)
Extremadamente Alta	> 240
Muy Alta	70 a 240
Alta	20 a 70
Media	6 a 20

Tabla 1.2.1: Clasificación de la resistencia de la roca a la compresión no confinada (AS 1726 – 1993).

Para el análisis de la deformación del enrocamiento la clasificación anterior se ha simplificado en dos clases que son: muy alta resistencia y media a alta resistencia. Aunque la clasificación de media a alta resistencia tiene un rango muy amplio se justifica mediante los siguientes argumentos:

- La base de datos actualmente contienen muy pocos casos de enrocamiento de mediana resistencia y el análisis indica que estos pueden ser agrupados con los enrocamientos de alta resistencia sin introducir una incertidumbre significativa dentro de las correlaciones estadísticas presentadas.
- Debido a que en el manejo, colocación y compactación del enrocamiento ocurren un rompimiento en las partículas. Estos rompimientos se deberán al tipo de roca, al tipo y peso del compactador, al procedimiento de compactación y a la resistencia del cementante de la roca.

La segunda clasificación simplificada (alta resistencia) es debido a que se presentan muy pocos casos de enrocamientos con una resistencia extremadamente alta en las presas conocidas.

La clasificación realizada por Cooke(1984) para la forma de colocación es una de las más reconocidas y considera dos tipos, el primero es el enrocamiento volcado y el segundo es el enrocamiento compactado, las definiciones para cada uno son:

- Enrocamiento compactado – enrocamiento colocado en capas con un espesor hasta de 2 m (generalmente de 0.9 a 2.0 m de espesor) y compactado por un compactador vibratorio de tambor liso (CVTL). En la práctica se acepta que un CVTL de 10 toneladas (posiblemente hasta de 15 toneladas) pase de 4 a 6 veces, además las capas podrán tener espesor variable y se deberá añadir agua. El número de veces que pase el CVTL dependerá también de la calidad y tipo de la roca, de la cantidad de finos y de la ubicación dentro del terraplén. Tres clasificaciones para enrocamiento compactado han sido usadas:
  - Buena compactación – el espesor de la capa es menor de 1 m (dependiendo de la resistencia a la compresión de la roca intacta) y compactada por un CVTL de 10 a 15 toneladas (de peso muerto) pasando por la capa en cuestión por lo menos cuatro veces.
  - Razonable compactación – el espesor de la capa estará entre 1.5 a 2.0 m y compactada por un CVTL de 10 toneladas (de peso muerto) pasando por la capa en cuestión 4 veces.
  - Razonable a buena compactación – el espesor de la capa estará entre 1.2 a 1.6 m (dependiendo de la resistencia a la compresión de la roca intacta) y compactada con un CVTL de 10 a 15 toneladas (de peso muerto) pasando por la capa en cuestión de 4 a 6 veces.
- Enrocamiento informalmente compactado ó pobremente compactado. Varios métodos de colocación del enrocamiento han sido incluidos bajo la definición de “pobremente compactado”, éstos son:



- Enrocamiento volcado – enrocamiento colocado a rangos de alturas de varios a decenas de metros de espesor, con o sin riego, y sin una compactación formal.
- Enrocamiento colocado en capas de 2 a 3 m de espesor y no formalmente compactados (es decir, sin el uso de compactadores). La utilización de otro tipo de maquinas como bulldozer ó camiones se consideran dentro de la clasificación “informalmente compactado”.
- Enrocamiento colocado en capas de 2 a 3 m y formalmente compactado. Para este tipo de enrocamiento el espesor de la capa es considerado demasiado grande para la compactación que no tiene ninguna influencia significativa a profundidad.

La deformación que se presentada durante la construcción y en el primer llenado se debe principalmente al quiebre de partículas dentro del enrocamiento así como al efecto del agua sobre el enrocamiento.

La deformación debida al rompimiento de las partículas ha sido estudiada por medio de pruebas de laboratorio desde el momento en que se empezaron a utilizar ampliamente las PECC alrededor del mundo. Estas pruebas son principalmente las realizadas en el eodometro y en cámaras triaxiales, en las cuales se puede observar el comportamiento de la deformación y resistencia de una muestra representativa. Los resultados de estas pruebas permitieron entender el comportamiento del enrocamiento, además se pudo reconocer los elementos principales que afectan la deformación así como al módulo del enrocamiento, los cuales se describen a continuación:

- El empeño utilizado al compactar el enrocamiento. El módulo del enrocamiento se incrementa con un aumento en el nivel de compactación.
- El nivel de esfuerzo aplicado. En las pruebas triaxiales se observa que al aumentar el esfuerzo desviador se incrementa el rompimiento de las partículas y disminuye el módulo del enrocamiento. Por otra parte, en las pruebas del oedometro, se observa un relativo alto módulo a esfuerzos normales de hasta 800 a 100 KPa, después de los anteriores esfuerzos el módulo disminuye con el incremento de esfuerzo.
- Carga y recarga. Al realizar la carga y a continuación la descargar se observa un módulo relativamente alto.
- La forma de la partícula y graduación del enrocamiento. Se observa una mayor deformación (y menor modulo) para:
  - Partículas angulares (en comparación con las redondeadas),
  - Muestras uniformemente graduadas (con bajo coeficiente de uniformidad  $C_u$ )
  - Partículas uniformemente graduadas con mayor tamaño.



- Resistencia de la roca intacta. Para la resistencia baja del enrocamiento se observa un módulo reducido y mayor deformación.

El papel que tiene el agua es del de aumentar la deformación del enrocamiento, este fenómeno se puede aprovechar para disminuir al máximo la deformación por medio del uso de determinadas cantidades de agua durante la construcción, es decir, compactar el material utilizando agua para que se presenten las mayores deformaciones durante esta etapa y no durante el primer llenado ó después de la construcción.

Terzaghi (1960) atribuía la deformación debida a la saturación a una pérdida en la resistencia del enrocamiento, principalmente en la superficie de las partículas y que era más probable que ocurriera en partículas intemperizadas.

Los resultados de pruebas de laboratorio con respecto al papel que tiene el agua han sido los siguientes:

- El enrocamiento en estado seco tiene menor compresibilidad que uno similar (en graduación y densidad) en estado saturado.
- El contenido inicial de agua en la colocación tiene una influencia significativa en la cantidad de la deformación del enrocamiento cuando éste es mojado, es decir, a un mayor contenido de humedad en la colocación se obtiene una menor deformación debido al mojado.
- Una deformación similar a la causada debido al mojado ó sumergido en agua de la muestra se obtiene al someter a dicha muestra a 100% de humedad relativa, lo cual indica que no es necesario mojar ó llenar de agua los vacíos que existen entre las partículas de roca para obtener una deformación.

De los resultados anteriores Alonso y Oldecop (2000) concluyeron que la deformación ocurría dentro de las partículas individuales de roca, y que la magnitud de la deformación era controlada por el esfuerzo actuante y por el contenido de humedad inicial dentro de los vacíos y poros de las partículas de roca individuales. Ellos tuvieron la hipótesis de que el mecanismo de colapso estaba asociado con la propagación de las fracturas de las rocas porosas, llegando a la conclusión siguiente: “cualquier situación que cambie el contenido de humedad en la roca porosa es suficiente para causar el colapso”, lo cual es consistente con las deformaciones observadas debido a la saturación del enrocamiento, como en el llenado del embalse ó en una lluvia.

Otro de los aspectos que se deben de cuidar para disminuir al máximo posible las deformaciones es la elección de un buen sitio. El sitio elegido sobre el cual se levantará la cortina deberá ser roca y no presentar fallas, fracturas ni cavidades, además debe tener una resistencia aceptable y no erosionarse con facilidad, por otra parte, antes de colocar el enrocamiento no deberá haber otro tipo de materiales sobre la roca como es el caso de limo, arcilla, arena ó materia orgánica.

Como se mencionó anteriormente existen tres etapas en las que se deforma una presa de enrocamiento con cara de concreto, la primera de ellas es durante la construcción, la cual ya se trató, la segunda es en el primer llenado del embalse y la última es después del primer llenado.

En la deformación durante el llenado se debe considerar dos efectos, el primero es el debido al incremento del estado de esfuerzo debido a la presión que ejerce el agua y el segundo es un efecto de deformación por relajamiento<sup>2</sup> en el enrocamiento. Por último, la deformación después de la construcción es consecuencia de la deformación por relajamiento debido al estado de esfuerzo debido tanto al agua como al enrocamiento, y que además está en función del tiempo.

En las tablas 1.2.2, 1.2.3, 1.2.4 y 1.2.5 se presentan un resumen de un estudio realizado a 34 presas de enrocamiento con cara de concreto, las tablas 1.2.2 y 1.2.4 contienen información general sobre las cortinas de las 34 presas y las tablas 1.2.3 y 1.2.5 incluyen información acerca de los asentamientos registrados durante la construcción y después de la construcción. También contiene comentarios que ayudan a aclarar el contenido de dichas tablas. Una observación interesante sobre las tablas es que contiene la información sobre Aguamilpa, la cual es una presa mexicana y es la de mayor altura con respecto a la cortina en el estudio y tiene un asentamiento de 307 mm, considerada esta deformación como media con respecto a los asentamientos presentados en todas las demás.

En la sección correspondiente a detalles de la cara es necesario mencionar que en la columna “tipo de material / compactación” se refiere a la parte de la presa que se encuentra entre el enrocamiento y la cara de concreto, además la clasificación de la compactación como: a) buena compactación, b) razonable compactación y c) razonable a buena compactación, es conforme a la clasificación definida por Cooke (1993, 1884) para compactación del enrocamiento (visto anteriormente).

Una observación más sobre la tabla es que en la columna “nombre” se hace referencia en algunas presas a las secciones de las presas, estas secciones corresponden a las definidas por la ó las empresas que realizaron el diseño, para obtener mayor información el interesado puede consultar en la bibliografía que se coloca en la misma tabla.

---

<sup>2</sup> El relajamiento es la deformación que sufre el material como consecuencia de estar sometido a un esfuerzo a largo plazo, dicho esfuerzo es menor al esfuerzo que produce una deformación plástica, y muchas veces va acompañado de temperaturas cercanas al punto de fusión del material.

Nombre	Detalles generales		Construcción								Detalles de la cara (zona de soporte para la losa)			Referencias
	Lugar / Propietario	Tiempo de construcción		Dimensiones					Cimentación (suelo / roca)	Espesor (normal a la losa), m	Tipo de material / compactación	Comentarios		
		Año de Terminación	Tiempo (años)	Altura H (m)	Longitud L (m)	L / H	Área de la losa (m <sup>2</sup> )	Talud aguas arriba					Talud aguas abajo	
Aguamilpa (Zona 3A)	CFE, México	1993	≈ 3	185.5	475	2.6	130000	1.5 a 1	1.4 a 1	roca - con grava en parte de la sección del río	-	gravas de río (gravas arenosas) redondeadas, bien compactadas	-	Macedo et al (2000), Macedo (1999) Montanez et al (1993), Mori (1999), Gonzales & Mena (1997), Marulanda & Pinto (2000)
Aguamilpa (Zona 3T)														
Aguamilpa (Zona 3B)														
Alto Anchicaya	Colombia	1974	1.5	140	260	1.9	31000	1.4 a 1	1.4 a 1	Gravas en la sección del río	1.75 a 7	finos bien graduados y bien compactados	-	Materon (1985a), Regalado et al (1982) Almaya & Marulanda (2000)
Bastyan	Hidro Tasmania	1983	1.5	75	430	5.7	19000	1.3 a 1	1.3 a 1	roca	3.7	finos bien graduados y bien compactados	Densidades más altas que el enrocamiento principal	HEC (1991a), Bowling (1981-82), knoop y Lack (1985)
Cethana	Hidro Tasmania	1971	2.5	110	213	1.9	30000	1.3 a 1	1.3 a 1	roca	3.7	finos bien graduados y bien compactados	-	Forza & Hancock (1995a), Liggins (1971), Fitzpatrick et al (1973), Wilkins et al (1973), Fitzpatrick et al (1982), Pinto et al (1982), Giudici et al (2000)
Chengbing	China	1989	2 a 2.5	74.6	325	4.4	15800	1.3 a 1	1.3 a 1	roca	2.4	roca triturada, finos bien compactados	Densidades más altas que el enrocamiento principal	Wu & Cao (1993), Wu et al (2000c)
Cogswell	Los Ángeles California LACFCD	1935	3.3	85.3	176.8	2.1	-	1.3 a 1	1.5 a 1	roca	1.8 a 5.5	Enrocamiento colocado con grúa	Cara de concreto apoyada en el enrocamiento colocado con grúa	Baumann (1939, 1958, 1964)
Courtright	San Francisco Pacific Gas & Electricity Co.	1959	2	97	274	2.8	20440	1.5 a 1	1.4 a 1	roca	2.4 a 3.5	Enrocamiento colocado con grúa, tapando los vacíos	-	Cooke (1958), Regan (1997)
Crotty	Hydro Tasmania	1991	2	83	240	2.9	14500	1.3 a 1	1.5 a 1	roca	7.3	Enrocamiento utilizado, bien compactado	-	Davies (1993), Quinlan (1993), Li et al (1993), Cribben (1990), Giudici et al (2000)
Dix River	Kentucky Utilities Company	1925	2	84	311	3.7	-	1.1 a 1	1.4 a 1	roca	1.4 a 4.1	Enrocamiento colocado con grúa, usando roca de 2.7 a 9 toneladas, tapado de vacíos	-	Schmidt (1958), Howson (1939)
Foz Do Areia	Brasil	1979	2.5	160	828	5.2	139000	1.4 a 1	1.4 a 1	roca	2.3 a 7.6	Finos graduados de basalto sano (resistencia muy alta), buena compactación	-	Pinto et al (1985a), Materon (1985b), Pinto et al (1982), Pinto et al (1993), Sobrinho et al (2000), Cooke
Golillas	Colombia	1978	1.75	125	107	0.9	17000	1.6 a 1	1.6 a 1	roca	4	Gravas impuras procesadas, finos graduados, buena compactación	ligeramente de más alta densidad que el enrocamiento principal	Amaya & Marulanda (1985), Amaya & Marulanda (2000)
Ita	Brasil	1999	3	125	880	7.0	110000	1.3 a 1	1.3 a 1	roca	3.5 a 5	Basalto denso triturado, con tamaño de finos, buena compactación	Mayor densidad que el enrocamiento principal	Sobrinho et al (2000), Sobrinho et al (1999), Silveira & Sardinha (1999)
Kangaroo Creek	SA Water, South Australia	1969	1.75	60	178	3.0	-	1.3 a 1	1.4 a 1	Roca, algunas gravas	8	Finos graduados de alta a muy alta resistencia de gniess graníticos, buena compactación	-	Good et al (1985), Good (1976, 1981), E&WSD (1981), SKM (1995), SA Water (1995)
Khao Laem	Tailandia	1984	2	130	1000	7.7	-	1.4 a 1	1.55 a 1	Roca, Kastica	4.1	Enrocamiento graduado con finos, capas de 0.5 m de espesor, buena compactación	D50 = 24 a 40 mm	Watakeekul et al (1985), Mahasandana & Mahatharadol (1985), Aphaiphuminart et al (1988)
Kotmale	Sri Lanka	1984	3	90	560	6.2	-	1.4 a 1	1.45 a 1	roca	3.5	Enrocamiento graduado con finos, buena compactación	-	Pinto et al (1985a), Materon (1985b), Pinto et al (1982), Pinto et al (1993), Sobrinho et al (2000), Cooke (1999)
Little Para	SA Water, South Australia	1977	2.5	53	225	4.2	-	1.3 a 1	1.4 a 1	roca	8.5	Enrocamiento de cuarcita de alta resistencia, buena compactación	Mejor calidad del enrocamiento usado en las capas de la cara	Good et al (1985), Good (1976, 1981), Baucaut & Beal (1979)
Lower Bear No. 1	Pacific Gas & Electricity Co. San Francisco	1952	1.5	75	293	3.9	17650	1.3 a 1	1.35 a 1	roca	3 a 6.4	Enrocamiento colocado con grúa, 1.15 a 2.7 m3 de volumen, tapado de vacíos	-	Steele & Cooke (1958)
Lower Bear No. 2		1952	<1.5	46	264	5.7	8400	1 a 1	1.3 a 1	roca	3 a 5.2			

Tabla 1.2.2: Descripción general de las primeras 17 presas de un estudio realizado a 34 presas de enrocamiento con cara de concreto



Nombre	Monitoreo							Comentarios	Otros comentarios
	Asentamiento durante la construcción (mm)	Deformación de corona después de la construcción					Deformación Normal a la losa (mm)		
		Asentamiento total (mm)	Asentamiento total (%)	Asentamiento en el primer llenado (mm)	Asentamiento en el primer llenado (%)	Desplazamientos laterales (mm)			
Aguamilpa (Zona 3A)	-	307	0.185	222	0.133	-	320 desde el primer llenado en 6 años	Disminuye la velocidad de la deformación con el tiempo. La deformación de losa es más grande en la corona (debido al muy bajo módulo de la zona 3C de enrocamiento).	
Aguamilpa (Zona 3T)									
Aguamilpa (Zona 3B)									
Alto Anchicaya	-	153	0.109	15	0.011	-	160	Disminuye la tasa de deformación con el tiempo. En 10 años menor a 2 mm/año el asentamiento de la corona.	
Bastyan	> 219	50 mm	0.066	15	0.02	16 mm	68 mm a 34 m bajo la corona	Disminuye la tasa de deformación después del primer llenado (además disminuye en escala logarítmica)	
Cethana	>560	137 mm (de 0 a 28.6 años)	0.124	46	0.043	83 mm	170 mm	Disminuye la tasa de deformación después del primer llenado (lineal en escala logarítmica).	
Chengbing	-	-	-	-	-	-	154 mm después de 10 años	Insuficiente información de la deformación	En 1989, durante la construcción, el nivel de agua almacenada excedió el nivel más alto de la cara de concreto construida dando como resultado una filtración a través del terraplén por arriba de la losa
Cogswell	Estimada en 15.7 m	271 mm	0.317	<271	<0.317	-	403 mm de asentamiento vertical	A finales de 1933 una tormenta masiva dio como resultado asentamientos en la corona de un máximo de 3.41 m.	
Courtright	-	1237 mm (de 0 a 38 años)	1.282	844	0.875	-	-	Relativamente estable en la tasa de asentamiento de la corona en escala logarítmica.	Ningún dato para calcular el módulo durante la construcción ó en el primer llenado
Crotty	>179	55 mm (de 0 a 8.5 años)	0.066	16	0.019	9 mm	46 mm	Reducción gradual en la tasa de deformación después del primer llenado, relativamente estable en escala logarítmica	
Dix River	-	1281 mm	1.525	-	-	970 mm hasta 1957	-	Disminución de la tasa de deformación con el tiempo. En 30 años un asentamiento de 20 a 25 mm/año, y un desplazamiento de 15 a 17 mm/año.	
Foz Do Areia	-	328 mm (de 0 a 11 años)	0.205	73	0.046	248 mm hasta 1984	780 mm	Las gráficas de la deformación en escala logarítmica muestran una bien definida reducción en la tasa de deformación después de 3 años y luego una aceleración en la tasa después de 7 años	
Golillas	-	52 mm	0.042	20	0.016	7 mm (en 2 años)	160 mm (en el primer llenado)	Incremento en el asentamiento de la corona y deflexión del la cara al final del primer llenado. Después, una reducción significativa en la tasa de deformación, pero con información restringida.	
Ita	-	-	-	-	-	-	-	Información restringida	Una sección transversal relativamente compleja . La superficie de la losa se fracturó dando como consecuencia una alta tasa de filtración.
Kangaroo Creek	-	116 mm (de 0 a 26 años)	0.193	26	0.043	50 mm hasta 1979	-	No es seguro cuando inició el primer monitoreo, posiblemente poco después de empezar el primer llenado. Disminución de la tasa de movimiento con el tiempo después del primer llenado	La presa se elevó 3.4 m en 1983 para aumentar su almacenamiento.
Khao Laem	>550 (del terraplén)	-	-	-	-	-	-	Un significativo asentamiento durante la construcción	El calculo del modulo durante la construcción tomó en consideración el asentamiento de la cimentación.
Kotmale	>1020	255 mm (de 0 a 2.46 años)	0.283	96	0.107	62 mm (de 0 a 2 años)	98 mm	Toma inicial del lecturas muy cerca del tiempo de terminación del enrocamiento. Las ultimas lecturas disponibles aproximadamente 12 meses después del primer llenado, la tasa no se ha estabilizado todavía	
Little Para	-	152 mm (de 0 a 22.6 años)	0.288	22	0.042	-	-	El monitoreo inició alrededor de Junio de 1978, muy probablemente cuando comenzó el primer llenado	Puntos de humedad e infiltración se observaron en el talud aguas abajo. Indicativo de la variación de permeabilidad entre el las direcciones horizontal y vertical.
Lower Bear No. 1	-	375 mm	0.56	<335	<0.50	305 mm	625 mm	Deformaciones rápidas en el primer llenado con reducciones significativas en la tasa después.	
Lower Bear No. 2	-	116 mm	0.271	73	0.171	116 mm	165 mm	Deformaciones rápidas en el primer llenado con reducciones significativas en la tasa después.	

Tabla 1.2.3: Asentamientos registrados en las primeras 17 presas de un estudio realizado a 34 presas de enrocamiento con cara de concreto



Nombre	Detalles generales		Construcción								Detalles de la cara (zona de soporte para la losa)			Referencias
	Lugar / Propietario	Tiempo de construcción		Dimensiones					Cimentación (suelo / roca)	Espesor (normal a la losa), m	Tipo de material / compactación	Comentarios		
		Año de Terminación	Tiempo (años)	Altura H (m)	Longitud L (m)	L / H	Área de la losa (m <sup>2</sup> )	Talud aguas arriba					Talud aguas abajo	
Mackintosh	Hydro Tasmania	1981	2.75	75	465	6.2	27500	1.3 a 1	1.3 a 1	Roca	3.7	Buena compactación	Altas densidad lograda (mayor que la del enrocamiento principal)	Knoop & Lack (1985), Knoop (1982), HEC (1991b), Bowling (1978), Giudici et al (2000)
Mangrove Creek (zona 3A)	Sydney Water, NSW	1981	2	80	380	4.8	-	1.5 a 1	1.6 a 1	Roca Erosionada	1.5 a 2	Buena compactación	-	Mackenzie & McDonald (1985), PWSD NSW (1998), Heinrichs (1996)
Mangrove Creek (zona 3B)														
Murchison	Hydro Tasmania	1982	2.25	94	200	2.1	17000	1.3 a 1	1.3 a 1	Roca	3.7	Finos de enrocamiento triturado y buena compactación	Muy alta resistencia de riolita	Knoop & Lack (1985), Knoop (1982a), Gerke et al (1995), Robinson (1979), Giudici et al (2000)
Reece	Hydro Tasmania	1986	3	122	347	3.1	37800	1.3 a 1	1.4 a 1	Gravas en sección del río	3.7	Dolomita triturada, finos graduados, bien compactados	-	Knoop & Lack (1985), Li (1991), Li et al (1991), Davies et al (1995), Partyka & Bowling (1984), Giudici et al (2000)
Salt Springs	Pacific Gas & Electricity Co. San Francisco	1931	3	100	396	4.0	35300	1.3 a 1	1.4 a 1	Roca	4.6	Enrocamiento colocado con grúa con una superficie plana en la superficie de la losa	Algunos segmentos de roca se rompieron durante la construcción	Steele & Dreyer (1939), Steele & Cooke (1958), Regan (1997), Cooke & Strassburger (1988)
Salvajina (Zona 3A)	Colombia	1984	1.5 a 2	148	362	2.4	57500	1.5 a 1	1.4 a 1	Roca y suelos, gravas en la sección del río	2.8	Gravas, pequeñas capas, buena compactación		Amaya & Marulanda (2000), Hacelas et al (1985), Sierra et al (1985)
Salvajina (Zona 3B)														
Scotts Peak	Hydro Tasmania	1972	1	43	1067	24.8	-	1.7 a 1	1.3 a 1	Roca	0.3	Enrocamiento sano triturado, dolomita, bien compactada	-	Gerke et al (1993), Cole (1974), Baker (1972), Cole & Fone (1979)
Segredo (Zona 3A)	COPEL, Brasil	1992	2.5	145	720	5	86000	1.3 a 1	1.4 a 1	Roca	3.1	Finos graduados de basalto sano triturado, buena compactación	Altas densidades, más altas que el enrocamiento principal	Pinto et al (1985b), Pinto et al (1993), Sobrinho et al (2000), Blinder et al (1992)
Segredo (Zona 3B)														
Serpentine	Hydro Tasmania	1971	2	38	134	3.5	8000	1.5 a 1	1.5 a 1	Roca, gravas en la sección del río	0.3		-	Forza & Hancock (1993), Giudici et al (2000)
Shiroro	Nigeria	1983	-	125	560	4.5	-	1.3 a 1	1.4 a 1	Roca	6.1	Finos graduados del enrocamiento, buena compactación	Compactada con exceso en capas delgadas	Bodtman & Wyatt (1985)
Tianshengqiao - 1 (Zona 3A)	China	1999	3.3	178	1168	6.6	173000	1.4 a 1	1.3 a 1	Roca	4.6	Buena compactación		Wu et al (2000a, 2000b), Yang (1993) Jiyuan et al (2000)
Tianshengqiao - 1 (Zona 3B)														
Tullabardine	Hydro Tasmania	1979	0.33	25	214	8.6	5500	1.3 a 1	1.3 a 1	Roca	3.7	Buena compactación	Altas densidades consegidas	Knoop & Lack (1985), Forza & Hancock (1995b), Bowling (1979)
White Spur	Hydro Tasmania	1989	1.5 a 2	43	146	3.4	4300	1.3 a 1	1.3 a 1	Roca	3.7	Finos de roca triturada, pequeñas capas, buena compactación	Toba y conglomerados	HEC (1987), Morse (1995), Morse & Ward (1989)
Winneke	Melbourne Water	1978	1.4	85	1050	12.4	-	1.5 a 1	2.5 a 1	Roca	2.8	Finos de enrocamiento triturado, intemperizado y buena compactación	Altas densidades en Zona 2B	Regan (1980), Casinader & Watt (1985), MMBW (1975, 1981, 1995)
Wishon	Pacific Gas & Electricity Co. San Francisco	1958	1.75	90	1015	11.3	60400	1.15 a 1	1.4 a 1	Roca	2.4 a 3.5	Enrocamiento colocado con grúa, 0.7 a 2 m de tamaño, vacíos tapados	Superficie irregular al final	Cooke (1958), Regan (1997)
Xibeikou	China	1989	3	95	222	2.3	23000	1.4 a 1	1.4 a 1	Roca, gravas en lo mas bajo del lecho del río	4.1	Limolita triturada, finos graduados más que en la Zona 1, buena compactación	Altas densidades logradas	Peng (2000), Wang et al (1988), Huang et al (1993), Wang et al (1993)
Xingo (Zona 3A)	CHESF, Brasil	1993	6	140	850	6.1	135000	1.4 a 1	1.3 a 1	Roca, gravas en lo mas bajo del lecho del río	4.5 a 5.8	Finos del enrocamiento triturado colocados en delgadas capas, buena compactación	Altas densidades y baja relación de vacíos	Sobrinho et al (2000), Souza et al (1999), Eigenheer & Souza (1999), Saboya et al (2000), Vasconcelas & Eigenheer (1985)
Xingo (Zona 3B)														

Tabla 1.2.4: Descripción general de las segundas 17 presas de un estudio realizado a 34 presas de enrocamiento con cara de concreto





Nombre	Monitoreo							Comentarios	Otros comentarios
	Asentamiento durante la construcción (mm)	Deformación de corona después de la construcción				Deformación Normal a la losa (mm)			
		Asentamiento total (mm)	Asentamiento total (%)	Asentamiento en el primer llenado (mm)	Asentamiento en el primer llenado (%)	Desplazamientos laterales (mm)			
Mackintosh	>780	333 mm (de 0 a 20.6 años)	0.444	99	0.132	130 mm	228 mm	Disminuye la tasa de deformación con el tiempo, aproximadamente 5 mm/año de asentamiento y 5 a 6 mm/año de desplazamientos en 10 años.	
Mangrove Creek (zona 3A) Mangrove Creek (zona 3B)	>610	287 mm	0.359	>287	>0.359	196 mm	-	La tasa de asentamiento con el tiempo aún alta en 1990 (el más alto nivel de agua) después se redujo desde 1990 a 1996.	
Murchison	>255	104 mm	0.111	9	0.01	22 mm	77 mm	Disminuye la tasa de movimiento con el tiempo, aproximadamente 3 mm/año en 10 años	
Reece	>820	221 mm	0.181	85	0.07	68 mm	264 mm	Disminuye la tasa de movimiento con el tiempo, aproximadamente 4 mm/año del asentamiento de la cresta en 5 años.	
Salt Springs	-	1276 mm hasta 1996	1.276	380	0.38	550 mm hasta 1958	1755 mm hasta 1958	Deformación rápida en el primer llenado con una reducción significativa en la tasa después. Aceleración alrededor de 20 años cuando el nivel de almacenamiento total fue levantado cerca de 3 m	
Salvajina (Zona 3A) Salvajina (Zona 3B)	-	90 mm (de 0.33 a 0.75 años)	0.061	>90	>0.061	-	55 mm	Información restringida	
Scotts Peak	-	445 mm (de 0 a 18 años)	1.036	203	0.472	190 mm	178 mm	Alta tasa de deformación después del primer llenado debido a filtraciones a través de la presa y mojado del enrocamiento.	Agrietamientos ocurrieron como resultado de esfuerzos de tensión en la superficie de la losa debido a rigideces diferenciales muy grandes en el enrocamiento.
Segredo (Zona 3A) Segredo (Zona 3B)	-	229 mm	0.158	Aproximadamente 200	0.138	-	340 mm	Información restringida sobre deformación.	
Serpentine	-	77 mm	0.203	35	0.092	38 mm	-	-	
Shiroro	-	166 mm	0.133	>66	>0.053	27 mm	90 mm	Información restringida sobre deformación. No se encuentra nada sobre el comportamiento de la deformación después de 1984	
Tianshengqiao - 1 (Zona 3A) Tianshengqiao - 1 (Zona 3B)	-	926 mm	0.52	>926	>0.52	670 mm a Diciembre de 1999	-	El primer llenado no fue completado	
Tullabardine	-	19 mm (de 0.2 a 12.8 años)	0.076	2	0.01	-	-	Asentamiento insignificante después de la construcción.	
White Spur	>65	58 mm	0.135	7	0.016	-	38 mm		
Winneke	-	207 mm	0.244	105	0.124	-	160 mm	El monitoreo empezó poco después de la construcción del enrocamiento.	
Wishon	-	954 mm (de 0 a 38 años)	1.136	189	0.233	-	-	El monitoreo empezó poco después de la construcción del enrocamiento. Movimientos rápidos en el primer llenado con reducciones significativas en la tasa después.	
Xibeikou	-	-	-	-	-	-	75 mm		
Xingo (Zona 3A) Xingo (Zona 3B)	-	526 mm (de 1 a 6.2 años)	0.376	302	0.216	320 mm	510 mm	Agrietamiento de en la superficie de la losa y subsecuentemente filtraciones resultando una aceleración de la deformación en la superficie de la losa y corona.	

Tabla 1.2.5: Asentamientos registrados en las segundas 17 presas de un estudio realizado a 34 presas de enrocamiento con cara de concreto



### **1.3 RELACIÓN QUE GUARDA LA YESCA CON OTRAS PRESAS DE MÉXICO**

En México existen aproximadamente 4800 presas de diversos tamaños y son utilizadas para múltiples propósitos. Una etapa inicial en la construcción corresponde al periodo comprendido entre los siglos XVII y XIX con la creación de muchas presas (en su mayoría de mampostería) en los estados de Aguascalientes, Guanajuato, México y Querétaro, destinadas fundamentalmente a riego. Después de esta primera etapa a principios del siglo XX la actividad en la construcción de presas fue muy reducida y el gobierno encargaba a compañías extranjeras, dentro de convenios o concesiones, los trabajos de éstas y otras obras. Es claro que durante la época de la Revolución las actividades en materia de presas fueron prácticamente nulas.

A partir de 1926 se crearon comisiones que se encargaron de la construcción de presas como la Comisión Nacional de Irrigación en 1926, que posteriormente se convertiría en la Secretaría de Recursos Hidráulicos en 1947, y ésta última pasaría formar parte de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos en 1976, por otra parte se fundó en 1937 la Comisión Federal de Electricidad y por último en 1989 se dio origen a la Comisión Nacional del Agua dependiente de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos como órgano desconcentrado de la misma.

Las presas más importantes consideradas por la CNA en el 2004 se muestran en la tabla 1.3.1 y en la tabla 1.3.2 se muestran las características las presas hidroeléctricas registradas por la CFE.

Dentro de la infraestructura hidráulica las presas de enrocamiento con cara de concreto han desempeñado un papel importante, algunas de ellas son: Tuxhimay (1934), San Idefonso (1943), La Esperanza (1943), El Peaje (1943), Los Puntanes (1948), Ixtapantongo (1948), Aguamilpa (1993) y en este año El Cajón (2006). Las características generales en cuanto a construcción de las cuatro primeras mencionadas anteriormente fueron: en primer lugar la colocación del enrocamiento con chiflones a razón de unos 5 m P<sup>3</sup> x cada m<sup>3</sup> de roca, en segundo lugar un dentellón a lo largo de la boquilla de concreto colado en zanja de la roca como liga entre la losa y la boquilla y en tercer lugar la losa de concreto reforzado dividida en cuadros de 5 x 5 m con lámina de cobre en las juntas (excepto en La Esperanza, en la que se suprimieron las juntas horizontales y en algunas otras la verticales). Las presas descritas a grandes rasgos anteriormente tienen altura menor de 50 m, y han funcionado bien, salvo algunos pequeños incidentes principalmente en las uniones con el dentellón, que fueron reparadas fácilmente. Una descripción más detallada de las presas de Aguamilpa y El Cajón se realizará más adelante ya que éstas están estrechamente relacionadas con la presa La Yesca.

NOMBRE OFICIAL	NOMBRE COMÚN	UBICACIÓN (ENTIDAD FEDERATIVA)	AÑO DE TERMINACIÓN	USO <sup>a</sup>	CAPACIDAD TOTAL (hm <sup>3</sup> ) <sup>b</sup>
Belisario Domínguez	La Angostura	Chiapas	1974	G	10 727
Nezahualcóyotl	Malpaso	Chiapas	1964	G	9 605
Adolfo López Mateos	Infiernillo	Guerrero	1963	G, C	9 340
Miguel Alemán	Temascal	Oaxaca	1955	G, C	8 119
Solidaridad	Aguamilpa	Nayarit	1993	G, I	5 540
Vicente Guerrero	Las Adjuntas	Tamaulipas	1971	I, A	3 900
La Amistad	La Amistad	Coahuila de Zaragoza	1969	G, I, A, C	3 887
Falcón	Falcón	Tamaulipas	1953	G, A, C	3 272
Adolfo López Mateos	El Humaya	Sinaloa	1964	G, I	3 072
Álvaro Obregón	El Oviachic	Sonora	1952	G, I	2 989
Plutarco Elías Calles	El Novillo	Sonora	1964	G, I	2 925
Miguel Hidalgo	El Mahone	Sinaloa	1956	G, I	2 921
Luis Donaldo Colosio	Huites	Sinaloa	1995	G, I	2 908
La Boquilla	Lago Toronto	Chihuahua	1916	I	2 903
Lázaro Cárdenas	El Palmito	Durango	1946	I, C	2 873
José López Portillo	El Comedero	Sinaloa	1983	G, I	2 250
Gustavo Díaz Ordaz	Bacurato	Sinaloa	1981	G, I	1 860
Carlos Ramírez Ulloa	El Caracol	Guerrero	1986	G	1 414
Manuel Moreno Torres	Chicoasén	Chiapas	1980	G	1 376
Fernando Hiriart	Zimapán	Hidalgo	1996	G	1 360
Venustiano Carranza	Don Martín	Coahuila de Zaragoza	1930	I, A, C	1 313
Miguel de la Madrid	Cerro de Oro	Oaxaca	1988	G, I	1 250
Cuchillo - Solidaridad	El Cuchillo	Nuevo León	1994	I, A	1 123
Ángel Albino Corzo	Peñitas	Chiapas	1986	G	1 091
Adolfo Ruiz Cortines	Mocúzari	Sonora	1955	G, I	950
Marte R. Gómez	El Azúcar	Tamaulipas	1946	I	824
Lázaro Cárdenas	La Angostura	Sonora	1942	I, A	703

<sup>a</sup> G: Generación de energía eléctrica; I: Irrigación; A: Uso público; C: Control de avenidas

<sup>b</sup> Se refiere al Nivel de Aguas Máximo Ordinarias o de Operación

Tabla 1.3.1: Presas más importantes consideradas por la CNA en el 2004.

Nombre de la Central	Número de unidades	Fecha de entrada en operación	Capacidad efectiva instalada (MW)	Ubicación
Plutarco Elias Calles (El Novillo)	3	12 - Nov - 1964	135	Soyopa, Sonora
Oviáchic	2	28 - Ago - 1957	19	Cajeme, Sonora
Mocúzari	1	03 - Mar - 1959	10	Álamos, Sonora
27 de Septiembre (El Fuerte)	3	27 - Ago - 1960	59	El Fuerte, Sinaloa
Salvador Alvarado (Sanalona)	2	08 - May - 1963	14	Culiacán, Sinaloa
Humaya	2	27 - Nov - 1976	90	Badiraguato, Sinaloa
Bacurato	2	16 - Jul - 1987	92	Sinaloa de Leyva, Sinaloa
Raúl J. Marsal (Comedero)	2	13 - Ago - 1991	100	Casalá, Sinaloa
Luis Donaldo Colosio (Huites)	2	15 - Sep - 1996	422	Choix, Sinaloa
Boquilla	4	01 - Ene - 1915	25	San Francisco Conchos, Chihuahua
Colina	1	01 - Sep - 1996	3	San Francisco Conchos, Chihuahua
La Amistad	2	01 - May - 1987	66	Acuña, Coahuila
Falcón	3	15 - Nov - 1954	32	Nueva Cd. Guerrero, Tamaulipas
Infiernillo	6	28 - Ene - 1965	1,000	La Unión, Guerrero
Villita	4	01 - Sep - 1973	280	Lázaro Cárdenas, Michoacán
Cupatitzio	2	14 - Ago - 1962	72	Uruapan, Michoacán
Cóbano	2	25 - Abr - 1955	52	Gabriel Zamora, Michoacán
Platanal	2	21 - Oct - 1954	9	Jacona, Michoacán
Botello	2	01 - Ene - 1910	13	Panindícuaro, Michoacán
Tirio	3	01 - Ene - 1905	1	Morelia, Michoacán
Bartolinas	2	20 - Nov - 1940	1	Tacambaro, Michoacán
Itzicuaro	2	01 - Ene - 1929	1	Peribán los Reyes, Michoacán
Zumpimito	4	01 - Oct - 1944	6	Uruapan, Michoacán
San Pedro Porúas	2	01 - Oct - 1958	3	Villa Madero, Michoacán
Puente Grande	4	01 - Ene - 1912	17	Tonalá, Jalisco
Colimilla	4	01 - Ene - 1950	51	Tonalá, Jalisco
Luis M. Rojas (Intermedia)	1	01 - Ene - 1963	5	Tonalá, Jalisco
Juntas	3	01 - Ene - 1923	15	Guadalajara, Jalisco
Manuel M. Diéguez (Santa Rosa)	2	02 - Sep - 1964	61	Amatitlán, Jalisco
Jumatán	4	17 - Jul - 1941	2	Tepic, Nayarit
Valentín Gómez Farías (Agua Prieta)	2	15 - Sep - 1993	240	Zapopan, Jalisco
Aguamilpa	3	15 - Sep - 1994	960	Tepic, Nayarit
Carlos Ramírez Ulloa (El Caracol)	3	16 - Dic - 1986	600	Apaxtla, Guerrero
Ambrosio Figueroa (La Venta)	5	31 - May - 1965	30	La Venta, Guerrero
Colotlpa	4	01 - Ene - 1910	8	Quechultenango, Guerrero
Portezuelos I	4	01 - Ene - 1901	2	Atlixco, Puebla
Portezuelos II	2	01 - Ene - 1908	1	Atlixco, Puebla
Fernando Hiriart Balderrama (Zimapán)	2	27 - Sep - 1996	292	Zimapán, Hidalgo
Mazatepec	4	06 - Jul - 1962	220	Tlatlauquitepec, Puebla
Temascal	6	18 - Jun - 1959	354	San Miguel Soyaltepec, Oaxaca
Chilapan	4	01 - Sep - 1960	26	Catemaco, Veracruz
Camilo Arriaga (El Salto)	2	26 - Jul - 1966	18	Cd. Maíz, San Luis Potosí
Encanto	2	19 - Oct - 1951	10	Tlapacoyan, Veracruz
Electroquímica	1	01 - Oct - 1952	1	Cd. Valles, San Luis Potosí
Ixtaczoquitlán	1	10 - Sep - 2005	2	Ixtaczoquitlán, Veracruz
Micos	2	01 - May - 1945	1	Cd. Valles, San Luis Potosí
Minas	3	10 - Mar - 1951	15	Las Minas, Veracruz
Texolo	2	01 - Nov - 1951	2	Teocelo, Veracruz
Manuel Moreno Torres (Chicoasén)	8	29 - May - 1981	2,400	Chicoasén, Chiapas
Malpaso	6	29 - Ene - 1969	1,080	Tecpatán, Chiapas
Belisario Domínguez (Angostura)	5	14 - Jul - 1976	900	Venustiano Carranza, Chiapas
Ángel Albino Corzo (Peñitas)	4	15 - Sep - 1987	420	Ostuacán, Chiapas
José Cecilio del Valle (El Retiro)	3	26 - Abr - 1967	21	Tapachula, Chiapas
Bombaná	4	20 - Mar - 1961	5	Soyaló, Chiapas
Tamazulapan	2	12 - Dic - 1962	2	Tamazulapan, Oaxaca
Schpoiná	3	07 - May - 1953	2	Venustiano Carranza, Chiapas
El Durazno (S.H. Miguel Alemán)	2	01 - Oct - 1955	0	Valle de Bravo México
Ixtapantongo (S.H. Miguel Alemán)	3	29 - Ago - 1944	0	Valle de Bravo México
Santa Bárbara (S.H. Miguel Alemán)	3	19 - Oct - 1950	0	Santo Tomás de los Plátanos, México
Tingambato (S.H. Miguel Alemán)	3	24 - Sep - 1957	0	Otzoloapan, México
Tepazolco	2	16 - Abr - 1953	0	Xochitlán, Puebla
Las Rosas	1	01 - Ene - 1949	0	Cadereyta, Querétaro
Tuxpango	4	01 - Ene - 1914	0	Ixtaczoquitlán, Veracruz
Huazuntlán	1	01 - Ago - 1968	0	Zotapan, Veracruz

Tabla 1.3.2: Hidroeléctricas reportadas por CFE.

Antes de empezar a describir las características de las dos presas faltantes es importante mencionar del conjunto de proyectos que se ideó para el aprovechamiento del río Santiago, se tienen conceptualizadas 27 hidroeléctricas distribuidas sobre dicho río y sus afluentes, hasta ahora se han construido y puesto en marcha seis presas, mientras que 14 son “proyectos en identificación”, seis son “proyectos en prefactibilidad” y uno es un “proyecto en construcción”. En la tabla 1.3.3 se mencionan los proyectos mencionados anteriormente.

Num.	Nombre, Corriente	VMA HM <sup>3</sup>	H m	PINS MW	GWH TOTAL	Fp
* 1	AGUAMILPA, SANTIAGO	6736	144	960	2131	0.25
~ 2	EL CAJON, SANTIAGO	3326	186	750	1228	0.2
3	LA YESCA, SANTIAGO	4233	117	440	1042	0.27
* 4	AGUA PRIETA, AGUAS NEGRAS	147	509	480	959	0.25
5	LA MUCURA, SANTIAGO	3280	108	290	807	0.29
6	SAN FRANCISCO, SANTIAGO	2395	124	290	624	0.25
7	OCOTAN, ATENCO	1242	254	240	536	0.25
8	EL CORA, SANTIAGO	7434	25	150	406	0.25
9	ARROYO HONDO, SANTIAGO	2429	67	160	348	0.25
10	EL CIRUELO, ATENCO	753	251	150	317	0.25
11	APOZOLCO, BOLAÑOS	795	199	120	269	0.25
* 12	SANTA ROSA, SANTIAGO	2734	71	61	266	0.25
13	EL TULLILLO, ATENCO	597	245	110	249	0.25
14	HUAYNAMOTA, JESUS MARIA	874	139	90	206	0.25
15	POPOTITA, CAMOTLAN	275	416	85	194	0.25
16	BOLAÑOS, BOLAÑOS	590	180	80	180	0.25
17	SAN LUIS, BOLAÑOS	399	238	75	161	0.25
* 18	COLIMILLA, SANTIAGO	1300	127	51	159	0.36
19	JESUS MARIA, JESUS MARIA	763	105	60	136	0.25
20	AMPL. SANTA ROSA, SANTIAGO	2668	73	45	128	0.43
21	MAYAHUA, JUCHIPILA	297	202	45	102	0.25
22	CAPISTRANO, ATENCO	413	107	33	75	0.25
23	HUAZAMOTA, JESUS MARIA	335	130	33	74	0.25
* 24	PUENTE GRANDE, SANTIAGO	1023	72	23	71	0.35
* 25	LAS JUNTAS, SANTIAGO	701	63	15	64	0.49
26	MEZQUITIC, CHICO	113	244	21	47	0.25
27	CAMOTLAN, CAMOTLAN	185	142	20	45	0.25

Donde:

- \* = PLANTAS EN OPERACIÓN
- ~ = PLANTA EN CONSTRUCCIÓN
- VMA = ESCURRIMIENTO MEDIO ANUAL
- H = CARGA NETA DE DISEÑO
- PINS = POTENCIA INSTALADA
- Fp = FACTOR DE PLANTA

Tabla 1.3.3: Conjunto de hidroeléctricas pretendidas para el aprovechamiento del río Santiago y sus afluentes.

La relación más estrecha que tendrá La Yesca será con las presas hidroeléctricas El Cajón y Aguamilpa, ya que tendrán el mismo tipo de cortina, aprovecharán el mismo río para generar energía eléctrica, tendrán una altura superior a los 100 m y estarán en la siguiente disposición: La Yesca – El Cajón – Aguamilpa. El tipo de cortina seleccionada para las tres presas en cuestión es de enrocamiento con cara de concreto, las cuales serán las más altas del país de acuerdo a su tipo. A continuación se expone algunas características de El Cajón y Aguamilpa comunes a La Yesca en cuanto a obras y algunos aspectos de diseño.

La obra de desvío tanto de Aguamilpa como de El Cajón fueron dos túneles de sección portal, para la primera fueron de 16 x 16 y para la segunda fueron de 14 x 14, estos fueron excavados en roca, en el caso de Aguamilpa se revistió de concreto reforzado a la entrada, en las zonas de transición y a la salida del túnel número 2, en el caso de El Cajón se revistió la plantilla y paredes con concreto reforzado y la bóveda con concreto lanzado, la ubicación de la obra de desvío en ambas presas la realizaron en la margen izquierda. En cuanto a las unidades de generación, para el caso de Aguamilpa se instalaron 3 unidades generadoras de 320 MW cada una y para El Cajón serán 2 unidades de 375 MW. En el caso de las cortinas seleccionadas para ambas presas se trató de enrocamiento con cara de concreto, la selección se debió principalmente al costo, a la disponibilidad de materiales, al tiempo requerido para la construcción y a los sismos considerables de las zonas. En las tablas 1.3.4 y 1.3.5 se describen las características de las cortinas de las dos presas en cuestión y en las figuras 1.3.1 y 1.3.2 se muestran las secciones máximas de las cortinas.

AGUAMILPA	
Tipo: Aluvi6n-enrocamiento con cara de concreto	
Elevaci6n de la corona	235 m
Longitud de la corona	660 m
Altura total al desplante	185.5 m
Volumen	12.7 Hm <sup>3</sup>
Desplante del plinto	49.5 msnm
Talud aguas arriba	1.5 : 1
Talud aguas abajo	1.4 : 1
Bordo libre	3.0 m
Área cara de concreto	136900 m <sup>2</sup>
Volumen de concreto	68500 m <sup>3</sup>
Acero de refuerzo	1920 ton

Tabla: 1.3.4: Características de la cortina de la presa “Aguamilpa”.

EL CAJÓN	
Tipo: Enrocamiento con cara de concreto	
Elevaci6n de la corona	395 m
Elevaci6n máxíma del parapeto	396.50 m
Longitud de la corona	550 m
Altura total al desplante	186 m
Elevaci6n de desplante	210 m
Altura bordo libre	2 m
Talud aguas arriba	1.4 : 1
Talud aguas abajo	1.4 : 1

Tabla 1.3.5: Características de la cortina de la presa “El Cajón”.

Por último en lo que respecta a este punto, se muestra en la figura 1.3.3 la ubicación y el orden que tendrán algunas de las presas sobre el río Santiago.

## SECCIÓN MÁXIMA DE LA CORTINA DE LA PRESA “AGUAMILPA”

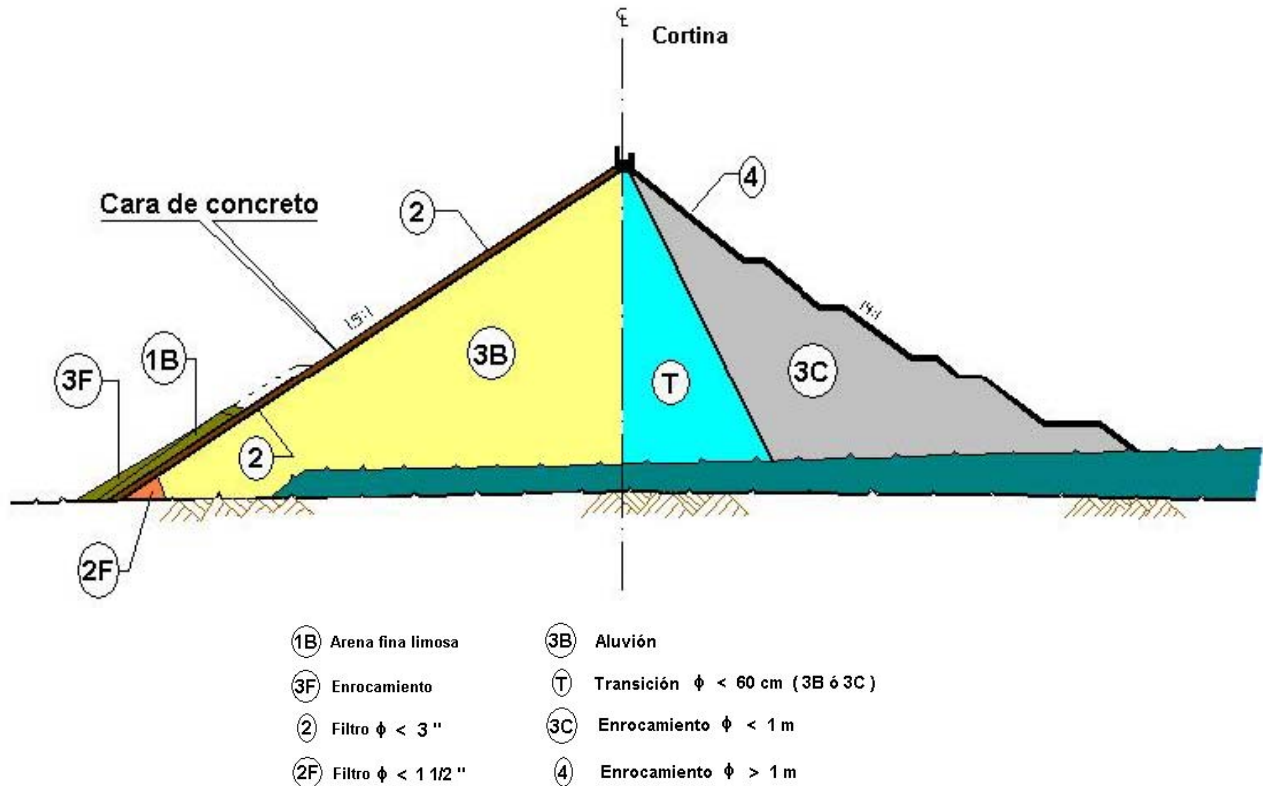
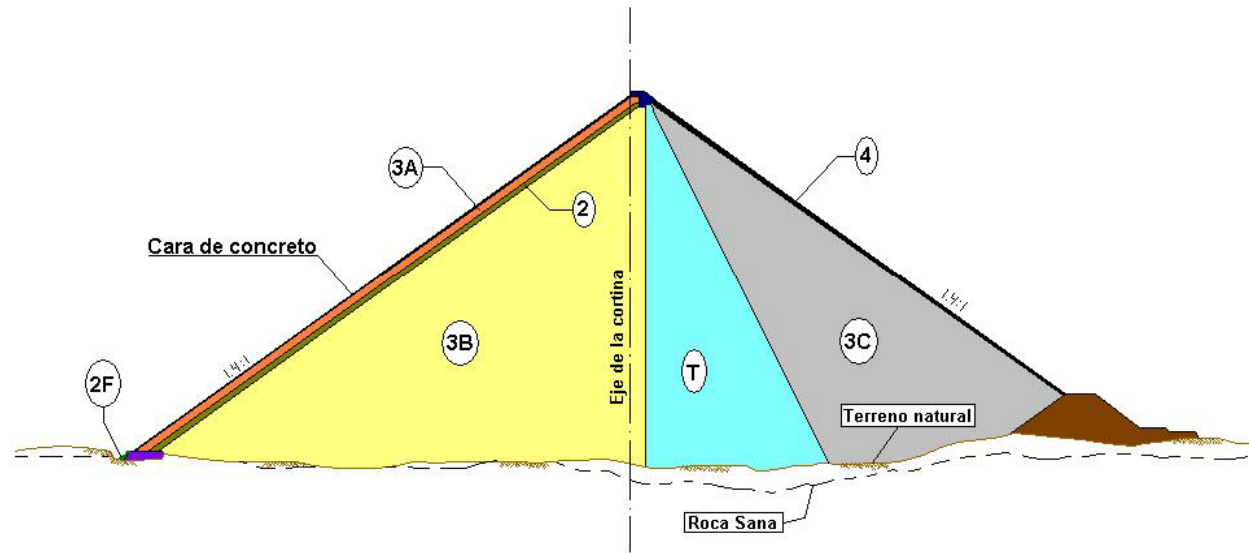


TABLA DE MATERIALES			
MATERIAL	ZONA	ORIGEN	OBSERVACIONES
1B	Respaldo de la cara de concreto	Arena fina limosa	Tendido en capas de 30 cm (sin compactar)
3F	Protección de material 1B	Enrocamiento rezaga túneles menor de 40 cm	Bandeado en capas de 40 cm
2	Apoyo de la cara de concreto	Bancos de aluvión	Compactado con 4 pasadas de RLV ( $w \geq 10\text{ ton}$ ) en capas de 30 cm.
2F	Apoyo de la cara de concreto en conexión con la junta perimetral	Bancos de aluvión	Compactado con 4 pasadas de RLV ( $w \geq 5\text{ ton}$ ) en capas de 30 cm
3B	Aluvión cuerpo de la cortina	Bancos de aluvión	Compactado con 4 pasadas de RLV ( $w \geq 10\text{ ton}$ ) en capas de 60 cm
T	Cuerpo de la cortina 3B ó 3C	Ver material 3B ó 3C	Colocado y compactado en capas de 60 cm con 4 pasadas de RLV ( $w \geq 10\text{ ton}$ )
3C	Enrocamiento cuerpo de la cortina	Excavación de obras anexas Fragmentos sanos diam. 4 m	Compactado con 4 pasadas de RLV ( $w \geq 10\text{ ton}$ ) en capas de 1.2 m
4	Protección aguas abajo	Excavaciones de obras anexas	Empacado y acuñado material sobrante de selección de material 3C

Figura 1.3.1: Sección máxima de la cortina de la presa “Aguamilpa”.



## SECCIÓN MÁXIMA DE LA CORTINA DE LA PRESA “EL CAJÓN”



MATERIAL	ZONA EN LA ESTRUCTURA
2F	Filtro bajo juntas de tensión
2	Soporte de losa
3A	Filtro / transición entre 2 y 3B
3B	Enrocamiento principal
T	Transición
3C	Respaldos de aguas abajo
4	Enrocamiento de protección

Figura 1.3.2: Sección máxima de la cortina de la presa “El Cajón”.

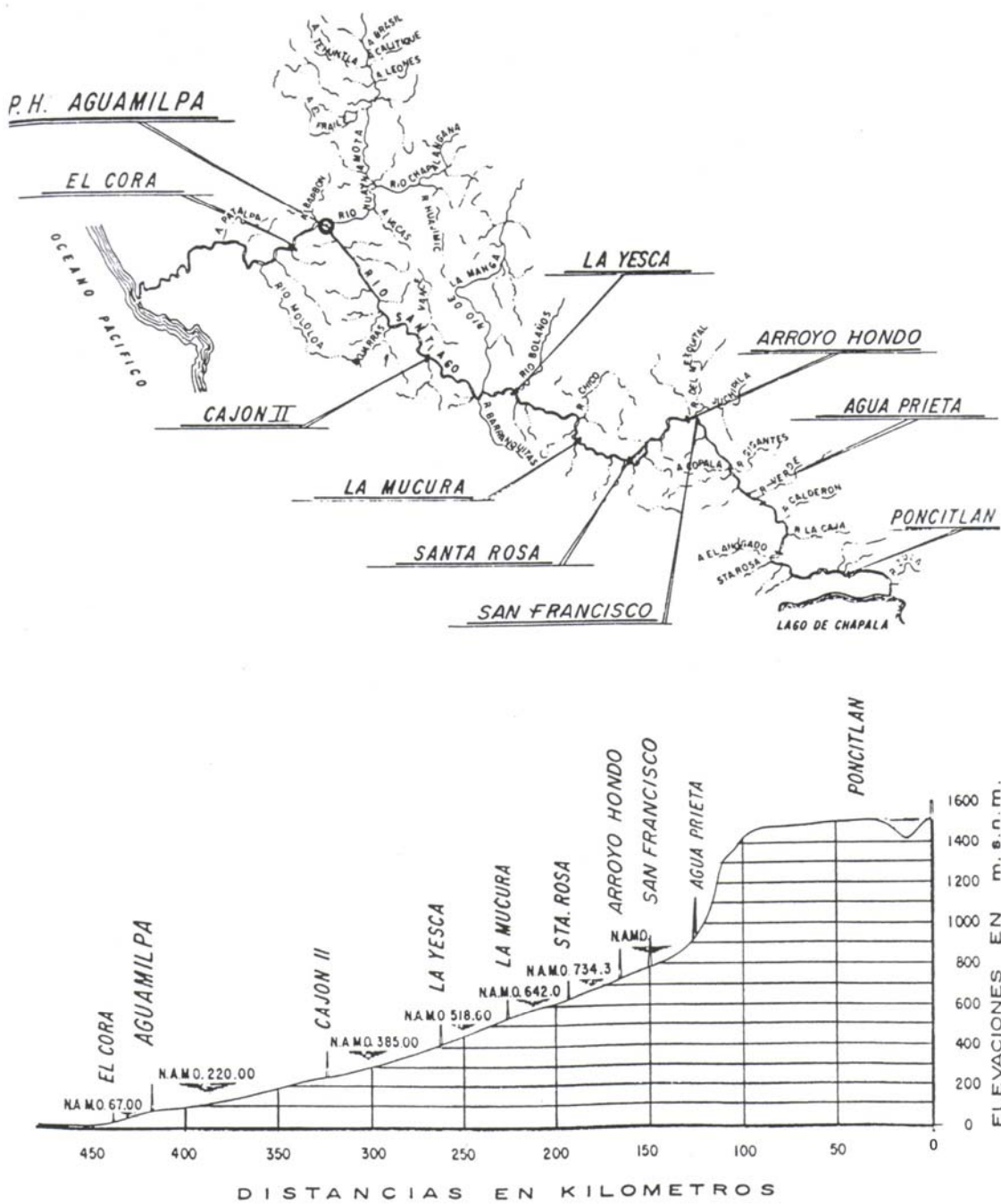


Figura 1.3.3: Desarrollo hidroeléctrico sobre el río Santiago.

## 2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS OBRAS PRINCIPALES

### 2.1 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto hidroeléctrico de La Yesca se localiza sobre el río Santiago, aguas arriba del proyecto El Cajón actualmente en construcción, aproximadamente a 105 km al NW de la ciudad de Guadalajara y a 22 km al NW de la población de Hostotipaquillo, Jalisco. Forma parte del límite entre los estados de Nayarit y Jalisco, como se puede apreciar en la figura 2.1.1.



Figura 2.1.1: Localización del P.H. La Yesca, entre los municipios La Yesca y Hostotipaquillo, y en los límites de los estados de Nayarit y Jalisco.

Se ubica aproximadamente a 4 km aguas abajo de la confluencia del río Santiago con uno de los tributarios mayores, el río Bolaños. Sus coordenadas geográficas son: 21° 11' 49" de latitud Norte y 104° 06' 21" de longitud Oeste, como se puede observar en la figura 2.1.2.

El acceso al sitio se hace por la Maxipista Guadalajara – Tepic, recorriendo 60 km desde el anillo periférico de Guadalajara, hasta la desviación al poblado de Magdalena, y de allí se recorre un tramo de 15 Km por la carretera federa No. 15 hasta el entronque con el camino que lleva al pueblo de Hostotipaquillo, al cual se llega por una carretera pavimentada de 8 km. De aquí parte una terracería, en regulares condiciones y transitable la mayor parte del año, de 20 km hasta el caserío conocido como Mesa de Flores. Se llega a la boquilla por la margen izquierda del río, transitando por otra terracería de 6.5 km habilitada recientemente por la Superintendencia de Estudios Zona Pacífico Norte (SEZPN), dependiente de la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil.





La cuenca del río Santiago, ubicada al occidente del país, se localiza entre los meridianos  $101^{\circ} 14'$  y  $105^{\circ} 26'$  de longitud oeste y entre los paralelos  $20^{\circ} 19'$  y  $23^{\circ} 25'$  de latitud norte (figura 2.1.2). En su mayor parte la cuenca en cuestión se desarrolla al noreste del río.

Los más importantes tributarios del río Santiago son los ríos Juchipila, Verde, Bolaños y Huaynamota. Los escurrimientos procedentes de la margen izquierda son asignados en su mayor parte a manantiales debido a que la superficie de las mesetas basálticas que cubre esta margen muestra una topografía parcialmente y sin drenaje bien definido.

Las características de la cuenca son las siguientes:

- El área de la cuenca drenada es de  $51\,900\text{ km}^2$  (medida desde la presa Corona hasta la boquilla de estudio).
- El área de la cuenca que drena los escurrimientos del río Santiago hasta la estación hidrométrica (E.H.) La Yesca es de  $37\,173\text{ km}^2$ .
- El área de la cuenca que drena los escurrimientos del río Bolaños hasta la E.H. El Caimán es de  $14\,755\text{ km}^2$ .
- La superficie de la cuenca que se forma entre la unión de los ríos Santiago y Bolaños hasta el sitio del P.H. La Yesca es de  $62\text{ km}^2$ .

Los dos conceptos para estimar la cantidad de agua que se utilizará para la generación de energía eléctrica son por una parte los escurrimientos históricos que se han registrado hasta el sitio y por otra la disposición del agua presente y futura. La parte correspondiente a los escurrimientos históricos pudo resolverse gracias a la información proveniente de las estaciones hidrométricas La Yesca y El Caimán (figura 2.2.2), ésta información corresponde al periodo entre 1949 a 2002.

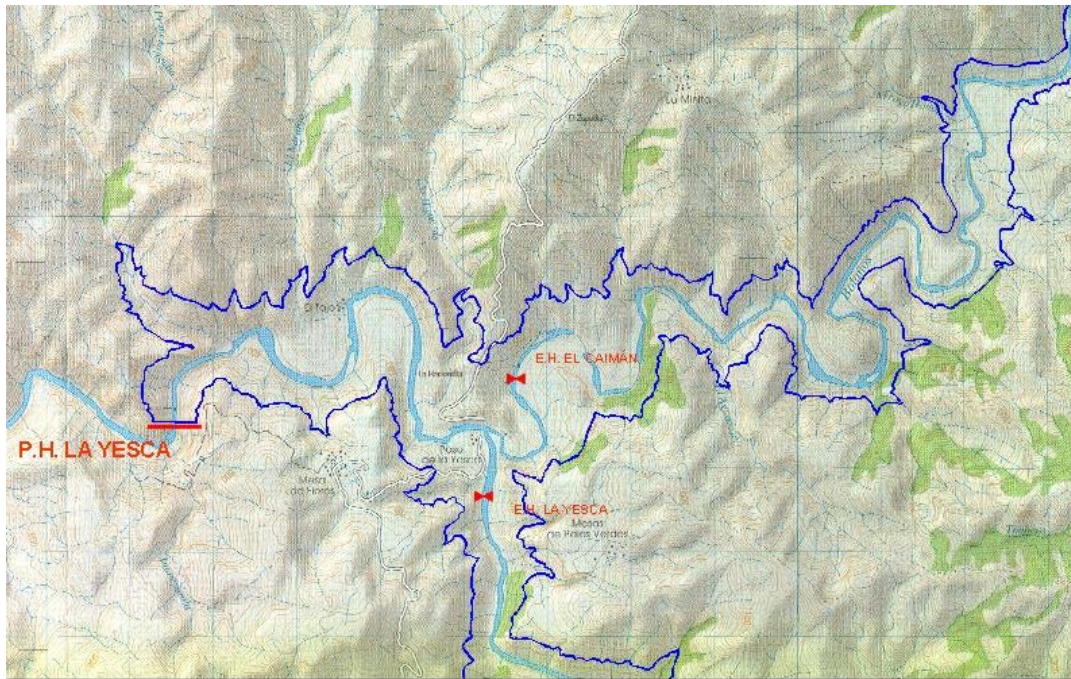


Figura 2.2.2: Estaciones hidrométricas en los ríos Santiago y Bolaños.

Para la otra parte que fue la disposición del agua presente y futura se consideró lo siguiente:

- Eliminación de las aportaciones del lago de Chapala al río Santiago.
- Restar la dotación futura del río Verde al estado de Guanajuato.
- Restar los retornos históricos de descargas de aguas residuales de la ZMG en el periodo 1949 – 2002, al cauce del río Santiago.
- Suma de los retornos futuros de aguas negras de la ZMG al río Santiago con un factor de retorno del 70%, ya que estadísticamente se pierde un 30% por diversos factores.
- Eliminación de los caudales por el pronóstico de abastecimientos de agua a la ZMG de 2005 a 2058. Con una proyección que involucró el crecimiento de la población a una tasa del 1.0% anual y una dotación doméstica e industrial de 250 l/hab/día.

El resumen del escurrimiento esperado de acuerdo a las consideraciones antes mencionadas se muestran en la tabla 2.2.1, destacando en ella el volumen medio anual de 3 088 Mm<sup>3</sup> evaluado mediante el período de registro de los años 1949 a 2002; sin embargo, representa el escurrimiento que se espera en el sitio del proyecto una vez construido es decir en el período 2005 a 2058, lo que representa una reducción de 677 Mm<sup>3</sup>, respecto del escurrimiento virgen ocurrido durante el período de observación.

Escurrimiento mensual en Mm<sup>3</sup>

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1949	68	61	63	61	55	234	714	456	228	146	62	64	2212
1950	68	51	62	48	45	211	478	285	346	113	66	69	1841
1951	69	64	74	67	65	172	600	416	295	91	91	79	2083
1952	49	43	46	39	45	196	558	603	367	199	80	61	2286
1953	61	56	50	43	45	145	321	776	559	126	104	100	2385
1954	67	49	57	59	57	238	514	448	131	157	61	65	1902
1955	72	58	57	37	33	59	510	1673	1233	546	90	75	4443
1956	71	66	61	59	99	254	970	993	295	64	36	50	3019
1957	71	64	60	58	54	60	205	196	265	116	56	62	1267
1958	67	52	58	50	53	258	1391	666	1621	1107	965	188	6477
1959	114	67	61	231	88	207	792	1178	370	229	151	79	3567
1960	68	59	55	54	54	66	445	840	411	79	73	84	2287
1961	79	63	63	48	64	169	955	861	305	110	74	61	2851
1962	60	60	48	45	45	227	605	235	806	304	96	83	2615
1963	73	65	65	56	63	164	1289	1153	686	367	107	186	4274
1964	148	36	85	74	40	140	264	351	868	430	83	85	2607
1965	71	47	105	92	105	171	211	1954	1215	506	145	114	4736
1966	90	96	74	89	26	182	397	1202	740	258	81	73	3308
1967	112	76	82	107	121	169	682	1672	3175	759	219	138	7311
1968	86	83	210	61	71	126	814	1076	826	169	69	92	3684
1969	87	97	118	85	92	111	300	142	199	132	54	43	1459
1970	52	46	81	102	75	172	695	673	898	471	76	57	3397
1971	72	58	76	81	112	235	658	1679	1274	909	197	107	5458
1972	80	118	118	75	92	121	217	368	358	79	53	116	1793
1973	111	35	39	82	98	123	1398	3941	1356	408	171	70	7832
1974	71	71	105	43	106	135	474	413	359	102	45	55	1979
1975	58	116	81	86	75	143	1197	1939	516	82	46	44	4383
1976	67	86	97	75	63	92	1979	798	448	522	370	262	4857
1977	119	73	120	111	120	273	819	432	1427	106	49	64	3712
1978	69	72	94	111	117	160	310	318	618	1106	75	55	3106
1979	66	61	105	99	102	105	221	546	296	26	37	32	1697
1980	49	58	77	71	95	105	362	491	354	151	82	59	1955
1981	53	39	48	50	74	184	889	456	397	103	91	127	2510
1982	57	43	38	49	55	52	472	322	96	59	49	49	1341
1983	138	96	107	102	113	174	774	978	745	336	178	128	3871
1984	63	44	43	41	29	298	1162	1063	563	122	68	69	3565
1985	73	64	94	80	64	196	520	717	304	173	107	91	2483
1986	64	54	58	75	107	234	694	309	430	339	137	101	2602
1987	114	121	135	96	93	227	352	531	566	249	93	101	2678
1988	60	37	99	87	89	108	588	1046	537	144	63	94	2952
1989	53	114	147	76	79	111	347	437	445	187	113	111	2219
1990	67	98	90	83	114	135	363	2186	1205	396	173	77	4987
1991	49	54	99	96	81	107	2926	626	751	171	31	35	5024
1992	1900	653	134	142	129	114	183	397	259	463	140	108	4621
1993	104	88	117	106	124	118	564	292	438	139	77	77	2243
1994	53	44	67	128	98	171	142	193	429	167	75	79	1647
1995	41	52	86	80	51	181	524	1072	706	204	122	97	3216
1996	62	40	39	32	117	156	244	253	569	405	116	63	2097
1997	64	63	101	139	98	150	268	161	182	71	69	71	1437
1998	74	72	84	143	105	112	203	420	777	599	110	99	2798
1999	57	57	52	87	89	141	405	328	398	124	91	65	1894
2000	69	63	64	101	23	259	219	163	75	60	52	51	1198
2001	69	101	44	56	63	76	352	437	455	59	70	50	1833
2002	75	96	84	75	78	82	338	953	611	217	103	51	2764
SUMA	5822	4198	4378	4320	4247	8606	33877	42117	33784	14758	6090	4565	166763
MÁXIMO	1900	653	210	231	129	298	2926	3941	3175	1107	965	262	7832
MÍNIMO	41	35	38	32	23	52	142	142	75	26	31	32	1198
MEDIA	108	78	81	80	79	159	627	780	626	273	113	85	3088
MEDIANA	69	63	77	75	79	158	512	539	451	170	81	76	2647
Gasto Medio	40	32	30	31	29	61	234	291	241	102	44	32	97

Tabla 2.2.1: Escurrimiento final para el sitio del P.H. La Yesca.

Los gastos máximos calculados para diferentes períodos de retorno se muestran en la tabla 2.2.2, en su cálculo se tomo en cuenta los gastos máximos anuales registrados por las estaciones hidrométricas La Yesca y El Caimán, también es necesario mencionar que se aplicó el ajuste a diferentes funciones de distribución (tres muestras) y el criterio de selección de cada función de probabilidad estuvo basado en escoger el menor error cuadrático, lo cual ocurrió para la función Doble Gumbel en todos los casos.

Tr años	10 000	5 000	2 000	1 000	500	200	150
Gasto máximo maximorum m <sup>3</sup> /s	15 536	14 380	12 811	11 638	10 462	8 897	8 399

Tr años	100	50	25	20	10	5	2
Gasto máximo maximorum m <sup>3</sup> /s	7 688	6 436	5 107	4 656	3 287	2 285	1 299

Tabla 2.2.2: Resumen de gastos máximos

Con la información y datos mostrados se obtuvo la forma, los valores finales, de los hidrogramas de diseño de la obra de desvío, que se muestra en la figura 2.2.3, en donde se muestran las avenidas máxima registrada, y las correspondientes a Tr de 50 y 100 años según el caso.

El gasto de diseño para la obra de excedencias fue propuesto por la GASIR (Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos, de la CNA), el cual tiene un valor de 15 915 m<sup>3</sup>/s, y fue aceptado por la CFE. El hidrograma propuesto por la GASIR se muestra en la figura 2.2.4.

Las evaporaciones netas para éste proyecto fueron calculadas con base a los datos proporcionados por la estación climatológica Paso de Analco, localizada a 22 km aguas arriba del proyecto (en el período de 1962 a 1989). En la tabla 2.2.3 se muestra un resumen, en el cual se consideró un promedio de cada mes de la evaporación y precipitación (primero y segundo renglón), en el tercer renglón se aplicó un factor de 0.7 (sobrecalentamiento del evaporímetro) a la evaporación media mensual, y en el cuarto renglón se restó al tercer renglón el primero.

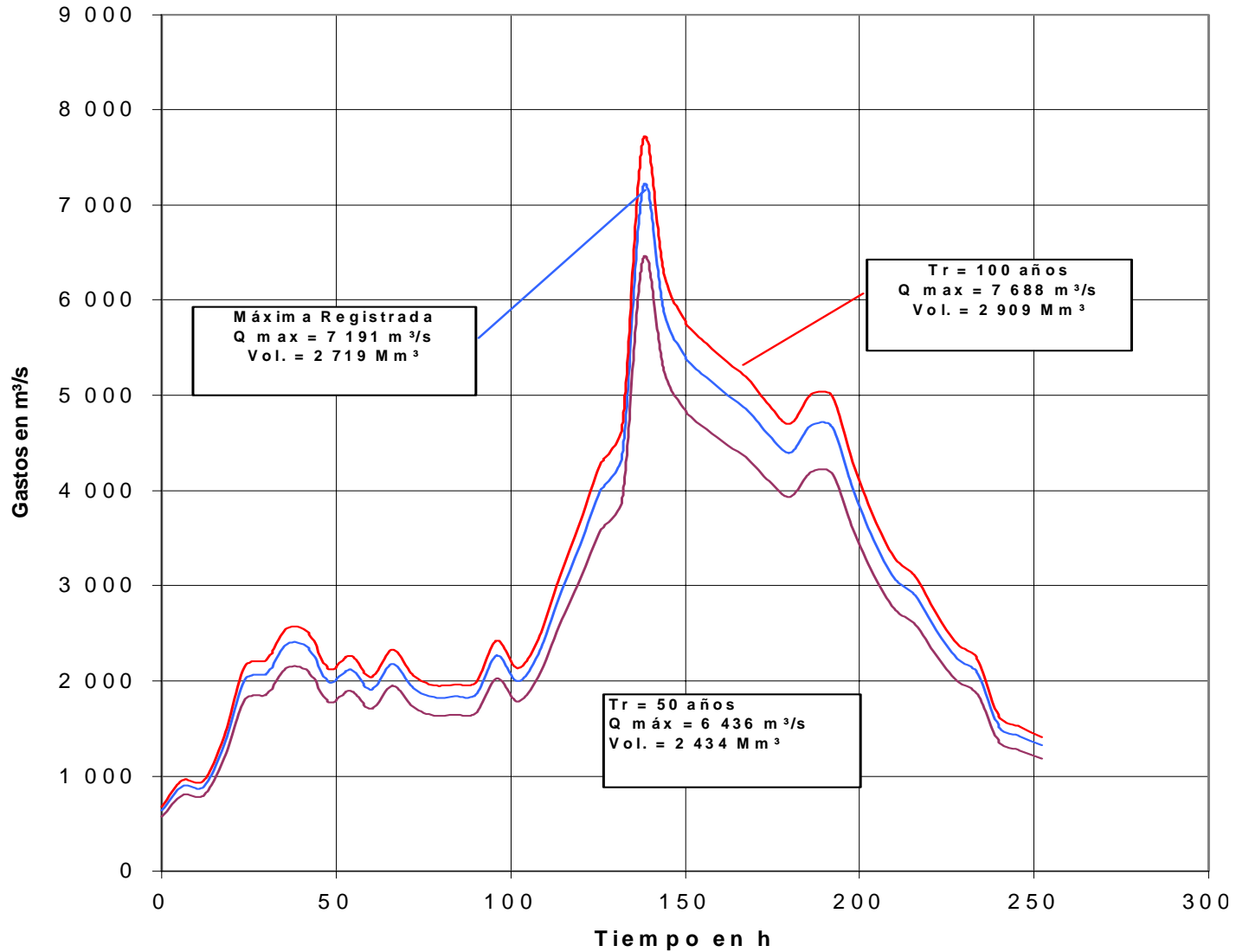
CONCEPTO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
Precipitación media mensual	12.80	8.90	4.30	3.90	13.60	150.80	251.20	207.90	149.40	50.90	13.60	16.50	883.80
Evaporación media mensual	117.70	162.20	261.90	307.60	338.70	260.1	268.40	158.90	142.60	142.50	117.70	96.20	2274.60
0.70 de la evaporación media neta mensual	82.39	113.61	183.33	215.32	237.09	182.07	117.88	111.23	99.82	99.75	82.390	67.34	1592.22
Evaporación media neta mensual	69.60	104.70	179.00	211.40	223.50	31.30	-133.30	-96.70	-49.60	48.90	68.80	50.80	708.42

Todos os resultados están en mm

Tabla 2.2.3: Evaporaciones netas.



TIEMPO		Registrada	Tr = 50 años	Tr = 100 años
día	hora	7 191	6 436	7 688
1	0	637	570	681
	6	896	802	958
	12	888	795	949
	18	1330	1191	1422
	24	2022	1809	2161
2	30	2077	1859	2220
	36	2388	2137	2553
	42	2344	2098	2506
	48	1989	1780	2126
3	54	2118	1895	2264
	60	1910	1710	2042
	66	2179	1950	2329
4	72	1927	1725	2060
	78	1828	1636	1954
	84	1836	1643	1963
5	90	1857	1662	1986
	96	2266	2028	2423
	102	1996	1786	2134
6	108	2286	2046	2444
	114	2883	2580	3082
	120	3429	3069	3666
	126	4015	3594	4293
7	132	4361	3904	4663
	138	7191	6436	7688
	144	5880	5263	6287
8	150	5404	4837	5778
	156	5185	4641	5543
	162	5004	4478	5350
	168	4834	4326	5168
9	174	4577	4096	4893
	180	4397	3935	4701
	186	4684	4192	5008
	192	4676	4185	4999
10	198	4025	3603	4303
	204	3486	3120	3727
	210	3082	2758	3295
	216	2897	2593	3097
11	222	2536	2270	2711
	228	2236	2001	2391
	234	2074	1856	2217
	240	1516	1357	1621
11	246	1421	1272	1519
	252	1322	1183	1413



NOTAS:  
 La avenida máxima registrada corresponde a la ocurrida el 17 de agosto de 1973.  
 Los valores de la tabla son gastos en  $\text{m}^3/\text{s}$

Figura 2.2.3: Hidrogramas de diseño para la obra de desvío.

TIEMPO		Tr = 10 000 años
día	hora	15 915
1	0	350
	4	430
	8	671
	12	1071
	16	1632
	20	2354
2	24	3235
	28	4277
	32	5292
	36	6508
	40	7856
	44	9336
3	48	10950
	52	12699
	58	15915
	62	15322
	66	14740
	70	14170
4	74	13612
	78	13065
	82	12529
	86	12005
	90	11492
	94	10991
5	98	10502
	102	10024
	106	9557
	110	9102
	114	8659
	118	8227
6	122	7806
	126	7397
	130	7000
	134	6614
	138	6240
	142	5877
146	5525	

TIEMPO		Tr = 10 000 años
día	hora	15 915
7	150	5185
	154	4857
	158	4435
	162	4105
	166	3789
	170	3487
8	174	3199
	178	2924
	182	2663
	186	2417
	190	2185
	194	1966
9	198	1764
	202	1570
	206	1393
	210	1229
	214	1080
	218	944
10	222	823
	226	715
	230	621
	234	542
	238	476
	242	423
11	246	385.2
	250	360.9
	255	350

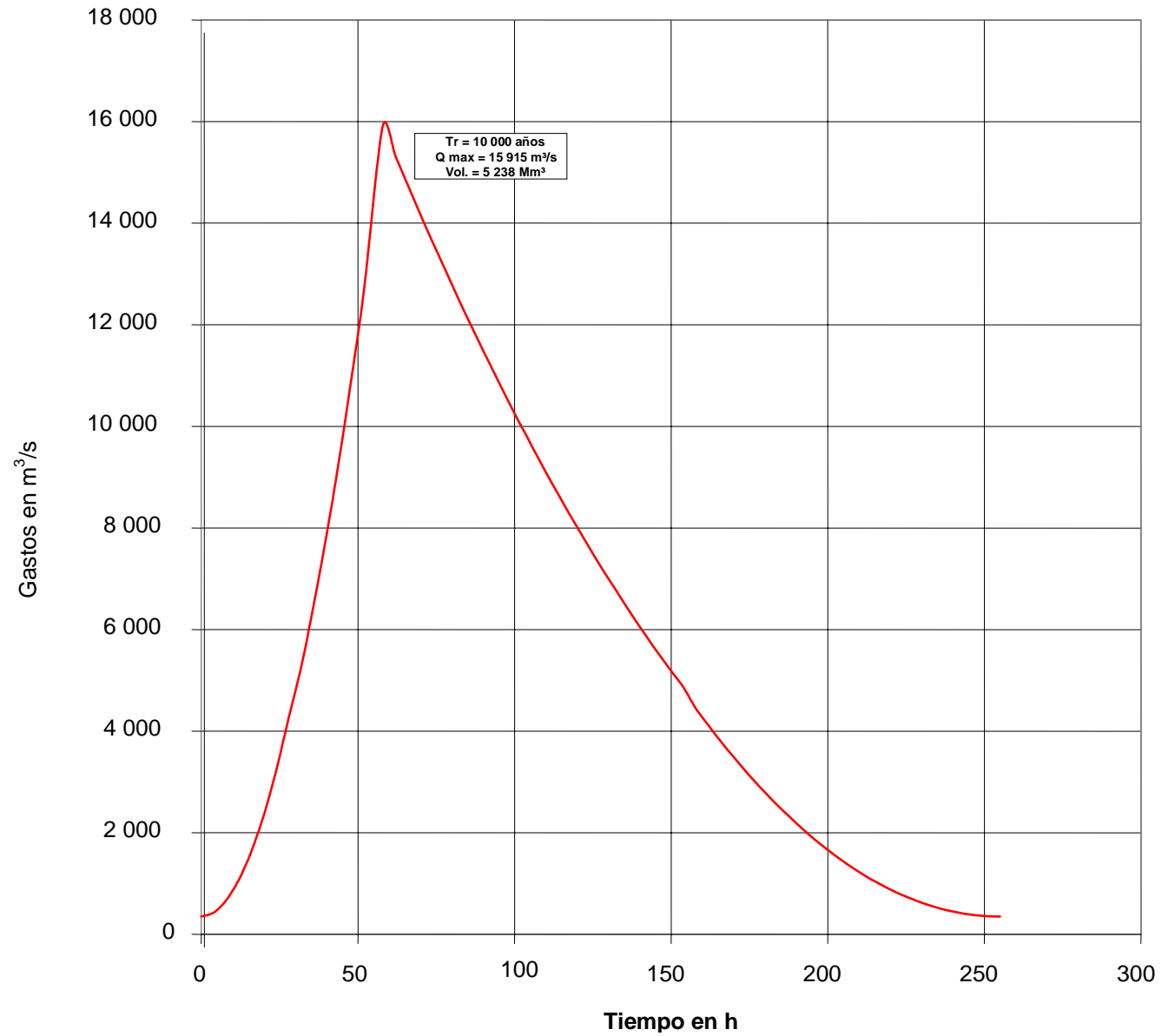


Figura 2.2.4: Hidrograma de diseño del vertedor propuesto por la GASIR

En el caso de los azolves, como criterio de diseño se emplearon los volúmenes medios anuales de las estaciones hidrométricas La Yesca y El Caimán, las cuales son, para La Yesca 2 921.70 y para El Caimán 838.83 Mm<sup>3</sup> (volúmenes históricos), sin tomar en cuenta la cuenca propia entre las estaciones y el eje del proyecto, debido a su poca magnitud (62 km<sup>2</sup>) en comparación con la totalidad de la presa drenada (51 990 km<sup>2</sup>). El volumen total de sedimentos se constituyó por la suma de azolves en suspensión y el volumen de arrastre de fondo, restando los correspondientes acarrees que no pasan por la presa Santa Rosa. Dicho volumen resultó de 4.57 Mm<sup>3</sup> por año.

## **2.3 GEOLOGÍA Y GEOTECNIA**

Fisiográficamente, el eje de la Yesca queda ubicado dentro de la Provincia fisiográfica denominada Meseta Neovolcánica en la porción nor – occidental del graben Tepic – Chapala. Este graben queda limitado al norte por la porción meridional de la provincia de la Sierra Madre Occidental.

En la zona de la boquilla La Yesca existen dos formaciones litológicas de origen volcánico del terciario, las cuales son:

Unidad dacítica – riodacítica: de color grisáceo, textura porfirítica, fluidal y en parte esferulítica, con bandeamientos de sílice. Se encuentra ampliamente distribuida a lo largo del futuro embalse y en el río Bolaños.

Unidad ignimbrítica dacítica – riodacítica: de tono parduzco, por intemperismo cambia a gris verdosa, compacta, dura, silicificada y de textura eutaxítica. Tiene aspecto masivo, pseudo estratificado con fragmentos subredondeados, bien soldados con apariencia brechoide, capas de 1 a 5 m de espesor. Están sobre las dacitas – riodacitas y son prácticamente contemporáneas. Su mejor expresión se encuentra en las partes media e inferior de la margen derecha de la boquilla. También están afectadas por diques doleríticos.

Una descripción más detallada se menciona a continuación y corresponde a las dos márgenes y la boquilla (en la figura 2.3.1 se muestra un esquema de la boquilla):

- Margen izquierda: aflora principalmente ignimbrítica riodacítica fluidal, afectada por procesos de silicificación, lo cual mejora su competencia mecánica. Esta margen está afectada por las fallas “Olga”, transversal al río, y la “Socavones”, sensiblemente paralela al cauce. En esta margen la cortina quedará emplazada sobre roca dacítica, el cual es compacto de dureza media a alta, de regular calidad y fracturado. Estructuralmente, el fracturamiento presenta una orientación preferencial NW – SE, que se manifiesta principalmente en esta margen y coincide con el cambio brusco que sufre el río a partir del arroyo Juanepanta, seguido de otro de menor intensidad E – N y de un tercero N – S, este último escasamente distribuido. Los bloques presentes tienen salida a favor del talud y provoca que presenten deslizamientos a favor de la pendiente.

- Margen derecha: se compone litológicamente de dos unidades. La parte media superior de la ladera corresponde a una ignimbrita dacítica silicificada y propilitizada de estructura masiva y compacta, y afectada por un intenso fracturamiento abierto y relleno por calcita y arcillas. La parte media inferior corresponde a un derrame dacítico muy silicificado de estructura compacta, resistencia alta al impacto, afectado por un moderado fracturamiento abierto y cerrado.
- Modelo geológico de la boquilla: en el eje de La Yesca, la columna estratigráfica está representada por andesita, considerada como el basamento de la columna litológica, de edad Oligoceno – Mioceno Inferior de estructura compacta moderadamente fracturada, propilitizada y silicificada, la cual subyace en discordancia con la ignimbrita dacítica – riodacítica, de textura; lítica, fluida silicificada y porfídica. Cubiertas por lavas e ignimbritas de composición dacítica a riodacítica, así como tobas lacustres riolíticas del Mioceno Tardío – Plioceno Inferior, todas afectadas por un intrusivo de composición granodiorítica a tonalítica del Mioceno Medio y diques de composición dolerítico. Cubriendo las rocas se presentan materiales de cobertura poco consolidados y de edades cuaternarias; constituidas por la capa vegetal y los suelos residuales de amplia distribución y que en general son de espesor reducido; así mismo se encuentran zonas con depósitos de talud y son de fácil remoción.

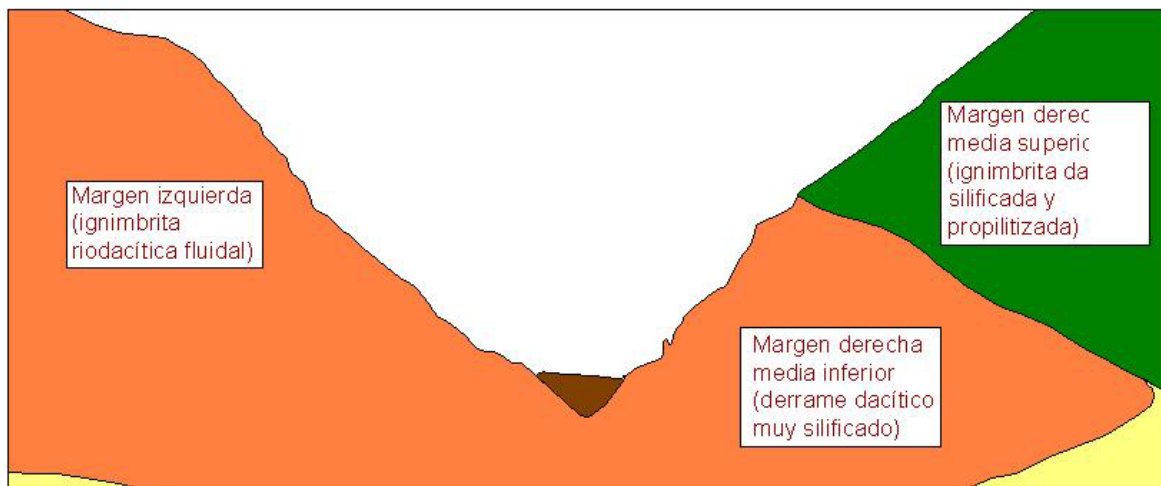


Figura 2.3.1: Geología de la boquilla

Las exploraciones más recientes las llevaron a cabo la GEIC y compañías externas a la CFE. Las realizadas por la GEIC fueron 3 barrenos y 8 líneas geofísicas y las ejecutadas por las compañías externas fueron 4 barrenos y 17 tendidos de geofísica. Los resultados de

dichas exploraciones se muestran a continuación y la ubicación de los barrenos se muestra en la figura 2.3.2.

Trabajos por la GEIC:

- Barreno BYSKI – 01: localizado en la parte alta de la margen izquierda de 140 m de profundidad, con grandes problemas de perforación, por roca muy fracturada, reportando bajos índices de recuperación.
- Barreno BYSKD – 02: ubicado en la parte baja de la boquilla y en la zona baja del circo de erosión de la margen derecha, con 70 m de longitud, reportó en sus primeros 60 m un material de muy alta calidad.
- Barreno BYSKI – 03: Localizado en la parte media de la margen izquierda con 186 m de longitud, con reporte de mejores condiciones de roca.

Trabajos a contrato:

- Barreno BYSKD – 04: Roca de buena calidad en margen derecha, con el 80% de recuperación en promedio y 40% de RQD y permeabilidad entre 0 y 6 U.L. lo cual es representativo de rocas impermeables, con 255 m de perforación. Este barreno reportó un horizonte de roca de mala calidad y muy fracturado en la parte alta de la clave de casa de máquinas.
- Barreno BYSKI – 05: Ubicado en la traza del plinto en el empotramiento izquierdo de la cortina (arriba del túnel de desvío No. 2), con reporte de mala calidad geomecánica en los primeros 50 m. Existen limitaciones en esta zona para efectos de diseño de la estructura de apoyo a la cara de concreto de la obra de contención.
- Barreno BYSKI – 07: Localizado aguas abajo de la estructura de control del vertedor (margen izquierda) y profundidad de 150 m, la recuperación de núcleos fue del orden de 85%, el RQD de 60%, con permeabilidad variable de 0 a 40 UL.
- Barreno BYSKI – 09: Perforado a 73 m de longitud en el portal de salida de los túneles de desvío, cruzó un espesor del orden de 60 m de roca deslizada gravitacionalmente.

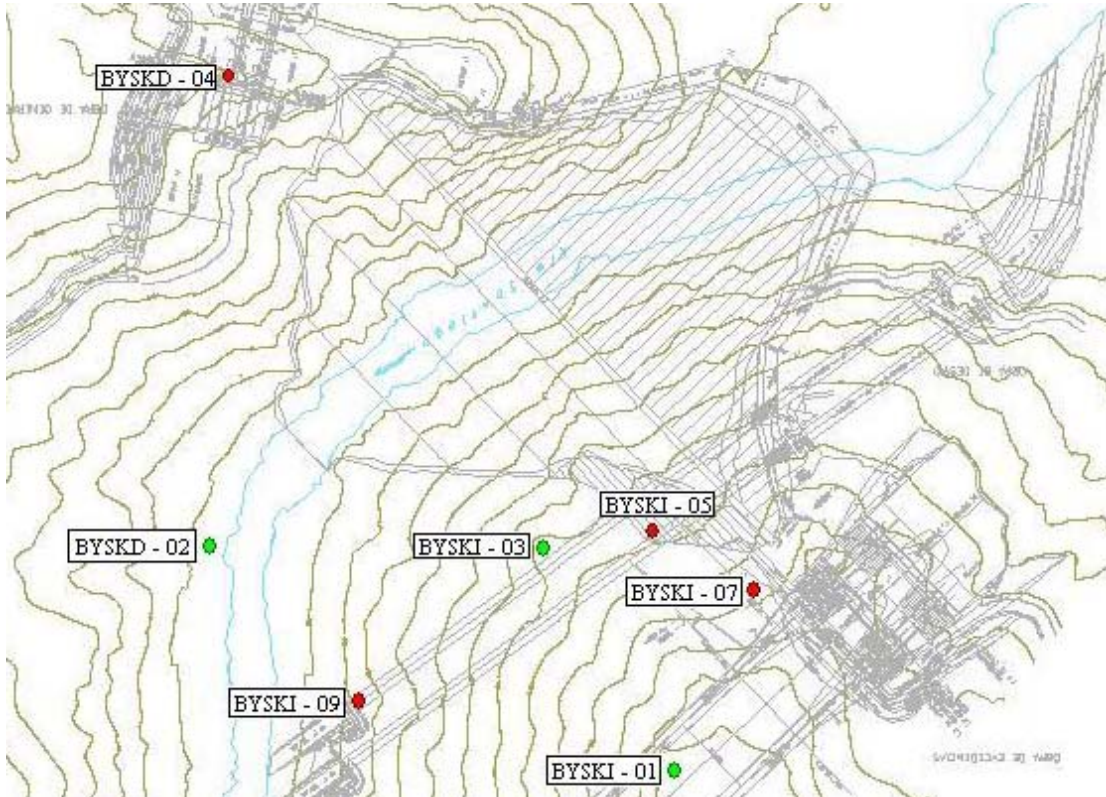


Figura 2.3.2: Barrenos realizados por la GEIC (en verde) y por compañías externas a la CFE (en rojo).

## 2.4 DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS

Después de analizar varios ejes y varias alternativas en el eje seleccionado (eje La Yesca), con base en los resultados de exploraciones, la topografía, los estudios geológicos y geofísicos se llegó al esquema final siguiente:

- Obra de contención: de tipo enrocamiento con cara de concreto de 210 m de altura, medidos desde el desplante del plinto.
- Obra de desvío: con 2 túneles de sección portal de 14 m de alto en la MI.
- Preatagía aguas arriba de 22 m de alto y atagía aguas abajo de 20 m de altura.
- Vertedor con 3 túneles de sección portal con arco recortado de 14 m de ancho y 16 m de alto en su sección constante en la MI.
- Planta hidroeléctrica con casa de máquinas en caverna por la MD, 2 unidades turbogeneradores de 375 MW cada una.

## 2.4.1 OBRA DE DESVÍO

La obra de desvío consiste en dos túneles de sección portal de 14 x 14 m de altura localizados en la margen izquierda, con dos ataguías integradas al cuerpo de la cortina (una aguas arriba y otra aguas abajo) y una preataguía aguas arriba. La preataguía aguas arriba se muestra en la figura 2.4.1.1 y la ataguía aguas abajo en la 2.4.1.2.

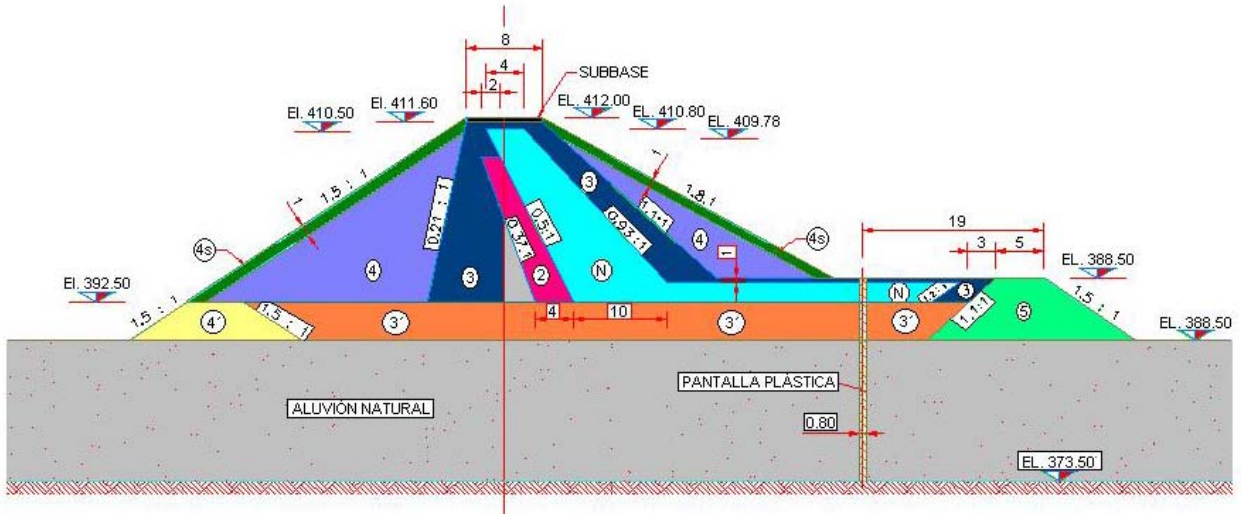


Figura 2.4.1.1: Preataguía aguas arriba

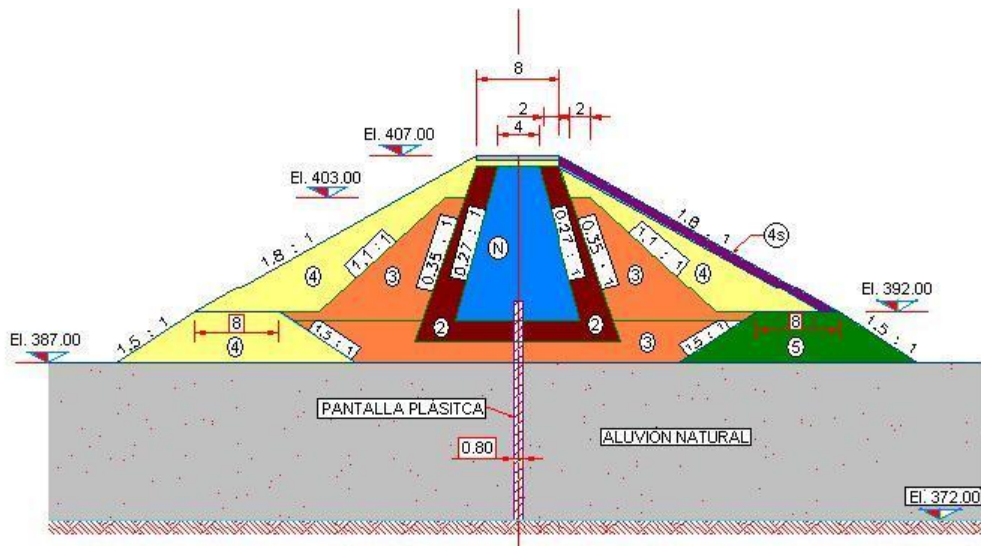


Figura 2.4.1.2: Ataguía aguas abajo



Los túneles nombrados No. 1 y No. 2 (como se muestran en la figura 2.4.1.3), son paralelos entre sí, la separación entre ejes es de 42 m, sus longitudes son de 745.22 m y 801.52 m respectivamente. Los portales de entrada y de salida están a la elevación 391 y 395 msnm, para el túnel No. 1 y No. 2 respectivamente, las de salida a la elevación 387 msnm en ambos casos. Las pendientes que se generan son de 0.005368 para el túnel No. 1 y de 0.009981 para el túnel No. 2.

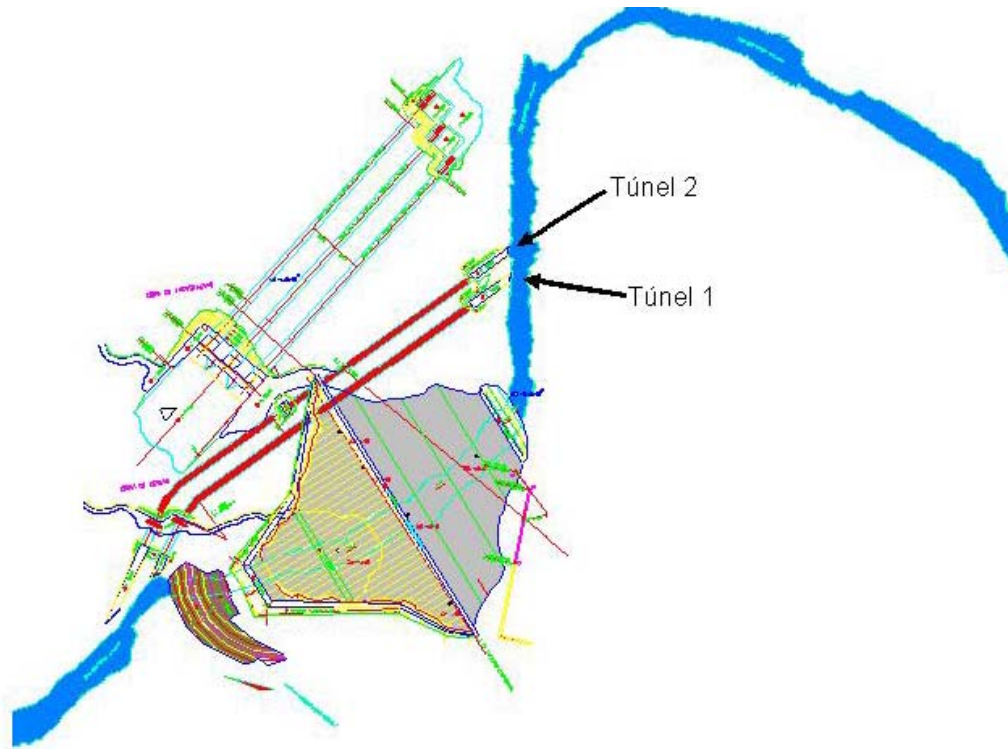


Figura 2.4.1.3: Ubicación de túneles de desvío

Los túneles se revestirán con 10 cm de concreto con malla electrosoldada, para la bóveda, en las paredes será lanzado y para la plantilla será hidráulico. A la entrada y salida de los túneles está propuesto reforzar con marcos metálicos y un revestimiento con concreto hidráulico simple entre cada marco.

A 65.78 m de los portales de entrada se localizan las lumbreras de las estructuras de control para el cierre provisional con obturadores. Los obturadores son de tipo aguja de 7 elementos de 2 m de alto por 14 m de ancho, éstos serán operados con una grúa pórtico desde la plataforma de operación ubicada a la elevación 456 msnm (figura 2.4.1.4)

Para el cierre final se colocarán dos tapones de concreto en la intersección de los túneles con la traza vertical de la pantalla de inyecciones del plinto. Para el túnel No. 2 al inicio del tapón de concreto se tiene una lumbrera vertical excavada desde su clave hasta el piso de operación, ubicado a la elevación 565 msnm. La lumbrera aloja las guías para izar una compuerta tipo vagón de 7 m de ancho por 13 de alto (figura 2.4.1.4)



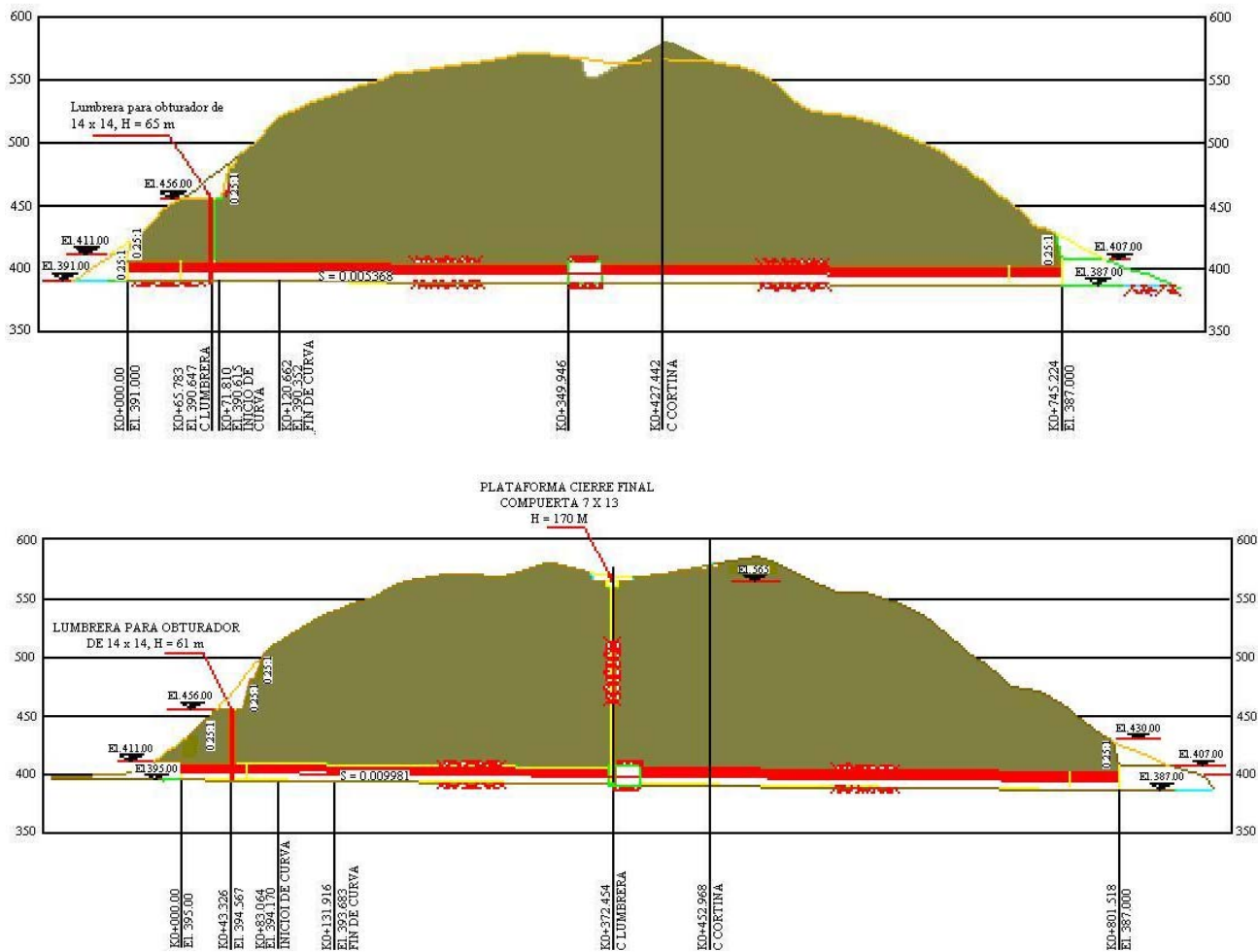


Figura 2.4.1.4: Túneles de desvío

Las dos ataguías son de materiales graduados con núcleo impermeable de arcilla, filtros y enrocamientos, provenientes de la explotación de bancos y de las excavaciones de los túneles. El talud del paramento mojado de la preataguía es de 1.5:1 y el del paramento seco de 1.8:1 hasta la berma que se ubica a la elevación 395 msnm y a partir de ésta con talud 1.5:1 y el paramento seco 1.5:1. La ataguía de aguas abajo, en ambos paramentos, tiene un talud de 1.8:1 de la corona a la elevación 392 msnm (elevación de las contra ataguías) y de aquí hasta el cauce del río de 1.5:1. La altura de la preataguía de aguas arriba es de 22 m y la corona con ancho de 8 m está a la elevación 412 msnm. Así mismo la ataguía aguas abajo es de 20 m y del mismo ancho de corona que está a la elevación 407 msnm. Los volúmenes son de 0.1651 Mm<sup>3</sup> para la mayor y de 0.0885 Mm<sup>3</sup> la menor.

## 2.4.2 OBRA DE GENERACIÓN

La planta hidroeléctrica esta ubicada en la MD y se compone de una obra de toma en rampa, 2 tuberías a presión de 7.5 m de diámetro y 193 m de longitud, una casa de máquinas subterránea, una galería de oscilación y un túnel de desfogue de sección portal de 13.8 m de alto y 268 m de longitud. La casa de máquinas es una caverna de 22 m de ancho por 95 m de largo al nivel del piso de excitadores, en su interior aloja dos grupos turbogeneradores de 375 MW cada uno. La altura, de la clave de la bóveda a la plantilla del tubo difusor, es de 50 m. La subestación, los transformadores, los equipos de ventilación y de operación de las compuertas del desfogue, se localizan arriba de la casa de máquinas, en su parte externa en la cota 540 msnm. La distribución de los elementos principales de la obra de generación se puede ver en la figura 2.4.2.1

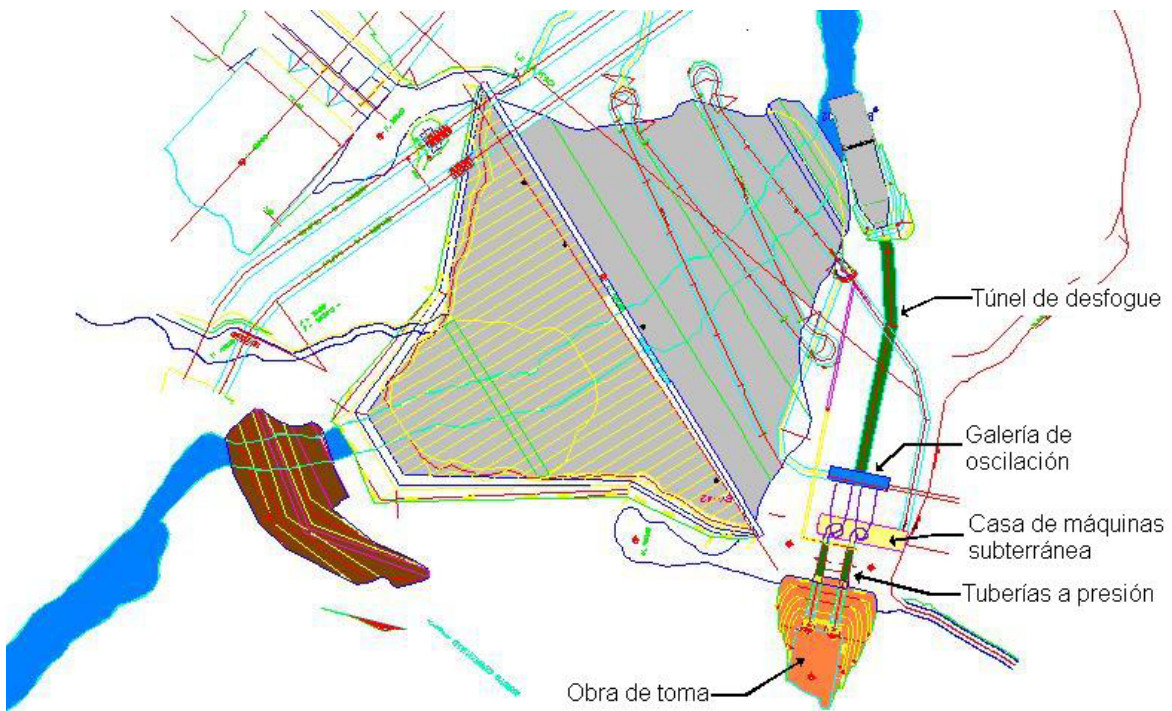


Figura: 2.4.2.1: Elementos principales de la obra de generación.

## 2.4.3 OBRA DE EXCEDENCIAS

La obra de excedencias se integrará por un canal de llamada, una estructura de control, 3 túneles de descarga, una estructura terminal y un canal de salida, ésta disposición se puede observar en la figura 2.4.3.1.

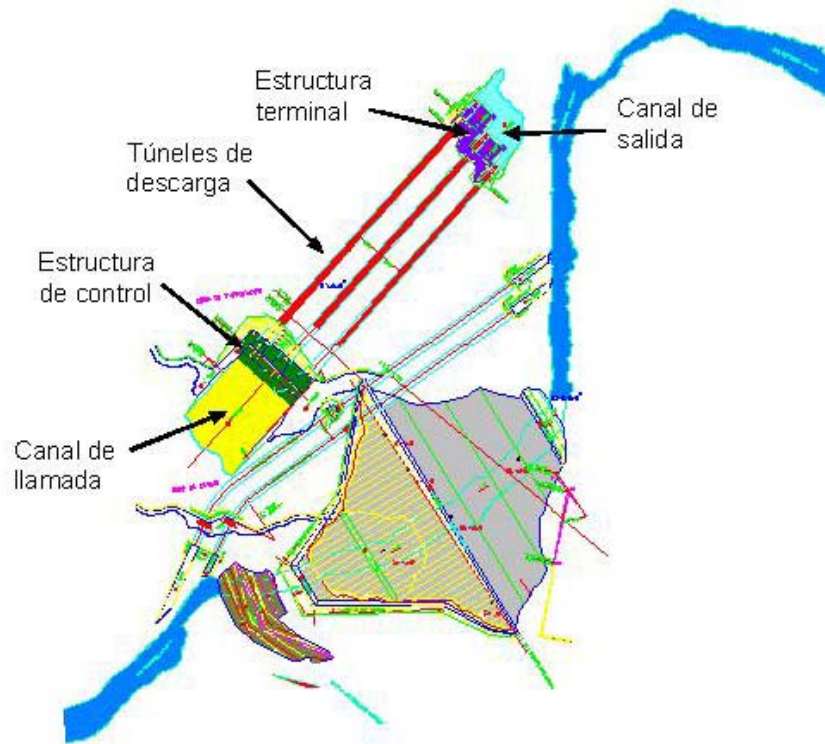


Figura 2.4.3.1: Obra de excedencias.

El canal de llamada tiene una plantilla a la elevación 552.00 msnm con ancho constante de 137.44 m y una longitud media de 170 m, los taludes de excavación son de 0.25:1 y solo llegarán a la berma de la elevación 580 m.

La estructura de control estará conformada por un cimacio tipo Creager (figura 2.4.3.2), con el paramento aguas arriba inclinado 1:1, cresta vertedora a la elevación 557.00 msnm y 6 vanos de 12.50 m cada uno, 2 por cada túnel de descarga. El flujo estará controlado por 6 compuertas radiales de 12.50 de ancho por 20.00 m de alto.

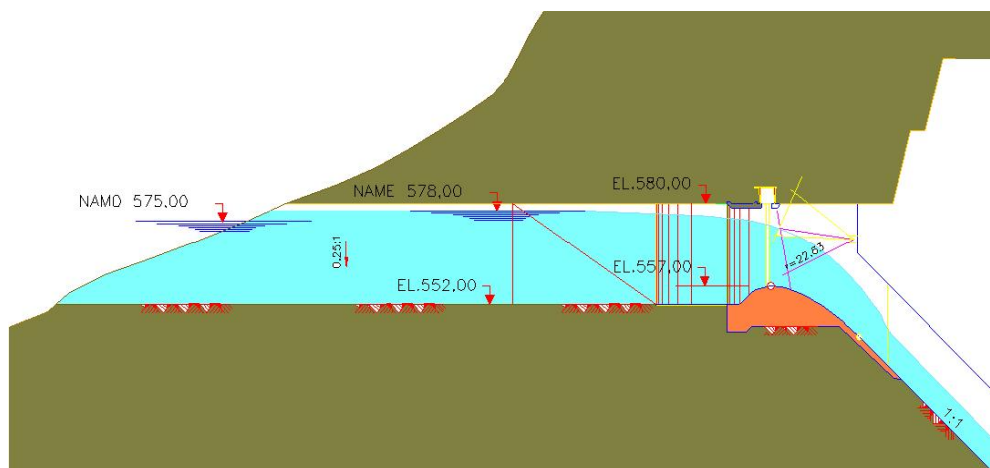


Figura 2.4.3.2: Estructura de control

Cada par de compuertas están divididas por una pila intermedia de ancho variable, de 3.50 a 2 m, y apoyadas lateralmente por 2 estribos de concreto. Con el fin de aislar cada vano del vertedor y permitir las operaciones de mantenimiento de las compuertas, sin necesidad de abatir los niveles del vaso sobre la cresta vertedora se prevén 2 ranuras en pilas y estribos para colocar los obturadores de servicio.

Existe también un puente de maniobras, que además de ser el acceso a la corona de la cortina, sirve de piso de operación de la grúa pórtico, grúa para izaje de los obturadores referidos.

Los 3 túneles de descarga están ubicados en la MI y son de sección portal de arco recortado, totalmente revestida con concreto hidráulico (figura 2.4.3.3). La longitud total de los 3 túneles es de 1 733 m, 578 m en promedio. Cada túnel presenta 2 tramos esencialmente, el primero que conecta a la estructura de control es una rampa inclinada de 87.91 m conectada a su vez con una curva circular vertical de 47.74 m de arco y una longitud total de 135.65 m; la rampa tiene una inclinación de 1:1 y la curva un radio de 65.14 m, a lo largo de este primer tramo la sección del túnel es constante en la altura (16 m) pero variable en su ancho, de 27 a 14 m; el segundo tramo es una sección constante de 14 m de ancho por 16 m de alto, con una pendiente constante de 5.25%, la longitud media de este tramo es de 450 m.

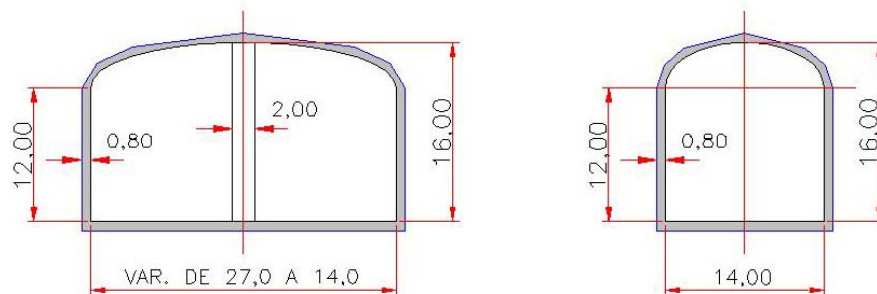


Figura 2.4.3.3: Sección transversal de los túneles de la obra de excedencias.

La estructura terminal es un deflector de concreto masivo de 41.77 m de longitud con plantilla circular de 98.28 m de radio y 20° de ángulo de salida con respecto a la horizontal y remata con un dentellón trapecial de concreto masivo (figura 2.4.3.4). Los muros laterales son de concreto con paramento vertical.

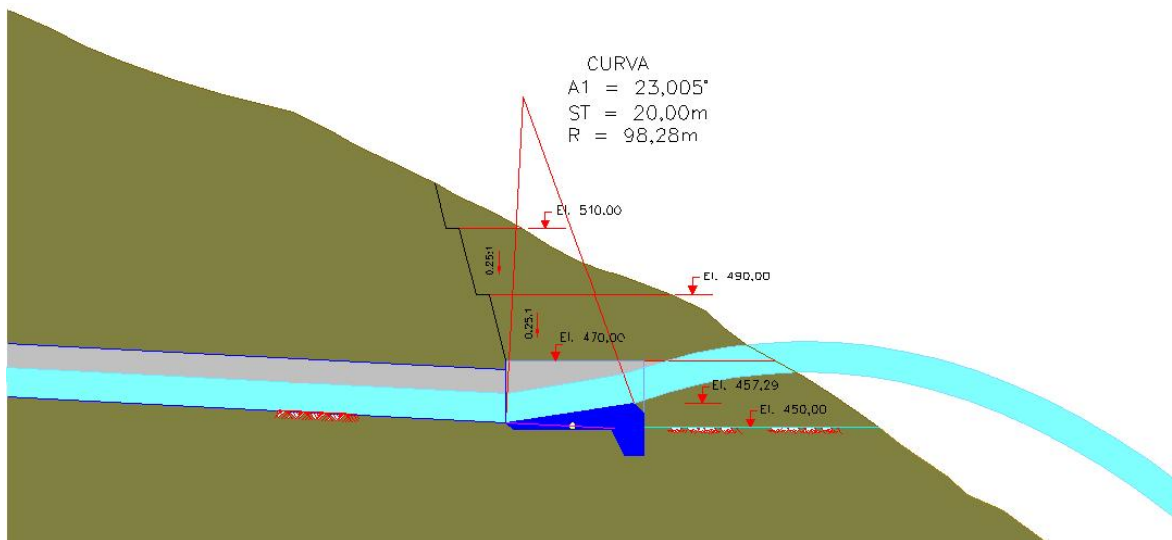


Figura 2.4.3.4: Estructura terminal

El canal de salida tiene su plantilla a la elevación 450.00, es de ancho constante de 123 m de largo, en planta es de forma irregular debido a la salida alternada de los túneles de descarga.

## 2.4.4 CORTINA

La ubicación de la cortina quedó finalmente a 9 m aguas abajo del eje geológico mencionado con anterioridad, debido principalmente a la geología. La geometría elegida para la cortina se basa en la experiencia de otras presas en el mundo y en especial en otras presas de México del mismo tipo; por lo que respecta al talud no se debe exceder el 1.4:1, por lo que se adoptó para los dos paramentos 1.4:1.

La cortina tiene una altura máxima de 210 m (incluyendo 18 m de desplante), longitud total de corona de 571 m. Su sección transversal se muestra en la figura 2.4.4.2. En dicha figura se muestran los materiales que serán utilizados, además se observa claramente las secciones.

La construcción de la cortina requiere de un volumen de materiales de 11.8 Mm<sup>3</sup> (incluyendo 10 m de excavación de laderas para el desplante del talud aguas arriba, y 5 m para el de aguas abajo), materiales integrados principalmente, por los enrocamientos producto de la excavación de obras, de la explotación de bancos de roca cercanos al sitio del proyecto y de las gravas y arenas de los playones de los ríos Santiago y Bolaños; así como de los concretos reforzados de la losa del paramento de aguas arriba y del cajón de coronación, volumen de concreto menor al 1% del total de enrocamientos.

La distribución de materiales, de aguas arriba hacia aguas abajo de la sección máxima de la cortina (figura 2.4.4.2) es: 0.340942 Mm<sup>3</sup> de material 2 y 2F constituidos por filtros de aluvión, ubicados abajo y en respaldo perimetral de la losa de concreto, respectivamente;



3.746121 Mm<sup>3</sup> de material 3B producto de la explotación de aluviones, ocupa la principal zona de apoyo aguas arriba del eje de la cortina; 4.010828 Mm<sup>3</sup> de material de material T ó de transición con 50% de material 3B y otro 50% de material 3C, proveniente del volumen restante del último banco de aluvi6n aprovechable y de la excavaci6n de obras; 3.498725 Mm<sup>3</sup> de material 3C o de respaldo aguas abajo, producto de la excavaci6n restante de obras y de las canteras de los bancos de roca m1s cercanos; y por 6ltimo 0.166236 Mm<sup>3</sup> de Material 4 o enrocamiento de protecci6n del talud aguas abajo, producto de la explotaci6n de bancos de materiales.

En la parte m1s alta de la presa se pretende construir un caj6n de concreto con dos “L” invertidas formando una “U”, desplantado a la elevaci6n 575.50 msnm con una base o losa de 0.5 m de espesor y relleno de *material 3D* producto de la excavaci6n de obras hasta la elevaci6n 578.50 msnm, nivel donde se apoya otra losa de concreto de 0.5 m de espesor, siendo 6sta propiamente la corona o superficie de rodamiento de la presa (elevaci6n 579 msnm)

El caj6n cumple la funci6n principal de reducir considerablemente el volumen de la cortina y el bordo libre de la misma. Tiene un ancho total de 7.0 m, de los cuales 5.8 m son libres para la vialidad sobre la corona, la altura del muro de aguas arriba, sin incluir la losa de caj6n, es de 4 m y remata a la elevaci6n 580 msnm, para proporcionar un bordo libre de 2.0 m por arriba del NAME 578 msnm, el de aguas abajo tiene la misma altura y el extremo superior de ambos muros est1 a 1 m de la cota de la corona, la longitud total del caj6n e igualmente de la corona es de 571 m. El caj6n mencionado se muestra en la figura 2.4.4.1.

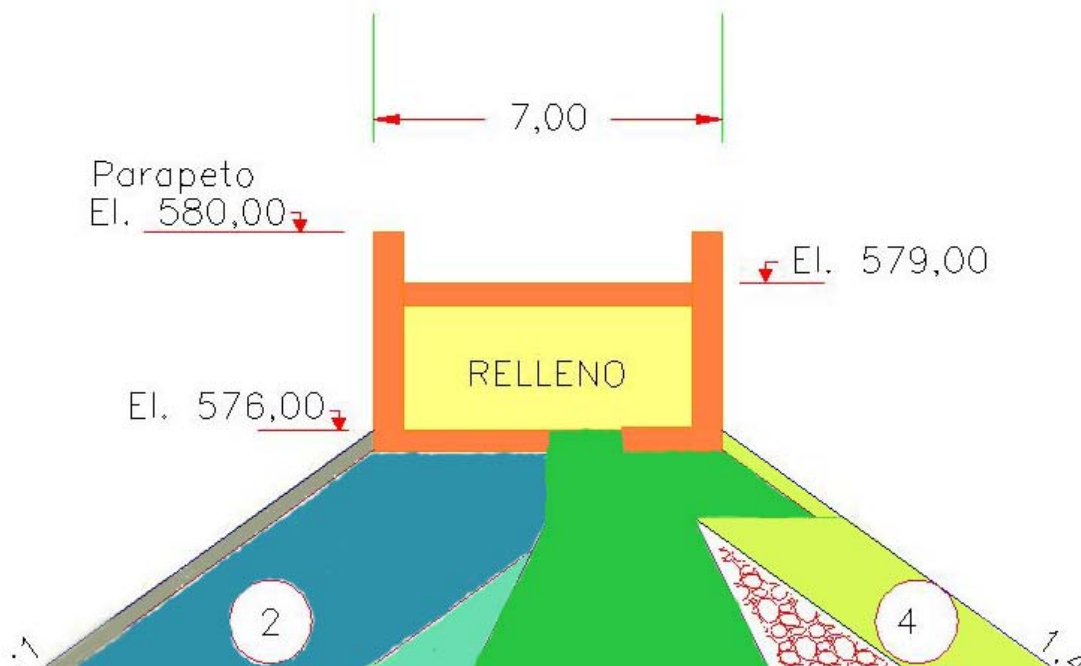


Figura 2.4.4.1: Caj6n en la corona.

Detr1s de la losa de concreto se colocar1 un bordo de concreto extruido con la finalidad de proteger al material 2. Esta pared consiste en bloques de forma trapecial con dimensiones

tales que den en la cara inclinada la pendiente de la cortina para recibir la cara de concreto, en esta cara se debe aplicar una película de plástico de polietileno con un calibre que evite rasgaduras, esta película servirá para evitar la fricción entre la losa de la cara de concreto y los bloques de concreto extruido y que el material de la cara de concreto penetre en el bordo. Una representación del bordo de concreto extruido se puede ver en la figura 2.4.4.3

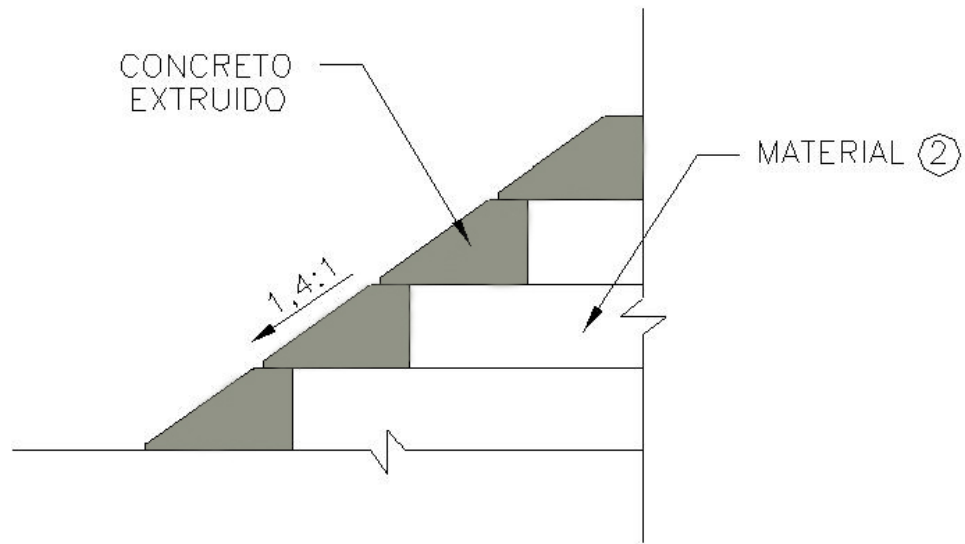
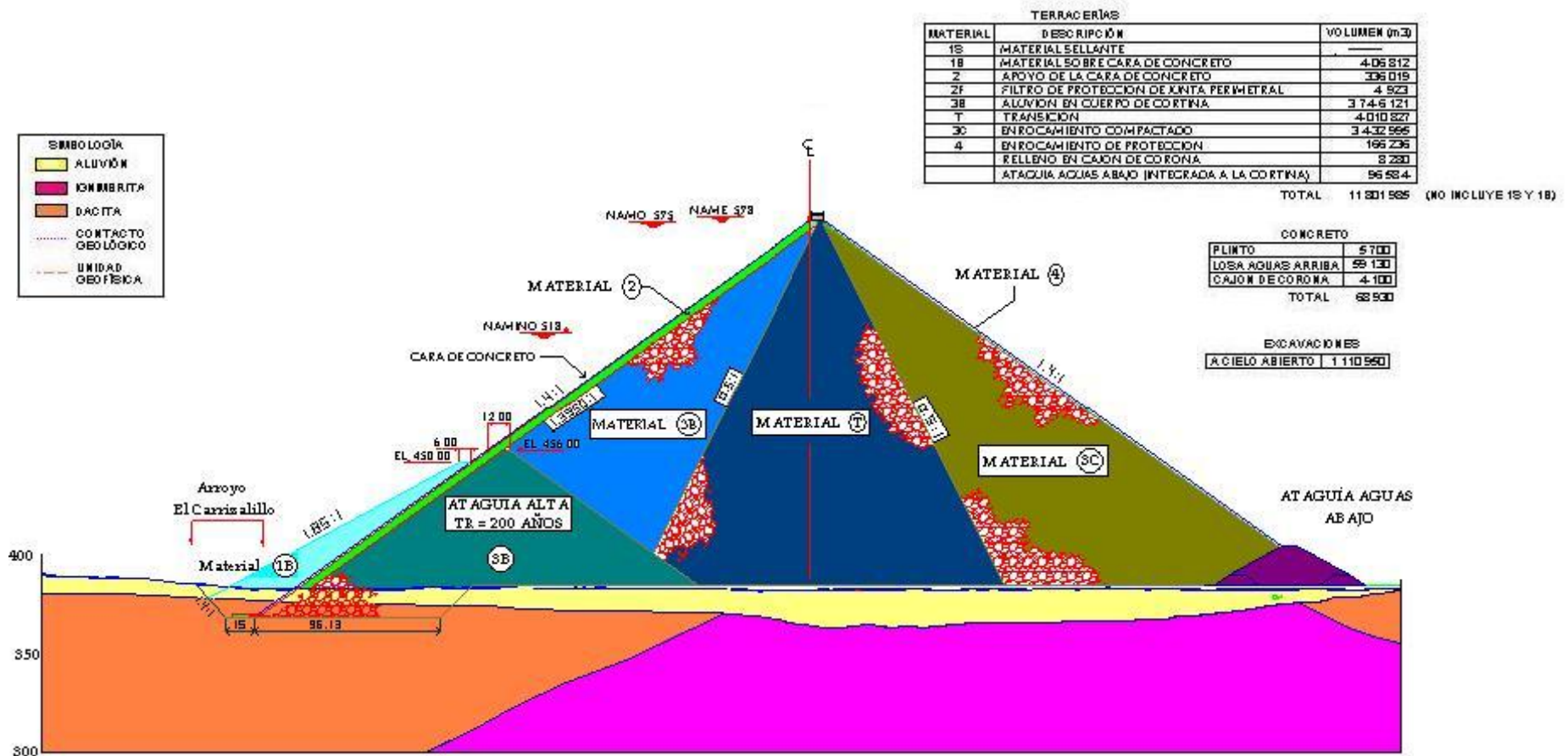


Figura 2.4.4.3: Bordo de concreto extruido.





## **3 DISEÑO DE DE LA CORTINA**

### **3.1 BOQUILLA**

La columna estratigráfica del eje La Yesca queda representada por andesita, considerada como el basamento en la columna litológica, de edad Oligoceno – Mioceno Inferior de estructura compacta moderadamente fracturada, propilitizada y silicificada, la cual subyace en discordancia con la ignimbrita dacítica – riodacítica, de texturas: lítica, fluida silicificada y porfídica. Cubiertas por lavas e ignimbritas de composición dacítica a riodacítica, así como tobas lacustres riolíticas del Mioceno Tardío - Plioceno Inferior, todas afectadas por un intrusivo de composición granodiorítica del Mioceno Medio y diques de composición dolerítico.

Sobre de las rocas existen materiales de cobertura poco consolidados y de edades cuaternarias; constituidas por la capa vegetal y los suelos residuales de amplia distribución y que en general son de espesor reducido; también se localizan zonas con depósitos de talud y son de fácil remoción; su espesor máximo detectado en la margen derecha es de 13 m.

Tanto los suelos residuales como los depósitos de talud se deben retirar de las laderas para descubrir la roca de desplante, así como también el material de acarreo para cimentar en roca sana la parte más baja del plinto.

La excavación para la cimentación del plinto en las laderas y en la zona del cauce se realizará con el ancho necesario de la losa, más una extensión de 0.4 y 0.5 de la carga hidrostática (H) hacia los enrocamientos de la cortina.

En la plantilla y talud de los cortes del plinto, se aplicará concreto dental para tratamiento de grietas pequeñas y pequeñas fracturas. La base del plinto en la zona del cauce, llevará un tapete de consolidación con perforaciones e inyecciones a 5 m de profundidad. A lo largo de todo el plinto, y para fijar éste a la roca, se aplicará un sistema de anclaje de tensión de 1” de diámetro y hasta 9 m de longitud. También a lo largo del plinto en su parte central, se colocará la pantalla impermeable con perforaciones e inyecciones de 20 a 50 m de longitud.

La boquilla en la sección longitudinal máxima es asimétrica y tienen taludes con pendientes 1.19:1 y 1.41:1 en las laderas de margen derecha y de margen izquierda, respectivamente.

### **3.2 PLINTO**

El plinto es una estructura de concreto armado, anclada a la roca, y tiene como finalidad dar apoyo a la cara de concreto y servir como plataforma para la inyección de la masa de roca subyacente y así formar la continuación del plano de estanqueidad en esa zona.

### 3.2.1 ANCHO Y ESPESOR

El ancho del plinto depende de la calidad de la roca de desplante y del gradiente hidrostático, pero debe tener como mínimo 3 m en la parte alta, a consecuencia de los anclajes y de las inyecciones de la pantalla impermeable. En la parte intermedia el ancho es igual a la carga hidrostática entre 20. Para los demás puntos se varía el ancho tomando en cuenta el ancho de 3 m en la parte alta y el correspondiente de 11 m en la parte baja, además el cambio no es gradual.

El espesor es aproximadamente igual al ancho de la losa de la cara de concreto, aunque en algunas partes será mayor debido a la topografía irregular y la excavación por voladura. El espesor mínimo para el plinto en la parte más alta será de 0.4 m.

Una aclaración con respecto a lo mencionado anteriormente sobre las inyecciones de la pantalla impermeable, es que éstas se aplican en las capas inferiores de la roca mediante perforaciones sobre la parte central de la losa (plinto). El espesor en la parte superior tiene un valor de 0.6 m y en la zona de máxima carga hidrostática es de 1 m.

### 3.2.2 ESTABILIDAD

El plinto debe soportar la presión hidrostática máxima horizontal sin tomar en cuenta la resistencia que ofrece el enrocamiento ubicado en el cuerpo de la cortina, para lograr tal resistencia es necesario asegurar una buena unión entre el plinto y la roca subyacente, para lo cual se colocan anclajes de piso que aseguran el vínculo entre ambos.

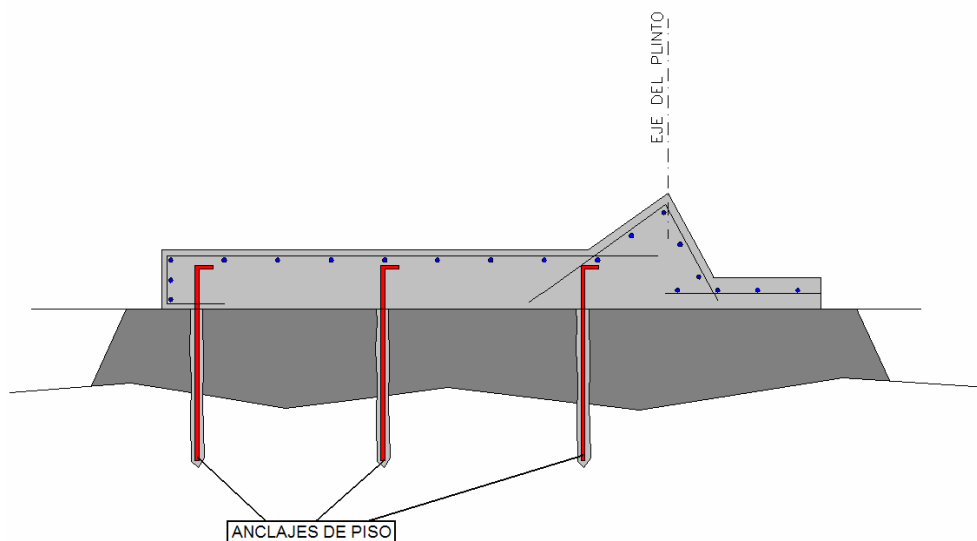


Figura 3.2.2.1: Anclajes de piso en el plinto.

### **3.2.3 REFUERZO**

El refuerzo en el plinto tiene el mismo propósito que el de la cara de concreto, y es de minimizar la separación y tamaño de cualquier fractura que se pueda presentar debido al esfuerzo flexionante al que está sujeto. El refuerzo se coloca a una distancia de 10 a 15 cm de la superficie superior del plinto (figura 3.2.2.1) y se une al anclaje de piso en esa misma posición. El porcentaje de acero en el plinto es de 0.3% que según la experiencia en otras presas ha resultado adecuado.

Un aspecto importante es el de no colocar acero de refuerzo en la parte baja debido a que impide una buena unión entre el concreto y la superficie de la roca subyacente, ya que antes de colocar el concreto se tiene que limpiar muy bien la zona. Una representación de la descripción anterior se puede ver en la figura 3.2.2.1.

### **3.3 SECCIÓN MÁXIMA DE LA CORTINA**

El orden de los materiales, de aguas arriba hacia aguas abajo de la sección máxima de la cortina es: 0.340942 Mm<sup>3</sup> de Material 2 y 2F constituidos por filtros de aluvión, ubicados abajo y en el respaldo perimetral de la losa de concreto, respectivamente (figura 2.4.4.2); 3.746121 Mm<sup>3</sup> de Material 3B producto de la explotación de aluviones, ocupa la principal zona de apoyo aguas arriba del eje de la cortina; 4.010828 Mm<sup>3</sup> de Material T o Transición con 50% de material 3B y otro 50% de material 3C, proveniente del volumen restante del último banco de aluvión aprovechable y de la excavación de obras; 3.498725 Mm<sup>3</sup> de Material 3C o de respaldo de aguas abajo, producto de la excavación restante de obras y de las canteras de los bancos de roca más cercanos; y por último 0.666236 Mm<sup>3</sup> de Material 4 o enrocamiento de protección del talud de aguas abajo, producto de la explotación de los bancos de roca.

El volumen total de los enrocamientos de la cortina más los 0.008218 Mm<sup>3</sup> de Material 3D' o de relleno del cajón de la corona y excluyendo los 0.003711 m<sup>3</sup> de concreto reforzado en muros parapetos del mismo cajón es de 11.771 M m<sup>3</sup>, de los cuales el 35.16% será extraído de los bancos de aluvión, el 37.20% de la excavación total aprovechable de obras y el otro 27.64% de las canteras de enrocamiento.

En la figura 2.4.4.2 se muestra la sección máxima de cortina.

### **3.4 LOSAS DE CONCRETO**

Es una estructura de concreto armado dividido en losas de 13 m de ancho y de espesor variable, apoyada en el plinto y en la cortina, tiene un área aproximada de 110 000 m<sup>2</sup> y un volumen de concreto de 0.063030 Mm<sup>3</sup>.

### 3.4.1 ESPESOR

La losa de concreto está uniformemente soportada por los enrocamientos compactados, por lo que no se presentan esfuerzos por momento flexionante, además las deformaciones elásticas dependen principalmente de las deformaciones de los materiales, son prácticamente independientes del espesor de la losa. Por lo anterior las tendencias actuales son de construirlas con un espesor mínimo. Las recomendaciones consideradas para éste caso son las del Ing. Bayardo Materón, las cuales son de un espesor de 0.3 m en la parte superior e incrementando en las partes intermedias hasta el espesor de la parte más baja equivalente al obtenido con la siguiente expresión:

$$e = 0.3 + 0.003 H$$

Donde

e: espesor de la losa en el punto analizado, m

H: distancia vertical desde la corona, m

Con la anterior expresión y la información dada en este trabajo se obtiene un espesor máximo en la parte inferior de 0.9 m.

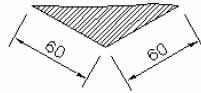
### 3.4.2 ARMADO

El acero de refuerzo que se colocará será de 0.5% en ambas direcciones, dicho porcentaje ha sido utilizado en otras PECC y ha tenido resultados satisfactorios, por lo que según los resultados observados se eligió dicho porcentaje.

### 3.4.3 SELLOS EN JUNTAS

Los estudios realizados en presas construidas indican que en la losa de concreto se presenta una compresión biaxial al centro y esfuerzos de tensión cerca del plinto y la corona, por lo que la cara de concreto de la presa La Yesca tendrá juntas de contracción – dilatación en el sentido vertical.

Los sellos en juntas que se utilizarán serán de tres tipos, el primero es una lámina de cobre, el segundo un una banda de PVC y el tercero es material sellante. La ubicación de cada una de ellas depende la posición de la junta, por tal motivo existen cuatro tipos de junta según la posición, estas son: a) perimetral, b) de tensión, c) de compresión y d) en la unión del plinto con el parapeto. La junta perimetral se localiza a lo largo de la unión del plinto con la cara de concreto, por otra parte la junta de compresión se ubica en las partes extremas de la cara de concreto y la junta de tensión se colocará en la parte central de la losa de la cara de concreto. La configuración de cada una de las juntas se muestran en las figuras 3.4.3.1 a 3.4.3.6.



DETALLE DEL TRIANGULO DE MATERIAL SELLANTE

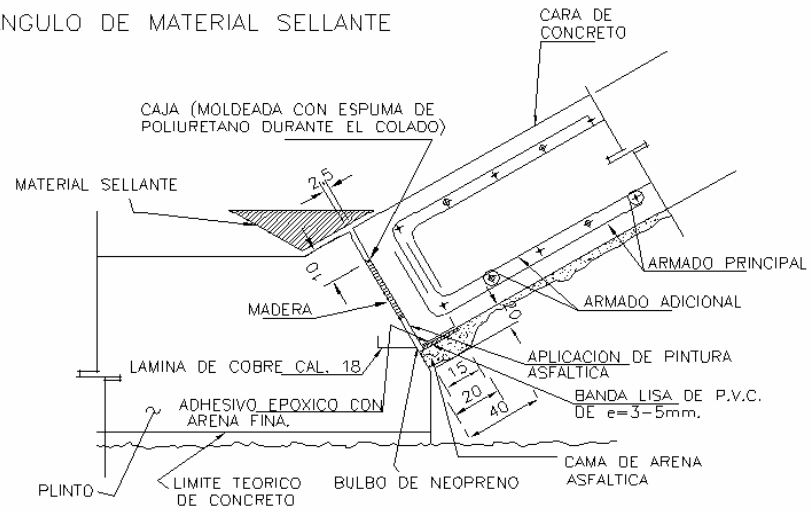


Figura 3.4.3.1: Junta perimetral.

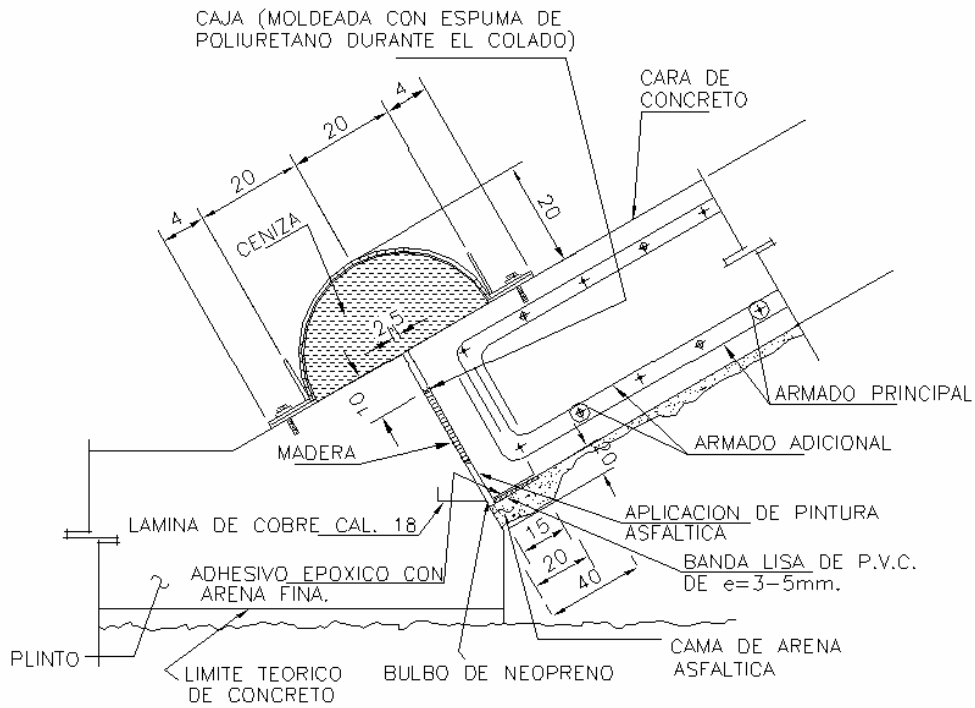


Figura 3.4.3.2: Junta perimetral.

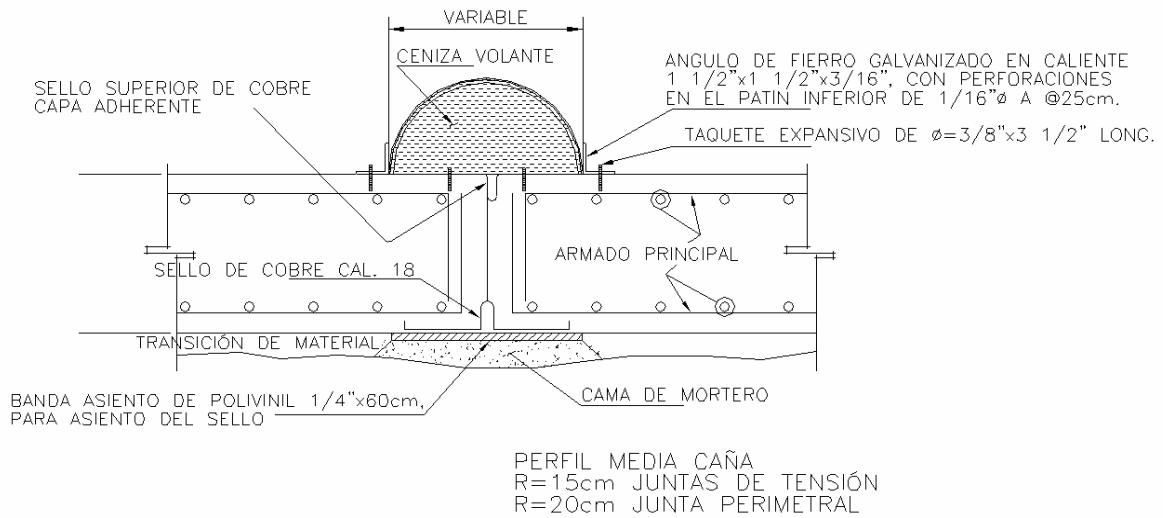


Figura 3.4.3.3: Junta de tensión.

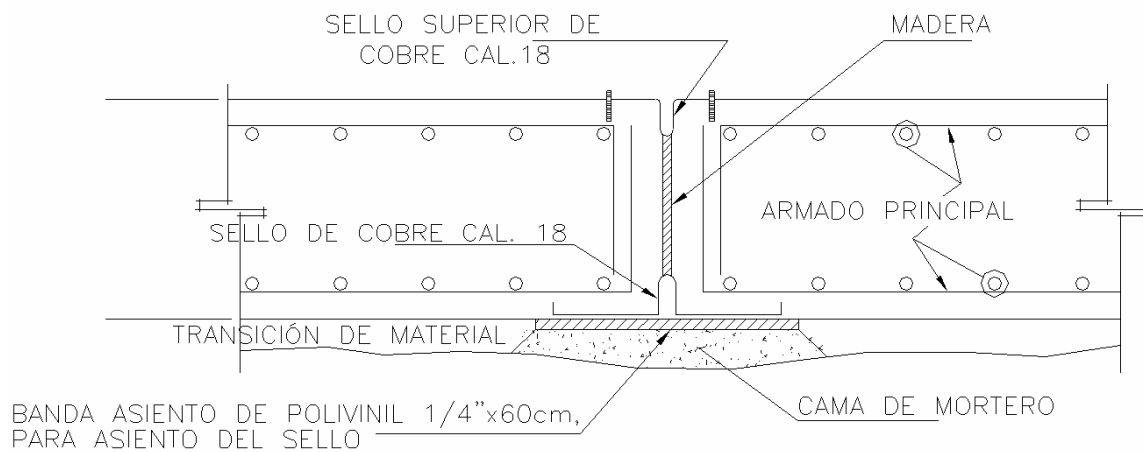


Figura 3.4.3.4: Junta de compresión.

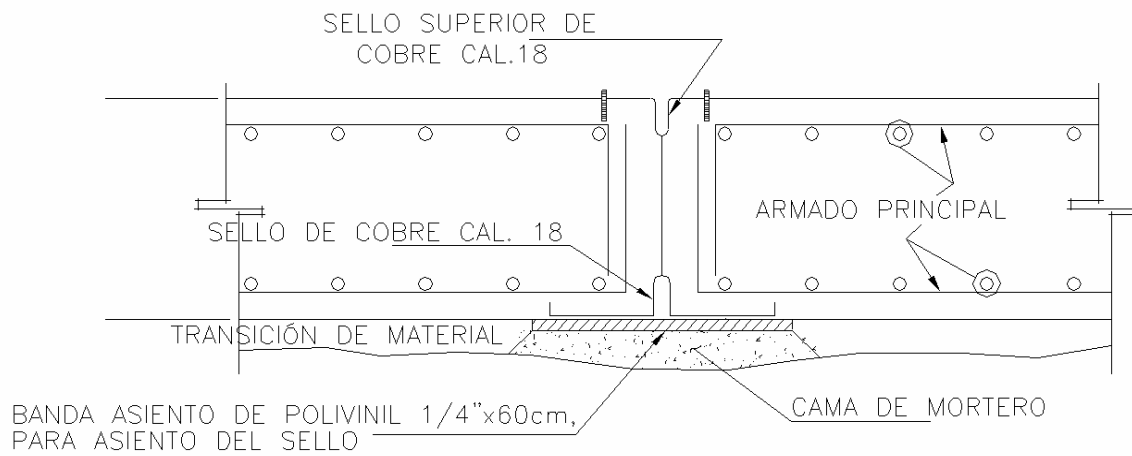


Figura 3.4.3.5: Junta de compresión.

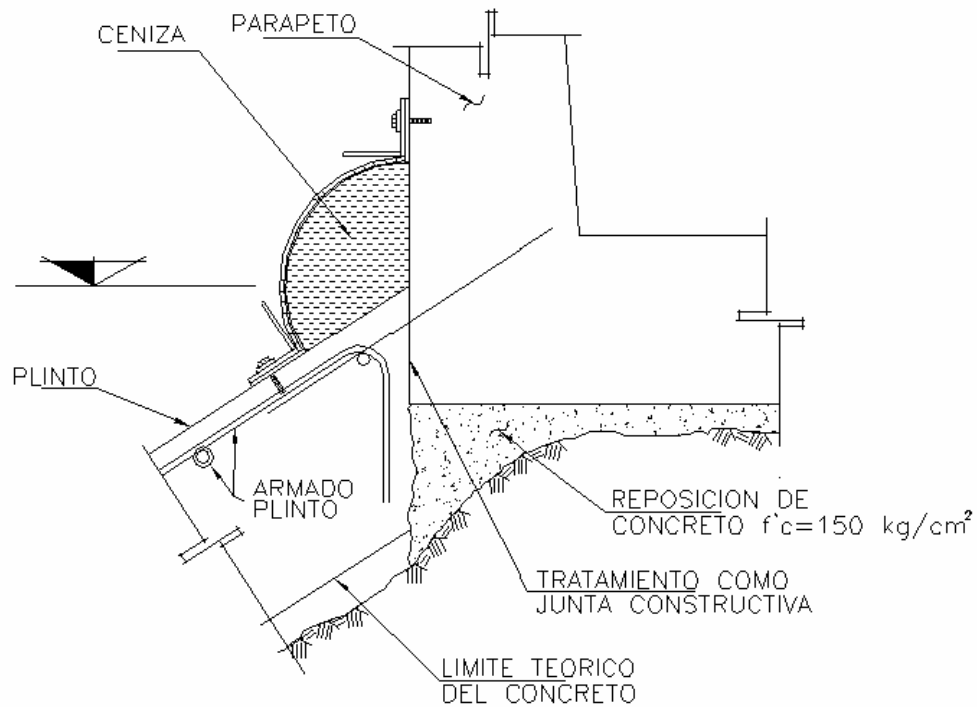


Figura 3.4.3.6: Junta con parapeto.





## 4 ESTIMACIÓN DE LAS DEFORMACIONES ESPERADAS

### 4.1 MODELO TRIDIMENSIONAL DE ELEMENTOS FINITOS

El modelo tridimensional de elementos finitos se utiliza para modelar y para resolver problemas complejos de ingeniería, y es una herramienta de análisis poderosa para obtener soluciones aproximadas a una amplia variedad de problemas de mecánica del medio continuo.

El método consiste en separar la región en estudio en elementos, es decir, discretizar el medio en estudio, posteriormente se aplican las leyes de resistencia de los materiales a cada elemento y por último se integran las soluciones particulares en todo el medio obteniendo como consecuencia la solución general.

El término “finito” al que hace referencia éste método proviene del hecho de que al dividir la región se obtiene un número finito de grados de libertad que para un medio continuo sería infinito.

Muchos fenómenos con los que trata la ingeniería pueden ser expresados por formulas explícitas y con sus respectivas condiciones de frontera, como:

- Elasticidad.
- Calor.
- Fluidos.
- Electricidad.

Los problemas que corresponden a los temas antes mencionados pueden ser modelados y resueltos mediante el método del elemento finito (MEF) que emplea de la siguiente expresión:

$$[K]\{u\} = \{f\}$$

En donde  $[K]$  representa las propiedades del elemento,  $\{u\}$  el comportamiento y  $\{f\}$  la acción, esto se puede observar con los siguientes ejemplos contenidos en la tabla 1;

Tema	Propiedad $[K]$	Comportamiento $\{u\}$	Acción $\{f\}$
Elasticidad	Rigidez	Desplazamiento	Fuerza
Calor	Conductividad	Temperatura	Fuente de calor
Fluido	Viscosidad	Velocidad	Fuerza de campo
Electricidad	Permeabilidad dieléctrica	Potencial eléctrico	Carga

Tabla 4.1.1: Ejemplos en los que se utiliza el MEF

Las ventajas que presenta el método son las siguientes:

- Puede manejar fácilmente geometrías complejas.
- Puede manejar una amplia variedad de problemas de ingeniería.
- Puede manejar cargas complejas.

Las desventajas que presenta el método son las siguientes:

- Resuelve el problema de una forma aproximada.
- Posee errores inherentes.
- Los errores que sean introducidos por parte del usuario son fatales.

El MEF puede ser utilizado en la ingeniería civil para resolver problemas en obras como: presas, túneles, cimentaciones profundas, etc. Para estos problemas se supone un comportamiento elástico lineal del medio y se trabaja para muchos casos con módulos secantes de deformación (ó módulos secantes de rigidez o elasticidad) en las curvas esfuerzo – deformación de los materiales.

Para el presente estudio el MEF sirve para conocer el estado de esfuerzo y deformación (y por ende los desplazamientos) en un medio continuo que puede ser heterogéneo y anisótropo. Las ecuaciones del MEF se obtienen valuando el trabajo de las fuerzas externas y el trabajo acumulado debido a los esfuerzos internos (o energía interna de deformación). Para el caso elástico lineal ambos trabajos se igualan, dado que se desprecian las pérdidas de energía, lo que conduce a un sistema de ecuaciones en el que las fuerzas en los vértices quedan en función de los desplazamientos en dichos vértices. La resolución de este sistema permite conocer los desplazamientos en los nudos, lo que a su vez determina los esfuerzos.

Para obtener las ecuaciones del MEF se parte inicialmente de considerar un elemento, que por facilidad para el desarrollo, se considera en este capítulo, un tetraedro, como el que se muestra en la figura 1; sin embargo se pueden utilizar elementos como el: hexaedro, pentaedro y pirámides. Los nodos del tetraedro deben ser numerados tal que cuando se vean del último nodo (nodo 4), los tres primeros nodos estarán numerados en sentido contrario a las manecillas del reloj. Este orden de nodos evita el cálculo negativo de volúmenes.

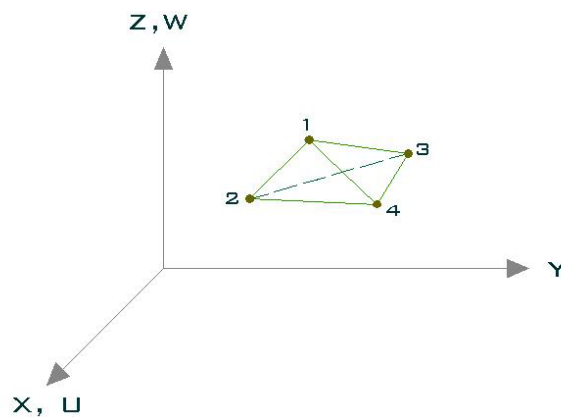


Figura 4.1.1: Tetraedro considerado para la obtención de las ecuaciones del MEF

Los desplazamientos que no son conocidos en los nodos están representados como:

$$\{d\} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ w_1 \\ \vdots \\ u_4 \\ v_4 \\ w_4 \end{Bmatrix}$$

Por lo tanto, existen 3 grados de libertad por nodo, ó 12 grados de libertad total por el elemento.

Para obtener las funciones de los desplazamientos se supone que los desplazamientos  $u$ ,  $v$  y  $w$  son funciones lineales de las coordenadas  $x$ ,  $y$  y  $z$ , como se muestra a continuación:

$$u(x, y, z) = a_1 + a_2x + a_3y + a_4z \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$v(x, y, z) = a_5 + a_6x + a_7y + a_8z \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$w(x, y, z) = a_9 + a_{10}x + a_{11}y + a_{12}z \quad \dots\dots\dots (3)$$

Sustituyendo los valores de las coordenadas de los nudos del tetraedro en la ecuación (1) se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\begin{aligned} u_1 &= a_1 + a_2x_1 + a_3y_1 + a_4z_1 \\ u_2 &= a_1 + a_2x_2 + a_3y_2 + a_4z_2 \\ u_3 &= a_1 + a_2x_3 + a_3y_3 + a_4z_3 \\ u_4 &= a_1 + a_2x_4 + a_3y_4 + a_4z_4 \end{aligned}$$

que también puede expresarse de la siguiente forma:

$$\begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x_1 & y_1 & z_1 \\ 1 & x_2 & y_2 & z_2 \\ 1 & x_3 & y_3 & z_3 \\ 1 & x_4 & y_4 & z_4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (4)$$

La ecuación (4) se puede escribir también como:

$$\{u\} = [x]\{a\}$$

Al despejar a  $\{a\}$  de la ecuación anterior se obtiene:

$$\{a\} = [x]^{-1} \{u\} \dots\dots\dots (5)$$

en la anterior expresión se puede obtener  $[x]^{-1}$  por el método de cofactores como se muestra a continuación:

$$[x]^{-1} = \frac{1}{|x|} \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} & c_{14} \\ c_{21} & c_{22} & c_{23} & c_{24} \\ c_{31} & c_{32} & c_{33} & c_{34} \\ c_{41} & c_{42} & c_{43} & c_{44} \end{bmatrix}$$

donde:

$$c_{ij} = (-1)^{i+j} M_{ij}$$

es decir, el término  $c_{ij}$  se obtiene de el producto de -1 elevado a la potencia (i+j) por el menor (i,j) de la matriz [x].

Los términos  $c_{ij}$  son los siguientes:

$$c_{11} = (-1)^{1+1} \begin{vmatrix} x_2 & y_2 & z_2 \\ x_3 & y_3 & z_3 \\ x_4 & y_4 & z_4 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} x_2 & y_2 & z_2 \\ x_3 & y_3 & z_3 \\ x_4 & y_4 & z_4 \end{vmatrix} = \alpha_1 \quad c_{12} = (-1)^{1+2} \begin{vmatrix} 1 & y_2 & z_2 \\ 1 & y_3 & z_3 \\ 1 & y_4 & z_4 \end{vmatrix} = - \begin{vmatrix} 1 & y_2 & z_2 \\ 1 & y_3 & z_3 \\ 1 & y_4 & z_4 \end{vmatrix} = \beta_1$$

$$c_{13} = (-1)^{1+3} \begin{vmatrix} 1 & x_2 & z_2 \\ 1 & x_3 & z_3 \\ 1 & x_4 & z_4 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 1 & x_2 & z_2 \\ 1 & x_3 & z_3 \\ 1 & x_4 & z_4 \end{vmatrix} = \gamma_1 \quad c_{14} = (-1)^{1+4} \begin{vmatrix} 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \\ 1 & x_4 & y_4 \end{vmatrix} = - \begin{vmatrix} 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \\ 1 & x_4 & y_4 \end{vmatrix} = \delta_1$$

$$c_{21} = (-1)^{2+1} \begin{vmatrix} x_1 & y_1 & z_1 \\ x_3 & y_3 & z_3 \\ x_4 & y_4 & z_4 \end{vmatrix} = - \begin{vmatrix} x_1 & y_1 & z_1 \\ x_3 & y_3 & z_3 \\ x_4 & y_4 & z_4 \end{vmatrix} = \alpha_2 \quad c_{22} = (-1)^{2+2} \begin{vmatrix} 1 & y_1 & z_1 \\ 1 & y_3 & z_3 \\ 1 & y_4 & z_4 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 1 & y_1 & z_1 \\ 1 & y_3 & z_3 \\ 1 & y_4 & z_4 \end{vmatrix} = \beta_2$$

$$c_{23} = (-1)^{2+3} \begin{vmatrix} 1 & x_1 & z_1 \\ 1 & x_3 & z_3 \\ 1 & x_4 & z_4 \end{vmatrix} = - \begin{vmatrix} 1 & x_1 & z_1 \\ 1 & x_3 & z_3 \\ 1 & x_4 & z_4 \end{vmatrix} = \gamma_2 \quad c_{24} = (-1)^{2+4} \begin{vmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_3 & y_3 \\ 1 & x_4 & y_4 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_3 & y_3 \\ 1 & x_4 & y_4 \end{vmatrix} = \delta_2$$

$$\begin{aligned}
c_{31} &= (-1)^{3+1} \begin{vmatrix} x_1 & y_1 & z_1 \\ x_2 & y_2 & z_2 \\ x_4 & y_4 & z_4 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} x_1 & y_1 & z_1 \\ x_2 & y_2 & z_2 \\ x_4 & y_4 & z_4 \end{vmatrix} = \alpha_3 & c_{32} &= (-1)^{3+2} \begin{vmatrix} 1 & y_1 & z_1 \\ 1 & y_2 & z_2 \\ 1 & y_4 & z_4 \end{vmatrix} = - \begin{vmatrix} 1 & y_1 & z_1 \\ 1 & y_2 & z_2 \\ 1 & y_4 & z_4 \end{vmatrix} = \beta_3 \\
c_{33} &= (-1)^{3+3} \begin{vmatrix} 1 & x_1 & z_1 \\ 1 & x_2 & z_2 \\ 1 & x_4 & z_4 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 1 & x_1 & z_1 \\ 1 & x_2 & z_2 \\ 1 & x_4 & z_4 \end{vmatrix} = \gamma_3 & c_{34} &= (-1)^{3+4} \begin{vmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_4 & y_4 \end{vmatrix} = - \begin{vmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_4 & y_4 \end{vmatrix} = \delta_3 \\
c_{41} &= (-1)^{4+1} \begin{vmatrix} x_1 & y_1 & z_1 \\ x_2 & y_2 & z_2 \\ x_3 & y_3 & z_3 \end{vmatrix} = - \begin{vmatrix} x_1 & y_1 & z_1 \\ x_2 & y_2 & z_2 \\ x_3 & y_3 & z_3 \end{vmatrix} = \alpha_4 & c_{42} &= (-1)^{4+2} \begin{vmatrix} 1 & y_1 & z_1 \\ 1 & y_2 & z_2 \\ 1 & y_3 & z_3 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 1 & y_1 & z_1 \\ 1 & y_2 & z_2 \\ 1 & y_3 & z_3 \end{vmatrix} = \beta_4 \\
c_{43} &= (-1)^{4+3} \begin{vmatrix} 1 & x_1 & z_1 \\ 1 & x_2 & z_2 \\ 1 & x_3 & z_3 \end{vmatrix} = - \begin{vmatrix} 1 & x_1 & z_1 \\ 1 & x_2 & z_2 \\ 1 & x_3 & z_3 \end{vmatrix} = \gamma_4 & c_{44} &= (-1)^{4+4} \begin{vmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \end{vmatrix} = \delta_4
\end{aligned}$$

Sustituyendo los términos  $c_{ij}$  en la ecuación (5) se obtiene:

$$\begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \end{Bmatrix} = \frac{1}{|x|} \begin{bmatrix} \alpha_1 & \beta_1 & \gamma_1 & \delta_1 \\ \alpha_2 & \beta_2 & \gamma_2 & \delta_2 \\ \alpha_3 & \beta_3 & \gamma_3 & \delta_3 \\ \alpha_4 & \beta_4 & \gamma_4 & \delta_4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (6)$$

La ecuación (6) también se puede expresar como:

$$\begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \end{Bmatrix} = \frac{1}{6V} \begin{bmatrix} \alpha_1 & \beta_1 & \gamma_1 & \delta_1 \\ \alpha_2 & \beta_2 & \gamma_2 & \delta_2 \\ \alpha_3 & \beta_3 & \gamma_3 & \delta_3 \\ \alpha_4 & \beta_4 & \gamma_4 & \delta_4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (7)$$

donde

$$6V = \begin{vmatrix} 1 & x_1 & y_1 & z_1 \\ 1 & x_2 & y_2 & z_2 \\ 1 & x_3 & y_3 & z_3 \\ 1 & x_4 & y_4 & z_4 \end{vmatrix}$$

y  $V$  representa el volumen del tetraedro.

Sustituyendo (7) en (1) se obtiene:

$$u(x, y, z) = \frac{1}{6V} \left\{ (\alpha_1 + \beta_1 x + \gamma_1 y + \delta_1 z)u_1 + (\alpha_2 + \beta_2 x + \gamma_2 y + \delta_2 z)u_2 + (\alpha_3 + \beta_3 x + \gamma_3 y + \delta_3 z)u_3 + (\alpha_4 + \beta_4 x + \gamma_4 y + \delta_4 z)u_4 \right\} \dots\dots\dots (8)$$

La expresión (8) a la que se llegó después de un amplio procedimiento expresa las  $a_i$  en términos de las coordenadas de los nodos conocidos  $(x_1, y_1, z_1, \dots, z_4)$  y de los desplazamientos desconocidos en los nodos.

Se puede proceder de la misma manera para obtener  $v$  y  $w$ , que junto con  $u$  se puede llegar a la siguiente expresión:

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & N_3 & 0 & 0 & N_4 & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & N_3 & 0 & 0 & N_4 & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & N_3 & 0 & 0 & N_4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ w_1 \\ \vdots \\ u_4 \\ v_4 \\ w_4 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (9)$$

en donde :

$$\begin{aligned} N_1 &= \frac{(\alpha_1 + \beta_1 x + \gamma_1 y + \delta_1 z)}{6V} \\ N_2 &= \frac{(\alpha_2 + \beta_2 x + \gamma_2 y + \delta_2 z)}{6V} \\ N_3 &= \frac{(\alpha_3 + \beta_3 x + \gamma_3 y + \delta_3 z)}{6V} \dots\dots\dots (10) \\ N_4 &= \frac{(\alpha_4 + \beta_4 x + \gamma_4 y + \delta_4 z)}{6V} \end{aligned}$$

Las deformaciones unitarias para el estado tridimensional de esfuerzos en el elemento de la figura 1 están dadas por:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial w}{\partial z} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \\ \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (11)$$

Utilizando la ecuación (9) en la ecuación (11) se obtiene:

$$\{\boldsymbol{\varepsilon}\} = [\mathbf{B}]\{d\}$$

en donde

$$[\mathbf{B}] = [\underline{\mathbf{B}}_1 \quad \underline{\mathbf{B}}_2 \quad \underline{\mathbf{B}}_3 \quad \underline{\mathbf{B}}_4] \dots\dots\dots (12)$$

La submatriz  $\underline{\mathbf{B}}_1$  en la ecuación (12) está definida por:

$$\underline{\mathbf{B}}_1 = \begin{bmatrix} N_{1,x} & 0 & 0 \\ 0 & N_{1,y} & 0 \\ 0 & 0 & N_{1,z} \\ N_{1,y} & N_{1,x} & 0 \\ 0 & N_{1,z} & N_{1,y} \\ N_{1,z} & 0 & N_{1,x} \end{bmatrix} \dots\dots\dots (13)$$

donde la coma antes de la del subíndice en la ecuación (12) indica la diferenciación con respecto a la variable a la cual sigue. Las submatrices  $\underline{\mathbf{B}}_2$ ,  $\underline{\mathbf{B}}_3$  y  $\underline{\mathbf{B}}_4$  se definen cambiando el subíndice 1 por los subíndices 2, 3 y 4 respectivamente. Sustituyendo los valores de  $N$  de las ecuaciones (10) en la (13) se obtiene:

$$\underline{B}_1 = \begin{bmatrix} \beta_1 & 0 & 0 \\ 0 & \gamma_1 & 0 \\ 0 & 0 & \delta_1 \\ \gamma_1 & \beta_1 & 0 \\ 0 & \delta_1 & \gamma_1 \\ \delta_1 & 0 & \beta_1 \end{bmatrix} \dots\dots (14)$$

con ecuaciones similares para  $\underline{B}_2$ ,  $\underline{B}_3$  y  $\underline{B}_4$ .

Para obtener la relación esfuerzo – deformación de un elemento tridimensional, se parte de considerar el elemento sometido a un estado de esfuerzo como se muestra en la figura 2. Para obtener la deformación producida por la aplicación de dichos esfuerzos se considera el principio de superposición de causas y efectos, es decir, la deformación en una dirección determinada es la suma de la deformación producida por cada uno de los esfuerzos considerados hacia la dirección en cuestión.

Considerando la figura 4.1.2, el esfuerzo en la dirección  $x$  produce la siguiente deformación positiva

$$\varepsilon'_x = \frac{\sigma_x}{E} \dots\dots\dots (15)$$

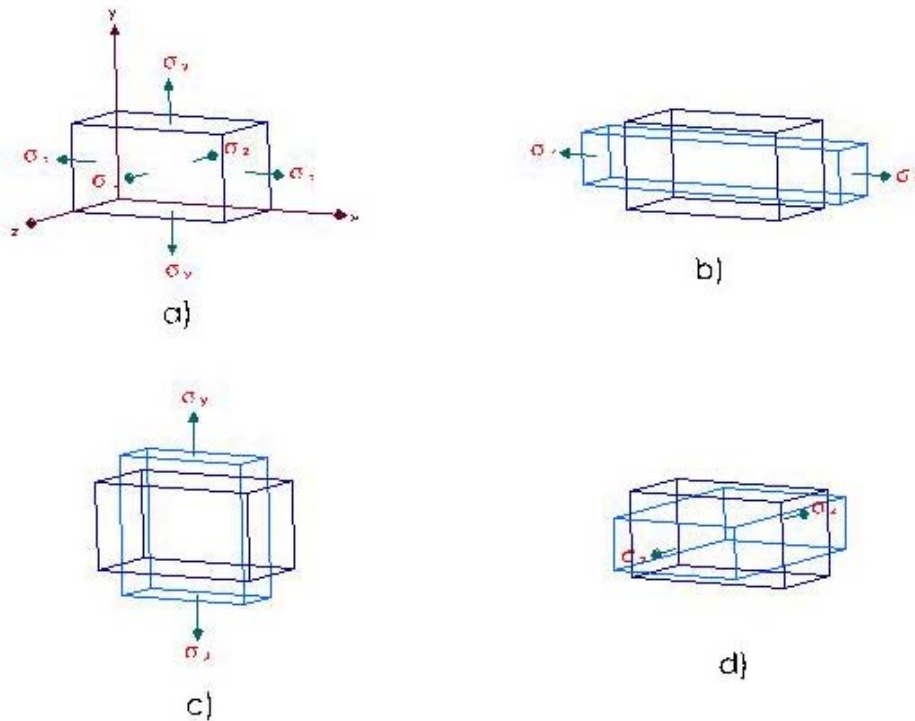


Figura 4.1.2: Estado de esfuerzo y deformación de un cuerpo.



Donde  $E$  es el módulo de elasticidad del elemento. Considerando la figura 2 ©, el esfuerzo positivo en la dirección  $y$  produce una deformación negativa en la dirección  $x$  como resultado del efecto de Poisson dado por:

$$\varepsilon_x'' = -\frac{\nu\sigma_y}{E} \dots\dots\dots (16)$$

donde  $\nu$  es el módulo de Poisson. Similarmente, considerando la figura 2 (d), el esfuerzo en la dirección  $z$  produce una deformación negativa en la dirección  $x$  dado por:

$$\varepsilon_x''' = -\frac{\nu\sigma_z}{E} \dots\dots\dots (17)$$

Usando la superposición de las ecuaciones (15), (16) y (17), se obtiene:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \nu\frac{\sigma_y}{E} - \nu\frac{\sigma_z}{E} \dots\dots\dots (18)$$

Las deformaciones en las direcciones  $y$  y  $z$  se pueden determinar de manera similar al procedimiento utilizado para obtener la deformación en  $x$ , y éstos son:

$$\varepsilon_y = -\nu\frac{\sigma_x}{E} + \frac{\sigma_y}{E} - \nu\frac{\sigma_z}{E} \dots\dots\dots (19)$$

$$\varepsilon_z = -\nu\frac{\sigma_x}{E} - \nu\frac{\sigma_y}{E} + \frac{\sigma_z}{E} \dots\dots\dots (20)$$

Resolviendo las ecuaciones (18), (19) y (20) para los esfuerzos normales, se obtiene:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left[ \varepsilon_x(1-\nu) + \nu\varepsilon_y + \nu\varepsilon_z \right] \\ \sigma_y &= \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left[ \nu\varepsilon_x + (1-\nu)\varepsilon_y + \nu\varepsilon_z \right] \dots\dots\dots (21) \\ \sigma_z &= \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left[ \nu\varepsilon_x + \nu\varepsilon_y + (1-\nu)\varepsilon_z \right] \end{aligned}$$

La ley de Hooke  $\sigma = E\varepsilon$  para esfuerzos normales también se aplica para esfuerzos y deformaciones cortantes, esto es:

$$\tau = G\gamma$$

donde  $G$  es el modulo cortante. Por lo tanto, las expresiones para los tres diferentes conjuntos de deformaciones cortantes son:

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \quad \gamma_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{G} \quad \gamma_{zx} = \frac{\tau_{zx}}{G} \dots\dots\dots (22)$$

Despejando los esfuerzos de las ecuaciones (22) se obtiene:

$$\tau_{xy} = G\gamma_{xy} \quad \tau_{yz} = G\gamma_{yz} \quad \tau_{zx} = G\gamma_{zx} \dots\dots\dots (23)$$

En forma matricial, se puede expresar los esfuerzos de las ecuaciones (21) y (23) como:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ & & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ & & & & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ & & & & & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \dots\dots\dots (24)$$

simétrica

de donde se observa que la siguiente relación:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

La ecuación 24 también se puede escribir de la siguiente manera:

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\}$$

donde  $[D]$  es la matriz constitutiva de esfuerzo – deformación.

Regresando al tetraedro estudiado en este trabajo, la función que representa la relación entre esfuerzos y deformaciones es:

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\}$$

Por último, utilizando las expresiones anteriores se pueden obtener las ecuaciones del elemento finito, para lo cual valuaremos el trabajo de las fuerzas externas y el trabajo interno de deformación acumulado, para después igualarlos.

El trabajo de las fuerzas externas en todos los nudos se obtiene por:

$$W_e = \frac{1}{2}P_1u_1 + \frac{1}{2}Q_1v_1 + \frac{1}{2}R_1w_1 + \frac{1}{2}P_2u_2 + \frac{1}{2}Q_2v_2 + \frac{1}{2}R_2w_2 + \\ + \frac{1}{2}P_3u_3 + \frac{1}{2}Q_3v_3 + \frac{1}{2}R_3w_3 + \frac{1}{2}P_4u_4 + \frac{1}{2}Q_4v_4 + \frac{1}{2}R_4w_4$$

es decir:

$$W_e = \frac{1}{2}\{d\}^T \{f\}$$

Donde:

$$\{f\} = \begin{Bmatrix} P_1 \\ Q_1 \\ R_1 \\ \vdots \\ R_4 \end{Bmatrix}$$

El trabajo interno acumulado dentro del tetraedro por unidad de volumen vale:

$$W'_i = \frac{1}{2}\varepsilon_x\sigma_x + \frac{1}{2}\varepsilon_y\sigma_y + \frac{1}{2}\varepsilon_z\sigma_z + \frac{1}{2}\gamma_{xy}\tau_{xy} + \frac{1}{2}\gamma_{yz}\tau_{yz} + \frac{1}{2}\gamma_{zx}\tau_{zx} \dots\dots\dots (25)$$

El trabajo interno en todo el volumen del triángulo vale:

$$W_i = \int_{Vol} W'_i dVol = \int_{Vol} \frac{1}{2}\{\varepsilon\}^T \{\sigma\} dVol \dots\dots\dots (26)$$

Igualando las ecuaciones (25) y (26) se obtiene:

$$W_e = W_i$$

$$\frac{1}{2}\{d\}^T \{f\} = \int_{Vol} \frac{1}{2}\{\varepsilon\}^T \{\sigma\} dVol \dots\dots\dots (27)$$

Pero como se vio anteriormente  $\{\varepsilon\} = [B]\{d\}$

Por lo tanto:

$$\begin{aligned}\{d\}^T \{f\} &= \int_{Vol} \{[B]\{d\}\}^T \{\sigma\} dVol \\ &= \int_{Vol} \{d\}^T [B]^T \{\sigma\} dVol \\ \{d\}^T \{f\} &= \{d\}^T \int_{Vol} [B]^T \{\sigma\} dVol\end{aligned}$$

Es decir:

$$\{f\} = \int_{Vol} [B]^T \{\sigma\} dVol$$

Pero

$$\{\sigma\} = [D][B]\{d\}$$

Por lo tanto:

$$\begin{aligned}\{f\} &= \int_{Vol} [B]^T [D][B]\{d\} dVol \\ \{f\} &= [B]^T [D][B]\{d\} V\end{aligned}$$

Donde  $V$  es el volumen del tetraedro.

Llamando

$$[K] = V [B]^T [D][B]$$

Siendo  $[K]$  la matriz de rigidez del elemento, queda:

$$\{f\} = [K]\{d\} \dots\dots\dots (28)$$

La ecuación 28 es la misma que se mencionó al principio de este capítulo, y es la ecuación utilizada en el MEF.



Las propiedades de los materiales utilizados en el análisis tridimensional estático en las 5 etapas de construcción y primer llenado, se presentan en la tabla 4.2.1.

Material	Peso volumétrico $\gamma_m$ (t/m <sup>3</sup> )	Módulo de deformabilidad E (t/m <sup>2</sup> )	Relación de Poisson $\nu$
2	1.9	15000	0.33
Bordillo	2.0	500000	0.28
3B	2.2	25000	0.33
T	1.8	16000	0.35
3C	2.0	8000	0.35
4	2.1	3500	0.35
Ataguía aguas arriba	2.0	30000	0.30
Ataguía aguas abajo	2.0	8000	0.35
Concreto	2.4	1264911	0.25
Lámina de cobre	2.1	80 <sup>3</sup>	

Tabla 4.2.1: Propiedades estimadas de los materiales del cuerpo de la cortina.

Los valores de los módulos de deformabilidad fueron propuestos a partir de los valores obtenidos en Aguamilpa, El Cajón y La Parota en virtud de que aún no se concluyen los estudios geotécnicos para caracterizar a los materiales.

---

<sup>3</sup> Dato obtenido del fabricante.

### 4.3 METODOLOGÍA DE CÁLCULO

El estudio del comportamiento esperado de la cortina se efectuó con el programa de cómputo DAM 3D en sus módulos estático y dinámico tridimensional.

La cortina se modeló en forma tridimensional tomando en cuenta la topografía de las laderas, la pendiente de los taludes internos y externos, y la distribución de los materiales, como se puede observar en las figuras 4.3.1, 4.3.2 y 4.3.3

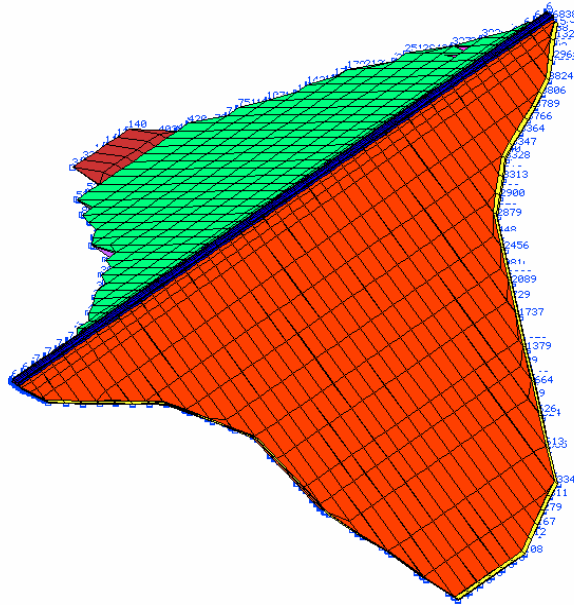


Figura 4.3.1: Modelo tridimensional, vista isométrica

Se disminuyó el tamaño de los elementos finitos en el contacto posterior de las losas, para detallar y modelar los extremos laterales de las losas y los elementos de contacto, con el fin de simular las juntas entre losas, entre losas y plinto, y entre losas y parapeto.

En el modelo se utilizaron 24396 elementos finitos con forma de paralelepípedos isoparamétricos de 8 nodos, pero en las fronteras la forma degeneró en cuñas de 6, pirámides de 5 y tetraedros de 4 nodos. Se requirieron 14182 puntos nodales, que cuentan con movimiento en las tres dimensiones X, Y, y Z. Sólo en las fronteras de la cortina en el contacto con las laderas de la boquilla, los puntos nodales tienen restricción al movimiento en las tres direcciones.

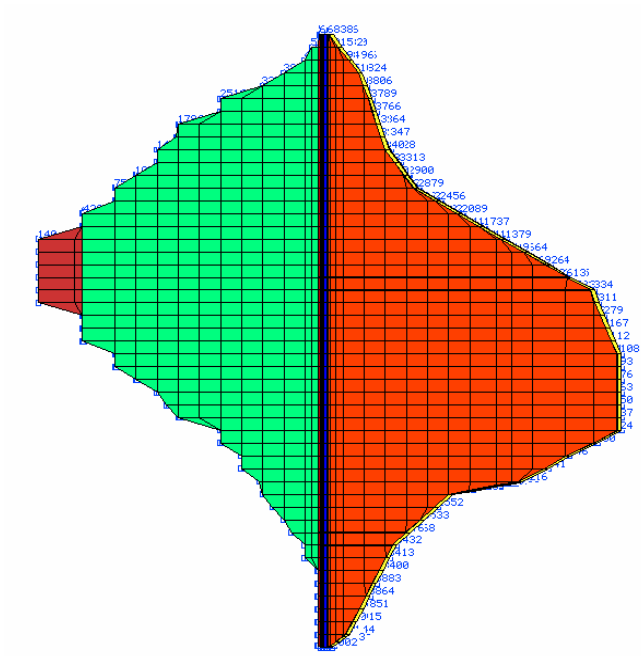


Figura 4.3.2: Modelo, vista en planta

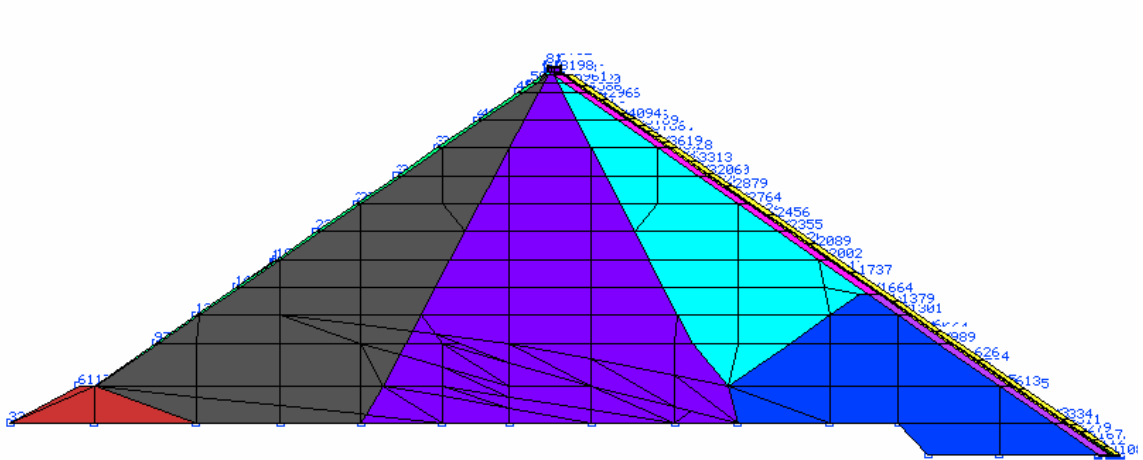


Figura 4.3.3: Modelo, vista de perfil



La respuesta estática de la cortina se analizó en cinco fases: las cuatro primeras estudian el efecto de la construcción por etapas y la quinta el efecto debido al primer llenado.

El empuje hidráulico provocado por el embalse, en su nivel máximo extraordinario (NAME), se aplicó en la cara de concreto mediante la presión aplicada en la cara húmeda de los elementos isoparamétricos, como se puede observar en la figura 4.3.4.

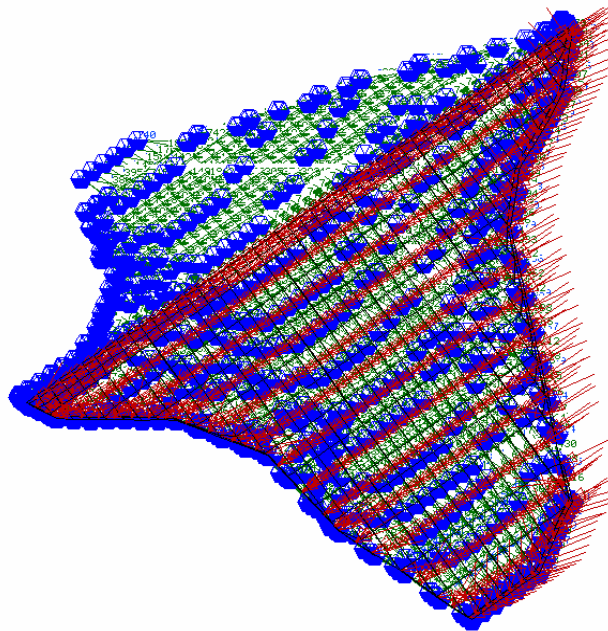


Figura 4.3.4: Modelo mostrando el empuje hidrostático.

#### **4.4 ANÁLISIS POR ETAPAS CONSTRUCTIVAS**

A continuación se muestran los desplazamientos y esfuerzos debidos a la construcción en sus cuatro etapas, para cada etapa ó fase se muestra una vista isométrica y lateral para los desplazamientos y una vista isométrica para los esfuerzos.

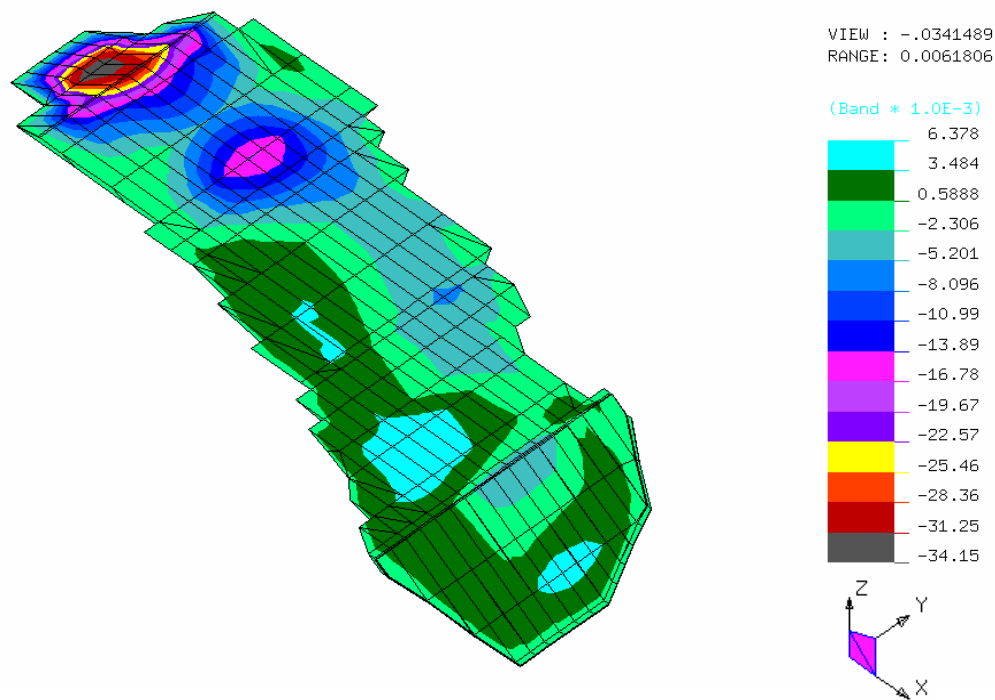


Figura 4.4.1: Etapa 1  $d_x$  isométrico

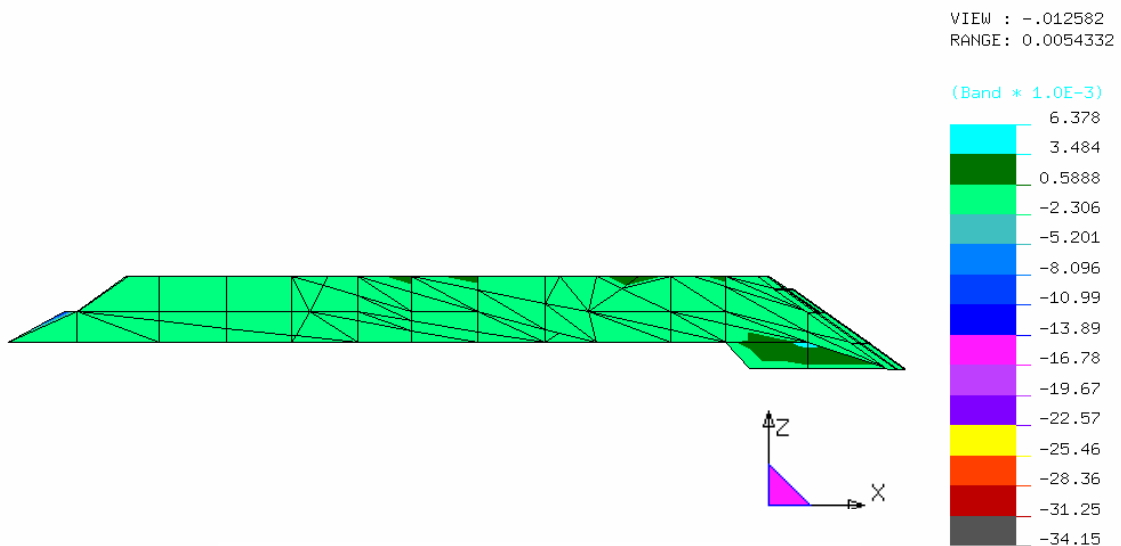


Figura 4.4.2: Etapa 1  $d_x$  lateral

La primera etapa de construcción muestra tres zonas de desplazamiento con respecto al eje  $x$ , la primera y la segunda zonas tienen desplazamientos máximos hacia aguas abajo de 34.15 mm y 16.78 mm, además de encontrarse en la ataguía aguas abajo y en el material 3C, la tercera zona tiene un desplazamiento máximo de 6.378 mm hacia aguas arriba, además se encuentra en el material de transición, en la ataguía aguas arriba y en la losa de concreto.

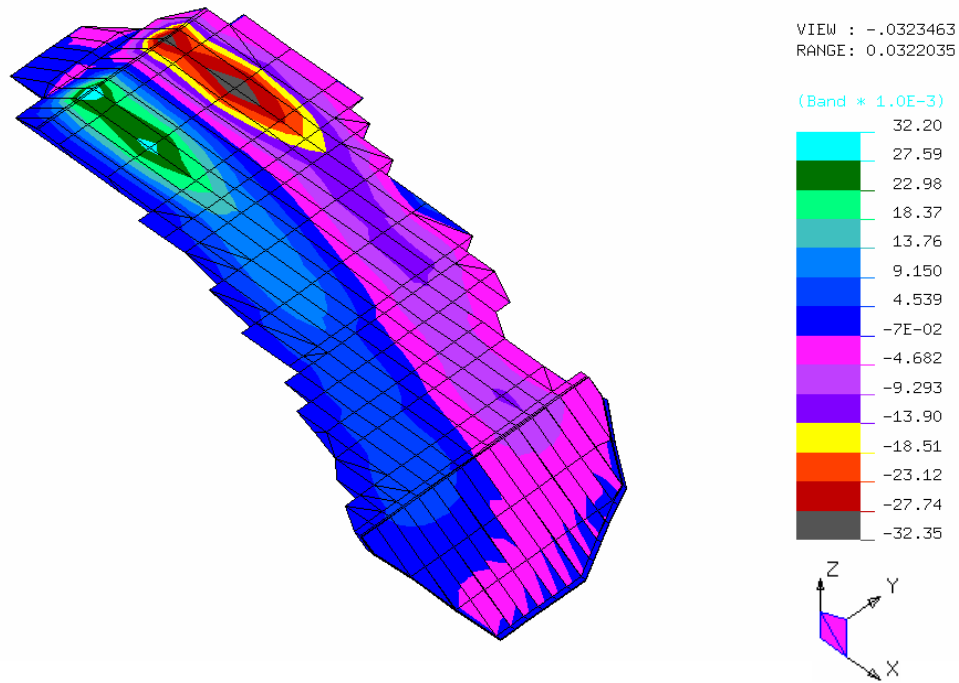


Figura 4.4.3: Etapa 1 d<sub>y</sub> isométrico

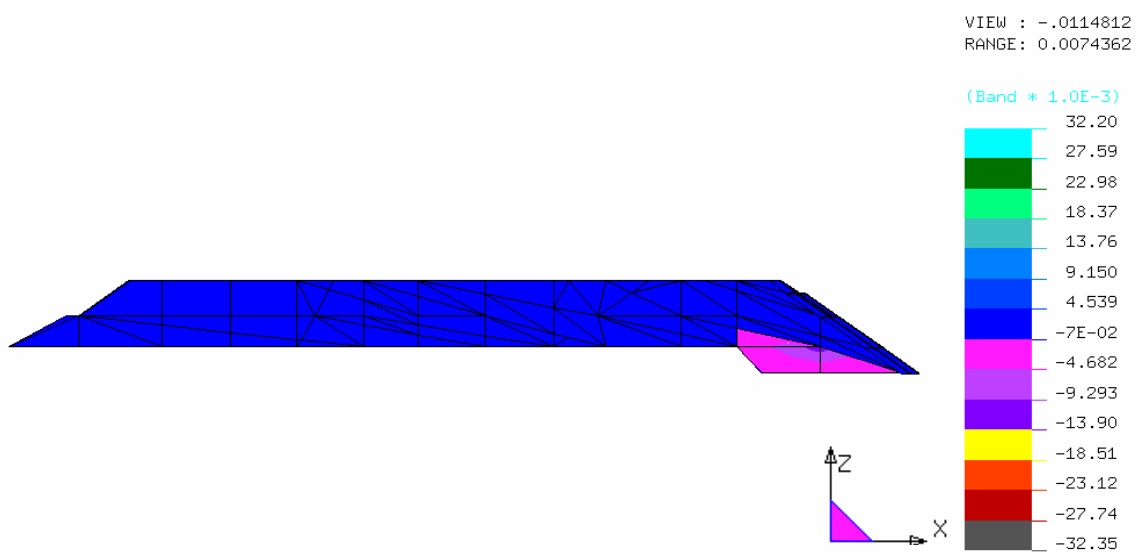


Figura 4.4.4: Etapa 1 d<sub>y</sub> lateral

De acuerdo a las figuras 4.4.3 y 4.4.4 que muestran los desplazamientos con respecto al eje y, el desplazamiento máximo es de 32.2 mm (de la MI a la MD) y el otro máximo de 32.35 mm (de la MD a la MI), se puede apreciar también que los desplazamientos parten de los extremos del pedraplén hacia el cauce, por otra parte los máximos desplazamientos se localizan en el material 3C.

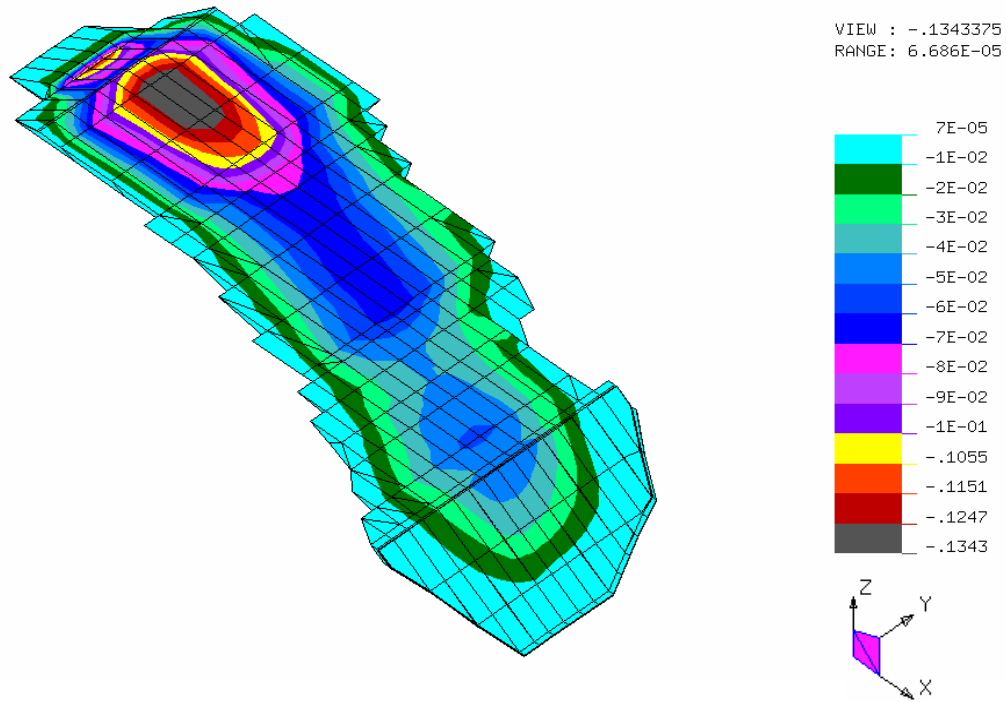


Figura 4.4.5: Etapa 1  $d_z$  isométrico

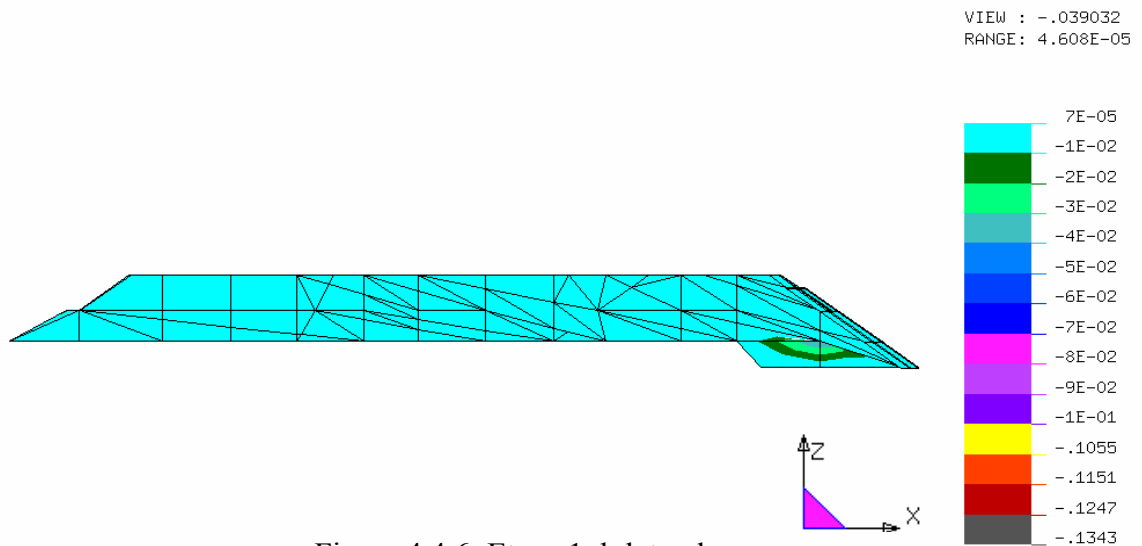


Figura 4.4.6: Etapa 1  $d_z$  lateral

Los desplazamientos con respecto al eje  $z$  en esta primera etapa de construcción mostrados en las figuras 4.4.5 y 4.4.6 presentan un asentamiento máximo de 13.43 cm y un desplazamiento máximo de 0.07 mm hacia la corona, se puede observar también que el asentamiento (localizado en el material 3C) va disminuyendo conforme se aproxima a los extremos.

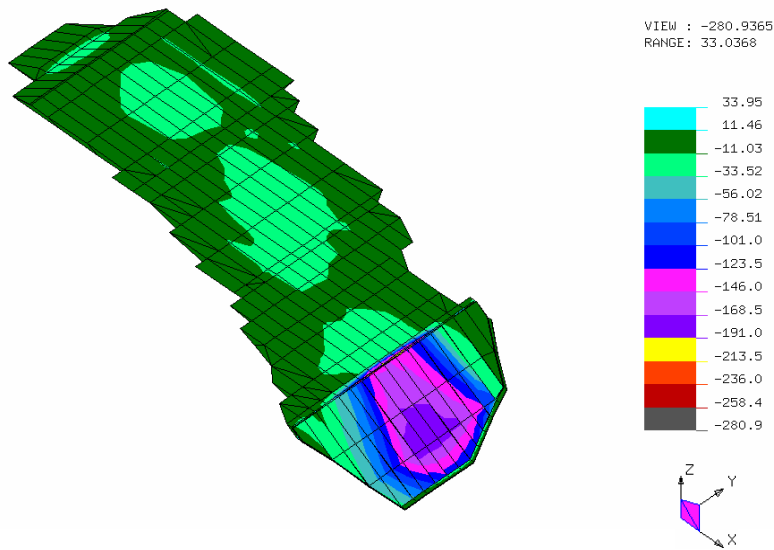


Figura 4.4.7: Etapa 1  $\sigma_{xx}$  isométrico

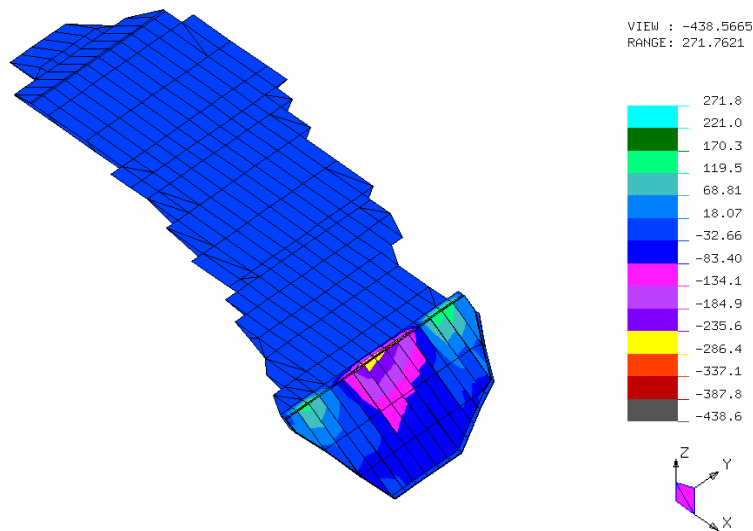


Figura 4.4.8: Etapa 1  $\sigma_{yy}$  isométrico

De acuerdo a la figura 4.4.7 el esfuerzo máximo contenido en un plano perpendicular al eje  $x$  es de  $191 \text{ ton/m}^2$  (hacia aguas abajo) ubicado en el centro de losa, y el otro esfuerzo máximo de  $11.46 \text{ ton/m}^2$  (hacia aguas arriba) ubicado en los extremos del cuerpo del pedraplén y de la losa de concreto. Por otra parte, se puede observar en la figura 4.4.8 un esfuerzo máximo contenido en un plano perpendicular al eje  $y$  de  $286.4 \text{ ton/m}^2$  (de MD a MI) ubicado en el centro superior de la losa, y otro esfuerzo máximo de  $170.3 \text{ ton/m}^2$  (de MI a MD) en los extremos superiores de la losa, en cuanto al cuerpo del pedraplén se puede observar también que el esfuerzo al que está sometido es de  $18.07 \text{ ton/m}^2$  (de MI a MD).

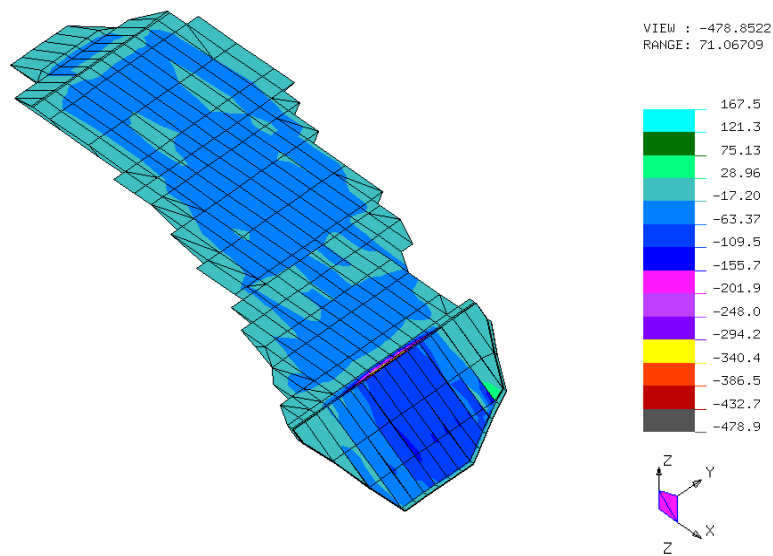


Figura 4.4.9: Etapa 1  $\sigma_{zz}$  isométrico

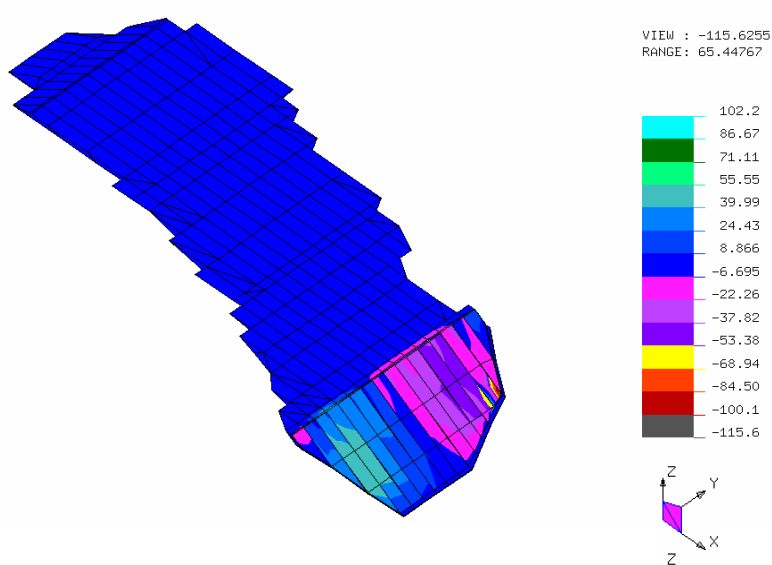


Figura 4.4.10: Etapa 1  $\tau_{xy}$  isométrico

De la distribución de esfuerzos contenidos en cualquier plano perpendicular al eje  $z$  mostrados en la figura 4.4.9, se puede observar que un esfuerzo máximo es de  $386.5 \text{ ton/m}^2$  (hacia el lecho del río) ubicado sobre la cara de concreto en la parte media superior, y el otro esfuerzo máximo es de  $28.96 \text{ ton/m}^2$  (hacia la corona) en los extremos del cuerpo del pedraplén. De acuerdo a la figura 4.4.10 que muestra la distribución de esfuerzos cortantes contenidos en un plano perpendicular al eje  $x$  y actuando paralelamente al eje  $y$  se puede observar un esfuerzo cortante máximo de  $84.5 \text{ ton/m}^2$  (de MD a MI) en la parte inferior derecha de la losa y un esfuerzo cortante máximo de  $55.55 \text{ ton/m}^2$  (de MI a MD) en el centro del extremo izquierdo de la losa.

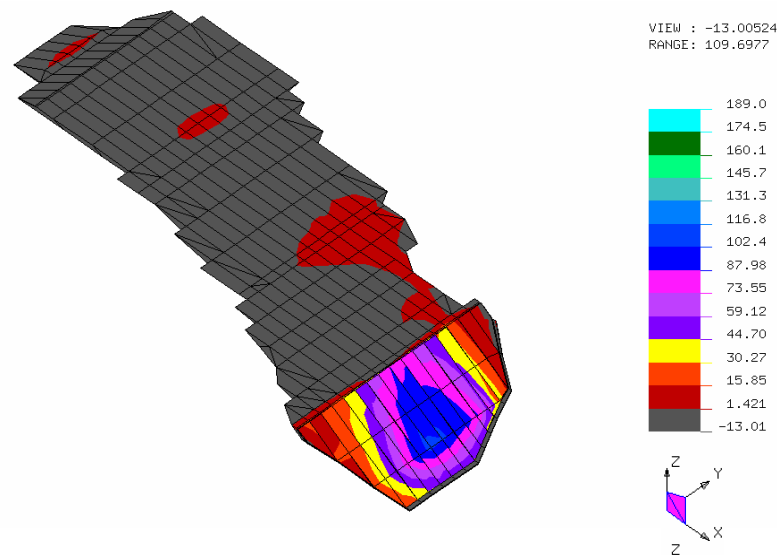


Figura 4.4.11: Etapa 1  $\tau_{xz}$  isométrico

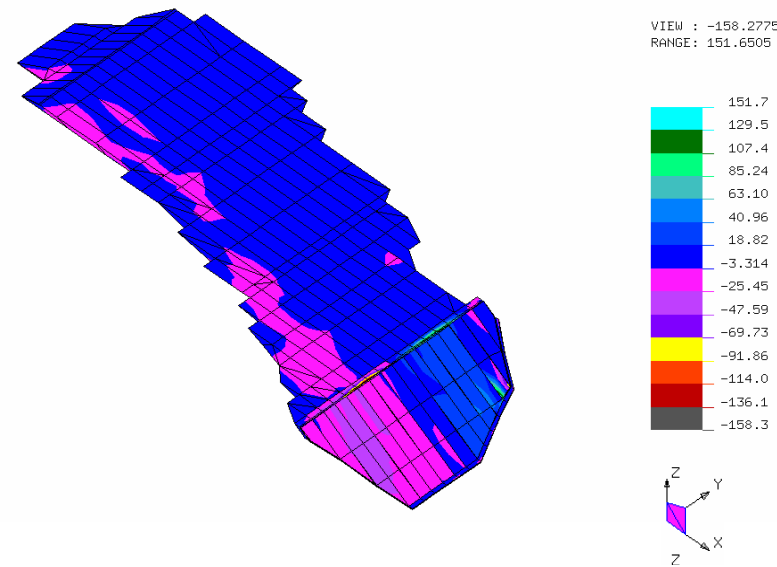


Figura 4.4.12: Etapa 1  $\tau_{yz}$  isométrico

De acuerdo a la figura 4.4.11 que muestra la distribución de esfuerzos cortantes contenidos en un plano perpendicular al eje  $x$  y actuando paralelamente al eje  $z$  se puede observar un esfuerzo cortante máximo de  $13.01 \text{ ton/m}^2$  (hacia el lecho del río) en el cuerpo del pedraplén y un esfuerzo cortante máximo de  $116.8 \text{ ton/m}^2$  (hacia la corona) en el centro de la losa. Con respecto a los esfuerzos cortantes máximos contenidos en un plano perpendicular al eje  $y$  y actuando paralelamente al eje  $z$  se puede observar en la figura 4.4.12 el esfuerzo cortante máximo de  $151.7 \text{ ton/m}^2$  (hacia la corona) ubicado en la parte inferior derecha de la losa y en la parte superior derecha, y el esfuerzo máximo de  $114.0 \text{ ton/m}^2$  (hacia el lecho del río) ubicado en una pequeña porción de la parte superior media de la losa y en otra pequeña porción en la parte inferior derecha de la losa.

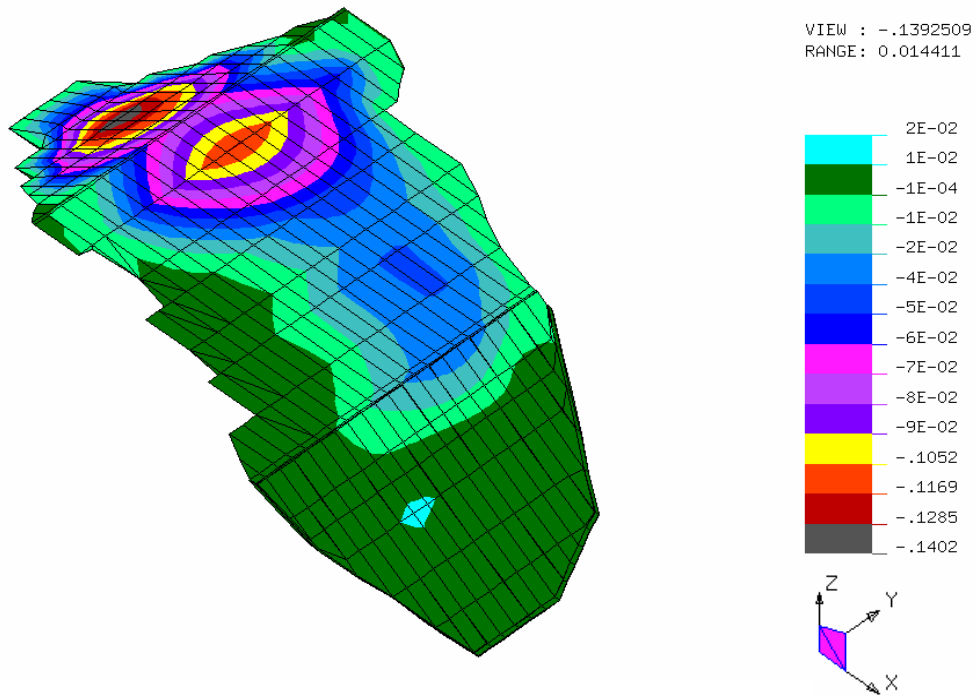


Figura 4.4.13: Etapa 2  $d_x$  isométrico

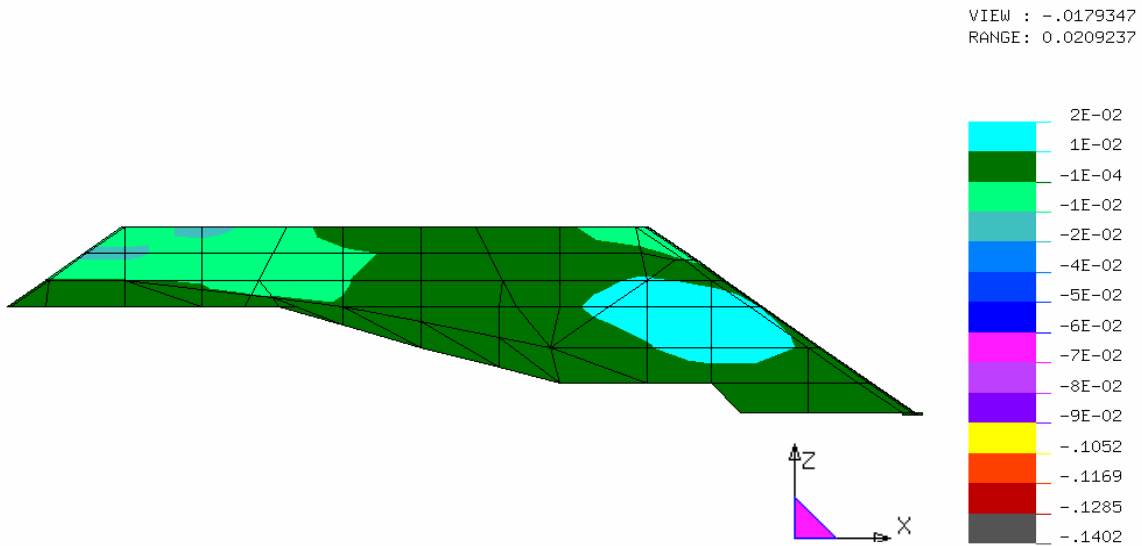


Figura 4.4.14: Etapa 2  $d_x$  lateral

La segunda etapa de construcción muestra tres zonas de desplazamiento con respecto al eje  $x$ , la primera y la segunda zonas tienen desplazamientos máximos hacia aguas abajo de 14.02 cm y 12.85 cm, además de encontrarse en la ataguía aguas abajo y en el material 3C, la tercera zona tiene un desplazamiento máximo de 2 cm hacia aguas arriba, además se encuentra en la losa de concreto y atrás de ella sobre el cuerpo de la ataguía integrada al cuerpo de la cortina.



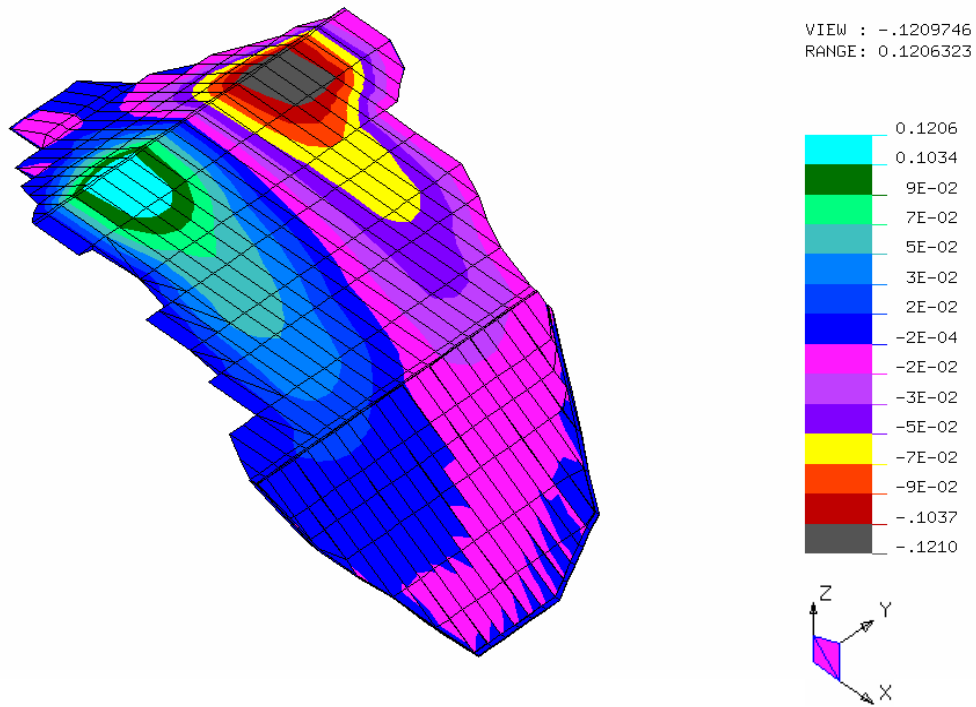


Figura 4.4.15: Etapa 2  $d_y$  isométrico

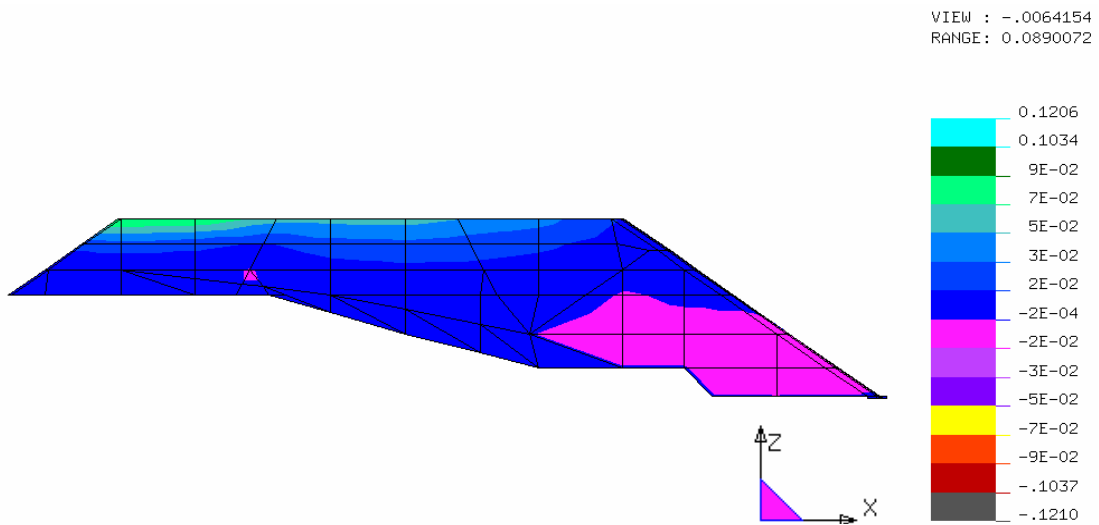


Figura 4.4.16: Etapa 2  $d_y$  lateral

De acuerdo a las figuras 4.4.15 y 4.4.16 que muestran los desplazamientos con respecto al eje y, el desplazamiento máximo es de 12.06 cm (de la MI a la MD) y el otro máximo de 12.10 cm (de la MD a la MI), se puede apreciar también que los desplazamientos parten de los extremos del pedraplén hacia el cauce, por otra parte los máximos desplazamientos se localizan en el material 3C.

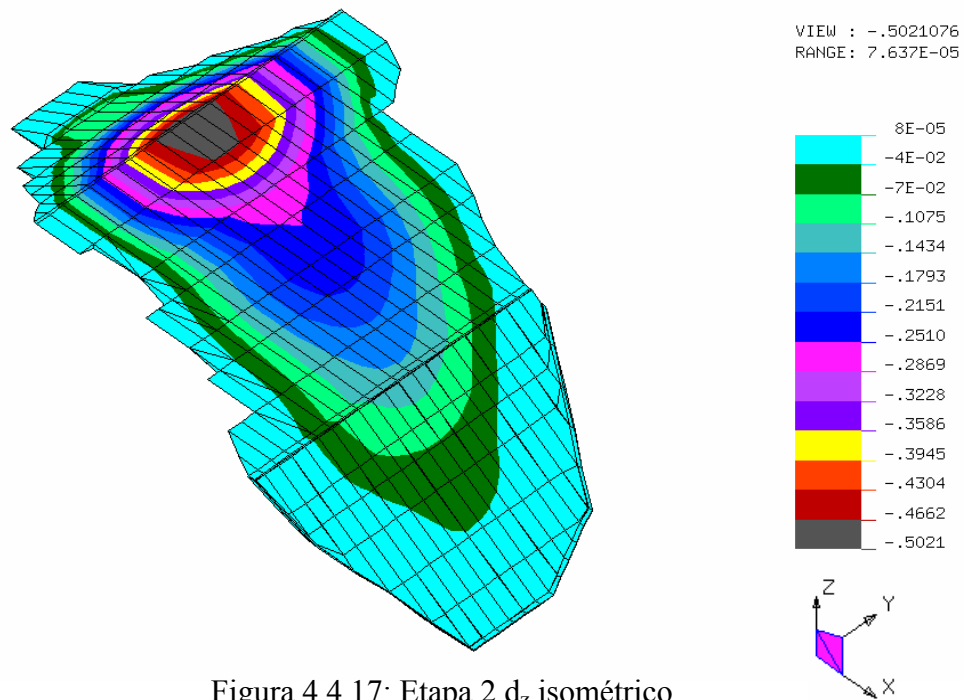


Figura 4.4.17: Etapa 2  $d_z$  isométrico

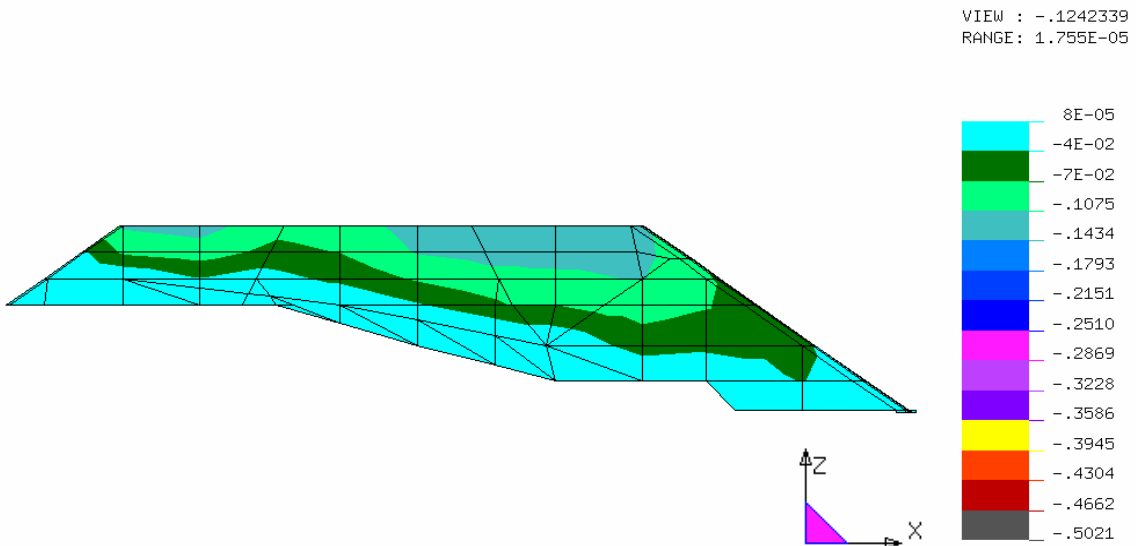


Figura 4.4.18: Etapa 2  $d_z$  lateral

Los desplazamientos con respecto al eje  $z$  en esta segunda etapa de construcción mostrados en las figuras 4.4.17 y 4.4.18 presentan un asentamiento máximo de 50.21 cm y un desplazamiento máximo de 0.08 mm hacia la corona, se puede observar también que el asentamiento (localizado en el material 3C) va disminuyendo con forme se aproxima a los extremos.

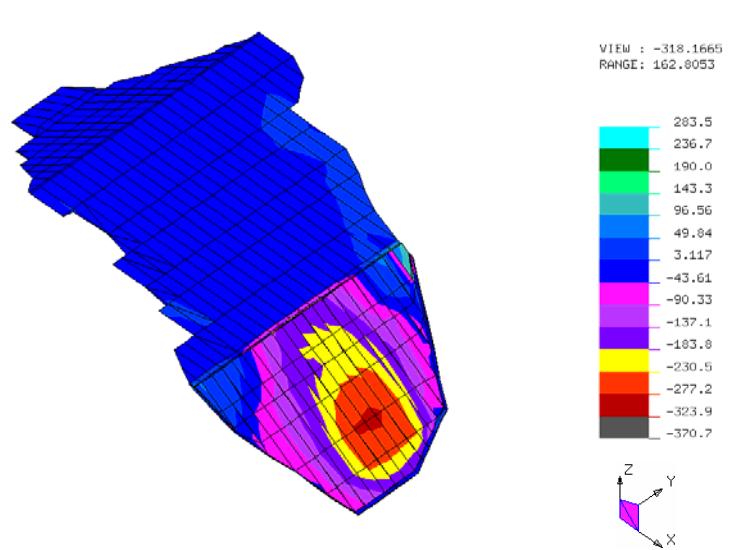


Figura 4.4.19: Etapa 2  $\sigma_{xx}$  isométrico

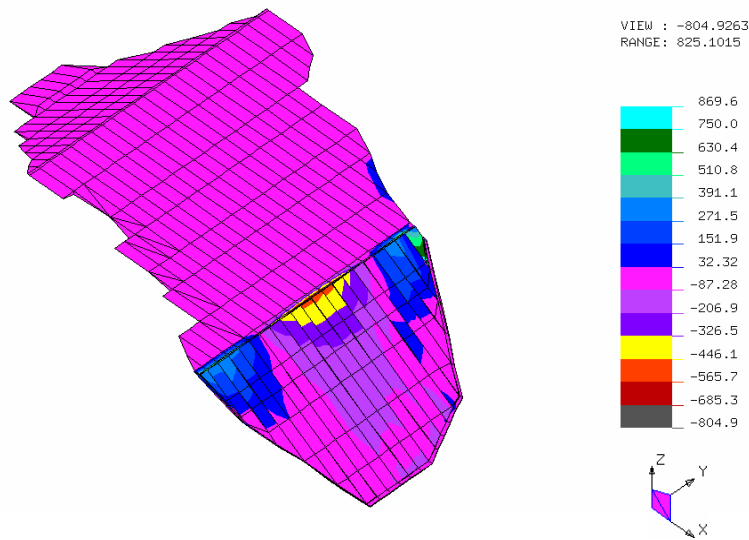


Figura 4.4.20: Etapa 2  $\sigma_{yy}$  isométrico

De acuerdo a la figura 4.4.19 el esfuerzo máximo contenido en un plano perpendicular al eje  $x$  es de  $143.3 \text{ ton/m}^2$  (hacia aguas arriba) ubicado en el extremo superior derecho de la losa, y el otro esfuerzo máximo de  $323.9 \text{ ton/m}^2$  (hacia aguas abajo) ubicado en el centro de la losa. Por otra parte, se puede observar en la figura 4.4.20 un esfuerzo máximo contenido en un plano perpendicular al eje  $y$  de  $565.7 \text{ ton/m}^2$  (de MD a MI) ubicado en el centro superior de la losa, y otro esfuerzo máximo de  $869.6 \text{ ton/m}^2$  (de MI a MD) en el extremo superior derecho de la losa, en cuanto al cuerpo del pedraplén se puede observar también que el esfuerzo al que está sometido es de  $32.32 \text{ ton/m}^2$  (de MI a MD).

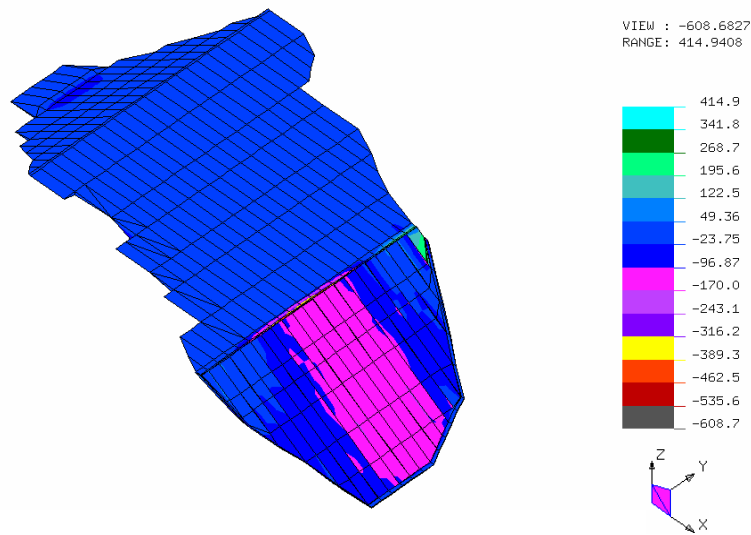


Figura 4.4.21: Etapa 2  $\sigma_{zz}$  isométrico

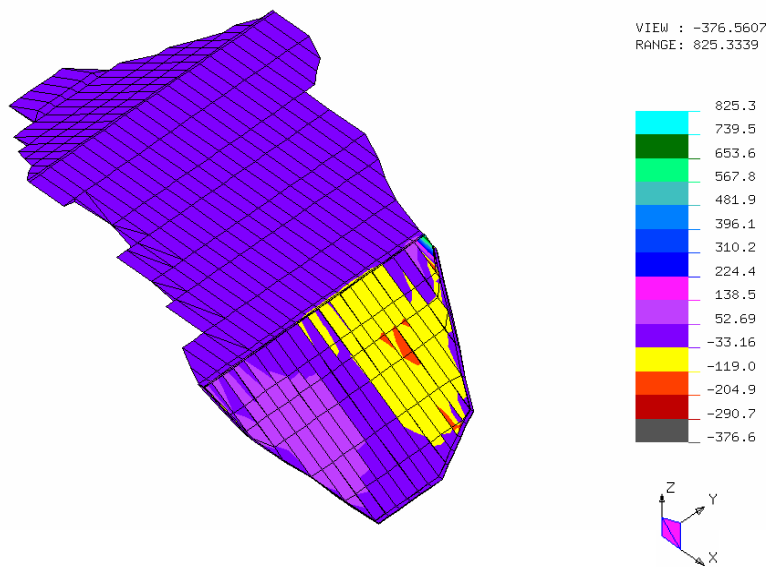


Figura 4.4.22: Etapa 2  $\tau_{xy}$  isométrico

De la distribución de esfuerzos contenidos en cualquier plano perpendicular al eje  $z$  mostrados en la figura 4.4.21, se puede observar que el esfuerzo máximo es de  $389.3 \text{ ton/m}^2$  (hacia el lecho del río) ubicado sobre la cara de concreto en la parte media superior, y el otro esfuerzo máximo es de  $341.8 \text{ ton/m}^2$  (hacia la corona) en el extremo superior derecho de la cara de concreto. De acuerdo a la figura 4.4.22 que muestra la distribución de esfuerzos cortantes contenidos en un plano perpendicular al eje  $x$  y actuando paralelamente al eje  $y$  y se puede observar un esfuerzo cortante máximo de  $204.9 \text{ ton/m}^2$  (de MD a MI) en la parte media y superior derecha de la losa y un esfuerzo cortante máximo de  $739.5 \text{ ton/m}^2$  (de MI a MD) en la parte superior derecha de la losa.

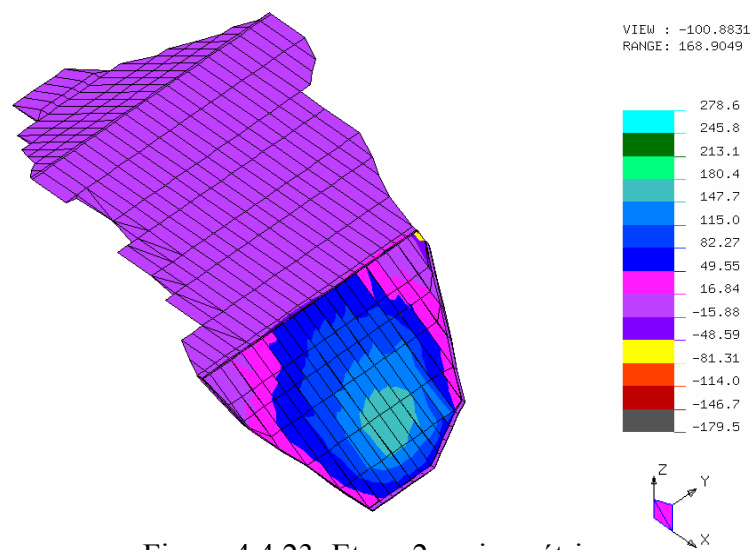


Figura 4.4.23: Etapa 2  $\tau_{xz}$  isométrico

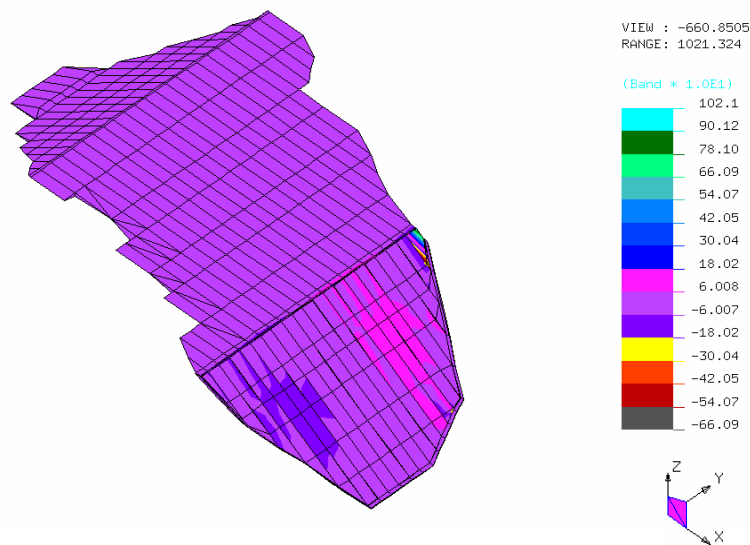


Figura 4.4.24: Etapa 2  $\tau_{yz}$  isométrico

De acuerdo a la figura 4.4.23 que muestra la distribución de esfuerzos cortantes contenidos en un plano perpendicular al eje  $x$  y actuando paralelamente al eje  $z$  se puede observar un esfuerzo cortante máximo de  $81.31 \text{ ton/m}^2$  (hacia el lecho del río) en el extremo superior derecho de la losa y un esfuerzo cortante máximo de  $213.1 \text{ ton/m}^2$  (hacia la corona) en el centro inferior de la losa.

Con respecto a los esfuerzos cortantes máximos contenidos en un plano perpendicular al eje  $y$  y actuando paralelamente al eje  $z$  se puede observar en la figura 4.4.24 el esfuerzo cortante máximo de  $1021 \text{ ton/m}^2$  (hacia la corona) ubicado en el extremo superior derecho de la losa y el esfuerzo máximo de  $540.7 \text{ ton/m}^2$  (hacia el lecho del río) ubicado en el extremo superior derecho de la losa.

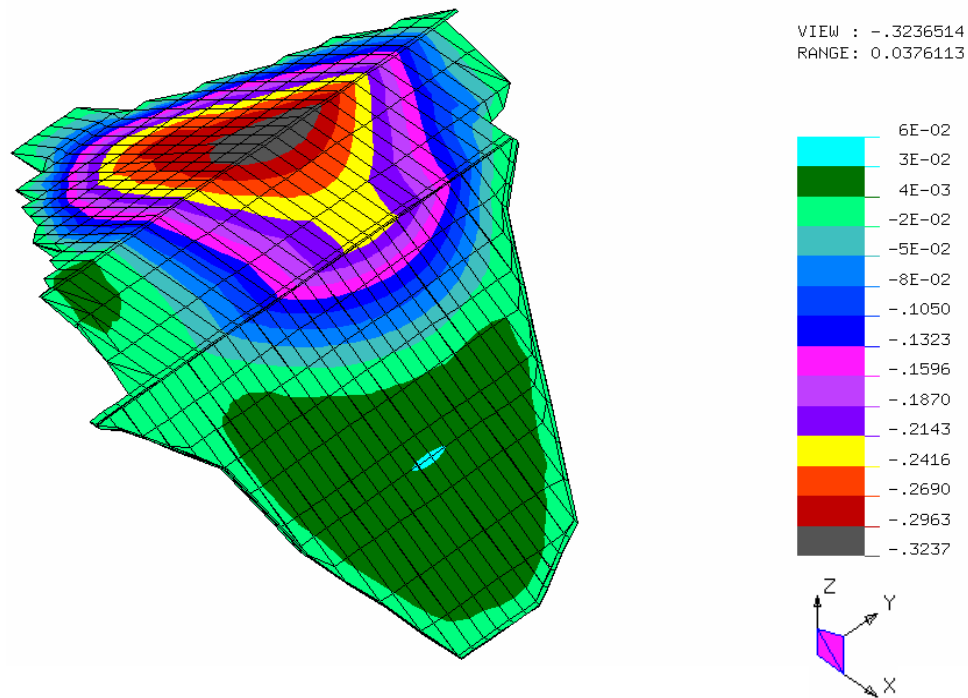


Figura 4.4.25: Etapa 3  $d_x$  isométrico

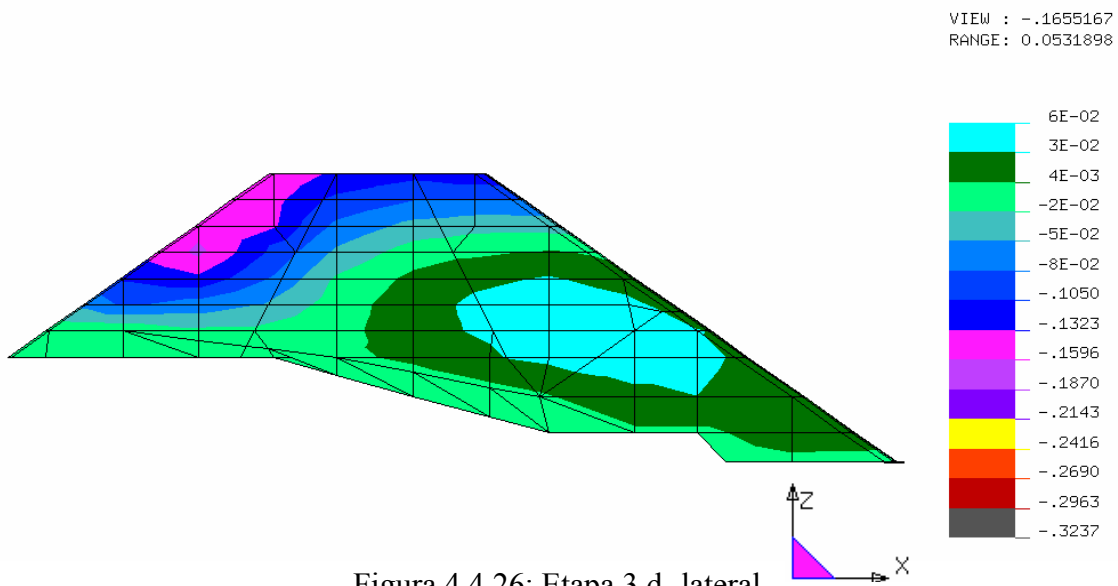


Figura 4.4.26: Etapa 3  $d_x$  lateral

La tercera etapa de construcción muestra dos zonas de desplazamiento con respecto al eje  $x$ , la primera tienen el desplazamiento máximo hacia aguas abajo de 32.37 cm, además de encontrarse en el material 3C, la segunda zona tiene un desplazamiento máximo de 6 cm hacia aguas arriba en la losa de concreto.

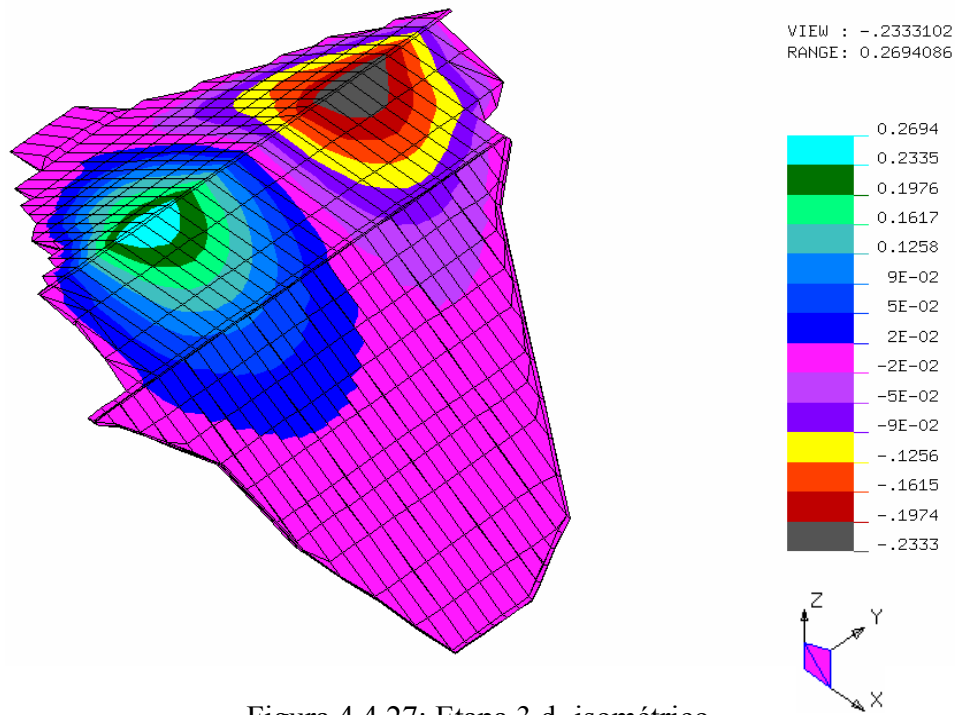


Figura 4.4.27: Etapa 3 d<sub>y</sub> isométrico

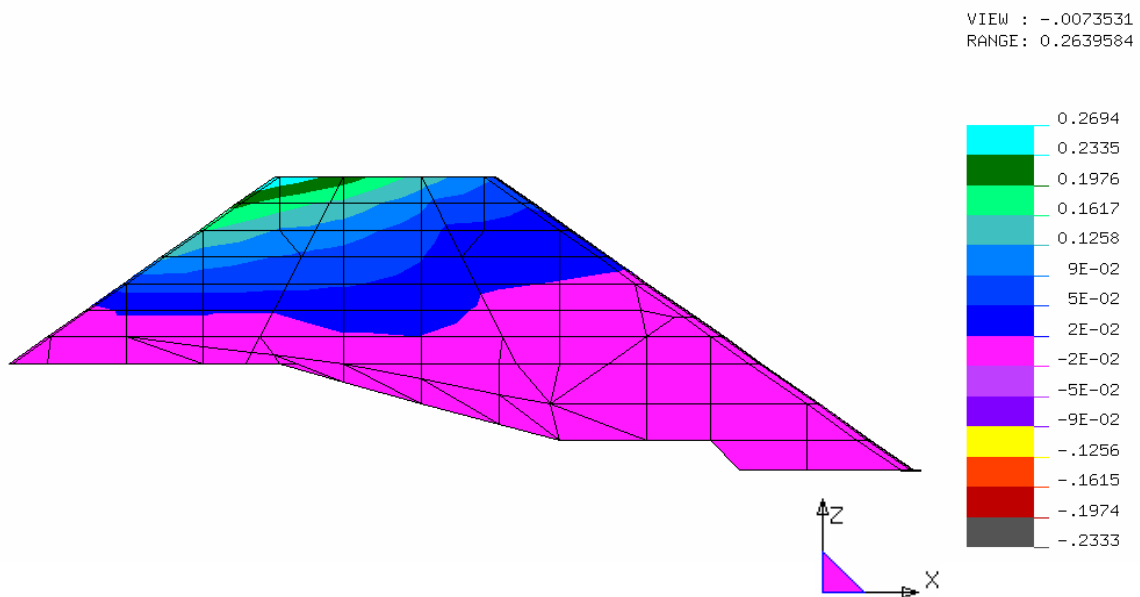


Figura 4.4.28: Etapa 3 d<sub>y</sub> lateral

De acuerdo a las figuras 4.4.27 y 4.4.28 que muestran los desplazamientos con respecto al eje y, el desplazamiento máximo es de 26.94 cm (de la MI a la MD) y el otro máximo de 23.33 cm (de la MD a la MI), se puede apreciar también que los desplazamientos parten de los extremos del pedraplén hacia el cauce, por otra parte los máximos desplazamientos se localizan en el material 3C.

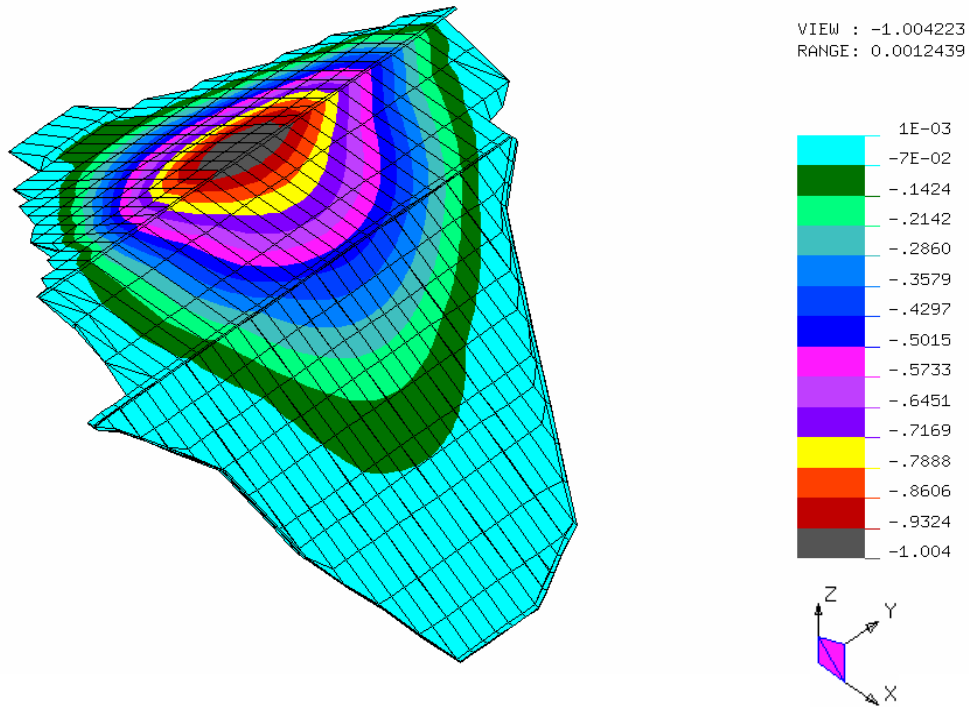


Figura 4.4.29: Etapa 3  $d_z$  isométrico

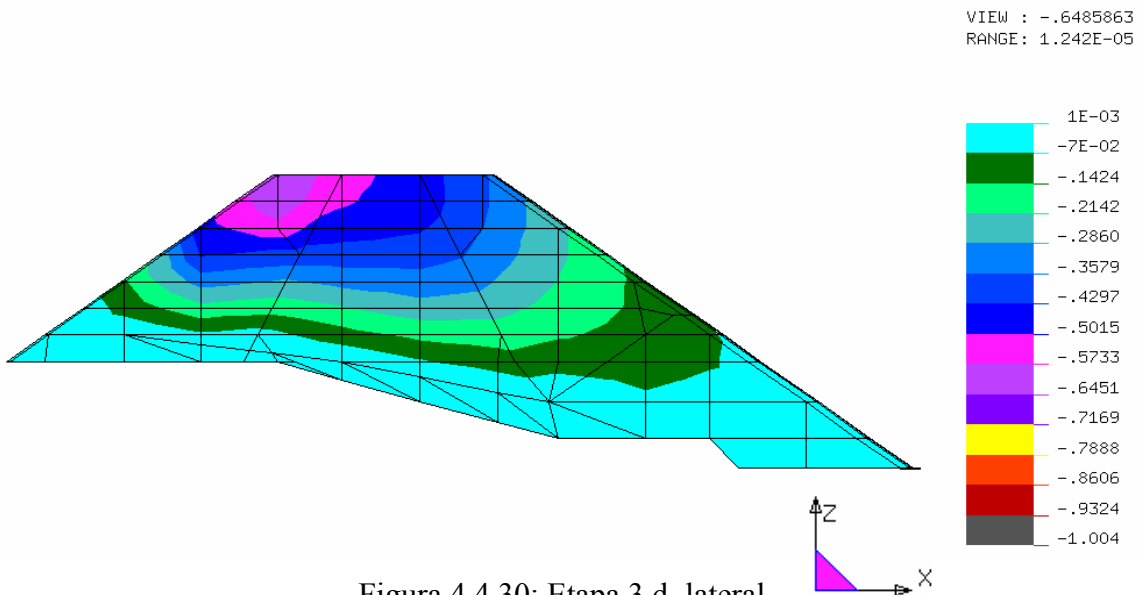


Figura 4.4.30: Etapa 3  $d_z$  lateral

Los desplazamientos con respecto al eje  $z$  en esta tercera etapa de construcción mostrados en las figuras 4.4.29 y 4.4.30 presentan un asentamiento máximo de 1.004 m y un desplazamiento máximo de 3 mm hacia la corona, se puede observar también que el asentamiento (localizado en el material 3C) va disminuyendo con forme se aproxima a los extremos.



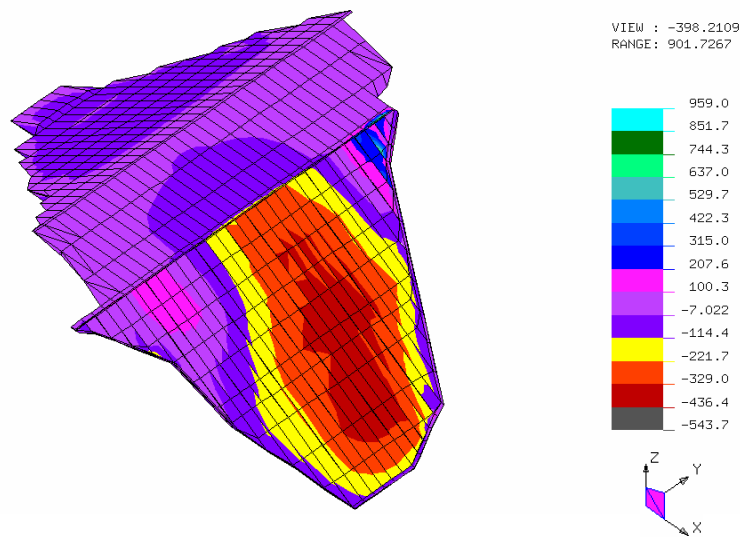


Figura 4.4.31: Etapa 3  $\sigma_{xx}$  isométrico

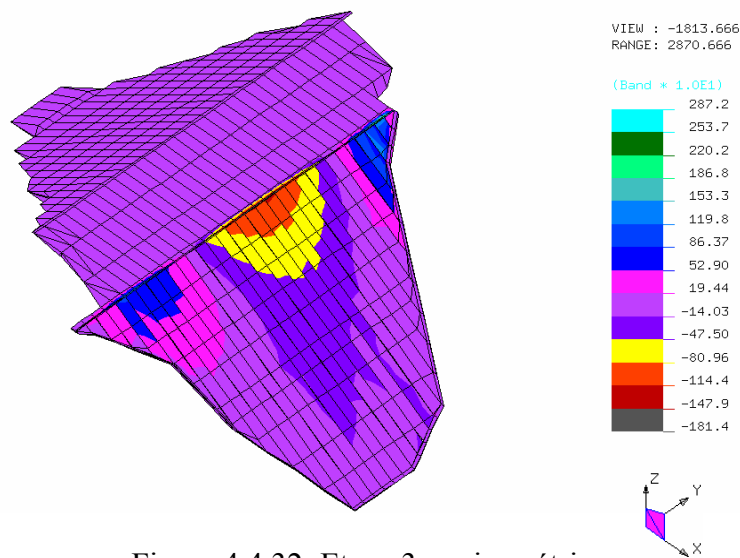


Figura 4.4.32: Etapa 3  $\sigma_{yy}$  isométrico

De acuerdo a la figura 4.4.31 el esfuerzo máximo contenido en un plano perpendicular al eje  $x$  es de  $637.0 \text{ ton/m}^2$  (hacia aguas arriba) ubicado en el extremo superior derecho de losa, y el otro esfuerzo máximo de  $436.4 \text{ ton/m}^2$  (hacia aguas abajo) ubicado en el centro de la losa. Por otra parte, se puede observar en la figura 4.4.32 un esfuerzo máximo contenido en un plano perpendicular al eje  $y$  de  $1479 \text{ ton/m}^2$  (de MD a MI) ubicado en el centro superior de la losa, y otro esfuerzo máximo de  $1533 \text{ ton/m}^2$  (de MI a MD) en el extremo superior derecho de la losa, en cuanto al cuerpo del pedraplén se puede observar también que el esfuerzo al que está sometido es de  $194.4 \text{ ton/m}^2$  (de MI a MD).

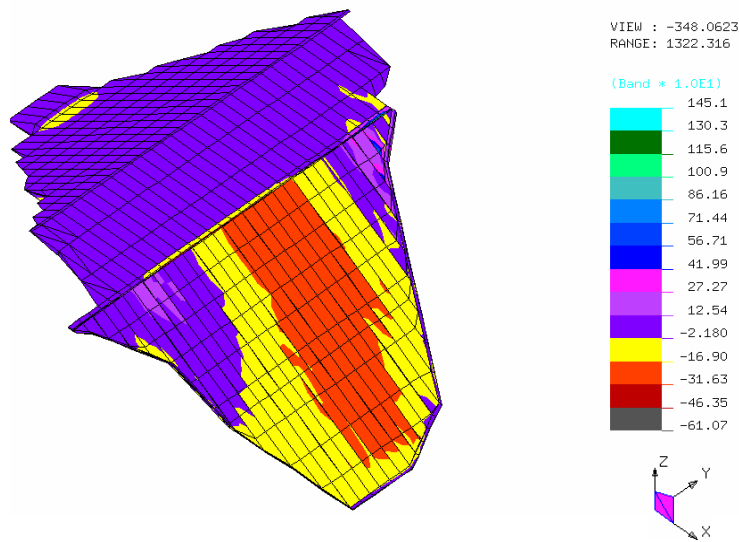


Figura 4.4.33: Etapa 3  $\sigma_{zz}$  isométrico

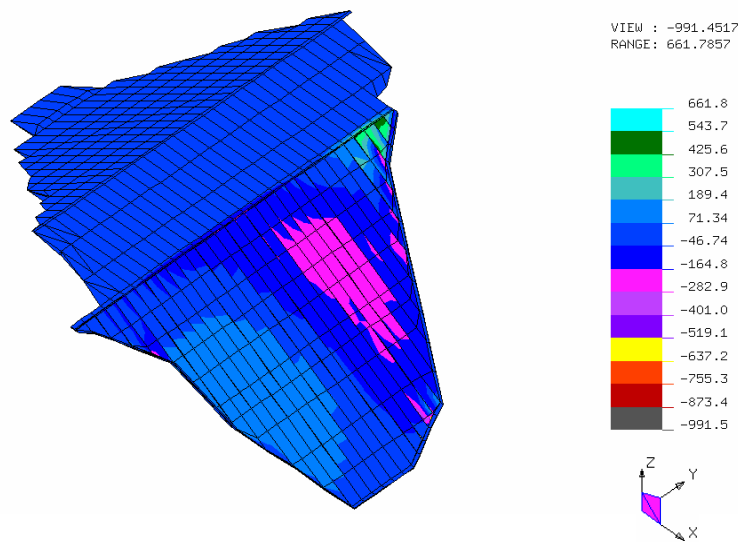


Figura 4.4.34: Etapa 3  $\tau_{xy}$  isométrico

De la distribución de esfuerzos contenidos en cualquier plano perpendicular al eje  $z$  mostrados en la figura 4.4.33, se puede observar que el esfuerzo máximo es de 316.3  $\text{ton/m}^2$  (hacia el lecho del río) ubicado sobre la cara de concreto desde la parte media superior hasta la parte media inferior, y el otro esfuerzo máximo es de 861.6  $\text{ton/m}^2$  (hacia la corona) en el extremo superior derecho de la losa. De acuerdo a la figura 4.4.34 que muestra la distribución de esfuerzos cortantes contenidos en un plano perpendicular al eje  $x$  y actuando paralelamente al eje  $y$  se puede observar un esfuerzo cortante máximo de 282.9  $\text{ton/m}^2$  (de MD a MI) en la parte central de la losa principalmente y un esfuerzo cortante máximo de 543.7  $\text{ton/m}^2$  (de MI a MD) en el en el extremo superior derecho de la losa.

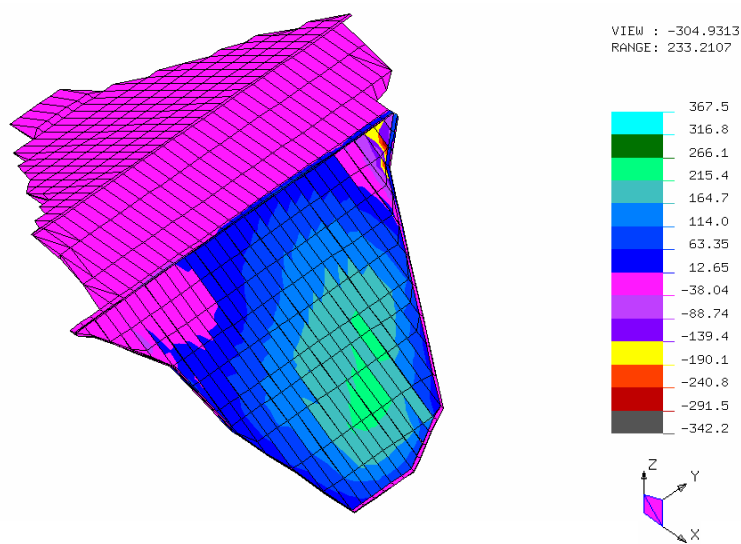


Figura 4.4.35: Etapa 3  $\tau_{xz}$  isométrico

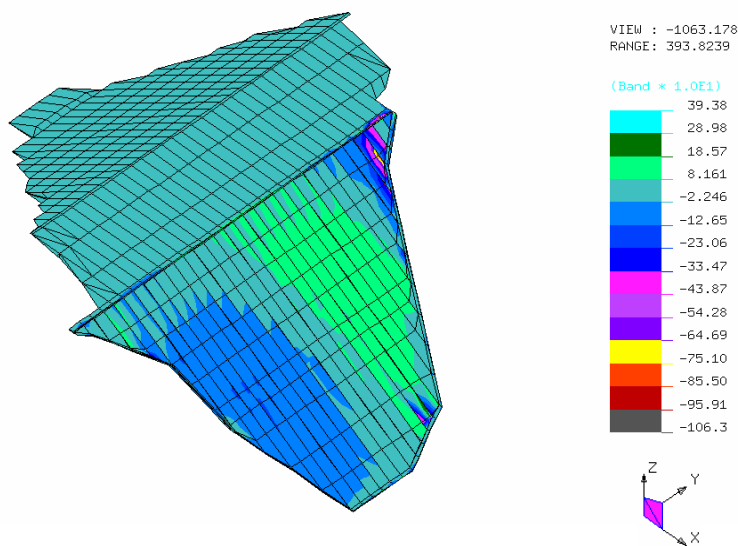


Figura 4.4.36: Etapa 3  $\tau_{yz}$  isométrico

De acuerdo a la figura 4.4.35 que muestra la distribución de esfuerzos cortantes contenidos en un plano perpendicular al eje  $x$  y actuando paralelamente al eje  $z$  se puede observar un esfuerzo cortante máximo de  $291.5 \text{ ton/m}^2$  (hacia el lecho del río) en el extremo superior derecho de la losa y un esfuerzo cortante máximo de  $266.1 \text{ ton/m}^2$  (hacia la corona) en el centro inferior de la losa.

Con respecto a los esfuerzos cortantes máximos contenidos en un plano perpendicular al eje  $y$  y actuando paralelamente al eje  $z$  se puede observar en la figura 4.4.36 el esfuerzo cortante máximo de  $185.7 \text{ ton/m}^2$  (hacia la corona) ubicado en el centro de la losa y el esfuerzo máximo de  $855 \text{ ton/m}^2$  (hacia el lecho del río) ubicado en una pequeña porción de la parte superior derecha de la losa.

## 4.5 RESULTADOS ESTIMADOS DE LA DEFORMACIÓN

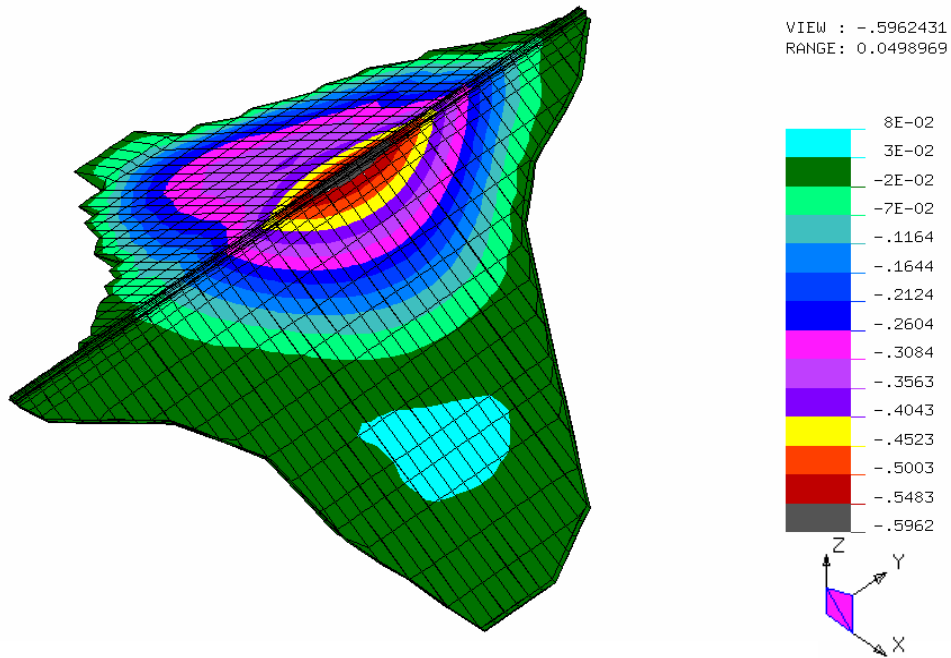


Figura 4.5.1: Etapa 4  $d_x$  isométrico

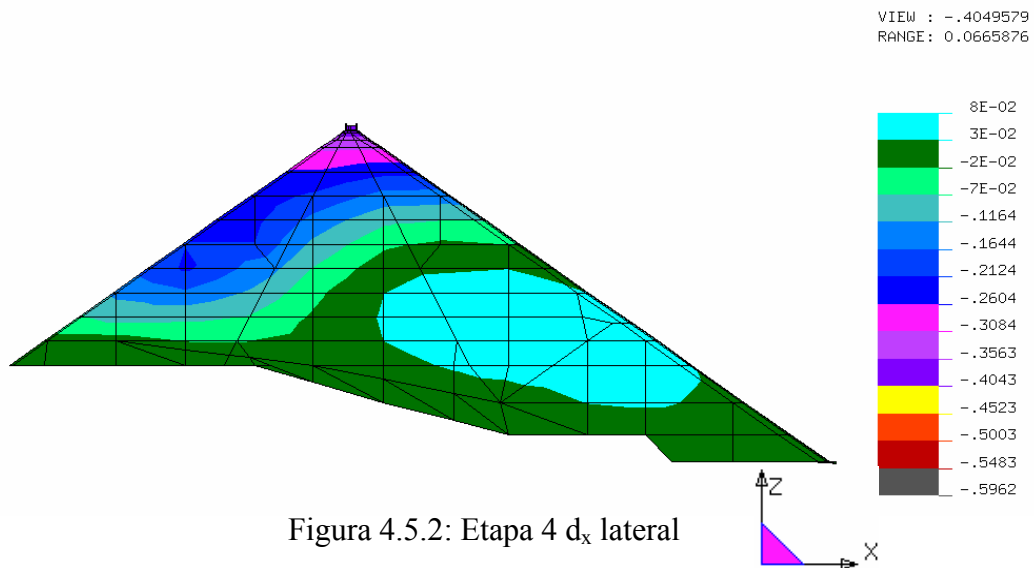


Figura 4.5.2: Etapa 4  $d_x$  lateral

En la última etapa de construcción el desplazamiento máximo hacia aguas abajo en la dirección  $x$  es de 59.62 cm y se localiza en la parte media superior de la cortina, además decrece con una disminución en la elevación, de tal forma que se obtienen desplazamientos hacia aguas arriba en la base de la cortina, en la parte baja del material de transición, en la parte baja del material 3B, en el material de la ataguía integrada al cuerpo de la cortina y en la parte baja de la cara de concreto.

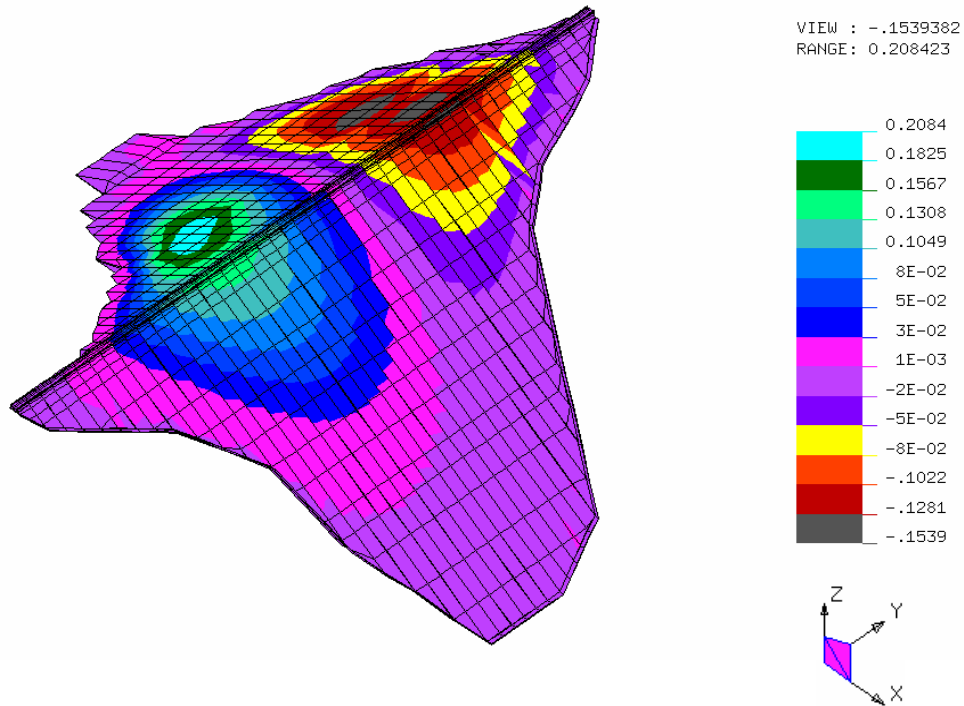


Figura 4.5.3: Etapa 4  $d_y$  isométrico

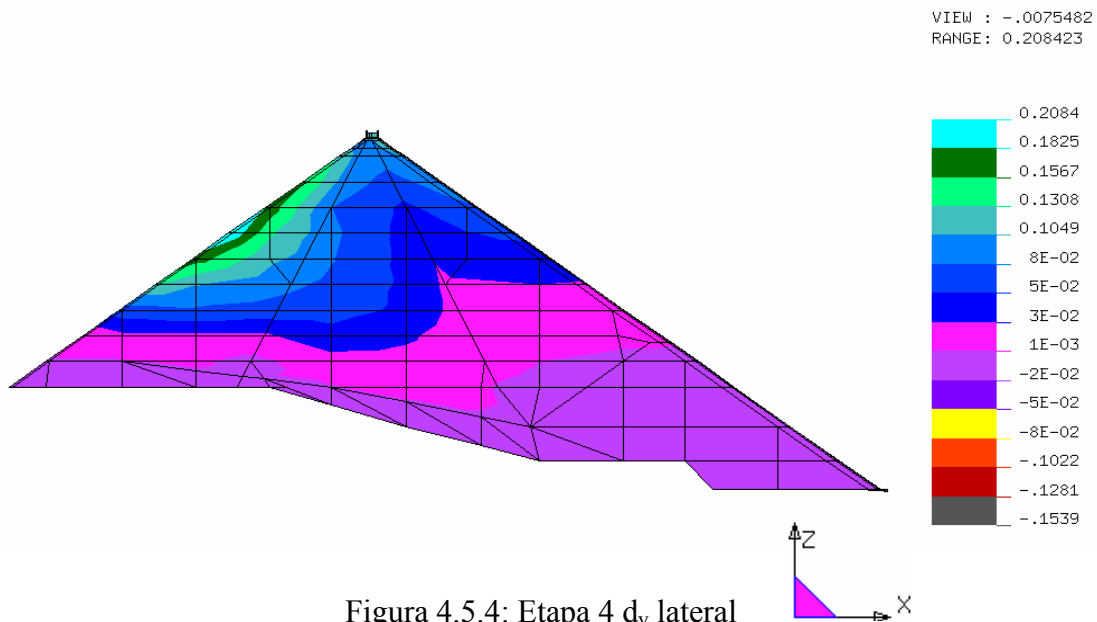


Figura 4.5.4: Etapa 4  $d_y$  lateral

El desplazamiento tomando en cuenta la dirección del eje y de acuerdo los sistemas de referencia mostrados en las figuras anteriores, tiene su valor máximo en el material 3C, también se puede observar que el desplazamiento se concentra principalmente hacia el cauce, de tal forma que el máximo es de 20.8 cm (de la MI a la MD) y el otro máximo de 15.39 cm (de la MD a la MI).

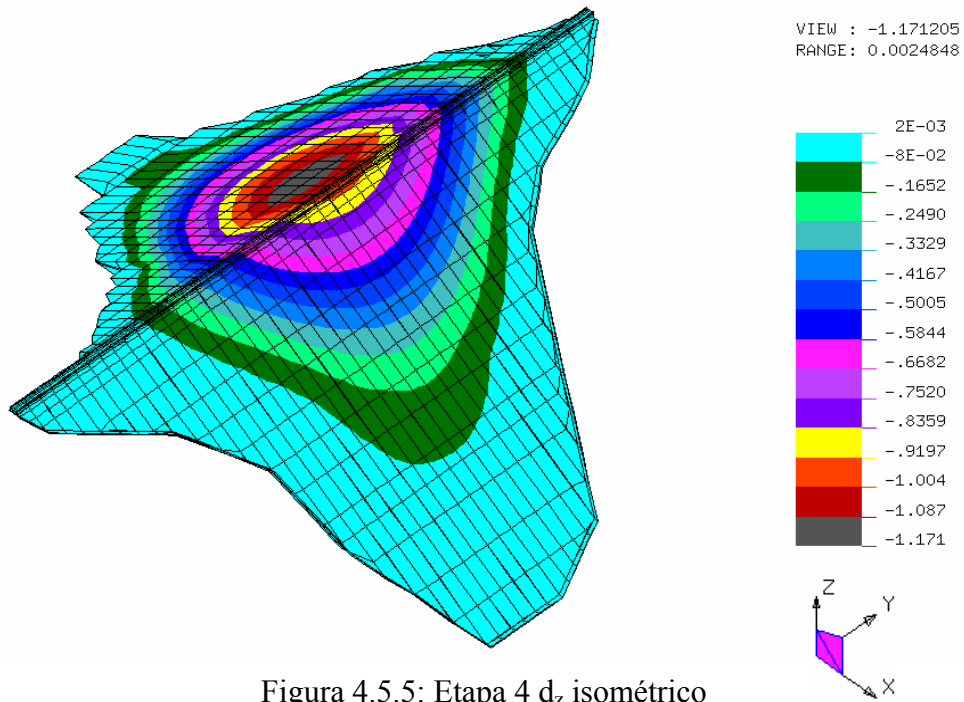


Figura 4.5.5: Etapa 4  $d_z$  isométrico

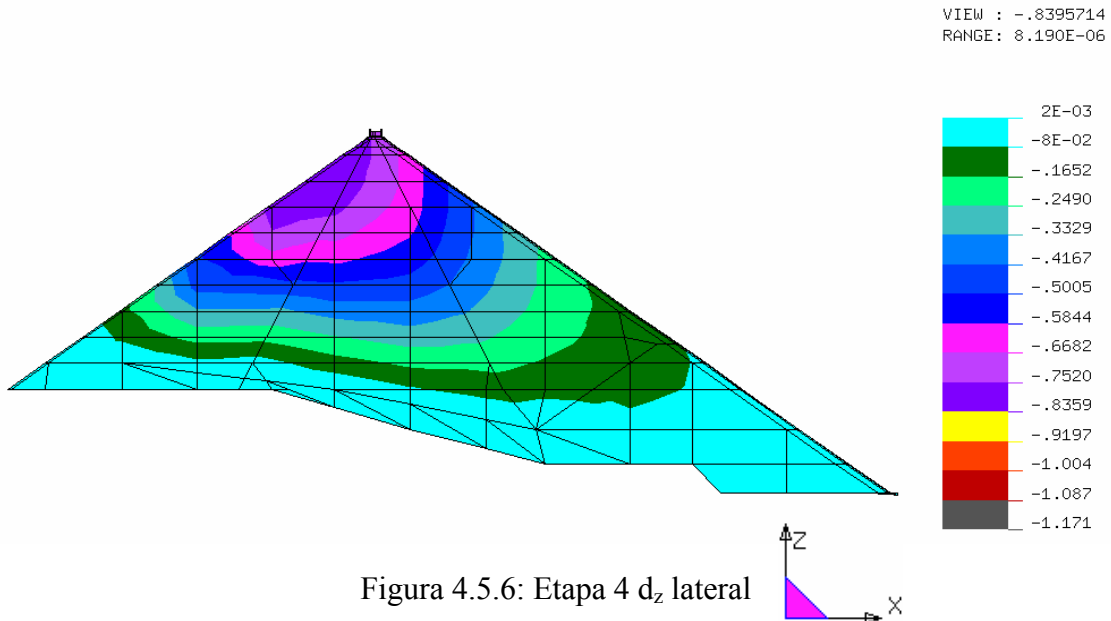


Figura 4.5.6: Etapa 4  $d_z$  lateral

El asentamiento en la cuarta etapa tiene su máximo valor de acuerdo al sistema de referencia mostrado en las figuras anteriores de 1.171 m localizado en el material 3C principalmente y va decreciendo conforme se acerca a los extremos y cuando disminuye en elevación, de tal forma que el desplazamiento máximo es de 2 mm (hacia la corona) en la parte baja de la cortina al igual que en los extremos.

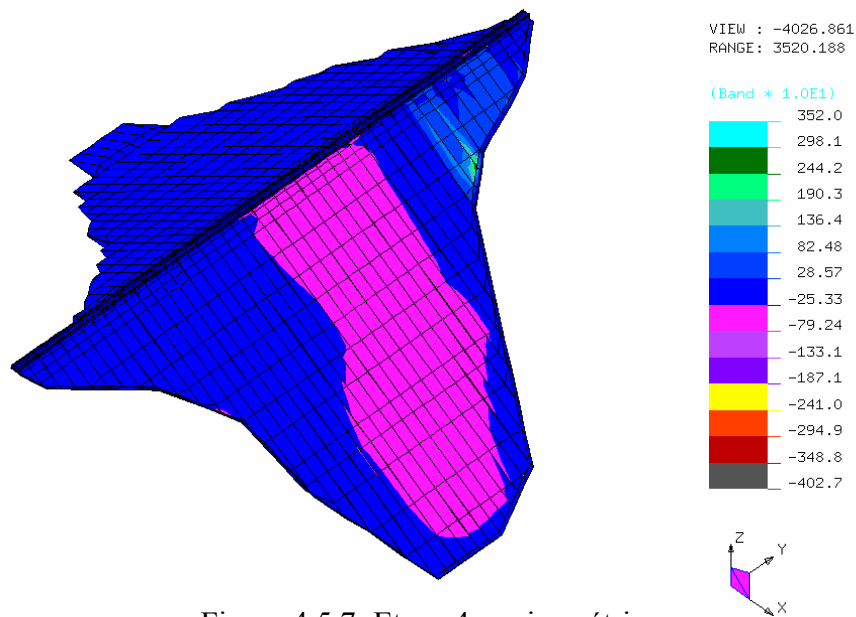


Figura 4.5.7: Etapa 4  $\sigma_{xx}$  isométrico

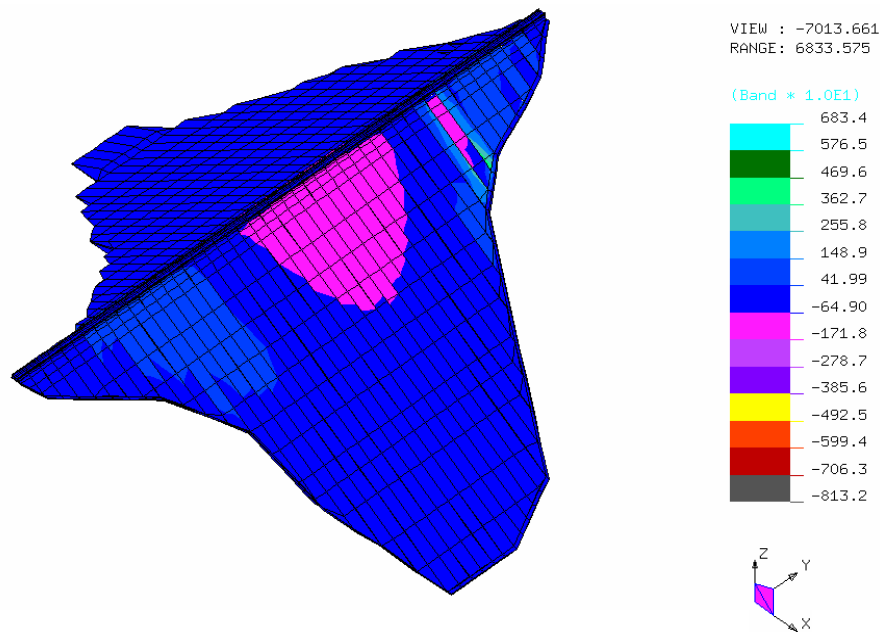


Figura 4.5.8: Etapa 4  $\sigma_{yy}$  isométrico

El esfuerzo máximo contenido en un plano perpendicular al eje  $x$  según la figura 4.5.7 es de 2981 ton/m<sup>2</sup> (hacia aguas arriba) actuando sobre la losa en extremo superior derecho, y el otro esfuerzo máximo actuando en el mismo plano es de 792.4 ton/m<sup>2</sup> (hacia aguas abajo) actuando sobre la losa de concreto desde la parte media superior hasta la parte media inferior. El esfuerzo normal máximo contenido en un plano perpendicular al eje  $y$  según la figura 4.5.8 es de 1718 ton/m<sup>2</sup> (de MD a MI) actuando principalmente en la parte media superior de la losa de concreto y en una pequeña parte de del extremo superior derecho de la losa, por otra parte, el otro esfuerzo máximo es de 4696 ton/m<sup>2</sup> (de MI a MD) actuando en una pequeña porción de extremo superior derecho de la losa.

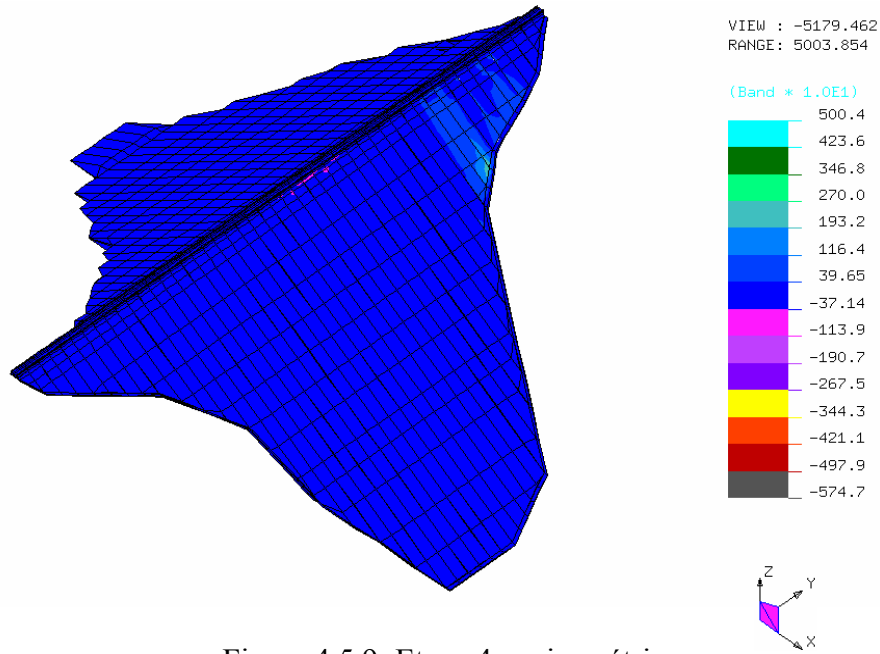


Figura 4.5.9: Etapa 4  $\sigma_{zz}$  isométrico

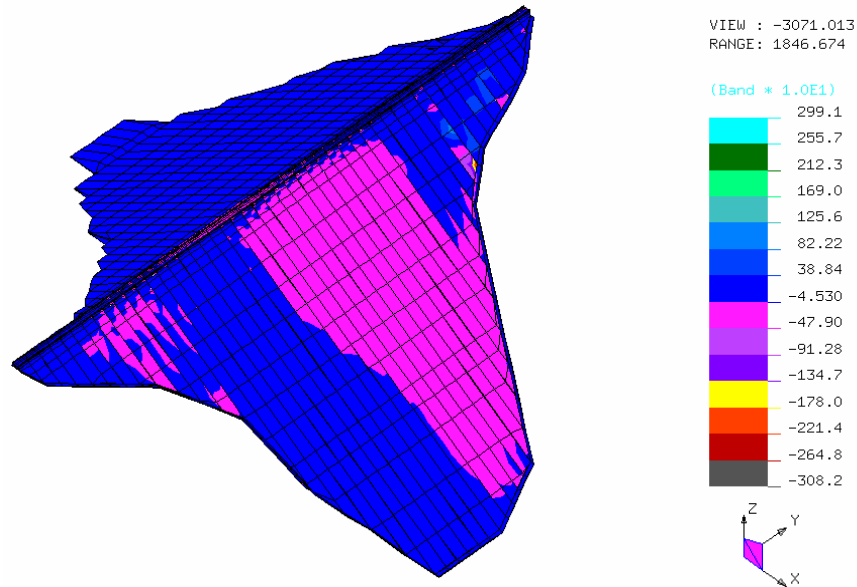


Figura 4.5.10: Etapa 4  $\tau_{xy}$  isométrico

En lo que respecta a la distribución de esfuerzos contenidos en cualquier plano perpendicular al eje  $z$  se puede ver en la figura 4.5.9, que el máximo es de  $2700 \text{ ton/m}^2$  (hacia la corona) y se localiza en el extremo superior derecho de la losa y el otro máximo de  $1139 \text{ ton/m}^2$  (hacia el lecho del río) ubicado en la parte superior media de la cortina. Para el esfuerzo cortante máximo contenido en un plano perpendicular al eje  $x$  y actuando paralelamente al eje  $y$  se puede observar en la figura 4.5.10 que el máximo es de  $1256 \text{ ton/m}^2$  (de MI a MD) ubicado en el extremo superior derecho de la losa y el otro máximo es de  $2214 \text{ ton/m}^2$  (de MD a MI) ubicado también en el extremo superior derecho de la losa, además la cortina está sometida a un esfuerzo  $479 \text{ ton/m}^2$  en la parte media y en el extremo izquierdo (de MD a MI).



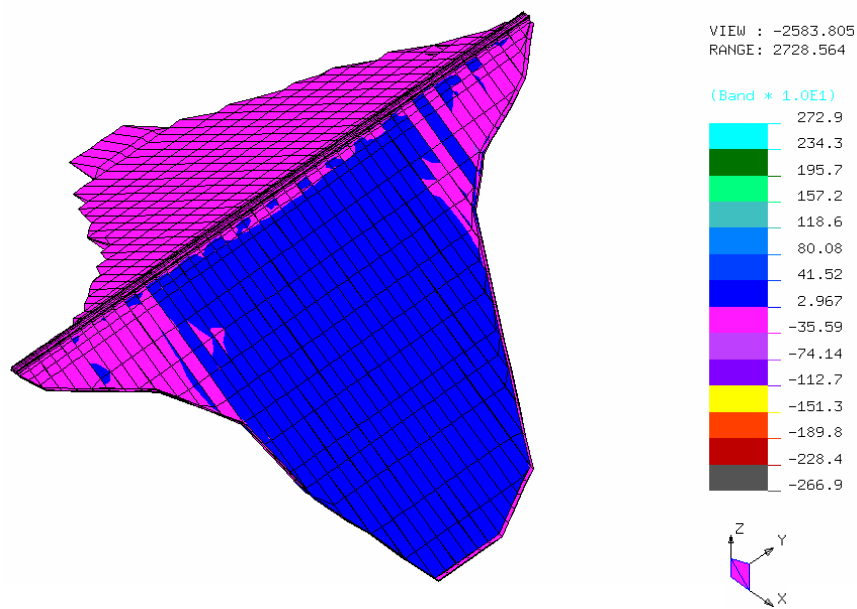


Figura 4.5.11: Etapa 4  $\tau_{xz}$  isométrico

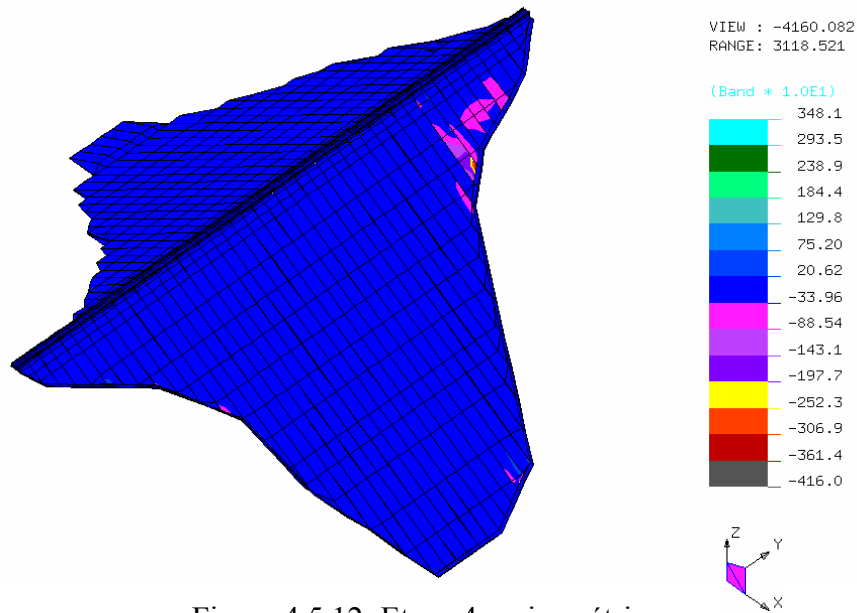


Figura 4.5.12: Etapa 4  $\tau_{yz}$  isométrico

De la figura 4.5.11 se puede observar que el esfuerzo máximo contenido en un plano perpendicular al eje  $x$  y actuando paralelamente al eje  $z$  es de  $415.2 \text{ ton/m}^2$  (hacia la corona) actuando en la mayor parte de la losa y disminuyendo al acercarse a los extremos superiores, de igual forma se puede observar que el esfuerzo máximo es de  $355.9 \text{ ton/m}^2$  (hacia el lecho del río) ubicado en la mayor parte del cuerpo del pedraplén y en los extremos superiores de la losa. El esfuerzo cortante máximo contenido en un plano perpendicular al eje  $y$  y actuando paralelamente al eje  $z$  es de  $206.2 \text{ ton/m}^2$  (hacia la corona) actuando en la mayor parte de la cortina, excepto en la parte superior derecha de la losa, donde se presenta el esfuerzo máximo de  $3614 \text{ ton/m}^2$  (hacia el lecho del río).

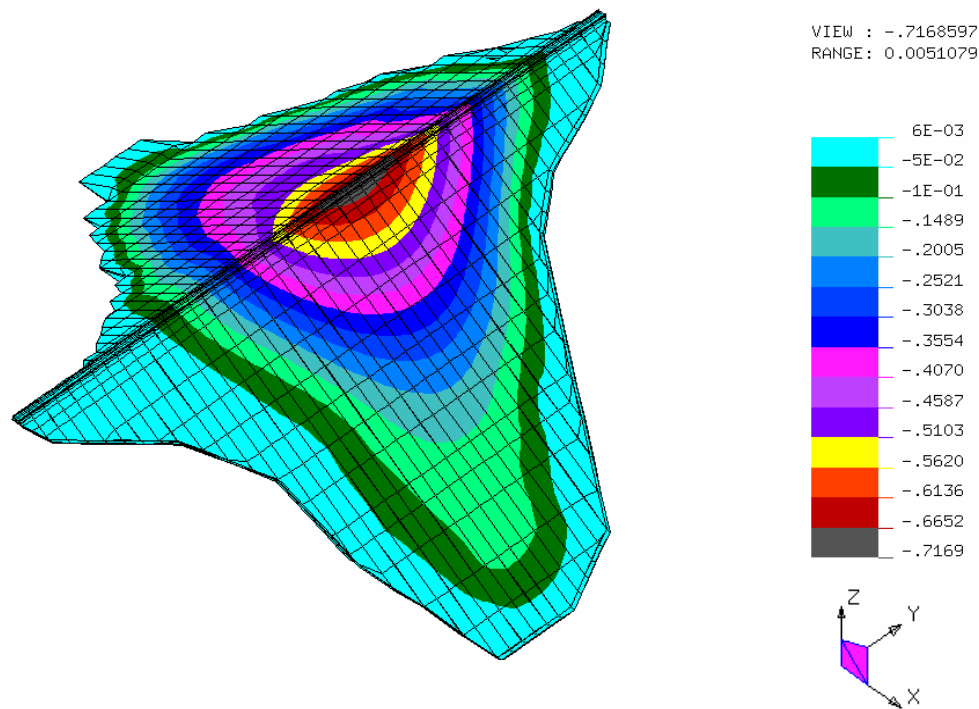


Figura 4.5.13: Etapa 5  $d_x$  isométrico

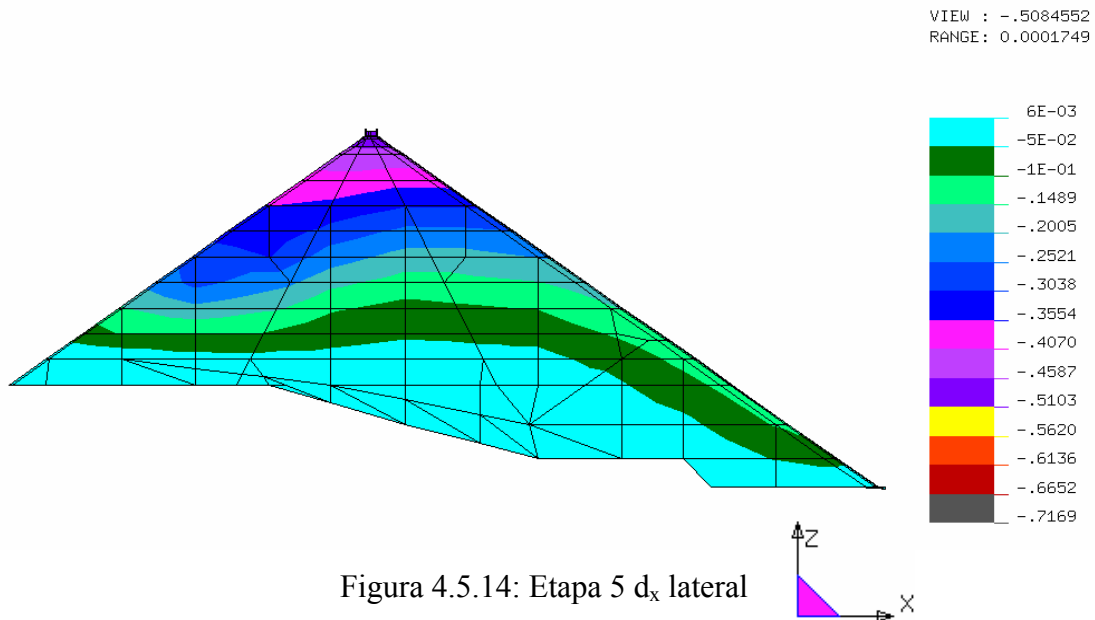


Figura 4.5.14: Etapa 5  $d_x$  lateral

Los desplazamientos de la cortina tomando en cuenta el eje  $x$  después del primer llenado se muestran en las figuras 4.5.13 y 4.5.14 en donde se puede observar que el desplazamiento máximo hacia aguas abajo es de 71.69 cm en la parte media superior de la cortina (sobre la corona), además se puede ver también que el desplazamiento va decreciendo conforme se acerca a los extremos y cuando disminuye la elevación, de tal forma que en los extremos y en la parte baja de la cortina el desplazamiento máximo hacia aguas arriba es de 6 mm.

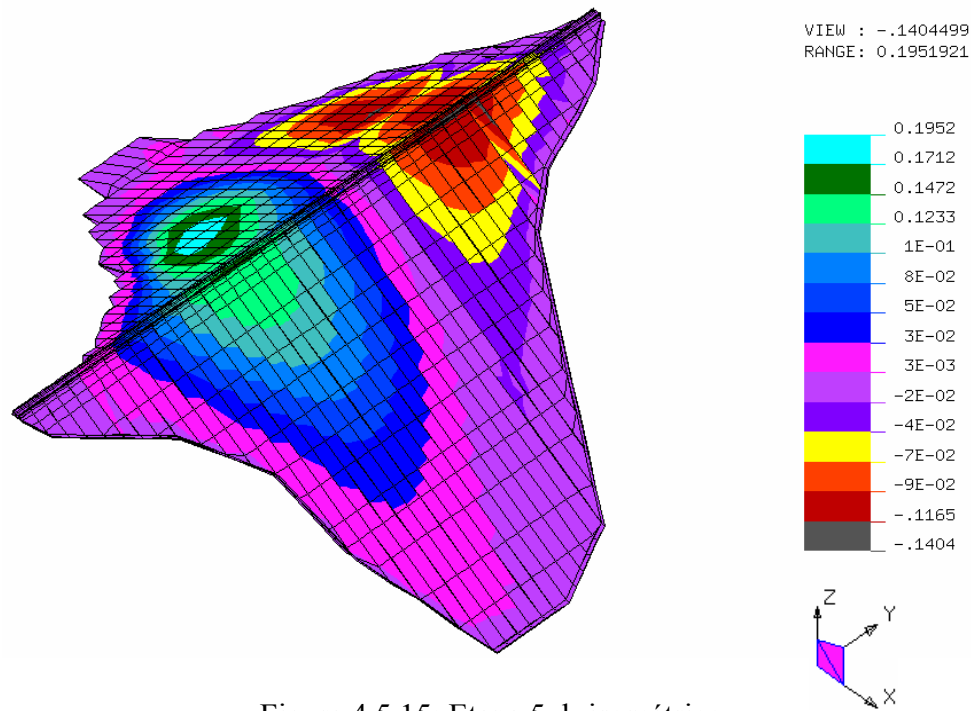


Figura 4.5.15: Etapa 5 d<sub>y</sub> isométrico

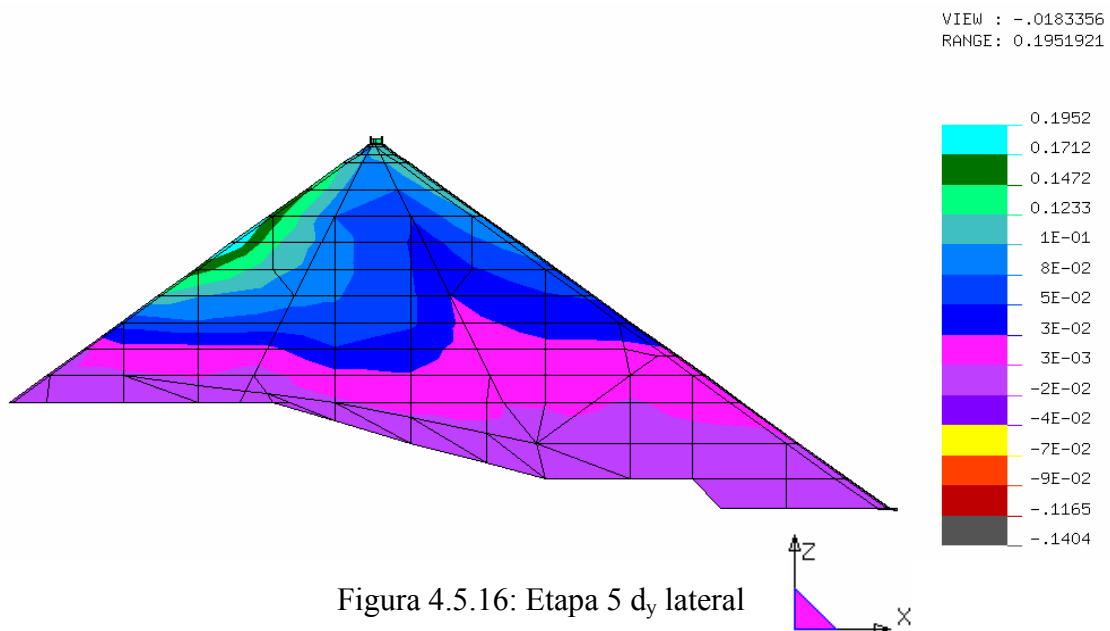


Figura 4.5.16: Etapa 5 d<sub>y</sub> lateral

Después de la última etapa de construcción el desplazamiento máximo tomando en cuenta la dirección del eje y provocado por el empuje hidrostático es de 19.52 cm (de la MI a la MD) y está ubicado en el material 4 y 3C a aproximadamente a dos terceras partes de la base, por otra parte, el desplazamiento máximo es de 11.65 cm (de la MD a la MI) y se ubica también en los materiales mencionados anteriormente, el efecto de los desplazamientos máximos descritos anteriormente es el de trasladar el material hacia el cauce.

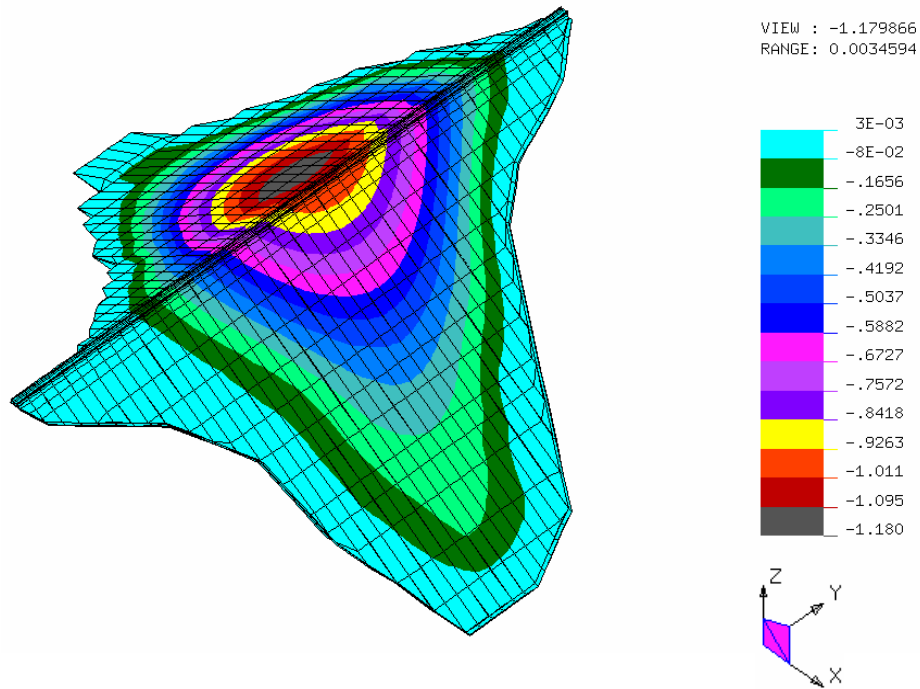


Figura 4.5.17: Etapa 5  $d_z$  isométrico

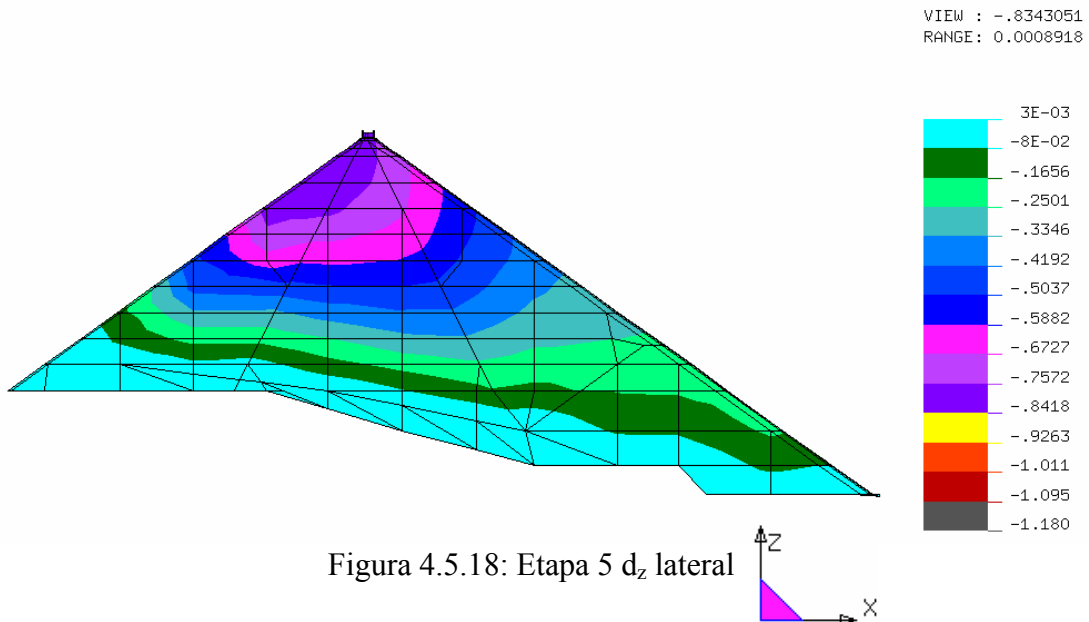


Figura 4.5.18: Etapa 5  $d_z$  lateral

El asentamiento debido al empuje hidrostático durante el primer llenado aumenta el asentamiento provocado durante la última etapa de construcción, sin embargo, la distribución de asentamientos es muy similar a la de la cuarta etapa de construcción, la diferencia radica en que el asentamiento aumenta considerablemente en el material *3B*, el cual esta atrás de la cara de concreto. De las figuras 4.5.17 y 4.5.18 se puede observar que el desplazamiento máximo es de 3 mm (hacia la corona) en los extremos y en la base de la cortina, y el asentamiento máximo es de 1.18 m y se ubica en el material *4* y *3C*.

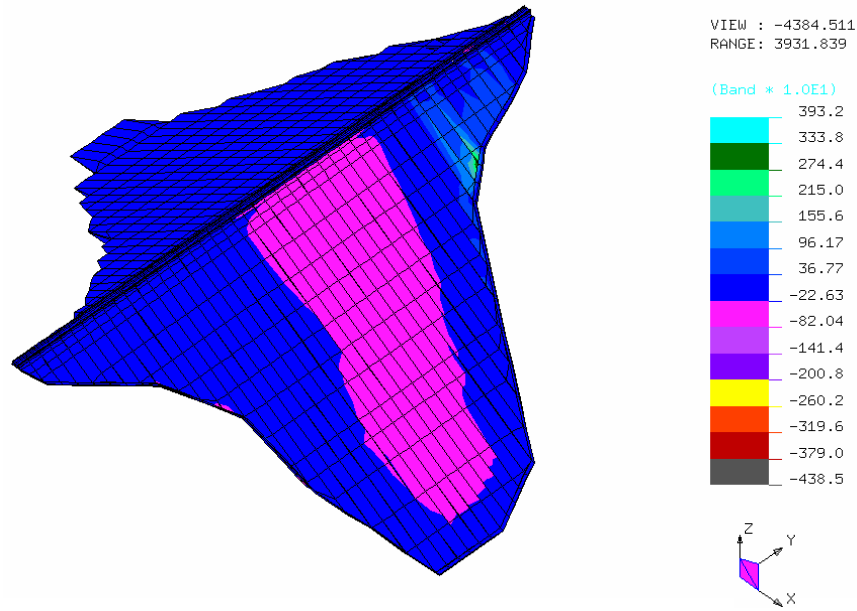


Figura 4.5.19: Etapa 5  $\sigma_{xx}$  isométrico

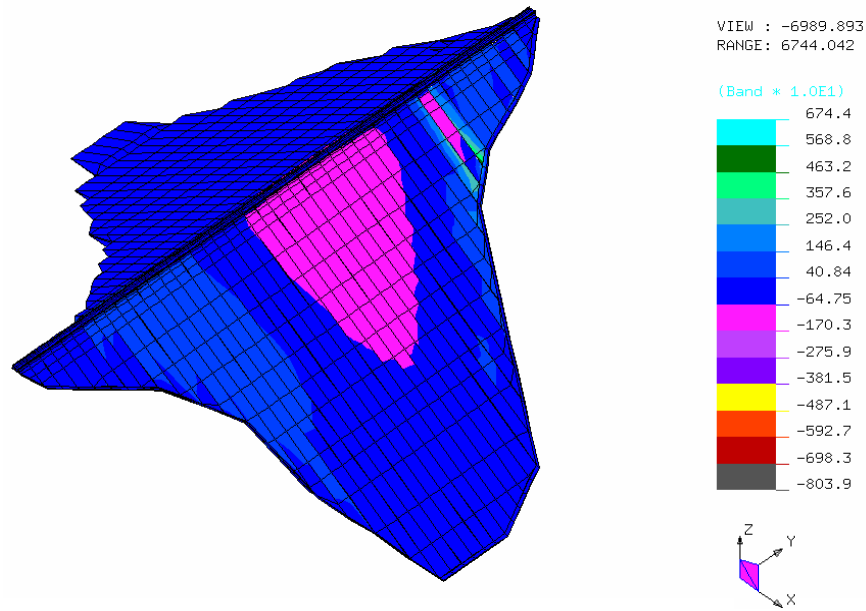


Figura 4.5.20: Etapa 5  $\sigma_{yy}$  isométrico

El esfuerzo máximo contenido en un plano perpendicular al eje  $x$  es de  $3338 \text{ ton/m}^2$  (hacia aguas arriba) y se localiza según la figura 4.5.19 en el extremo superior derecho, de igual forma se puede ver que el otro esfuerzo máximo es de  $820.4 \text{ ton/m}^2$  (hacia aguas abajo) y se localiza a lo largo de toda la parte media de la cara de concreto. Por lo que respecta al esfuerzo contenido en un plano perpendicular al eje  $y$  y se puede ver en la figura 4.5.20 que el máximo es de  $3576 \text{ ton/m}^2$  (de MI a MD) y se ubica en extremo superior derecho de la cara de concreto, también se puede observar que el otro esfuerzo máximo es de  $1703 \text{ ton/m}^2$  (de MD a MI) y su localización está en la parte media superior de la cara de concreto.

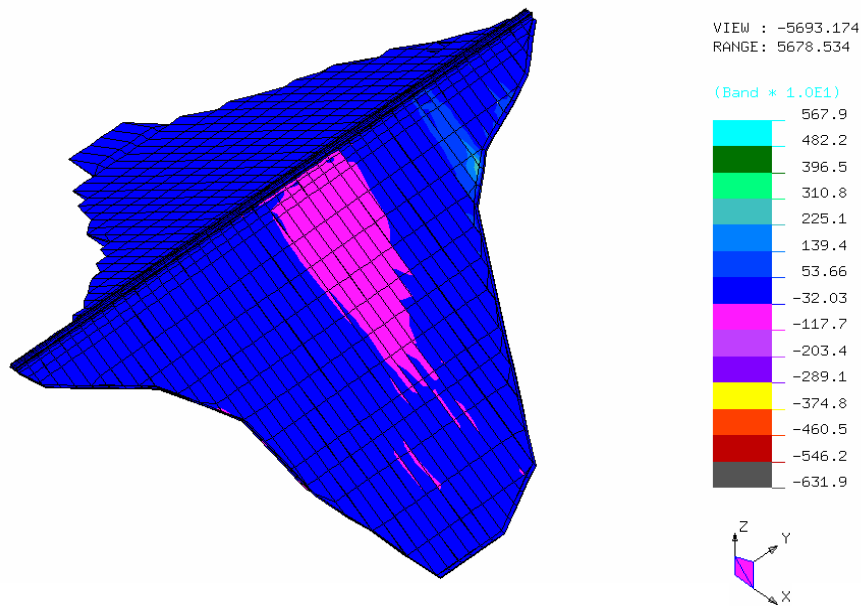


Figura 4.5.21: Etapa 5  $\sigma_{zz}$  isométrico

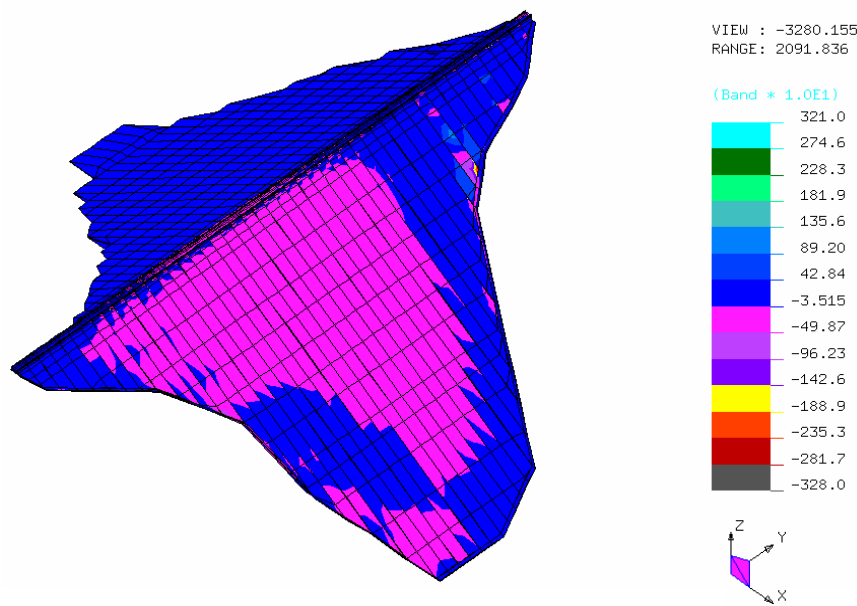


Figura 4.5.22: Etapa 5  $\tau_{xy}$  isométrico

El esfuerzo máximo contenido en un plano perpendicular al eje  $z$  es de  $3108 \text{ ton/m}^2$  (hacia la corona) localizado en el extremo superior derecho de la cara de concreto, y el otro máximo es de  $1177 \text{ ton/m}^2$  (hacia el lecho del río) localizado en la parte central de la losa, como se puede observa en la figura 4.5.21. El esfuerzo cortante máximo contenido en un plano perpendicular al eje  $x$  y actuando paralelamente al eje  $y$  según la figura 4.5.22 es de  $1356 \text{ ton/m}^2$  (de MI a MD) localizado en la parte superior derecha de la cara de concreto, y el otro esfuerzo cortante máximo es de  $1889 \text{ ton/m}^2$  (de MD a MI) también en la misma zona que el esfuerzo máximo positivo.

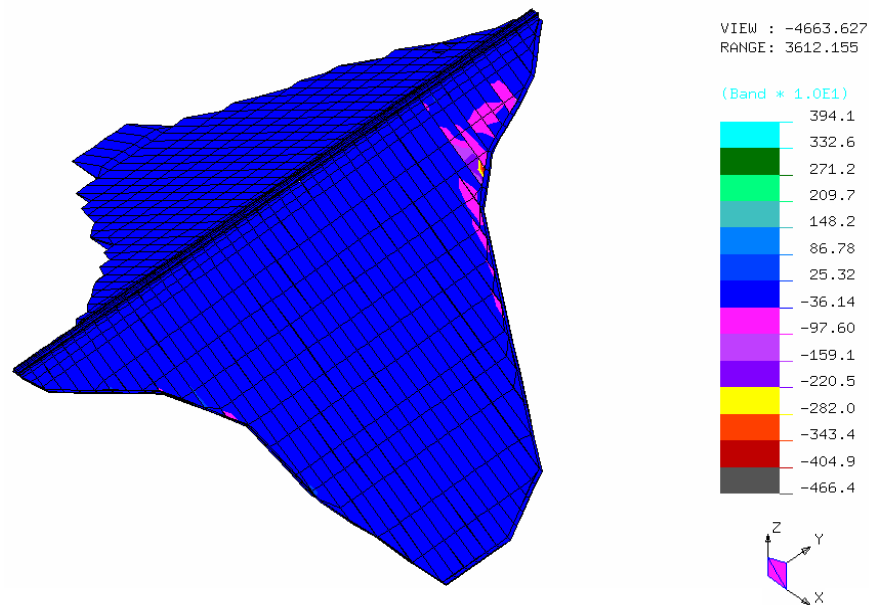


Figura 4.5.23: Etapa 5  $\tau_{yz}$  isométrico

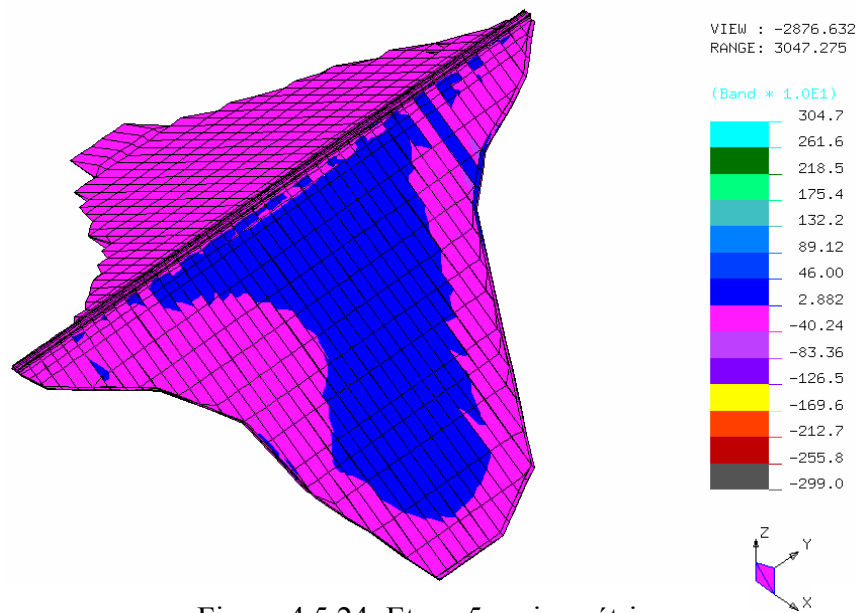


Figura 4.5.24: Etapa 5  $\tau_{xz}$  isométrico

Según la distribución de esfuerzos cortantes aplicados en un plano perpendicular al eje  $y$  y actuando paralelamente al eje  $z$  mostrados en la figura 4.5.23, el esfuerzo máximo es de 253.2 ton/m<sup>2</sup> (hacia la corona) y se localiza en la mayor parte de la cortina, a excepción de una parte muy pequeña localizada en la parte superior derecha en donde se presenta el esfuerzo máximo de 3434 ton/m<sup>2</sup> (hacia el lecho del río). El esfuerzo máximo contenido en un plano perpendicular al eje  $x$  y actuando paralelamente al eje  $y$  es de 460 ton/m<sup>2</sup> (hacia la corona) actuando en la parte media de la cara de concreto, como se puede ver en la figura 4.5.24, de igual forma se puede observar el esfuerzo máximo de 833.6 ton/m<sup>2</sup> (hacia el lecho del río) localizado en la parte superior derecha de losa.





## CONCLUSIONES

La presa de enrocamiento con cara de concreto ha tenido una rápida evolución en los últimos años, sus resultados satisfactorios se deben al desarrollo tanto de la tecnología como de las teorías para el análisis y diseño, de tal forma que son hoy la mejor alternativa considerando seguridad, rapidez en construcción y bajo costo en la mayoría de los casos.

El estudio realizado a las más importantes PECC muestra que los asentamientos máximos se encuentran alrededor del metro y corresponden a la etapa de construcción, en otras el asentamiento es mayor durante la etapa de primer llenado, sin embargo esto último se presenta en menor proporción.

El conjunto de proyectos para el aprovechamiento del río Santiago está avanzando y ha tenido éxitos como Aguamilpa y El Cajón, que están consideradas entre las más altas del mundo según su tipo, sin embargo también ha tenido tropiezos en la construcción, como es el caso de La Parota, por otro lado actualmente se tiene contemplado la construcción de un proyecto ambicioso, “La Yesca”.

La Yesca tendrá las obras hidráulicas listadas a continuación, que de acuerdo a los estudios correspondientes son las mejores alternativas según las condiciones presentadas en el sitio:

- Obra de contención: de tipo enrocamiento con cara de concreto de 210 m de altura, medidos desde el desplante del plinto.
- Obra de desvío: con 2 túneles de sección portal de 14 m de alto en la MI.
- Preatagía aguas arriba de 22 m de alto y atagía aguas abajo de 20 m de altura.
- Vertedor con 3 túneles de sección portal con arco recortado de 14 m de ancho y 16 m de alto en su sección constante en la MI.
- Planta hidroeléctrica con casa de máquinas en caverna por la MD, 2 unidades turbogeneradores de 375 MW cada una.

El análisis desarrollado en el capítulo 4 muestra las deformaciones y el estado de esfuerzos en cinco etapas, las primeras cuatro etapas son debidas a la construcción y la quinta es la debida al empuje hidrostático presentado durante el primer llenado.

Durante las etapas de construcción se puede observar que las deformaciones máximas se localizan principalmente en las zonas de los materiales *3C* y *T*, debido a que presentan bajos módulos de elasticidad comparados con el material *3B*. El módulo está en función del material (tipo, granulometría, tamaño de partículas), por lo que al tener material de mayor tamaño en *3C*, los módulos son diferentes que en el *3B*, des esta forma se pretende que las mayores deformaciones se presenten durante la construcción en el material *3C*, y cuando ocurra el primer llenado no se presenten tantas deformaciones en el material *3B*.

Los esfuerzos máximos se presentan principalmente en el material 2 y en la cara de concreto esto es debido principalmente al efecto de la carga de la cara de concreto sobre los materiales con los que está en contacto.

El desplazamiento que se presentara en la ultima etapa de construcción, que además es también producto de las tres anteriores, afectará principalmente a las losas de la parte media superior, ya que superponiendo los desplazamientos de las tres direcciones tratadas en el análisis se presentará una concavidad con un máximo desplazamiento en el lugar antes mencionado.

El desplazamiento horizontal que se presenta en las direcciones de margen derecha a margen izquierda y viceversa se concentran al centro del cauce.

Los esfuerzos se concentran al centro de la cortina en las losas de concreto, cargado hacia margen derecha, alrededor de la losa 40.

Por lo anterior la recomendación para disminuir la magnitud y concentración de esfuerzos en la parte superior derecha que se presenta en cada etapa de construcción es la de suavizar el talud derecho, esto podría ser una solución y además podría evitar la posible falla de las losas.

Otro aspecto importante es el de colocar instrumentos geotécnicos como inclinómetros, líneas de niveles hidráulicos de asentamiento y grupos de aparatos formados por extensómetros eléctricos de placa, celdas de carga y piezómetros en diversos lugares de la cortina para conocer la magnitud y evolución de las deformaciones reales.

## BIBLIOGRAFÍA

Marshal, Raul J. *Presas de Tierra y Enrocamiento*. Editorial Limusa. México 1975.

Agustín Deméneghi Colina. *Método del elemento finito. Análisis Lineal*. Facultad de Ingeniería, UNAM. México, 2000.

Gavan Hunter and Robin Fell. *Rockfill Modulus and Settlement of Concrete Face Rockfill Dams*.

*Cortina de Enrocamiento con Cara de Concreto (CFRD)*. Comisión Federal de Electricidad. Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil. 2006.

*Journal of Geotechnical Engineering*. American Society of Civil Engineers. Vol. 113 No. 10 Oct. 1987.

Zhou Wei, Chang Xiaolin. *Study of Rockfill Creep Constitutive Relation and Numerical Simulation Under High Confining Pressure*. Wuhan University, China.

*P.H. El Cajón, Nayarit*. Gerencia Técnica de Proyectos Hidroeléctricos. Julio 2002.

“*Información General*” *P.H. La Yesca*. Comisión Federal de Electricidad. Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil. Agosto 2004.

*Curso “Ingeniería de Presas”*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C. Noviembre de 2003.

*Represas y Desarrollo, Un Nuevo Marco para la Toma de Decisiones*. El Reporte de la Comisión Mundial de Represas. 2000.