



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

**ANÁLISIS NUMÉRICO TRIDIMENSIONAL DE PRESAS DE
ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO. APLICACIÓN A
DOS CASOS REALES.**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA (MÉCANICA DE SUELOS)

PRESENTA:

SALVADOR VILLEGAS LESSO

DIRECTOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

MÉXICO, D. F. JULIO DE 2013

ABSTRACT

This work presents the numerical procedure used by the **Comisión Federal de Electricidad** (México) to analyze the concrete faced rock-fill dams: El Cajón and La Yesca. The design and construction used a combination of acquired experience in similar projects, in relation to the application of empirical methods and numerical analyses. The objective was to evaluate the tridimensional deformation of these dams, during the construction and in the first filling. In both projects, extensive field and laboratory work was carried out to determine the mechanical properties of the materials; in the field, deformability was evaluated with instrumented test embankments and plate tests; in the laboratory, with large scale testing, including giant triaxial and oedometer tests and simple compression tests. An important design objective was to obtain relatively uniform modules between different materials, placing transitions, with a module ratio smaller than 2 for adjacent materials. The settlements measured at the end of the construction in El Cajón reached 80 cm. With such settlements the deformability modules were evaluated. Numerical 3D back analyses were carried out with the elastoplastic Mohr-Coulomb model and assuming a rigid union between slab and rock-fill. The settlements calculated at the end of the construction reproduced accurately the pattern and magnitude of the measurements. The state of deformations was revised and it remained in the elastic range; this fact justified the usage of a linear elastic constitutive model which produced similar results. The maximum deflection measured in the concrete face during first filling was 20 cm. Subsequently, an elastoplastic analysis was carried out using construction modules multiplied by two, due to the initial reduction of deviatoric stress on first filling and the elastic state of the deformations was verified again, which supported the usage of elastic analysis once again. Both analyses reproduced the field measurements in shape and magnitude.

In the design of La Yesca the deduced numerical procedure was tested, with the simplifications of a rigid union between slab and rock-fill and the representative selection of modules from curves evaluated from the results of field and laboratory tests, considering the confining stress. Elastic analyses were performed to simulate the construction and the first filling and their validity was verified with elastoplastic analyses. The results were compared with the field measurements, showing an acceptable approximation in the construction phase and limiting the displacements for the first filling. In the concrete face the obtained results define precisely the compression and tension zones, and the order of magnitude of such deformations. In conclusion, the deformation during the construction and first filling, was essentially elastic, which allowed us to approximate the measured behavior with an elastic constitutive linear model, in terms of the deformation pattern and magnitude, provided that representative material properties are used, and transitions are introduced in the zoning of the dam, in order to homogenize the deformability as much as possible.

Keywords: Concrete face rock-fill dams, numerical analysis, three-dimensional modeling, constitutive models, behavior of rock-fill.

DEDICATORIAS

A la Dra. Graciela Dolores Morel Salas, persona singular para mí, ejemplo de fortaleza ante enormes retos de la vida, los que ha afrontado y sorteado; por su apoyo de siempre. A mis familiares, a los presentes y a los ausentes, por los buenos momentos que con varios de ellos compartí. A los numerosos amigos, que siempre tuve en todas las etapas de mi vida, quienes de una u otra forma siempre me apoyaron.

A todos aquellos que con sus trabajos han permitido realizar esta compilación de técnicas y experiencias.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco al M.I., M.A. Juan de Dios Alemán Velázquez, la oportunidad brindada para mi participación en la aplicación de los procedimientos de análisis expuestos, y facilitar el uso de gran parte de la información aquí presentada.

También un agradecimiento muy especial para el Dr. Carlos Escalante Sandoval, por todo el apoyo brindado para mi incorporación al programa de obtención del grado para alumnos extemporáneos, así como desde luego, al Dr. Rigoberto Rivera Constantino por su dirección, correcciones, comentarios y sugerencias. Esta nota no podría completarse sin mi agradecimiento para los profesionales de la geotecnia que siempre me apoyaron, el M.I. Germán López Rincón, el M.I Agustín Demeneghi Colina y el Dr. Roberto Magaña Del Toro. Va para todos ellos mi agradecimiento por su valioso apoyo.

Un agradecimiento especial para quien originalmente me encauzó por estos campos y que siempre ha constituido una referencia para mí, el Dr. Miguel P. Romo Organista. Finalmente mi agradecimiento al M.I. Martín Ramírez Reynaga por sus valiosos comentarios.

A la vez, ninguno de ellos es responsable de los errores, insuficiencias y omisiones que pudieran encontrarse en este escrito.

	INDICE	Pág.
	ABSTRACT	2
	DEDICATORIAS	3
	AGRADECIMIENTOS	4
	CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN	8
1.1	Antecedentes	8
1.2	Objetivo	13
1.3	Alcance	14
1.4	Organización de la tesis	15
	CAPÍTULO II. MODELADO DEL COMPORTAMIENTO DE PECC	17
2.1	Modelado sólido tridimensional	21
2.2	Simulación del comportamiento de una PECC	29
2.2.1	Módulo de deformabilidad durante la construcción y el primer llenado. Métodos de predicción empíricos.	30
2.2.2	Aproximaciones basadas en análisis numérico	35

2.2.3	Comportamiento y simulación de la construcción	36
2.2.4	Comportamiento y simulación del primer llenado	41
2.2.5	Modelación de interfases y discontinuidades	42
2.2.5.1	Interfases de Clough y Duncan para suelos	44
2.2.6	Modelación de discontinuidades en medios rocosos	47
2.2.6.1	Elementos finitos para la modelación de interfases	48
2.2.7	Elementos interfaz adicionales sin espesor	51
2.2.8	Algunos aspectos del modelado dinámico	55
2.2.8.1	Procedimientos del análisis dinámico	55
2.2.8.2	Aspectos de la formulación del FLAC3D	59
2.2.8.3	Modelos constitutivos dinámicos	67
2.2.8.4	Comportamiento de la cara de concreto.	71
2.2.8.5	Diseño de la cara de concreto y del plinto	74

CAPÍTULO III. MODELOS CONSTITUTIVOS PARA MEDIOS GEOLÓGICOS 77

3.1	Introducción	77
3.2	Modelos constitutivos aplicados a los enrocamientos	79
3.2.1	Modelo elástico lineal	82
3.2.2	Elasticidad lineal anisotrópica	86

3.3	Modelos elásticos no lineales	87
3.4	Modelo hiperbólico de Duncan y Chang	90
3.5	Modelos elastoplásticos	95
CAPÍTULO IV. RESULTADOS DEL PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO		101
4.1	Introducción	101
4.2	Descripción general de los PH El Cajón y La Yesca	102
4.2.2	Propiedades mecánicas usadas en los análisis del PH El Cajón y La Yesca	103
4.3	Medición de la deformación del PH El Cajón durante la construcción y retro análisis elastoplástico.	106
4.4	Medición de la deformación de la cara de concreto del PH El Cajón durante el primer llenado y retro análisis elastoplástico y elástico.	111
4.5	Predicción de la deformación de La Yesca durante la construcción y el primer llenado. Comparación con las mediciones.	116
4.6	Predicción de la deformación de la cara de concreto durante el primer llenado.	123
4.6.1	Predicción de la deformación de la cara de concreto durante el primer llenado. PH La Yesca. Modelo elástico lineal.	124
V. CONCLUSIONES		127
RECOMENDACIONES		130
BIBLIOGRAFIA		132

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

El diseño geotécnico de los enrocamientos de los complejos hidroeléctricos (PH) El Cajón y La Yesca, en la Comisión Federal de Electricidad (CFE), se realizó con la metodología presentada en las referencias Alemán et al 2007, 2008 y 2011. Con base en evaluaciones técnicas y económicas, los diseñadores tomaron la decisión de que las cortinas de estas presas fuesen enrocamientos con cara de concreto (PECC). Para evaluar su comportamiento esfuerzo-deformación (σ - ϵ), se ejecutaron diversos trabajos de exploración, de evaluación de propiedades en el campo y en laboratorio y análisis σ - ϵ . Estos últimos se efectuaron mediante la suposición de algunas hipótesis simplificadoras en la modelación y la ejecución de varios modelos numéricos 3D. En este escrito se presentan los modelos construidos para las cortinas de los PH El Cajón y La Yesca, así como resultados obtenidos en los análisis numéricos σ - ϵ .

Puesto que este tipo de trabajos los realizan grupos interdisciplinarios, para los propósitos de esta tesis el enfoque se centra sólo en tareas de análisis numérico 3D requeridas en el diseño de una PECC, ya que éstas fueron las actividades en las que personalmente se participó¹. Dada la amplitud que han alcanzado las teorías e implementaciones numéricas en esta área de la geotecnia, en general este tema se trata separadamente. Para definir el entorno de este trabajo, se tratan aspectos empíricos y teóricos, las fases relevantes del análisis numérico 3D de PECC; se presenta el procedimiento propuesto entonces por Alemán et al, 2007, 2008 y 2011, sus simplificaciones para el análisis estático de los enrocamientos mencionados, y se justifican las simplificaciones adoptadas en la modelación numérica.

¹ Se exime desde luego al autor principal y demás coautores, excluido desde luego quién escribe (Alemán, et al. 2007, 2008 y 2011), de cualquier interpretación aquí expuesta que resultara discordante con sus criterios u opiniones, manifestando que en tales casos se trata de puntos de vista personales.

Complejos hidroeléctricos de las dimensiones de El Cajón y de la Yesca, se instrumentan suficientemente, registrándose el comportamiento durante la construcción y el primer llenado. Resultó relevante en la metodología que con las hipótesis simplificadoras que se utilizaron, los resultados de los análisis σ - ϵ mostraron una concordancia aceptable en los patrones de deformación y en las magnitudes, con el comportamiento medido.

Las PECC utilizan como estructura de apoyo una cortina de enrocamiento y como elemento impermeable en el talud aguas arriba, páneles de concreto con juntas impermeables. Las modernas PECC se construyen colocando y compactando sistemáticamente capas delgadas de enrocamiento. No fue así en los primeros proyectos en los cuales su diseño era empírico, basado principalmente en la experiencia previa y en el juicio de los diseñadores. Con el paso del tiempo esta tecnología de construcción de cortinas evolucionó y se convirtió en muchos casos en una alternativa tanto técnica como económica. Esto impulsó el desarrollo de investigaciones sistemáticas sobre el comportamiento de enrocamientos en campo, en laboratorio y en la utilización del análisis numérico para el cálculo bajo diferentes condiciones de carga de una PECC. Así las metodologías de análisis y diseño han evolucionado, sustituyendo el enfoque basado en la experiencia y el juicio del ingeniero, por un enfoque que también utiliza las experiencias acumuladas anteriormente, pero que está guiado por la investigación de campo y laboratorio y por los resultados de los análisis numéricos.

Son varias las etapas que se cubren en el diseño de una PECC². Una de ellas es el análisis σ - ϵ , que tendrá como resultado que la obra cumpla con los requerimientos de seguridad y servicio previamente establecidos; este es uno de los aspectos más relevantes que se consideran en el análisis del comportamiento σ - ϵ .

En la actualidad resulta obvio mencionar que en proyectos geotécnicos complejos, estos análisis se realizan con herramientas numéricas computacionales, las cuales han

² En general en el análisis numérico 3D de toda presa, pueden incluirse, además de las fases de modelado geométrico sólido, el modelado numérico de la construcción, el primer llenado, el comportamiento ante cargas sísmicas, y en ocasiones eventos consecutivos de carga sísmica e hidrodinámica. Dependiendo del tipo de cortina adquieren mayor o menor importancia otros análisis como los de flujo a través o debajo de la cortina, y los de estabilidad en condiciones de falla; en presas de concreto compactado con rodillo (CCR) y PECC, se realizan análisis térmicos. Finalmente, en México ya se han desarrollado en el ámbito académico análisis paramétricos del comportamiento sísmico de la cara de concreto.

alcanzado una difusión amplísima, debido a que: a) ofrecen amplias capacidades de modelado de los fenómenos que rigen la construcción y funcionamiento de estas estructuras, b) al desarrollo de poderosas interfases gráficas de uso simple, disponibles en la creación de los modelos, c) a la rapidez de ejecución de algunos tipos de análisis, d) a las utilerías para la interpretación de resultados, e) así como a la reducción de los costos de hardware y software y al aumento espectacular de su rendimiento, lo que ha conducido a la automatización de muchos cálculos. Dado este entorno tecnológico, se presenta un resumen de las etapas que componen el análisis del comportamiento σ - ε de una PECC, tratando de describir los algoritmos numéricos más difundidos.

Se comienza con la descripción sumaria de algunos conceptos de los primeros métodos de tipo predominantemente empírico, usados inicialmente en el análisis de estas estructuras, así como los procedimientos numéricos desarrollados posteriormente. Es de esperarse que los métodos más modernos de modelación geológico-geométrica de modelos 3D, de modelación de las relaciones constitutivas de los materiales geológicos y de simulación de los fenómenos relevantes en el diseño de estas estructuras, evolucionen hacia una integración ecléctica de los mejores resultados de la investigación y que continúe su implementación en programas computacionales, de tal manera que su uso se generalizará aun más. Ya en estas fechas es sólida la implementación de este tipo de simulaciones, provenientes del desarrollo de varias técnicas del análisis numérico, como son los elementos finitos, las diferencias finitas y los elementos discretos.

En el caso de los complejos hidroeléctricos mencionados, ante la necesidad de obtener un diseño seguro y viable económicamente, los diseñadores requirieron evaluar el comportamiento σ - ε de las PECC mencionadas, y ante la dificultad de aplicar procedimientos completos³ en las fechas de diseño de los PH considerados, asumieron en el análisis numérico, algunas simplificaciones que permitieron obtener resultados

³ Se consideran que estos procedimientos son aquellos que modelan el medio geológico de emplazamiento y a la estructura, incorporando además aspectos de modelado dependientes del tipo de análisis. Por ejemplo un análisis sísmico requiere la modelación de los aspectos mencionados en la sección 2.2.8.

aproximados dentro del programa de desarrollo planteado para cada proyecto⁴. En una tarea de integración, con el PH El Cajón, en el 2007 Alemán conformó un procedimiento para el diseño de enrocamientos, basado en la experiencia, en la investigación del terreno, en ensayos de campo y laboratorio, y en análisis numérico con las simplificaciones mencionadas, y verificó su capacidad de aproximación en el proyecto de La Yesca, lo que implicó que en ambos casos se comparen los resultados numéricos con las mediciones realizadas del comportamiento de ambos proyectos.

El avance teórico, numérico y experimental así como su implementación en programas de computadora continuará, por lo cual la fase de análisis σ - ϵ se automatizará aun más. Pero para las fechas en que se diseñaron los PH mencionados, se usaron los procedimientos disponibles para cumplir con los plazos del proyecto, como el método simplificado reseñado, cuyos resultados proporcionaron en un tiempo corto, información útil para el diseño. Tres fueron las simplificaciones que se utilizaron; estas fueron:

1. Junto con la modelación 3D de una cortina real y su sitio de emplazamiento, la construcción de la cara de concreto constituye una de las tareas más elaboradas en la modelación de una PECC, si se considera que se deben incluir interfases entre la cara de concreto y el enrocamiento y entre las losas mismas, así como entre losas y plinto, lo cual incrementa el tiempo de modelación considerablemente. Aun habiendo obtenido la modelación geométrica de la cara de concreto con las interfases mencionadas en los proyectos reales, con la herramienta para construcción de interfases⁵, pueden surgir problemas numéricos en arreglos ortogonales de interfases, arreglos que se requieren cuando se modela la interfaz entre la cara de concreto con el enrocamiento y las juntas entre losas verticales. Pero más aun, en el caso de que lo anterior fuese superable, no se tenía información ni experiencia en este tipo de simulaciones. En el proyecto real no se contaba con el tiempo para realizar lo que constituía un tema de investigación, por lo que dadas

⁴ Cuando se requiere la realización de modelos de mayor complejidad, como los análisis dinámicos, la CFE se apoya en instituciones nacionales de investigación como el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), o inclusive en asesoría internacional.

⁵ Estos aspectos del modelado de una PECC resultaban entonces laboriosas, en primer término porque las herramientas gráficas del software usado fueron hasta la versión 3 una de sus mayores debilidades. La versión de esa época, tenía una deficiencia, pues sólo permitía crear interfases sobre superficies libres, lo cual obligaba a crear secciones de tableros fuera de su posición espacial final, y una vez creada la interfaz requerida, el grupo de tableros se movía a su posición final. Esta deficiencia del programa ya ha sido corregida en la actual versión 4.

estas limitantes se optó por la simplificación que supone una unión rígida en el contacto entre la cara de concreto y el enrocamiento, que tampoco representa las juntas de esta estructura, como las juntas entre losas verticales.

De hecho sobre este tema son escasas las investigaciones y publicaciones en México, y no es sino hasta fechas recientes en que Sarmiento (2011), trata el modelado geométrico del arreglo de interfases y juntas mencionadas de la cara de concreto, para revisar el comportamiento sísmico de los tableros ante las excitaciones más desfavorables. Puede esperarse que este tipo de enfoques se difundan y se transformen en una práctica. Otra expectativa es que las investigaciones sobre este tema continúen y que proporcionen todo un conjunto de recomendaciones aplicables al diseño que cubran este aspecto del análisis de una PECC.

2. Si las PECC del tipo de El Cajón y La Yesca operan bajo amplios márgenes de seguridad durante la construcción y el primer llenado, puede pensarse que su comportamiento se conserve esencialmente dentro del rango elástico. Si esto se prueba mediante la comparación de modelos elastoplásticos y elásticos, no resulta ilógico admitir modelos elásticos lineales en el análisis σ - ϵ durante la construcción y el primer llenado. Es así que con las pruebas requeridas se pudieron utilizar modelos de análisis sencillos durante las etapas de construcción y primer llenado, con modelos elásticos lineales, con los parámetros medidos en terraplenes de prueba o en ensayos de laboratorio en triaxiales gigantes o de deformabilidad en odómetro. Aunque en general los suelos no presentan este comportamiento, bajo ciertas condiciones como las que pueden presentarse en los casos mencionados, se consigue obtener aproximaciones aceptables con modelos elásticos lineales.

3. La evidencia muestra que el valor del módulo de deformabilidad es dependiente del esfuerzo confinante, con una expresión exponencial. Al respecto en modelos elásticos lineales es posible codificar con el lenguaje embebido del programa usado, la variación del módulo con el esfuerzo de confinamiento. Sin embargo se utilizó una simplificación adicional en la que en cualquier sección vertical de la cortina, se asignó como módulo de

deformabilidad representativo, al estimado a un tercio de su altura, al utilizar las relaciones σ - ε evaluadas en ensayos y considerando el esfuerzo confinante a esa altura. Estos valores se asignaron homogéneamente a cada uno de los materiales constituyentes de la sección transversal suponiendo propiedades isotrópicas.

En resumen, a pesar de la simplicidad de los modelos usados, se pudo verificar con las mediciones que se observaron al final de la construcción y el primer llenado de El Cajón, que en la predicción del comportamiento en estas fases, el procedimiento utilizado puede ser suficiente, si se conjunta con una evaluación precisa de las propiedades mecánicas. Alemán et al, 2011, enlistan las condiciones para obtener resultados aceptables.

1.2 OBJETIVO

Con la argumentación descrita, el objetivo de este trabajo es la modelación del comportamiento σ - ε 3D de dos enrocamientos reales, El Cajón y La Yesca, durante las fases de construcción y primer llenado, mediante un procedimiento simplificado.

Este objetivo requiere en lo posible que se verifiquen y validen las simplificaciones asumidas, lo cual conduce a describir y revisar aspectos relevantes de la modelación numérica σ - ε 3D de PECC.

Necesariamente se presenta la evidencia disponible que valida el procedimiento simplificado mediante comparaciones entre las predicciones calculadas y las mediciones del comportamiento de los proyectos durante su fase de construcción y operación.

El planteamiento del problema es el siguiente: Las premisas consideradas son: a) que el contacto entre la cara de concreto y el enrocamiento es rígido, b) es suficiente la representación del comportamiento σ - ε del enrocamiento con un modelo constitutivo elástico-lineal con propiedades isotrópicas, c) que el módulo de deformabilidad representativo en cualquier sección es el estimado a un tercio de la altura de la cortina, utilizando las relaciones σ - ε evaluadas en ensayos, considerando el esfuerzo confinante a esa altura. Se propone evidenciar que el comportamiento medido σ - ε , durante la

construcción y el primer llenado, puede aproximarse razonablemente con la solución de modelos numéricos que utilizan las tres premisas anteriores.

1.3 ALCANCE

Dentro del contexto expuesto anteriormente, a continuación se delimita el alcance de este trabajo.

Se comentan algunos aspectos importantes del análisis numérico 3D de PECC, lo cual condujo a incluir aspectos del modelado geométrico, de los métodos empíricos de diseño, así como de los procedimientos posteriores de modelado numérico σ - ϵ de una PECC, en un intento por cubrir las fases más comunes de análisis, lo que incluye la simulación de la construcción y del primer llenado. Sólo para completar el panorama, se da una breve semblanza del modelado de interfases entre la cara de concreto y el enrocamiento, así como del modelado del comportamiento sísmico de estas estructuras. La descripción teórica termina con una semblanza de los modelos constitutivos de los materiales usados en los enrocamientos. A lo largo de la revisión de la literatura sobre el análisis de PECC, se identificaron criterios o conceptos que pueden dar soporte a las premisas supuestas. Con esta descripción teórica inicial sobre análisis numérico es posible corroborar el avance que ha tenido en análisis σ - ϵ de PECC.

Se realiza la aplicación de la metodología usada en el análisis σ - ϵ de los dos PH mencionados, con base en las premisas (a) y (c) y aplicando el modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb. Mediante revisiones del estado de las deformaciones en la cortina se verifica el comportamiento elástico en ambas etapas de construcción y llenado, y con algunas observaciones teóricas que dan soporte a este resultado, se concluye que el modelo elástico lineal es suficientemente aproximado si se dan las condiciones señaladas.

En la proposición del procedimiento con una perspectiva deductiva se recurrió a la comparación entre las mediciones del comportamiento al final de la construcción y del

primer llenado del PH El Cajón, con análisis elastoplásticos y elástico lineales (Alemán et al, 2005). Mientras que para la verificación de la aproximación del procedimiento, con una orientación inductiva, se evaluó el comportamiento de La Yesca y se comparó con las mediciones disponibles hasta la fecha (Alemán et al., 2011).

1.4 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

El problema tratado en este escrito se presentó en la introducción (Capítulo I). En los Capítulos II y III, se hace una revisión somera de: a) el modelado geométrico 3D, b) los aspectos relevantes de los modelos empíricos de diseño de PECC, c) y el procedimiento completo de modelado numérico σ - ϵ de una PECC, señalando las simplificaciones utilizadas en el diseño de los PH El Cajón y La Yesca en la CFE. Se describen solo temas relevantes en el diseño de un enrocamiento con cara de concreto, que están asociados a los análisis de esfuerzo-deformación σ - ϵ , durante la construcción y el primer llenado. Para completar la descripción, se hace una brevísima exposición de un modelo completo de interacción suelo-estructura cuyos orígenes cuentan con una larga trayectoria y el cual es aplicable al estudio de la respuesta de cortinas ante solicitaciones sísmicas. No se considera el aspecto de las deformaciones diferidas, posteriores a la construcción. Como parte de la fundamentación de las simplificaciones, se presentan resultados de algunas investigaciones relacionadas con estos temas, que pueden proporcionar, en ciertas condiciones, soporte a las premisas. Para la exposición de la información presentada en estos capítulos se recurrió a la literatura disponible.

En el Capítulo IV se incluye la aplicación de las simplificaciones descritas a los análisis numéricos realizados y lo más importante, se muestra la comparación de los resultados obtenidos contra las mediciones realizadas, para los casos indicados. Exclusivamente se presentan resultados tomados de mediciones publicadas, por lo cual prácticamente sólo se tratan resultados en términos de desplazamientos, y poco se mencionan resultados en otros términos como esfuerzos.

Finalmente en el Capítulo V, desde el punto de vista global, se transcriben las conclusiones del procedimiento que cubren todas las etapas importantes del diseño (Alemán et al., 2011), y se extraen conclusiones particulares de este trabajo referentes sólo a los análisis numéricos realizados y aquí presentados.

CAPÍTULO II. MODELADO DEL COMPORTAMIENTO DE PECC

En la investigación de un sitio de emplazamiento para una presa se realizan múltiples estudios que inician con los de factibilidad, para verificar la ausencia de riesgos geológicos y la existencia de las condiciones geomorfológicas adecuadas. Si proporcionan resultados positivos, se ejecutan varios estudios más, para la selección del tipo de presa, basándose en criterios técnicos, económicos y ambientales. González de Vallejo (2004) resumió varios de ellos en las siguientes tablas.

Secuencia de los estudios del terreo para presas

Fases	Estudios geológicos-geotécnicos
Estudios de viabilidad de soluciones y de anteproyecto	Estudios geológicos regionales Investigación geológica Impermeabilidad del viso Estabilidad de laderas Aterramientos y subsidencias Préstamos
	Estudios previos de cerradas Estructura geológica Reconocimiento geofísico Permeabilidad
Proyecto de construcción	Caracterización de la cerrada Macizos rocosos Suelos
	Problemas específicos Resistencia y deformabilidad Permeabilidad Obras auxiliares Otros problemas
Desvío del río, excavaciones, construcción	Estudios durante la construcción Cartografía detallada Contoles geofísicos Ensayos de resistencia y deformabilidad Ensayos de inyectabilidad Otros reconocimientos Archivo técnico de la presa
Explotación	Estudios de evaluación Primer llenado Situaciones de emergencia Resolución y análisis de la seguridad Presas con archivo técnico deficiente Abandono de presas

Investigaciones geológicas-geotécnicas para presas

Fases de estudios	Tipos de investigaciones in situ	Presas de materiales sueltos
Estudios previos y de factibilidad	Mapas geológicos regionales	S
	Fotointerpretación e imágenes de satélites	S
	Reconocimientos geológicos de superficie y cartografía geológica-geotécnica preliminar	S
Anteproyecto	Cartografía geológica-geotécnica de detalle	S
	Datos hidrológicos y ensayos de permeabilidad	S
	Sísmica de refracción y sondeos eléctricos verticales	S
	Sondeos geotécnicos	S
	Instalación de piezómetros	S
Proyecto	Ensayos en el interior de sondeos	0
	Ensayos de materiales	S
	Cartografía geotécnica complementaria	0
	Sondeos geotécnicos complementarios	0
	Galerías de reconocimiento	N
	Ensayos in situ en gran escala de deformabilidad y resistencia	N
	Ensayos de inyecciones	N
Ensayos de permeabilidad complementarios	N	
Construcción	Cartografía geotécnica de las excavaciones y cimentaciones	S
	Ensayos in situ de verificación de tratamientos	S
	Ensayos de control de materiales	S

Tablas 2.1 Estudios realizados en la construcción de presas (González de Vallejo, 2004)

Estas investigaciones proporcionarán la información necesaria para obtener un modelo geológico geotécnico confiable y realista que, entre otros aspectos, determina la litología y la geología estructural del sitio, ubican posibles fuentes de comportamiento inadecuado del proyecto, y puede ser tal su variedad que se debe invertir de manera óptima el tiempo y recursos suficientes, para obtener la información que considere todos los aspectos que puedan influir en su construcción y en su operación.

Gran parte de los estudios pertenecen al campo de la mecánica de rocas, en la cual la matriz rocosa o roca intacta se define como la agregación, la estructura, el arreglo

espacial de los granos minerales; es la formación y orientación espacial de esos granos individuales, las que dependen de los fenómenos geológicos que dieron origen a cada roca. La estructura puede ser: a) aleatoria como el caso de varias rocas ígneas y sedimentarias, que exhiben resistencia y deformabilidad isotrópica, b) estructura planar como la de rocas sedimentarias que se comportan de una manera anisotrópica, y c) la estructura lineal como la de los basaltos columnares.

Además las masas de roca presentan discontinuidades macroestructurales muy importantes en su comportamiento mecánico, creadas también por fenómenos físicos diversos. El término discontinuidad designa varias superficies en las cuales la consistencia de la roca intacta se interrumpe, como son los contactos y fallas. Mencionando sólo las más conocidas se tienen juntas por sedimentación, juntas de contracción y fallas creadas por cargas tectónicas (como son las fallas normales, inversas o de corte, etc. Figura 2.1).



Figura 2.1 a) Estructura de la roca intacta, b) Masa rocosa discontinua, c) Falla e interpretación

Por lo tanto, un modelo geológico geotécnico debe integrar mediante una superposición a la masa rocosa que considera la estructura de la roca intacta, y al conjunto 3D de discontinuidades del sitio llamado macroestructura.

Modelos de la masa de roca. Con los conceptos anteriores y desde el punto de vista de la ingeniería civil, los modelos que integran la estructura y la macroestructura de una masa de roca, pueden tomar varias formas. El primer tipo de modelo estructural de roca

surge de la combinación de una estructura aleatoria de la roca intacta y un sistema general de discontinuidades. El segundo tipo se crea con la superposición de una estructura aleatoria de la roca intacta, con un sistema macroestructural de discontinuidades lineales. Otros dos tipos lo constituyen los modelos que resultan de la superposición de una estructura lineal de la roca intacta, y el otro de una estructura planar de la roca intacta respectivamente, con sistemas 3D de discontinuidades macroestructurales.

Así un modelo geométrico al representar simplificada una masa de roca, puede construirse como un sólido, separado por una o más familias de discontinuidades aproximadamente planas y paralelas⁶, donde el sólido puede tener una estructura de la roca intacta aleatoria, planar o lineal. Complementariamente las discontinuidades macroestructurales se representan con superficies, siendo las más importantes las fallas, que en general aparecen como elementos individuales, en términos de las dimensiones usuales en la ingeniería civil.

Un modelo geométrico sólo tiene sentido en la medida en que representa las condiciones del subsuelo que rigen el comportamiento mecánico de una PECC, lo cual exige que el sitio de emplazamiento de una PECC se explore suficientemente, para detectar las estructuras geológicas del sitio, que puedan tener repercusión en el comportamiento de la cortina. Esto puede conducir a construir modelos representativos para el estudio de los problemas previstos en la construcción y durante la vida útil de la presa, con lo que se les podrá dar solución.

Obtenido el modelo geológico geotécnico y antes de realizar simulaciones con técnicas de análisis numérico, en cualquier caso se debe resolver un problema previo, que es el modelado sólido tridimensional (3D) de la estructura de la PECC y del medio circundante, incluida la cimentación. Por lo que se incluyen algunos comentarios que proporcionan un bosquejo del estado actual de este tipo de modelado, requerido en la mayoría de los métodos de análisis numérico.

⁶ Si la separación en un sistema de discontinuidades es pequeña comparada con las dimensiones de una estructura que allí se proyecte, entonces, para los propósitos de la mecánica de rocas, donde la estabilidad es lo fundamental, este sistema puede tratarse como homogéneo estadísticamente hablando. Contrariamente, cuando las separaciones entre una familia de discontinuidades son muy grandes comparadas con las dimensiones de la estructura, las discontinuidades involucradas en la construcción de la estructura deben tratarse individualmente, como es el caso de las fallas.

Elementos considerados en el modelado geométrico de una PECC. Además de la elaboración de la cortina, son varios los aspectos del sitio de emplazamiento de una PECC que, cuando se requiera, deben considerarse en el modelado geométrico. Estos son: a) la modelación del medio circunvecino a la PECC y de su cimentación, b) la modelación de las excavaciones, c) la colocación de materiales que impermeabilizan la parte inferior de la cara de concreto y d) de ser necesario, por ejemplo en el caso de desplantar la PECC sobre suelos compactos, la representación de la cimentación del plinto, donde se apoya la cara de concreto (plinto flotante).

Para la elaboración del modelo geométrico de la PECC se requerirá su geometría y la de obras complementarias que puedan afectar el comportamiento de la cortina. Otros aspectos tienen que ver con los tipos de análisis que se realizarán: por ejemplo el análisis del primer llenado requerirá el modelado de la cara de concreto, con o sin juntas. Los estudios de flujo de agua pueden requerir la modelación de pantallas, si éstas se utilizan, y la modelación de zonas semipermeables al pie de la cara de concreto. En análisis sísmico se requerirá una delimitación cuidadosa de la zona de interacción suelo estructura (ISE) y de las fronteras absorbentes del modelo, así como del tamaño del modelo en el caso de análisis en el dominio del tiempo. En las páginas que siguen se comentan estos aspectos.

2.1 MODELADO SÓLIDO TRIDIMENSIONAL

Los problemas de modelación del comportamiento de una PECC tienen formulaciones matemáticas en términos de sistemas de ecuaciones diferenciales, de los cuales sólo se puede obtener una solución aproximada. Esto se realiza sobre un medio discretizado⁷ en celdas o elementos finitos, lo cual permite una relajación de la formulación matemática que conduce de un sistema de ecuaciones diferenciales sobre un medio continuo, a uno de ecuaciones algebraicas sobre el medio discreto, con el cual es posible obtener una solución aproximada mediante análisis numérico.

Ese medio discretizado con celdas es la división del medio continuo en un sistema equivalente de celdas continuas llamados elementos finitos, que comúnmente se conoce como malla, que están delimitados por un conjunto de puntos o nudos distribuidos sobre un dominio de cálculo, sobre los cuales se obtiene la solución numérica del conjunto de ecuaciones diferenciales parciales que matemáticamente modelan al problema. La malla puede ser estructurada, formada por las intersecciones de superficies curvilíneas; o no estructurada, sin ninguna relación con las direcciones de las coordenadas globales. En el primer caso las mallas forman celdas de tipo cúbico o hexaédrico, mientras que las mallas no estructuradas, en su forma básica, generalmente consisten de tetraedros pero también pueden estar construidas con hexaedros o elementos de otras formas.

En los algoritmos que crean cada tipo de mallas, las estructuras de datos para su almacenamiento son diferentes; para mallas estructuradas consisten en conjuntos de coordenadas y conectividades que se mapean directamente a los elementos de matrices, mientras que en las mallas no estructuradas este mapeo a elementos de matrices, no es directo y su representación requiere más información: se deben incluir matrices de conectividades donde, para cada nudo, se proporcionan explícitamente las conexiones con los nudos adicionales que conforman las celdas vecinas. Ya en la práctica, en modelos 3D complejos, ambos enfoques se combinan formando mallas híbridas.

⁷ Por claridad en esta sección sólo se hace referencia al mallado de medios continuos en celdas discretas, mejor conocido como elementos finitos. También existe el mallado en puntos discretos, propio de las diferencias finitas, inclusive de uso anterior (Sección 2.2.8).

Existen numerosos algoritmos de generación de mallas; en el caso de las mallas no estructuradas éstos, se basan en conceptos geométricos, como la tetraedralización sobre un conjunto de puntos 3D. Un ejemplo muy común se encuentra en el caso 2D, donde la generación de mallas no estructuradas en computadora puede hacerse con una red de triángulos mediante un simple cliqueo o con una triangulación más elaborada como la de Delaunay⁸; éstas redes se utilizan profusamente en numerosos malladores de elementos finitos 2D. Una tetraedralización o una triangulación no son únicos, e involucran ciclos de búsqueda de los nudos vecinos más cercanos de cada uno de los nudos del medio discretizado.

Las triangulaciones también se usan para construir superficies 3D, que comúnmente representan contactos entre unidades litológicas en medios geológicos, o las fronteras o superficies de objetos 3D. Las aproximaciones numéricas sobre mallas son innumerables, algunas de gran escala, como el uso de modelos discretos en estudios de la circulación de los mares y de su interacción con la atmósfera, las cuales, con un conjunto finito de mediciones disponibles en los océanos, tratan de explicar su funcionamiento, predecir su estado futuro y el del clima. Para fines ilustrativos del potencial alcanzado en el modelado 3D se presenta una malla no estructurada⁹ para los mares del planeta; en este caso el tamaño de los elementos varía entre 5 y 30 km. Estudios sismológicos regionales, utilizan modelos con profundidades de 100 km y dimensiones horizontales varias veces mayores.

⁸ Esta puede realizarse con algoritmos que crean una red de triángulos que cumple la condición de que la circunferencia circunscrita de cada triángulo de la red no debe contener ningún vértice de otro triángulo; en este caso resulta unívoca. La triangulación de Delaunay maximiza los ángulos interiores de los triángulos creados y tiene propiedades como la de ser el grafo dual del diagrama de Voronoi o teselación de Dirichlet; estos están ligados a los polígonos de Thiessen. Las triangulaciones tienen variadas aplicaciones, como la modelación de objetos 3D, la interpolación para la creación de contornos.

⁹ La flexibilidad de las mallas no estructuradas es ideal para representar rasgos topográficos complejos (litorales, islas, estrechos) que se representan local y fielmente aumentando la resolución de la malla. La malla puede adaptarse dinámicamente en el curso de la simulación (mallas adaptativas), usando una resolución variable sobre el dominio (en el tiempo y en el espacio), lo cual aumenta enormemente su potencial en el análisis numérico.

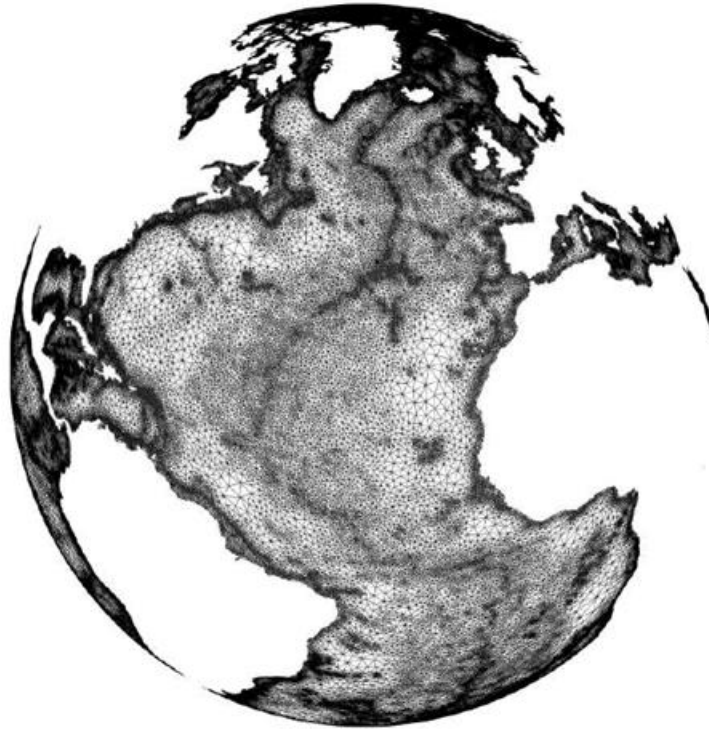


Figura 2.2 Malla de los océanos del planeta, para el estudio de sus corrientes mediante algoritmos de mecánica de fluidos.

En las mallas estructuradas en general primero se define la frontera de la geometría. Posteriormente se distribuyen puntos sobre las curvas que forman las aristas de las secciones de frontera. A continuación se genera una malla sobre la superficie de la geometría y finalmente se crea una malla volumétrica. La distribución de puntos sobre las aristas de las fronteras del medio se puede hacer con funciones. Así las mallas estructuradas pueden generarse algebraicamente y en este caso simplemente se usa alguna técnica de interpolación entre los vértices de las fronteras. También pueden resolverse mediante la aplicación de un conjunto de ecuaciones diferenciales parciales en la región, con lo que se obtienen mallas más suavizadas. Las mallas estructuradas se usan preferentemente en la dinámica numérica de fluidos. Otro enfoque es el de la yuxtaposición en el cual se generan varias mallas estructuradas que se ajustan en fronteras comunes, formando conjuntos de componentes que configuran una geometría compleja.

Las mallas adaptativas están asociadas al algoritmo de solución, donde la malla se refina localmente mediante la adición selectiva de puntos, con el objeto de aproximar mejor las variaciones fuertes de gradientes, en una solución a un problema de la mecánica.

Los algoritmos para mallas estructuradas, no estructuradas o yuxtapuestas, tienen diferentes requerimientos. En particular las mallas no estructuradas requieren una estructura de datos más compleja, pero a cambio se generan, modifican y adaptan fácilmente. También son más adecuadas para configuraciones con fronteras complicadas. Por otro lado, las mallas estructuradas proporcionan una representación más natural; por ejemplo conducen a estructuras de datos simples¹⁰.

Los modelos tratados en este escrito se enfocaron exclusivamente en el diseño de los enrocamientos, no considerándose problemas en la cimentación o en las laderas; en el caso de La Yesca, posteriormente se realizaron trabajos especiales sobre estabilidad de las laderas. Por lo tanto este escrito se limita al diseño de los enrocamientos realizado por la CFE, y solo se contempló el comportamiento de las presas en términos de asentamientos para las condiciones de construcción y primer llenado sin considerar la fase de posconstrucción y de comportamiento sísmico¹¹. Esto limitó el modelado geométrico a la construcción de las cortinas. De hecho, el análisis sísmico introduce requerimientos adicionales en el modelado geométrico. En programas con algoritmos “paso a paso” en el dominio del tiempo, como Flac3D, uno de ellos es el tamaño de la malla, pues modelos que en problemas estáticos a la fecha se ejecutan rápidamente, presentan una convergencia muy lenta en procesadores de equipos tipo PC. Esto podrá superarse en la medida que progresa el hardware y el software o en que se utilicen plataformas de mayor capacidad.

¹⁰ Hay gran variedad de métodos y literatura al respecto. Con propósitos de ejemplificación, se citan algunas de las técnicas existentes: los sistemas de generación elípticos, los de generación ortogonal, los generadores de mallas sobre superficies, la interpolación transfinita, las mallas elípticas con ortogonalidad en las fronteras, la generación de mallas mediante la descomposición en bloques múltiples, las mallas estructuradas paralelas multibloque, etc. En el mallado no estructurado, algunos métodos son la generación automática de mallas usando árboles, la generación automática usando la inserción de puntos junto con técnicas de reconexión local, las mallas adaptativas, las mallas híbridas, las mallas paralelas no estructuradas, etc.

¹¹ En el caso de La Yesca este estudio lo realizó el Instituto de Ingeniería de la UNAM. En la sección 2.2.8 se proporcionan algunos conceptos de la implementación dinámica del Flac3D. En general el enfoque paso a paso es computacionalmente ineficiente, pero brinda una ventaja que en medios geológicos es extremadamente importante, pues permite implementar los modelos no lineales totales. La otra alternativa son las soluciones en el dominio de la frecuencia, en las cuales solo se han desarrollado aproximaciones no lineales equivalentes para los parámetros dinámicos G y β .

En una complicación del problema, el modelo de ISE dinámica usado en Flac3D, requiere la inclusión del medio que forma la boquilla y la cimentación, aunque permite su recorte con fronteras absorbentes y con la inclusión de las zonas de campo libre correspondientes, como se verá en la sección 2.2.8.

Son innumerables los programas que generan mallas 3D con alguna o varias de las técnicas mencionadas. En la geotecnia mexicana se utilizan algunos programas comerciales, entre los que predominan el Plaxis®, el GeoStudio®, el Flac3D®, el 3DEC®.

Con la simplificación del modelo geométrico que conlleva solo el estudio de las cortinas, las técnicas usadas en la construcción de las mallas se redujeron al uso de esquemas simples estructurados empleados en regiones rectangulares (hexaedralizaciones), combinados con tetraedralizaciones sobre regiones irregulares formando mallas híbridas, aplicados a cada una de las capas que idealizaron la secuencia constructiva convencional. La discretización espacial en mallas de zonas¹² construidas para El Cajón y la Yesca se muestra en las siguientes figuras orientadas con el talud aguas arriba del lado izquierdo.

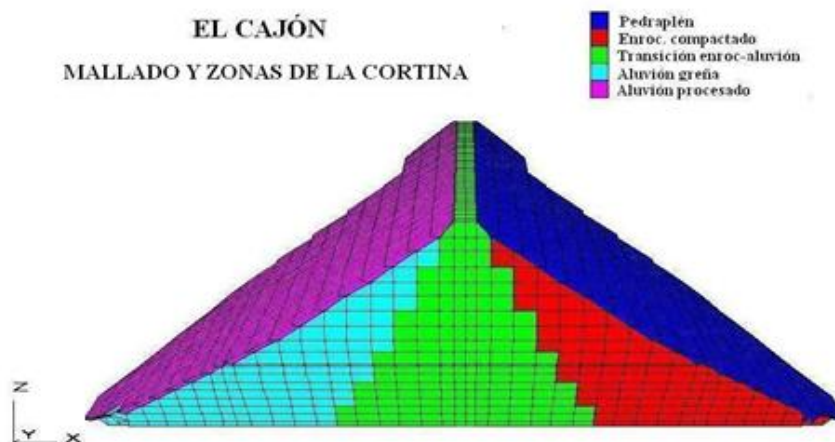


Figura 2.3 Mallado 3D de la cortina El Cajón.

¹² En Flac3D una zona es un subdominio elemental definido por nudos en los vértices y delimitado por caras planas. Son elementos de deformación constante con los que se discretiza el medio en Flac3D.

LA YESCA
MALLADO Y ZONAS DE LA CORTINA

- Enroc. bandado c-80cm
- Aluvión procesado c-40cm
- Aluvión greña c-60cm
- Transición enroc-aluvion-80cm
- Enroc. compactado c-120
- Pedraplén

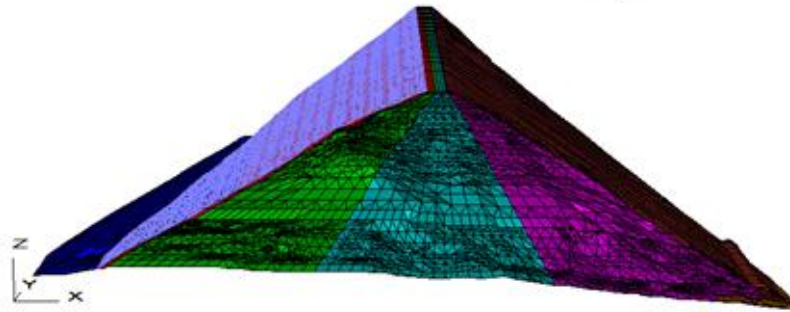


Figura 2.4 Mallado 3D de la cortina de La Yesca.

Para las fechas en que se realizaron estos estudios (2002 y 2007), el programa utilizado (Flac3D®) tenía pocos algoritmos de generación de mallas, casi todos de tipo estructurado, todos ellos enormemente ineficaces¹³. Ante la constante demanda de los usuarios, Itasca Consulting Group (ICG) concretó la implementación de un mallador eficiente con una compañía especialista en modelado geométrico 3D pero que sólo usa una de las varias técnicas mencionadas: las curvas y superficies de Bèzier; esta compañía produce Rhinos®, un software de modelado geométrico 3D de amplios usos, creándose un subproducto especial propiedad de ICG para producir mallas, basado en técnicas eficaces si bien no totalmente exactas¹⁴ llamado Kubrix®. Ahora la construcción de mallas en esta plataforma es simple. Por ejemplo, uno de sus enfoques sólo requiere la construcción de las fronteras del medio a modelar, mediante superficies trianguladas 3D (operaciones triviales en los tiempos que corren), y la construcción adicional de superficies 3D trianguladas que modelan fronteras irregulares, entre materiales. Con esto y con la aplicación de algoritmos complicados se generan mallas de complejos modelos 3D de manera automática, con solo proporcionar los puntos necesarios, sin que se requiera tener conocimiento alguno sobre el tema. Para terminar debe comentarse que el número de programas existentes para el

¹³Los elementos finitos y las diferencias finitas surgieron de trabajos teóricos sobre técnicas matemáticas de aproximación a problemas formulados mediante sistemas de ecuaciones diferenciales. En el primer caso su implementación en computadoras inició desde 1941 en industrias con tecnología de punta, como la ingeniería aeronáutica; posteriormente se introdujeron al análisis estructural, y finalmente en 1960 a la geotecnia. Tuvo que transcurrir casi medio siglo para que se produjesen paquetes geotécnicos comerciales de bajo costo y de uso simple en computadoras personales, que incluyen algoritmos eficaces de mallado 3D. En general las empresas que trabajaron sobre la aplicación de estas técnicas a las geociencias, concentraron sus inversiones en las áreas de mayor rentabilidad, como la industria petrolera.

¹⁴Las curvas y superficies de Bèzier a veces suavizan exageradamente los rasgos o estructuras geológicas de un sitio.

mallado de modelos 3D es amplísimo, así como los códigos ejecutables de análisis numérico geotécnico; aquí sólo se han mencionado algunos de los programas comerciales que han obtenido mercado en México, y que desde un punto de vista personal constituyen un grupo extremadamente reducido.

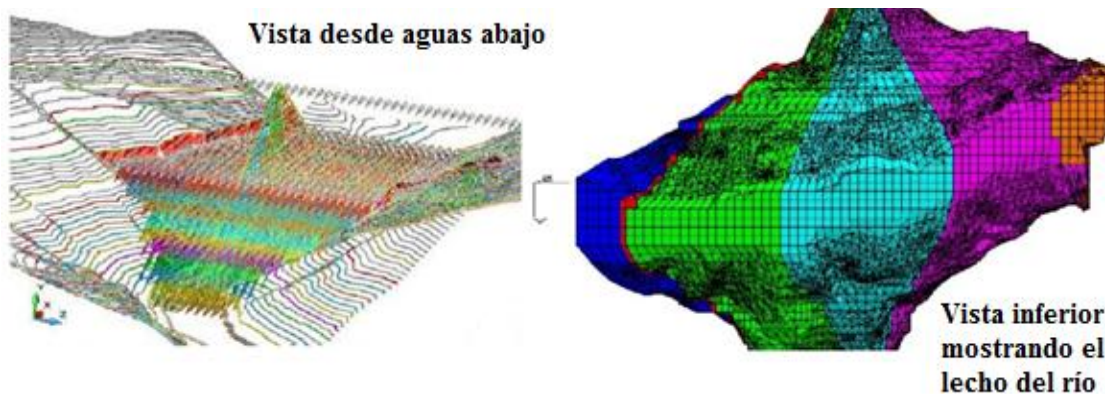


Figura 2.5 Mallado por capa: estructurado (zonas centrales) y no estructurado (en laderas).

Ante este panorama generalizado en el software comercial, puede comentarse que la elaboración de modelos geométricos 3D sencillos es simple, estableciéndose el ambiente común en la informática, donde el usuario solo tiene vistas conceptuales de las operaciones que realiza, liberándose de los detalles sobre algoritmos o modelos lógicos computacionales, lo que ya forma parte de las funcionalidades de los programas modernos, muchos desarrollados con el paradigma de la programación orientada a objetos¹⁵. La tendencia es que el usuario pueda realizar mallas muy complicadas, sin tener que dedicar tiempo a tareas automatizadas, con lo que se aplica mayor atención al problema físico que se modela. Pero a pesar de que el área computacional de modelación geológica 3D, se encuentra muy adelantada, como los modelos que representan solo a enrocamientos, los modelos completos de ISE, como varios de los desarrollados por el grupo del Instituto de Ingeniería de la UNAM, encabezado por el Dr. M. P. Romo, se pueden complicar en extremo, pues se debe modelar además del enrocamiento a la cimentación y al medio circundante con su topografía, con sus estructuras geológicas importantes, a lo que se

¹⁵ Esta metodología de diseño de software es especialmente adecuado para la modelación de objetos que interactúan entre sí. En el modelado geométrico 3D de un medio geológico, este está formado por objetos, sean unidades litológicas, intrusiones (sólidos o superficies 3D cerradas) o estructuras geológicas como contactos, discontinuidades, pliegues, fallas (superficies 3D abiertas), Sobre o dentro del medio se simula la construcción de una estructura que interactuara con él.

adiciona la modelación de la cara de concreto con sus juntas y contactos. Este tipo de trabajos resultan muy elaborados y requieren tiempo, una técnica o metodología para su construcción, pero sobre todo herramientas computacionales de discretización eficaces, que produzcan modelos adecuados, por ejemplo que cumplen recomendaciones sobre la relación de forma en los elementos de una malla de celdas. Hay gran variedad de metodologías para la construcción de modelos complicados 3D, en particular en las áreas geológicas de gran escala.

Finalmente, ya que las técnicas de mallado tienden a la automatización, es poco relevante una descripción detallada para especialistas en geotecnia; si bien para los expertos en modelado geométrico 3D, existe todo un campo de investigación y amplio desarrollo en la construcción de modelos geológicos 3D, que conjunta técnicas como el Diseño Asistido por Computadora (CAD), los modelos digitales del terreno (DMT), las curvas y superficies de Bèzier y todos los algoritmos comentados en páginas anteriores. Actualmente, estas áreas de investigación en geociencias, afrontan la construcción de modelos geológicos 3D realistas, con la complejidad que existe en la naturaleza, que representan la estructura del subsuelo y las variaciones de sus propiedades físicas, para estudios en áreas diversas, entre las cuales está la geotecnia¹⁶, que utiliza escalas reducidas, pues es inusual hablar de modelos con dimensiones en kilómetros, lo que sí ocurre en otras áreas. Uno de los resultados secundarios de este modelado geológico 3D es el mallado del dominio, es decir, estos modelos pueden proporcionar como subproducto una malla de celdas discretas. El avance del modelado geométrico 3D dependerá del desarrollo de las tecnologías de interacción hombre-ordenador así como de la adquisición de los datos que utiliza, proporcionados por diversas técnicas de exploración del subsuelo.

¹⁶ Por ejemplo, los modelos geológicos 3D se construyen para simular fenómenos como la tectónica de placas, la dinámica de la litósfera, la convección del manto, etc.; en las aguas subterráneas y sistemas de información geográfica se aplican al estudio de las características de cuencas; en la geología se usan en aplicaciones sobre predicción de riesgos geológicos; en la interpretación sísmica para la exploración mineral y prospección de hidrocarburos.

2.2 SIMULACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE UNA PECC

Los enrocamientos compactados, con los que se han construido numerosas PECC alrededor del mundo, se han comportado como estructuras estables ante cargas estáticas y dinámicas, aun en presas con alturas mayores a 200 m y taludes pronunciados. En zonas de baja peligrosidad sísmica, en general los principales problemas que han presentado las PECC altas, son los asentamientos y las deflexiones de la cara de concreto durante la construcción, el llenado del embalse y la operación. También han resultado significativas las deformaciones a largo plazo producto de fenómenos de creep.

Los métodos de predicción se clasifican de acuerdo al proceso de deformación que los origina, por lo que de acuerdo a lo anterior se tienen métodos para estimar: a) la deformación durante la construcción, b) el primer llenado, c) la deformación posterior a la construcción y d) las deformaciones y asentamientos que podrían ocurrir bajo cargas sísmicas. Una parte significativa en la deformación de una PECC la constituyen los tres primeros tipos. A la fecha en la literatura se encuentran varias investigaciones que con modelos 3D evalúan el comportamiento de PECC, para los 4 tipos de deformación enlistados. Pero todavía está en desarrollo lo que podrá ser un modelo refinado que simule realísticamente el comportamiento de las PECC; por lo que los diseños actuales todavía se basan en parte en la experiencia y en el comportamiento de estructuras similares. Así a la fecha, durante el diseño de estas estructuras, no es raro encontrar mezclas de criterios empíricos y análisis numérico, por lo que a continuación se describen sumariamente: a) algunos conceptos relevantes de los métodos de diseño empírico, y b) una semblanza de los procedimientos numéricos actuales. Ya que las propiedades más importantes de un enrocamiento son la baja compresibilidad y la alta resistencia al esfuerzo cortante, no es de extrañar que gran parte de los procedimientos que se describen evalúan el comportamiento σ - ϵ de las PECC utilizando como parámetros básicos el módulo de deformabilidad E y el de rigidez al corte.

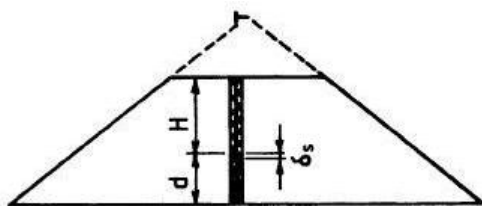
2.2.1 MÓDULO DE DEFORMABILIDAD DURANTE LA CONSTRUCCIÓN Y EL PRIMER LLENADO. MÉTODOS DE PREDICCIÓN EMPÍRICOS.

Los métodos empíricos se basan en el comportamiento histórico de los enrocamientos, enfoque aplicable a la predicción de la deformación durante la construcción, el primer llenado y posterior a la construcción; en el caso de PECC para el primer llenado se tienen métodos que consideran la deformación de la cara de concreto, con la hipótesis de que el enrocamiento permanece seco durante el llenado del embalse.

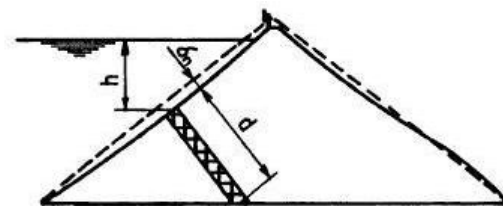
La medición del asentamiento durante la construcción permite calcular el módulo de deformabilidad vertical E_{rc} , por lo que este se puede evaluar ya sea en la cortina real o como se hace en la práctica, mediante las mediciones obtenidas con la instrumentación de terraplenes de prueba, realizando mediciones en el eje central del terraplén, en la mitad inferior de la sección máxima, por lo cual se aproxima al módulo confinado. El módulo obtenido es secante y aproxima el módulo del material confinado. Similarmente si se monitorean las deflexiones en la cara de concreto, es posible calcular el módulo de compresibilidad normal a la cara, E_{rf} , también conocido como módulo de deformabilidad transversal. Una de las primeras evaluaciones de los módulos de un enrocamiento, el módulo de deformabilidad durante la construcción E_{rc} y el módulo de deformabilidad durante el primer llenado E_{rf} (Figura 2.6), se debe a Fitzpatrick et al (1985). Estas expresiones proporcionan un valor indicativo de los módulos. Métodos analíticos sencillos como este suponen modelos elásticos, lineales e isótropos.

$$E_{rc} = 9.8\gamma H d / \delta_s \text{ (MPa)};$$

$$E_{rf} = 9.8h d / \delta_n \text{ (MPa)}$$



MÓDULO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN



MÓDULO DURANTE EL PRIMER LLENADO

Figura 2.6 Módulos para construcción y primer llenado, Fitzpatrick et al (1985).

En su evaluación de E_{rf} , Fitzpatrick (1985) supuso un cambio uniforme de esfuerzos, equivalente a los esfuerzos aplicados por la carga de agua sobre la cara de concreto. No consideró la trayectoria de esfuerzos que genera el llenado en el talud aguas arriba. No obstante proporciona una aproximación simple y razonable. Por otro lado, Poulos et al (1972), proporcionaron un procedimiento sencillo, basado en análisis elásticos para determinar la deformación durante la construcción mediante factores adimensionales.

Gran parte de la información presentada en esta sección se tomó de trabajos como los de Hunter y Fell (2003). Los métodos basados en el comportamiento histórico enfatizan las variables significativas que determinan el comportamiento σ - ϵ medido en el campo entre las cuales están la relación de vacíos, la forma del valle ($SF=A/H^2$, donde A= área de la cara de concreto aguas arriba proyectada verticalmente, en m^2 , y H=altura del enrocamiento en m), relaciones geométricas de la cortina como Ancho/Altura. Inclusive la altura H del enrocamiento es significativa, pues es común presentar relaciones empíricas entre ésta y los asentamientos al final de la construcción.

Con respecto a la forma del valle (SF), en valles angostos puede desarrollarse el arqueamiento lo que origina distribuciones de esfuerzos muy diferentes a las de un valle amplio, lo que se refleja en los valores de E_{rf} . Al respecto Pinto y Marques Filho (1998) propusieron otro método para estimar el módulo E_{rf} para evaluar la deflexión de la cara de concreto. A partir de registros históricos del comportamiento de PECC construidas con enrocamientos angulosos bien compactados, concluyeron que la relación de vacíos y la forma del valle son las variables determinantes del módulo de deformabilidad en la construcción de cortinas en valles angostos, con un factor de forma del valle SF menor que 2.5.

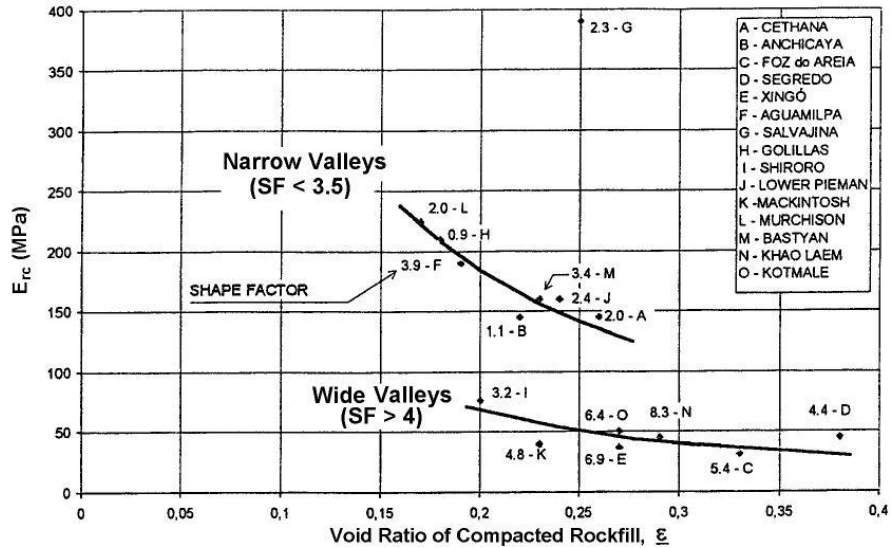


Figura 2.7 Relación entre E_{rc} y la relación de vacíos (Pinto y Márques Filho, 1998)

Según lo anterior, para valles anchos ($SF > 4$) el efecto de la forma del valle puede despreciarse y el módulo de deformación que varía entre 30-60 MPa, sólo depende de la relación de vacíos, la cual para enrocamientos bien compactados es función de la granulometría del enrocamiento. Para valles angostos propusieron la curva $E_{rc} = f(\epsilon)$ de la Figura 2.7. Para PECC construidas con gravas redondeadas, Pinto y Marques Filho (1998) indican que el módulo de deformabilidad durante la construcción resulta alto, del orden de 200 MPa.

Complementaron su investigación con la estimación de la deformación máxima de la cara de concreto, D , para el primer llenado, supuesto que ya se calculó E_{rc} , con la siguiente ecuación, basada en correlaciones empíricas entre la relación de módulos de deformabilidad (E_{rf}/E_{rc}), con el factor de forma del valle (Figura 2.8).

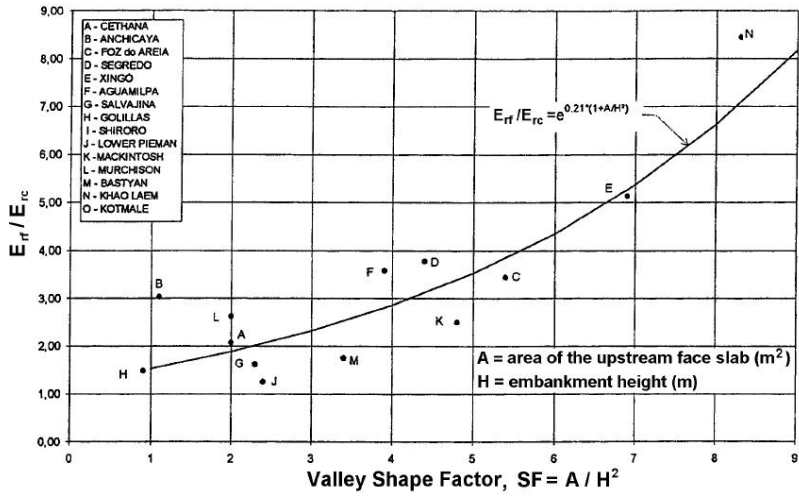


Figura 2.8 Relación $E_{rf}/E_{rc} = e^{0.21(1+A/H^2)}$ contra el factor de forma del valle

$$D = \left(\frac{0.003}{e^{0.21(1+A/H^2)}} \right) \left(\frac{H^2}{E_{rc}} \right)$$

donde D = deflexión de la cara de concreto en m y las demás variables ya han sido previamente definidas, E_{rc} = módulo secante de deformación durante la construcción en MPa, determinado al final de la construcción a partir de los asentamientos. Pinto y Marques Filho (1998) consideraron que esta estimación es suficiente para fines de diseño de PECC.

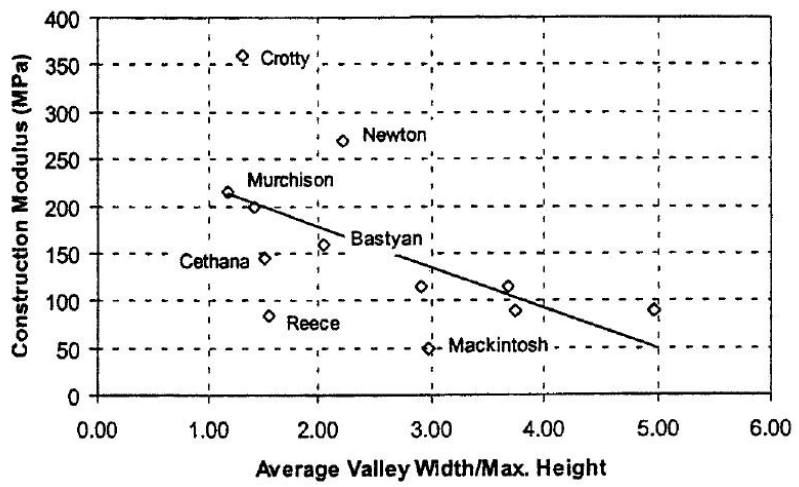


Figura 2.9 Módulo de deformación durante la construcción E_{rc} en PECC de Australia

Abundando sobre la influencia de la forma del valle y su efecto sobre el módulo medido durante la construcción y el primer llenado Guidici et al (2000), la estudiaron

basándose en observaciones de campo de PECC con enrocamientos bien compactados y con análisis 3D de elementos finitos de modelos con parámetros geométricos variables. Pudieron confirmar la presencia de efectos de arqueo, al verificar que en valles angostos se obtienen módulos de deformación más altos. En la Figura 2.10 se hace evidente el efecto del parámetro SF sobre los desplazamientos verticales en el enrocamiento.

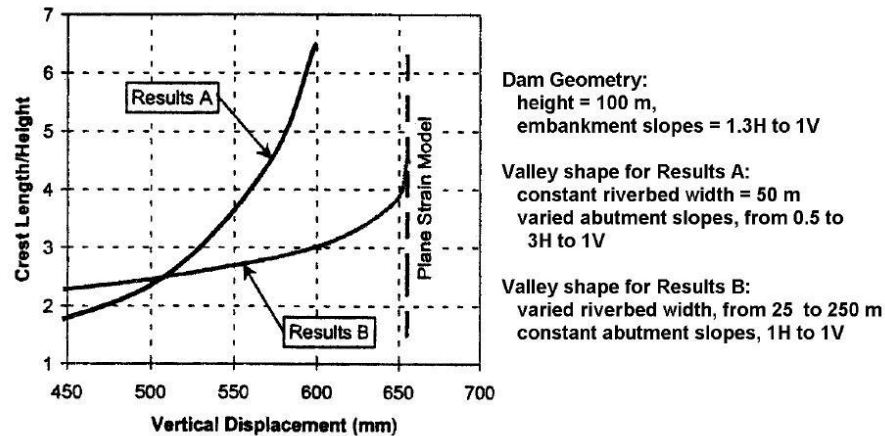


Figura 2.10 Asentamiento al final de la construcción en función de SF, Guidici et al (2000).

En las PECC también se desarrolla el fenómeno de deformación después de la construcción que depende del tiempo, el cual ha podido observarse durante más de 30 años después de terminada la construcción (Sherard y Cooke, 1987), generalmente con una tasa de deformación descendente, lo que conduce a expresiones del tipo $\Delta H = \alpha(\log t_2 - \log t_1)$. Los métodos predictivos empíricos para evaluar la deformación de la posconstrucción, se basan en curvas históricas de deformación para enrocamientos similares o en relaciones empíricas deducidas del comportamiento histórico de la deformación.

Posteriormente se introdujo profusamente al estudio de las PECC, el análisis numérico, principalmente con la técnica de los elementos finitos, cubriendo las etapas de construcción y del primer llenado, simulándolas secuencialmente. De la literatura sobre el tema en la sección que sigue se presentan algunos conceptos.

2.2.2 APROXIMACIONES BASADAS EN ANÁLISIS NUMÉRICO

En la actualidad el análisis numérico es la herramienta más poderosa en el diseño de PECC, pues permite obtener el estado de deformaciones y esfuerzos para cualquier etapa de la construcción o de operación de una PECC, incluídas las condiciones de falla, poniendo al alcance del analista diversos modelos constitutivos de comportamiento de los materiales.

Es muy amplia la literatura respectiva; aquí solo se citan trabajos que pueden dar soporte a las simplificaciones utilizadas. Esto nos remonta en el tiempo (1970) a análisis con elementos finitos aplicados al estudio del comportamiento de enrocamientos durante la construcción y el primer llenado, y a discusiones sobre métodos usados, limitaciones, modelos constitutivos σ - ϵ , etc. Duncan (1992, 1996) señaló dos aspectos importantes de toda simulación, con respecto a la elección del modelo constitutivo σ - ϵ usado en los análisis: a) esta constituye un balance entre la sencillez y la aproximación y b) depende del propósito de la simulación. Sobre esto último comentó que los modelos más simples como el elástico lineal, pueden ser adecuados siempre y cuando el módulo sea relativamente uniforme entre los diferentes materiales del terraplén y si el propósito es obtener una tendencia de las deformaciones. El procedimiento presentado por Alemán et al. (2007, 2011), considera este aspecto de la deformabilidad con los siguientes criterios en el diseño de las secciones: Una baja deformabilidad del enrocamiento en la zona 3B. Una zona de transición entre el enrocamiento principal (3B) y el material 3C. Una relación de módulos de deformación entre zonas adyacentes menor que 2 (Cap. IV, Sección 4.6). Pero resulta obvio que para evaluar realístamente el comportamiento del enrocamiento y con ello una mejor aproximación a sus deformaciones, se requieren modelos σ - ϵ más complejos.

Duncan (1992, 1996) señala otros aspectos importantes como los siguientes: a) resulta imprescindible simular la construcción como una serie de capas secuenciales. b) Con respecto al tipo de relación constitutiva σ - ϵ usada para los materiales, en general se rechaza a los modelos elástico lineales para simular el comportamiento no lineal, y se reconoce la capacidad de los modelos como los hiperbólicos o elásticos multilineales, para

aproximar razonablemente las deformaciones durante la construcción, con parámetros determinados de pruebas de laboratorio en odómetro, dado que las trayectorias de esfuerzos en estas pruebas son similares a las trayectorias de esfuerzos en la línea central de los terraplenes. Pero también se señalan algunas limitaciones: el modelo hiperbólico, con parámetros obtenidos de pruebas de compresión triaxial o de odómetro, limita a un rango estrecho las trayectorias de esfuerzos, en comparación con el rango de trayectorias de esfuerzos impuestas en el campo, lo que ocurre sobre todo en el modelado del primer llenado del embalse de una PECC.

Otras limitaciones las señala Kovacevic (1994). La incapacidad de los modelos elásticos multilineales para aproximar el comportamiento σ - ϵ de una presa durante el primer llenado, y calificó a los modelos elastoplásticos como más adecuados para representar la deformación de la cara aguas arriba durante el primer llenado, debido a que este modelo constitutivo considera más realísticamente la deformación del enrocamiento bajo las trayectorias de esfuerzo impuestas.

2.2.3 COMPORTAMIENTO Y SIMULACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN

La construcción de estructuras térreas como una PECC requiere la colocación de nuevo material, cuya simulación en un análisis con elemento finito no es directa, por lo que desde hace mucho tiempo se desarrollaron algoritmos para tal propósito. Las implementaciones actuales de software consideran la colocación secuencial de capas, por lo que sólo se mencionan las recomendaciones generales que debe considerar cualquier analista.

La colocación del material debe realizarse incrementalmente pues aun para el material elástico lineal, no es aplicable la superposición, pues conduce a resultados muy diferentes a los asentamientos reales que ocurren en la construcción de un terraplén.

Los programas consideran la colocación de capas de elementos con una de las siguientes dos formas. La primera es crear solo los elementos colocados hasta cierta etapa y excluir los elementos aun no colocados en la formulación de las ecuaciones de elemento finito. Esta es la forma recomendada pero el tratamiento de los elementos por colocarse implica que el software debe tener estructuras de datos para almacenar y recuperar toda la información requerida, ya que la malla activa cambiará a lo largo de un análisis. El segundo procedimiento es más simple y muy usado en muchos programas; consiste en crear desde el inicio una malla con el modelo total, incluyendo elementos activos e inactivos; posteriormente para un incremento dado se asume que los elementos desactivados en la malla tienen una rigidez muy baja. Con este procedimiento todos los elementos aportan su contribución a las ecuaciones y todos los grados de libertad permanecen activos. El software que usa este enfoque debe asignar automáticamente valores bajos de la rigidez para los elementos desactivados.

Durante la construcción, los elementos que representan el nuevo material que se coloca tendrán un modelo constitutivo consistente; una vez colocado el material el modelo constitutivo debe cambiar para representar el comportamiento del material colocado. Los resultados del análisis del procedimiento de construcción, dependen del número y por consiguiente del espesor de las capas de la construcción.

Estas recomendaciones se aplican comúnmente en el modelado de la construcción y primer llenado de las presas de tierra y enrocamiento.

SIMULACIÓN DE LAS ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN. La tendencia actual es a construir PECC cada vez más altas (mayores de 200 m), lo que exige que se apliquen mejores procedimientos de compactación, que se coloque capas más delgadas y que se compacten con equipo más pesado; la zonificación debe optimizarse, para obtener mayores módulos de compresibilidad, sobre todo en zonas críticas. La evaluación realista de los esfuerzos y deformaciones en estas estructuras de tierra construidas secuencialmente, requiere la consideración de la dependencia de la trayectoria y de la no linealidad

introducida por la construcción incremental. Los enfoques usados comúnmente en aplicaciones geotécnicas datan de mucho tiempo atrás como el que propusieron Goodman y Brown en 1963, el cual resulta didáctico, pues supone el caso 2D de deformación plana, donde los esfuerzos geostáticos en un medio semiinfinito son, en cada elemento:

$$\{\sigma_0\}^T = [\sigma_{x0} \quad \sigma_{y0} \quad \sigma_{xy0}]$$

Si se conoce el coeficiente de presión de tierras en reposo K_0 , entonces los esfuerzos horizontales se evalúan como $\sigma_{x0} = K_0\sigma_{y0}$. Además en este caso ideal, $\sigma_{xy0} = 0$. Debido al proceso de construcción los esfuerzos geostáticos anteriores se modifican con la colocación secuencial de sobrecargas, debido al peso propio de las capas colocadas en una estructura térrea (terraplén o cortina). Generalizando, para la colocación de la capa i -ésima se tiene¹⁷:

$$\{\sigma_i\} = \{\sigma_0\} + \sum_{j=1}^i \{\Delta\sigma_j\} \quad \{\delta_i\} = \{\delta_0\} + \sum_{j=1}^i \{\Delta\delta_j\}$$

donde $\{\sigma_0\}$ y $\{\delta_0\}$ son los estados iniciales de esfuerzos y desplazamientos. Estas ecuaciones se resuelven para obtener los cambios incrementales en desplazamientos, esfuerzos y deformaciones para la capa i -ésima, previo ensamble de la matriz de rigidez global y prescripción de las condiciones de frontera adicionales para el incremento i .

En los análisis incrementales de la construcción, es relativamente simple considerar las propiedades no lineales de los materiales, con solo asumir que el material se comporta linealmente durante cada incremento de la construcción, con una rigidez que en cada elemento se define con base al estado de esfuerzos local que existió al principio del incremento, usando las relaciones constitutivas no lineales que se consideren válidas. Se obtiene con esto un modelo elástico multilineal.

Número de capas en simulaciones de la construcción de una PECC. En la realidad el procedimiento constructivo de un ECC no es como el usado en los análisis numéricos; Hernández (2012) proporciona una breve descripción de los procedimientos

¹⁷ Este procedimiento secuencial es aplicable también a la simulación de excavaciones; en tal caso se aplican las expresiones recursivas $\{\sigma_i\} = \{\sigma_0\} - \sum_{j=1}^i \{\Delta\sigma_j\}$ y $\{\delta_i\} = \{\delta_0\} - \sum_{j=1}^i \{\Delta\delta_j\}$

reales utilizados en la construcción, así: “La velocidad y distribución espacial de colocación de los materiales depende de la disponibilidad de los materiales, de los accesos, de los obstáculos constructivos y del programa de construcción. Generalmente, la colocación de los materiales inicia en las zonas T y 3C mientras que es construido el plinto, en estas zonas mayor cantidad de material se coloca hacia una de las márgenes en tanto que en la otra o al centro se ubican los caminos de acceso”. Es posible ajustar en buena medida la simulación numérica de la construcción a la realidad, pero el enfoque simplista de colocar unas cuantas capas horizontales proporciona una aproximación aceptable y facilita la construcción de los modelos, por lo cual su uso se ha generalizado.

Sobre este problema se han comparado soluciones analíticas y numéricas (con elementos finitos), en modelos unidimensionales estratificados, que representan rellenos con extensión lateral infinita sin considerar la deformación lateral. En estas evaluaciones solo se usaron modelos constitutivos elásticos y las comparaciones indicaron que aun cinco capas resultan suficientes para analizar la cortina de una presa (Naylor, 1991). Así que en los modelos elásticos no se presenta este problema.

Sin embargo, al usar modelos elastoplásticos se han reportado que los análisis numéricos pueden inducir errores. El efecto real de la compactación es incrementar los esfuerzos horizontales en una capa una vez que ésta se ha colocado. Estos errores se encontraron cuando se trató de simular la colocación de capas de espesor grande (mayor de 5m) de suelo compactado, aplicando el procedimiento de modelación más preciso, en el cual al colocar una nueva capa se le asigna una rigidez baja, se realiza el análisis incremental correspondiente, y solo posteriormente a su término, a la capa recién construida se le aplica el modelo constitutivo correspondiente al material ya colocado. Finalmente los desplazamientos de los nudos nuevos, no conectados a elementos activos previamente, se inicializan en cero, y el ciclo se repite hasta alcanzar la altura final.

Esto lo investigó Naylor (1991) con modelos unidimensionales, simulando suelos compactados o colocados en estado suelto, mediante la manipulación del parámetro K_0 (usándose 0.8 para los primeros y 0.45 para los segundos). La construcción de los

terraplenes de gran extensión la simuló con números de capas pequeños, medios y grandes (entre 5 y 20). Aplicando el procedimiento descrito, con un modelo de plasticidad, los resultados, mostraron que al tratar de modelar los efectos de la compactación con esfuerzos horizontales mayores, los resultados sí dependen del número de capas, lo que no ocurrió con suelos sueltos, de tal manera que si se considera un número grande de éstas, el perfil de asentamientos presentó una tendencia asintótica hacia los asentamientos del material no compactado. De donde se induce que con demasiadas capas el asentamiento se sobreestima. Para suelos no compactados se obtuvieron perfiles de asentamiento que muestran independencia del número de capas usado. Errores como este han conducido a reconocer que para una modelación más realista, al colocar una nueva capa se debe asignar una rigidez intermedia entre la rigidez de la colocación y la rigidez de la capa colocada y compactada. Al parecer lo anterior se debe a que el comportamiento de una capa gruesa en un análisis, cuando se le aplica súbitamente la fuerza de gravedad, es diferente al de varias capas delgadas colocadas progresivamente¹⁸.

¹⁸ En conclusión, bajo una interpretación correcta, si se usan modelos elásticos lineales o no lineales es suficiente un número reducido de capas. Si se usan modelos elastoplásticos, en caso de tratar de simular la compactación mediante valores altos de K_0 , entonces se debe usar un número grande de capas; si no se simula la compactación el asentamiento no depende del número de capas.

2.2.4 COMPORTAMIENTO Y SIMULACION DEL PRIMER LLENADO

El primer llenado del embalse es una condición crítica de carga para las presas ya que gran parte de los asentamientos posteriores a la construcción tienen lugar en esta fase, durante la cual la carga del embalse causa desplazamientos horizontales y verticales sobre la cortina. Generalmente se asume que la membrana de concreto es impermeable, sin grietas. La presión del agua se aplica como una distribución de carga triangular hidrostática que actúa perpendicular a la membrana de concreto.

En una modelación completa de una PECC, una vez simulada la construcción, se debe modelar el plinto y la cara de concreto. Estas estructuras entran en contacto entre sí, la cara de concreto se apoya sobre el enrocamiento, las losas entran en contacto en las juntas verticales, y la cara de concreto se apoya sobre el plinto. Hasta ahora se han utilizado dos enfoques, uno simplista pero que no requiere prácticamente ningún esfuerzo para su modelación, y el otro más realista que considera una interfaz friccionante entre la cara de concreto y el enrocamiento, y contactos entre losas y entre losas y plinto.

En el enfoque simplificado aplicado a los PH analizados, se consideró una interfaz rígida entre la cara de concreto y el enrocamiento; con ello no se modelaron los contactos existentes como se explicó en la introducción. Aun con estas limitantes, se obtuvieron resultados lógicos en la distribución de las zonas de compresión y tensión en la cara de concreto. Actualmente, si se cuenta con valores experimentales de las propiedades de las interfases, es posible modelar geoméricamente la cara de concreto con todas sus juntas y contactos, y el software cuenta con elementos interfaz que los simulan. La alternativa más realista es desde luego la interfaz friccionante entre la cara de concreto-cortina. En la Figura 2.11 se presentan esquemas 2D de ambas opciones (Uddin, 1999). El capítulo siguiente está dedicado a una descripción somera de las interfases y su utilización en PECC.

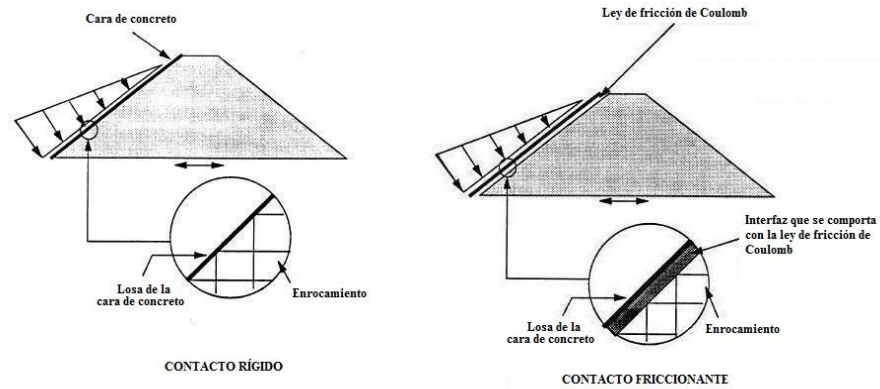


Figura 2.11 Tipos de interfaz entre cara de concreto y enrocamiento

2.2.5 MODELACIÓN DE INTERFASES Y DISCONTINUIDADES

En esta sección se da una breve descripción extraída de la literatura, de la evolución del modelado numérico de las interfases, pues durante alguna fase de la operación pueden ocurrir desplazamientos en las juntas constructivas de la losa y entre la losa y el plinto. Esto dimensiona las limitaciones de la unión rígida cara de concreto-enrocamiento, simplificación del procedimiento usado, pues en esta sección se muestra el grado de detalle que puede alcanzar una simulación exhaustiva de este aspecto del comportamiento de las PECC. En realidad con los parámetros necesarios y con el progreso del software, esta suposición podría sustituirse. Sin embargo, en los casos referidos el uso de una unión rígida entre la cara de concreto y el enrocamiento, simplificó y agilizó el análisis del llenado, pero a costa de no simular muchos aspectos de la respuesta de la cara de concreto; los estudios detallados que modelen con mayor precisión esta respuesta, necesariamente deben modelar las siguientes interfases de las PECC: losa-enrocamiento, entre páneces y entre losa y plinto. También resulta indispensable usar algún tipo de contacto si en los análisis se debe incluir una cimentación con alguna estructura geológica relevante. Las razones por las que no se realizaron los análisis de este tipo¹⁹, se presentaron en la introducción. A pesar de estas limitaciones, la aproximación obtenida con simplificación de la unión rígida, delineó las zonas de compresión y tensión en la cara de concreto.

¹⁹ Si bien se desarrolló la fase de modelado geométrico con interfases en La Yesca., no se contó con parámetros, ni con información precedente y tampoco con experiencia en este tipo de modelaciones.

Las soluciones numéricas de problemas σ - ϵ de la mecánica del medio continuo deben satisfacer: a) las ecuaciones de equilibrio, b) un modelo constitutivo adecuado y c) las condiciones de compatibilidad de los desplazamientos en la frontera entre todos los elementos finitos adyacentes, es decir los desplazamientos deben ser continuos y no pueden ocurrir aberturas o desplazamientos relativos entre elementos contiguos. Pero en varias estructuras como las PECC, pueden ocurrir desplazamientos relativos en la interfaz entre el enrocamiento y los tableros, lo que se convirtió en tema de estudio desde la década de los sesentas. Las investigaciones sobre interfases (o discontinuidades en materiales geológicos) se hicieron en dos áreas, que son la mecánica de suelos, con trabajos como los de Clough y Duncan, 1971, entre otros, y la mecánica de rocas con investigaciones como las de Goodman, Taylor y Breeke, 1968; etc. En ambas áreas se han hecho contribuciones importantes y en esta sección solo se da una breve descripción de algunos de los trabajos realizados.

En la mecánica de suelos, estos estudios se requirieron para simular de manera realista el comportamiento de interfases entre suelo y materiales estructurales, lo que exige que se consideren sus características friccionantes. Esto implica la evaluación de las propiedades de la interfaz, como son el ángulo de fricción límite entre estructura y suelo, y la relación entre el desplazamiento relativo de materiales en contacto y la fricción desarrollada en la interfaz (por ejemplo entre un muro y su relleno, y entre su base y el suelo de cimentación). Esto se hace con ensayos como los propuestos inicialmente por Potyondi (1961), en los que se efectúan pruebas de corte directo sobre especímenes compuestos, consistentes de una parte de suelo y otra parte de material estructural, a fin de determinar las características mencionadas en la interfaz.

Estas pruebas se realizan utilizando aparatos del tipo de corte directo, donde el suelo en la parte superior de la caja de corte se compacta; la parte inferior está formada por un espécimen de concreto, que simula la estructura. El contacto entre la mitad superior de la caja de corte y el concreto se debe mantener cerrado. Las pruebas se interpretan con la suposición de que el desplazamiento relativo entre la parte superior e inferior de la caja se debe solo al movimiento en la interfaz.

2.2.5.1 INTERFASES DE CLOUGH Y DUNCAN PARA SUELOS

En la Figura 2.2.1 se muestran las curvas esfuerzo de corte-desplazamiento (τ - δ) de algunas de las pruebas estudiadas por Clough y Duncan en 1970, donde se observa que los esfuerzos cortantes aumentan con el incremento del desplazamiento y alcanzan valores máximos para desplazamientos relativos de 0.02 a 0.03 pulgadas, después del cual los esfuerzos cortantes permanecen aproximadamente constantes. También se evidencia que las curvas τ - δ y los valores pico del esfuerzo cortante se incrementan con el aumento de los esfuerzos normales. Con el tiempo estos ensayos se han extendido a la dinámica de suelos, para estudiar el comportamiento de la interfaz entre la cara de concreto y el enrocamiento bajo condiciones de carga dinámica (Sarmiento, 2011).

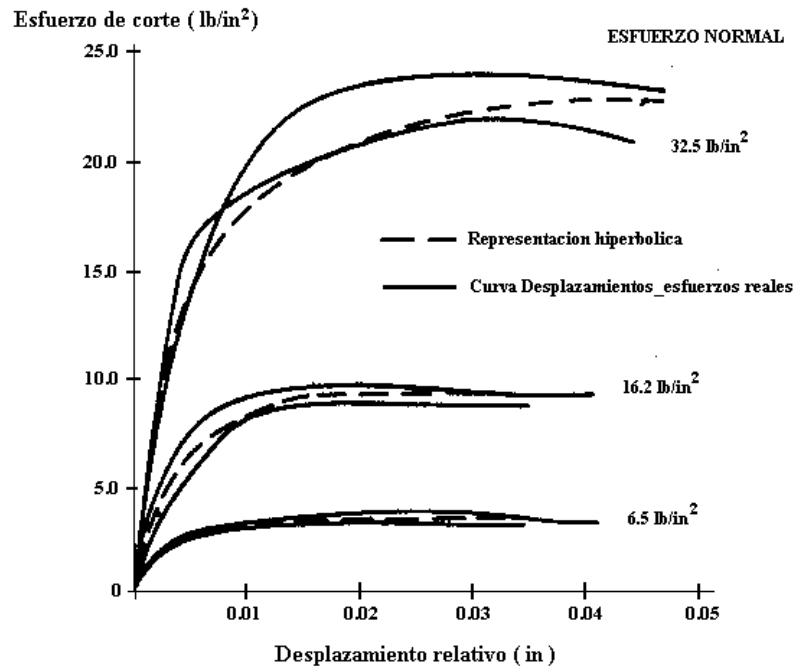


Figura 2.2.1 Comparación entre curvas hiperbólicas y curvas reales τ - δ de interfaces

ECUACIONES DEL COMPORTAMIENTO DE INTERFASES EN SUELOS. La forma de las relaciones τ - δ de la Figura 2.2.1 indica que el comportamiento de las interfases suelo-estructura es no lineal y dependiente del estado de esfuerzos, similar al comportamiento σ - ε de los suelos estudiado por Clough y Duncan en pruebas triaxiales en 1970, lo que los motivó para representar al comportamiento no-lineal τ - δ de una interfaz muro-relleno, mediante una formulación similar (Capítulo III, sección 3.5). Así aproximaron las curvas no-lineales τ - δ de una interfaz con una hipérbola que tiene como ecuación

$$\tau = \frac{\Delta_s}{a+b\Delta_s} \quad (2.5.1)$$

en la cual τ =esfuerzo cortante en la interfaz; Δ_s =desplazamiento por cortante en la interfaz; y a y b son coeficientes empíricos cuyos valores se determinan experimentalmente. Para determinar los valores de estos parámetros representaron el comportamiento τ - δ en un sistema de referencia transformado, en el cual la hipérbola original se convierte en una línea recta.

$$\frac{\Delta_s}{\tau} = a + b\Delta_s \quad (2.5.2)$$

En esta ecuación el coeficiente a es la ordenada al origen y b es la pendiente de la línea recta sobre este sistema de referencia transformado. Propusieron la estandarización del procedimiento para obtener esta línea recta, y eliminar en lo posible aspectos subjetivos en casos donde las curvas τ - δ no tuvieran una forma precisamente hiperbólica²⁰. Así el recíproco del coeficiente a lo definieron como la pendiente inicial de la curva τ - δ , y es similar al módulo tangente inicial de una curva σ - ε , en este caso llamado rigidez inicial al corte, K_{SI} , que ahora tiene unidades F/L³. El recíproco del coeficiente b lo definieron como la asíntota a la cual tiende la curva τ - δ cuando los valores del desplazamiento δ son muy altos. Este esfuerzo cortante asíntótico, τ_{ult} , es mayor que el valor pico del esfuerzo cortante o resistencia al corte de la interfaz, τ_f . Expresaron a τ_{ult} en términos de τ_f por medio de la siguiente relación de falla, R_f

$$\tau_f = R_f \tau_{ult} \quad (2.5.3)$$

²⁰ La convención propuesta fue tomar datos de desplazamiento para valores del esfuerzo cortante iguales al 70 y 95% del valor máximo del esfuerzo cortante (resistencia al corte de la interfaz).

La variación de la rigidez inicial al corte de la interfaz con los esfuerzos normales, la establecieron con la expresión sugerida por Janbu en 1963:

$$K_{SI} = K_I \gamma_w \left(\frac{\sigma_n}{p_a} \right)^n \quad (2.5.4)$$

donde K_I es un número de rigidez adimensional; n es un exponente que depende del nivel de deformación; γ_w es el peso específico del agua; p_a es la presión atmosférica y σ_n representa el esfuerzo normal en la interfaz.

Por otro lado, la resistencia al corte en la interfaz es proporcional a los esfuerzos normales, lo que puede expresarse en términos del ángulo de fricción del muro, δ , como sigue:

$$\tau_f = \sigma_n \tan \delta \quad (2.5.5)$$

Con las transformaciones algebraicas requeridas mostraron que la variación de los esfuerzos de corte con el desplazamiento tangencial puede expresarse en términos de los parámetros K_I , n , R_f y δ de la siguiente manera

$$\tau = k_u u = \frac{\Delta_s}{\frac{1}{K_I \gamma_w (\sigma_n / p_a)^n} + \frac{R_f \Delta_s}{\sigma_n \tan \delta}} \quad (2.5.6)$$

Clough y Duncan propusieron esta ecuación para calcular las variaciones del esfuerzo cortante con el desplazamiento tangencial para cualquier valor del esfuerzo normal. Este comportamiento no-lineal de la interfaz, dependiente de los esfuerzos, se expresa en términos de cuatro parámetros K_I , n , R_f y δ , cuyos valores pueden determinarse a partir de ensayos de corte en interfases.

RIGIDEZ AL CORTE TANGENCIAL DE INTERFASES EN SUELOS. De acuerdo a Clough y Duncan (1970) una forma conveniente de modelar problemas de contacto en análisis no lineales del suelo es realizar análisis incrementales, asignando propiedades apropiadas a la interfaz en cada etapa. Los valores adecuados de la rigidez tangencial, que deben usarse en un análisis incremental, pueden ser los representados por la pendiente de la

tangente a la curva τ - δ . Obtuvieron la derivada de la ecuación 2.5.6 con respecto a Δ_s y eliminaron Δ_s de la ecuación resultante, con lo que el valor de la rigidez tangencial es:

$$K_{st} = K_I \gamma_w \left(\frac{\sigma_n}{p_a} \right)^n \left(1 - \frac{R_f \tau}{\sigma_n \tan \delta} \right)^2 \quad (2.5.7)$$

Con esto posibilitaron la ejecución de análisis incrementales, donde los valores de K_{st} se determinarán con la expresión anterior, conocidos σ_n y τ al inicio de cada incremento de carga. Este valor de K_{st} proporciona aproximaciones válidas al comportamiento de las interfases, si los incrementos utilizados son suficientemente pequeños. La formulación es adecuada para modelar interfases definidas geoméricamente con un plano. De esta manera se propuso un modelo que puede representar el comportamiento de una interfaz, pero existe el enfoque de la mecánica de rocas, que se comenta a continuación.

2.2.6 MODELACIÓN DE DISCONTINUIDADES EN MEDIOS ROCOSOS

En esta sección se hace referencia a las discontinuidades macroestructurales que fenómenos físicos diversos generan en las masas de roca, las cuales pueden determinar el comportamiento mecánico de los macizos. Son varios tipos de superficies en cuya extensión se interrumpe la continuidad de la roca intacta, como en las estratificaciones y fallas tectónicas como las normales, inversas o de corte. También una roca posee una estructura, determinada por su proceso de formación que produce la orientación espacial de los granos individuales o de los minerales de la roca, la que puede ser: a) aleatoria como en rocas ígneas con resistencia y deformabilidad isotrópica, o b) estructura planar como la de rocas sedimentarias anisotrópicas. El modelo geológico geotécnico de un proyecto y su correspondiente modelo geométrico discretizado, deben modelar la masa rocosa con la superposición de la estructura de la roca intacta, al conjunto 3D de discontinuidades (Capítulo II, Introducción).

Este enfoque, propio de la mecánica de rocas, impulsó el desarrollo de métodos para analizar con técnicas numéricas el comportamiento de discontinuidades inmersas en

sistemas continuos, es decir, en macizos rocosos discontinuos²¹, pues surge el requerimiento de representar discontinuidades (juntas, contactos, fallas, diaclasas, etc.) en los medios rocosos. Así que no es de extrañar que en esta disciplina se hayan hecho contribuciones importantes.

Los elementos finitos que simulan el comportamiento de discontinuidades en macizos rocosos deben modelar la separación y el deslizamiento a lo largo de discontinuidades. La separación indica la apertura de dos o más bloques del medio, adyacentes a la superficie de una junta, que inicialmente estaban en contacto, donde subsecuentemente se puede restablecer el contacto, si el movimiento de los bloques se da en el sentido requerido. El deslizamiento es el movimiento relativo entre la superficie de la junta o falla y el medio circundante, cuando la fuerza cortante excede la resistencia al corte de la junta. Solo se presenta brevemente algunas de las aportaciones realizadas al estudio de las interfases en esta área, al describir algunos elementos finitos que representan el comportamiento mecánico de planos o superficies de debilidad.

2.2.6.1 ELEMENTOS FINITOS PARA LA MODELACION DE INTERFASES

Los macizos rocosos contienen numerosas juntas que poseen muchos grados de libertad traslacionales y rotacionales, discontinuidades no-lineales, por lo que el comportamiento del macizo rocoso es dependiente del estado de esfuerzos inicial y de la trayectoria de esfuerzos. Un enfoque general es el siguiente: el medio discontinuo se construye con elementos sólidos ligados por elementos interfaz consistentes de dos líneas, cada una con dos nudos (Figura 2.2.2). Cada línea representa a una de las caras de los dos medios que están en contacto, en el cual se podrán desarrollar deformaciones traslacionales de corte, normales y rotacionales. Estas condiciones se muestran en la Figura 2.2.3: a) estado inicial del medio; b) deslizamiento a lo largo de un grupo de juntas paralelas el cual puede producir el cruce con otros grupos de juntas con dirección oblicua; c) el

²¹ Las rocas usualmente se rompen y deforman a lo largo de planos de debilidad preexistentes, fallas, juntas u otras estructuras planas. Existen varios medios para evaluar la influencia mecánica de estas discontinuidades como son: los modelos físicos, el análisis de equilibrio de bloques rígidos, y técnicas numéricas como las diferencias finitas, los elementos finitos y los elementos discretos.

deslizamiento a lo largo de otros grupos de juntas oblicuas a las consideradas en (b), que puede crear cavidades entre los bloques; d) rotaciones que producen contactos entre las caras y las aristas de los bloques lo que genera cargas similares a las que soportan las vigas, lo que puede producir rotura de bloques. La formulación del elemento junta (Figura 2.2.2) sigue el enfoque general de los métodos de rigidez, lo que conduce a la obtención de la matriz de rigidez que se presenta en la ecuación. 2.5.10^a (en la literatura se pueden consultar los detalles correspondientes).

El vector de deformación $\{\epsilon_J\}$ de un elemento junta orientado en cualquier dirección del plano, se definió con los desplazamientos y rotaciones relativas de las dos caras adyacentes que la conforman, medidas desde el centro de la junta, considerando un sistema local:

$$\{\epsilon_J\}^T = [\Delta u_0 \quad \Delta v_0 \quad \Delta w_0] \quad (2.5.8)$$

Donde u_0, v_0, w_0 son las deformaciones de corte, normales y rotacionales respectivamente. El vector de esfuerzos locales en la junta se expresa $\{\sigma_{sn}^T\} = [\tau_{sn} \quad \sigma_n \quad M_0]$ como y tiene la siguiente relación con las "deformaciones":

$$\begin{Bmatrix} \tau_{sn} \\ \sigma_n \\ M_0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_s & 0 & 0 \\ 0 & k_n & 0 \\ 0 & 0 & k_w \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_0 \\ \Delta v_0 \\ \Delta w_0 \end{Bmatrix} \quad (2.5.9)$$

donde τ_{sn} es el esfuerzo cortante, σ_n el esfuerzo normal, M_0 el momento con respecto al centro de la junta, k_s la rigidez al corte, k_n la rigidez normal y k_w la rigidez rotacional. La matriz de rigidez resultante que aparece a continuación, debe rotarse para definir la contribución término a término a la matriz de rigidez global, definida con respecto a las coordenadas universales X, Y, Z.

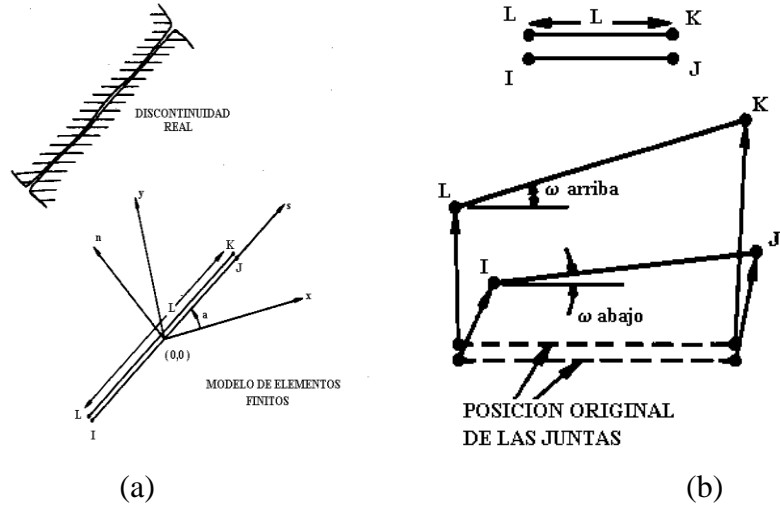


Figura 2.2.2 (a) Elemento junta. (b) Rotación de un elemento junta

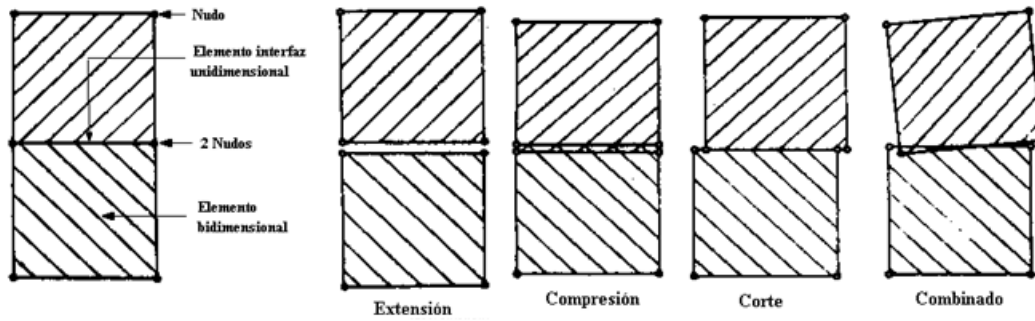


Figura 2.2.3 Comportamiento general del elemento junta 2D; desplazamientos cortantes a lo largo de familias de juntas (b y c), con la adición de rotaciones (d).

$$[k_{sn}] = \frac{1}{4} \begin{bmatrix} k_s & 0 & k_s & 0 & -k_s & 0 & -k_s & 0 \\ 0 & 2k_n & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -2k_n \\ k_s & 0 & k_s & 0 & -k_s & 0 & -k_s & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2k_n & 0 & -2k_n & 0 & 0 \\ -k_s & 0 & -k_s & 0 & k_s & 0 & k_s & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -2k_n & 0 & 2k_n & 0 & 0 \\ -k_s & 0 & -k_s & 0 & k_s & 0 & k_s & 0 \\ 0 & -2k_n & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2k_n \end{bmatrix} \quad (2.5.10a)$$

Este elemento puede representar discontinuidades planas y usarse en la modelación del contacto cara de concreto enrocamiento de PECC, así como en el contacto entre los

tableros de la cara de concreto. Un enfoque reducido que no considera el grado de libertad rotacional, es el de Goodman, Taylor y Brekke (1968); su elemento junta solo representa: a) el deslizamiento a lo largo de un grupo de juntas paralelas lo que puede producir el cruce con otras juntas de dirección oblicua; b) el deslizamiento a lo largo de otros grupos de juntas no paralelas a las anteriores, lo que puede crear cavidades entre los bloques. La formulación numérica de este elemento junta se puede obtener al minimizar la energía potencial de los elementos junta (óp. cit.); aquí sólo se presenta la matriz de rigidez resultante.

$$[k_{sn}] = \frac{1}{6} \begin{bmatrix} 2k_s & 0 & k_s & 0 & -k_s & 0 & -2k_s & 0 \\ 0 & 2k_n & 0 & k_n & 0 & -k_n & 0 & -2k_n \\ k_s & 0 & 2k_s & 0 & -2k_s & 0 & -k_s & 0 \\ 0 & k_n & 0 & 2k_n & 0 & -2k_n & 0 & -k_n \\ -k_s & 0 & -2k_s & 0 & 2k_s & 0 & k_s & 0 \\ 0 & -k_n & 0 & -2k_n & 0 & 2k_n & 0 & k_n \\ -2k_s & 0 & -k_s & 0 & k_s & 0 & 2k_s & 0 \\ 0 & -2k_n & 0 & -k_n & 0 & k_n & 0 & 2k_n \end{bmatrix} \quad (2.5.10b)$$

2.2.7 ELEMENTOS INTERFAZ ADICIONALES SIN ESPESOR

Otra opción en la modelación es usar en todo punto de una interfaz un par de resortes, uno normal y otro traslacional, creándose así un elemento interfaz. El elemento estará formado por un par de puntos nodales en ambos lados de la interfaz. Se asume que el elemento no tiene ningún espesor (simplemente al proporcionar las mismas coordenadas a los nudos correspondientes, los dos elementos anteriores pueden no tener espesor). La relación entre el esfuerzo y el desplazamiento relativo de los puntos nodales del elemento es:

$$\{\sigma\} = [\lambda]\{\omega\} \quad \text{donde } [\lambda] = \begin{bmatrix} \lambda_s & 0 \\ 0 & \lambda_n \end{bmatrix}$$

Si la interfaz está sujeta a compresión la rigidez normal tendrá un valor grande y cuando el elemento está sujeto a tensión la rigidez normal tiene un valor pequeño. El esfuerzo de corte del elemento depende directamente del movimiento relativo entre ambos lados de la interfaz. Los valores de estas rigideces pueden determinarse con una prueba de

corte directo. Si se acepta la relación hiperbólica de Clough y Duncan (1970) entre el esfuerzo de corte y el desplazamiento relativo se obtienen las ecuaciones 2.5.6 y 2.5.7.

$$\tau = K_S u; \quad K_S = K_i \gamma_u \left(\frac{\sigma_n}{P_a} \right)^n \left(1 - \frac{R_f \tau}{\sigma_n \tan \phi + c} \right)^2$$

donde R_f es la proporción de falla; ϕ y c son el ángulo de fricción y la cohesión en la interfaz, respectivamente.

ELEMENTO INTERFAZ DE CAPA DELGADA. En el elemento de Goodman el nodo de una interfaz puede penetrar a otro durante la compresión, así que una rigidez normal muy grande puede tener un efecto adverso en los resultados. Por consiguiente, se ha desarrollado otro elemento, llamado elemento interfaz de capa delgada, el cual surgió de la observación y de pruebas de laboratorio, donde una interfaz entre dos materiales con grandes diferencias en propiedades se sujeta a esfuerzo de corte; en estas pruebas pudo observarse que se forma en el material menos rígido una capa de corte delgada con propiedades relativamente blandas. Por esa razón, el uso del elemento de interfaz de capa delgada es más conveniente al simular la interacción de materiales diferentes.

Para el elemento de interfaz de capa delgada, la deformación en la interfaz está compuesta por deformación elástica y deformación a la falla. Bajo condiciones normales, solo ocurre deformación elástica $\{\varepsilon^e\}$ en el elemento; entonces las propiedades de la interfaz delgada son iguales que las del enrocamiento y el elemento se trata como un elemento común. Cuando el esfuerzo de corte o los esfuerzos de tensión alcanzan la resistencia del material, ocurre la falla por deformación $\{\varepsilon^f\}$. La hipótesis sobre los patrones de falla es que no hay ningún desplazamiento relativo antes de la falla en la interfaz y que después el deslizamiento una vez iniciado se desarrolla continuamente. La falla por deformación $\{\varepsilon^f\}$ se expresa como sigue:

$$\begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_s'' \\ \Delta \varepsilon_n'' \\ \Delta \gamma_{sn}'' \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{E''} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{G''} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \sigma_s \\ \Delta \sigma_n \\ \Delta \tau_{sn} \end{Bmatrix} = [C''] \{\Delta \sigma\}$$

En la fórmula E'' y G'' son los módulos de falla por tensión y corte. Ya que no habrá falla por esfuerzo normal de la interfaz debido a la restricción de tableros de concreto, $\Delta\varepsilon'' = 0$. La deformación total de la interfaz es la suma de la deformación elástica y la deformación de falla.

$$\{\Delta\varepsilon\} = \{\Delta\varepsilon'\} + \{\Delta\varepsilon''\} = [C'] \{\Delta\sigma\} + [C''] \{\Delta\sigma\} = [C] \{\Delta\sigma\}$$

Existen varios otros elementos del tipo interfaz y sus aplicaciones diversas datan de tiempo atrás. Para concluir se señala que los programas de la compañía ICG (Flac3D y 3DEC entre otros), se crearon para el análisis numérico de problemas de la industria minera, que normalmente involucran macizos de roca, por lo cual utilizan elementos finitos tipo interfaz desde hace tiempo. En especial el programa 3DEC, es un código para el modelado de medios discontinuos, como los macizos rocosos, implementado con una técnica numérica “had hoc”, rama del análisis numérico denominada la técnica de los elementos discretos. Ésta, aunque parte de planteamientos asociados a las discontinuidades geológicas, diferentes a los de las interfases de Clough y Duncan, termina por idealizar a las discontinuidades con resortes normales y traslacionales, cuyas constantes se determinan de acuerdo a cada teoría.

En el caso de Flac3D el modelo de interfaz está definido por rigideces normal y cortante que existen entre un punto perteneciente a la interfaz y un plano de contacto. La interacción friccionante se desarrolla con la detección previa de la ocurrencia de contactos en zonas del medio discreto mediante programación. Cuando esto no ocurre se simula la separación o abertura, mecanismo también usado en la técnica de los elementos discretos. El procedimiento detallado se describe en los manuales de interfases (ICG, 2002, Manual de interfases del Flac3D).

Para terminar se menciona que recientemente se ha utilizado el modelo generalizado de plasticidad modificado para modelar los enrocamientos y sus interfases entre losa-enrocamiento, entre paneles y entre losa y plinto usando elementos interfaz de espesor nulo que siguen un modelo hiperbólico σ - ε en la dirección tangencial, con parámetros obtenidos

como se describió en la sección 2.2.5.1 (Clough y Duncan, 1970). Con ellas se ha modelado el proceso de construcción y primer llenado y los resultados concuerdan bien con el monitoreo de los asentamiento en la cortina, lo que indica que el procedimiento 3D de elementos finitos basado en el modelo generalizado de plasticidad modificado y en el modelo hiperbólico para las interfases, se puede usar para evaluar el comportamiento de las PECC.

2.2.8 ALGUNOS ASPECTOS DEL MODELADO DINÁMICO

Frecuentemente los problemas de la mecánica del medio continuo se modelan con ecuaciones que relacionan varias derivadas parciales de variables físicas. Estas ecuaciones raramente tienen solución explícita. La forma común de resolver EDPs es discretizarlas y aproximarlas con ecuaciones que contienen un número finito de incógnitas, para lo cual hay varias técnicas. El método más simple usa aproximaciones en diferencias finitas para los operadores diferenciales parciales. El método del elemento finito reemplaza la función original por una función que tiene algún grado de suavidad sobre el dominio global, pero que está formada por polinomios definidos por tramos sobre celdas simples. Entre éstos, está el método del volumen finito, que emula la conservación de la continuidad de leyes de la física. El análisis sísmico de una PECC es un problema de interacción suelo estructura (ISE) en el que se determinan simultáneamente los movimientos de la masa de suelo y de la estructura. Atendiendo al propósito del Capítulo II, para completar el esquema general de análisis de una PECC, se describen algunos conceptos de la modelación de ISE usada actualmente por algunos programas como el Flac3D, que se ha desarrollado al paso del tiempo y que ahora es de amplio uso en la práctica.

2.2.8.1 PROCEDIMIENTOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO

En esta sección se reproducen de la literatura aspectos del modelado dinámico de presas con análisis numérico, pues se han desarrollado procedimientos capaces de aproximar el comportamiento sísmico 3D de presas. Este tipo de análisis es particularmente importante en casos de PECC de gran altura, situadas en zonas de peligro sísmico, para evaluar su seguridad y el efecto de sismos fuertes en la deformación de la presa, en los esfuerzos y en dislocaciones de las losas de la cara de concreto. Existe un volumen considerable de literatura sobre el comportamiento sísmico de presas, que evolucionó desde los modelos 1D hasta complicados modelos 3D, que en el caso de PECC simulan la cortina con su cara de concreto con las juntas y contactos y el medio geológico de emplazamiento. En general los procedimientos numéricos más recientes aplicados a PECC son del tipo de los modelos completos de interacción dinámica suelo estructura (ISE).

Desde los años 60 la ISE dinámica ha adquirido importancia, en particular debido al desarrollo de la energía nuclear donde se requiere el diseño sísmico de instalaciones para los reactores, las cuales son masivas y desplantadas profundamente; también desde hace tiempo se han realizado análisis sísmicos de presas y en general de otras estructuras sujetas a carga dinámica. Christian en 1975, clasificó las técnicas numéricas del análisis dinámico disponibles en su momento (Figura 2.2.4). En el esquema hay varias bifurcaciones; la primera sobre la forma de construir una aproximación numérica, y se relaciona con la representación de las ecuaciones diferenciales parciales (EDP) que se resuelven. Esta primera alternativa consiste en elegir la representación de la EDP, ya sea que se realice sobre puntos discretos o sobre celdas discretas. En general los modelos totalmente no lineales que aproximan a las EDPs en puntos, se resuelven con enfoques directos en el dominio del tiempo, como se muestra en la rama derecha de la clasificación de Christian. En cambio algunas de las técnicas de la zona central del esquema, son lineales y se resuelven el dominio de la frecuencia, sobre modelos de celdas discretas o elementos finitos. Las técnicas del extremo derecho como la descomposición modal y su solución en el tiempo son muy utilizadas en la ingeniería estructural.

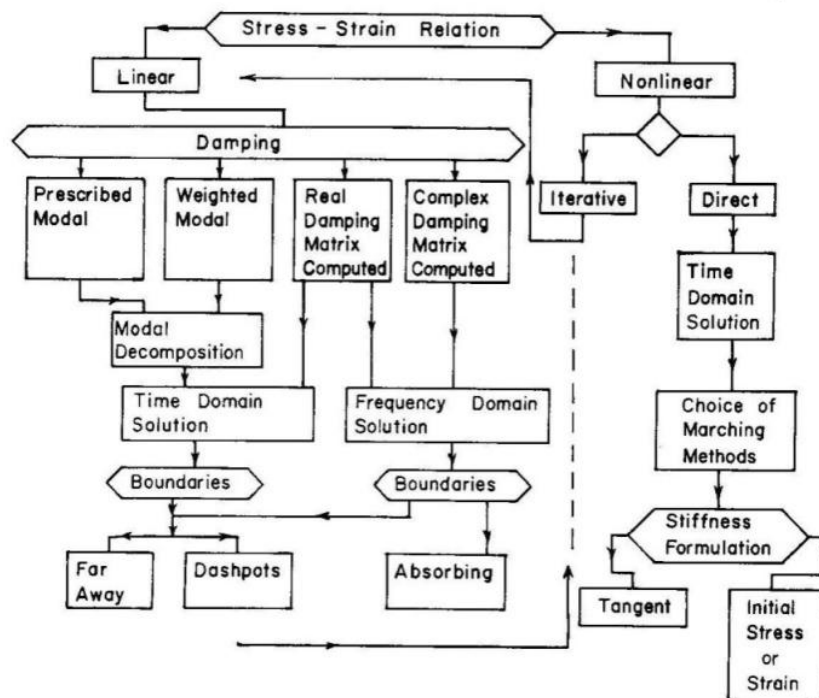


Figura 2.2.4 Procedimientos del análisis dinámico (Christian, 1975)

En la primera opción, denominada diferencias finitas, se discretiza a la ecuación básica al representar a las derivadas de las EDPs en rejillas regulares de puntos, con expresiones algebraicas en diferencias, obtenidas expandiendo en series de Taylor la solución y recortando los términos de error. Con esta discretización temporal y espacial se reemplaza a las derivadas continuas que aparecen en una EDP, por tasas de cambio en la variable sobre incrementos finitos pequeños. Esto supone que entre los puntos la solución se interpola con polinomios. Para resolver las ecuaciones discretas resultantes se puede utilizar el esquema explícito donde se busca una solución aproximada de u_i al tiempo $t + 1$, en términos de los valores conocidos de u_i en tiempos previos, porque los esquemas explícitos son relativamente directos y permiten una evaluación paso a paso de u_i directamente, y no requieren la solución de ecuaciones simultáneas.

La segunda opción se centra en la discretización del medio físico y lleva a las EDPs a su forma integral fundamental, sobre celdas discretas. Aquí surge otra disyunción, ya sea que se represente a la solución sobre la celda en términos de funciones preseleccionadas y después se integre a esas funciones sobre el volumen de cada celda (elemento finito), o se balanceen los flujos a través de las fronteras de la celda (volumen finito). La primera opción se basa en la discretización espacial y temporal del problema, lo que conduce al siguiente conjunto de ecuaciones para su integración numérica paso a paso en el dominio del tiempo.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{\ddot{u}_g\}$$

donde $\{\ddot{u}\}$, $\{\dot{u}\}$ y $\{u\}$ son los vectores de aceleraciones, velocidades y desplazamientos en los nudos del modelo discreto, $[M]$, $[C]$ y $[K]$ son las matrices globales de masas, de amortiguamiento y de rigidez respectivamente, y $[M]\{\ddot{u}_g\}$ es el vector de fuerzas externas. Calculados los desplazamientos para un tiempo t se determina el estado de deformación de cada elemento y sus propiedades con modelos constitutivos dinámicos no lineales para el siguiente paso (Sección 2.2.8.3). Debido al impresionante progreso del hardware y software en la actualidad hay una tendencia a utilizar el dominio del tiempo, integrando numéricamente las ecuaciones que rigen el problema.

La segunda opción discretiza al medio en celdas o elementos y utiliza el análisis en el dominio de la frecuencia de sistemas lineales sujetos a vibraciones. Para tener mayor similitud con la ecuación anterior, si se considera que existe amortiguamiento en el sistema se obtiene una formulación compleja, y la expresión anterior se transforma en el siguiente conjunto de ecuaciones en el dominio de la frecuencia:

$$([K] + i\omega [C] - \omega^2 [M])\{U(\omega)\} = \{S(\omega)\}$$

donde i es la unidad de los números complejos, ω es la frecuencia de análisis, $U(\omega)$ y $S(\omega)$ son las transformadas de Fourier de los desplazamientos y de las fuerzas aplicadas. El modelo geológico estructural queda representado por una función de transferencia, $H(\omega)$, la excitación sísmica con la transformadas de Fourier de la aceleración del terreno, $S(\omega)$, en la cimentación del sitio de emplazamiento de la estructura. Los resultados se obtienen con la densidad espectral de la respuesta calculada para varias frecuencias.

Los procedimientos representados en la Figura 2.2.4 en el dominio de la frecuencia son de tipo lineal; pero en ocasiones se requiere la consideración del comportamiento no lineal del suelo. En este paso se presenta nuevamente otra alternativa, pues en modelos lineales se utiliza comúnmente una solución lineal iterativa para simular los efectos no lineales (método lineal equivalente, Idriss et al, 1973), que usa ecuaciones o curvas que relacionan el módulo de rigidez al corte y la relación de amortiguamiento crítico, con el nivel de deformación al corte²². Las relaciones del módulo secante y de la relación de amortiguamiento del suelo, como funciones de la deformación al corte, se obtienen de pruebas de laboratorio; la Figura 2.2.5 muestra la forma general de esas curvas, para las cuales se han propuesto expresiones analíticas, que se ajustan a los resultados de pruebas de laboratorio. En los modelos no lineales totales, en el dominio del tiempo t , dependiendo del nivel de deformación para un paso de tiempo t_i , con modelos constitutivos dinámicos no lineales, se determinan las propiedades para el siguiente paso.

²² En la iteración inicial se suponen valores de G y β para cada elemento de una malla, y se resuelve el problema lineal resultante. En los ciclos que siguen se calculan las deformaciones en cada elemento, y con ellas se actualizan los valores del módulo y del amortiguamiento para cada elemento, a partir de las relaciones mencionadas, resolviendo nuevamente el problema lineal. El ciclo de iteraciones continúa hasta que el cambio en las deformaciones es suficientemente pequeño entre dos soluciones consecutivas.

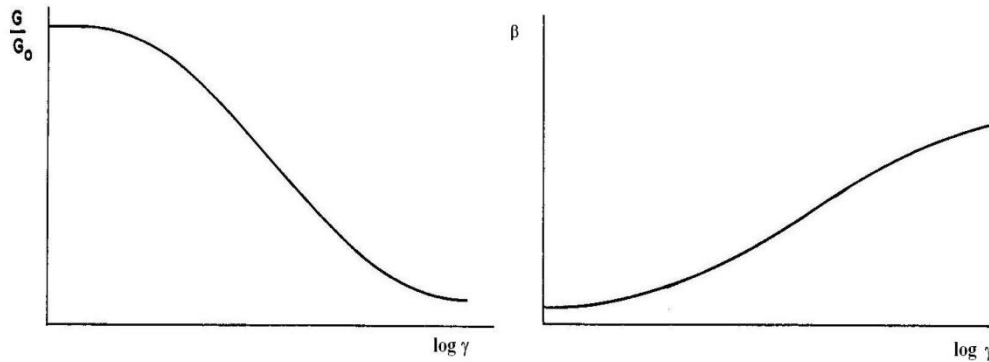


Figura 2.2.5 Curvas de variación de G y del β en función de γ (Lysmer et al., 1975)

2.2.8.2 ASPECTOS DE LA FORMULACIÓN DEL FLAC3D

Como es común a las formulaciones del análisis numérico, estas parten de principios generales como las leyes del movimiento, del uso de ecuaciones constitutivas y de condiciones de compatibilidad, obteniéndose como resultado un conjunto de EDPs que relacionan variables mecánicas con las cinemáticas. Así por ejemplo en la formulación estática se plantean nueve ecuaciones con 15 incógnitas (6 componentes del tensor de deformación, 6 del de esfuerzos y 3 componentes del vector de velocidad), lo que para su solución requiere 6 ecuaciones adicionales.

El Flac3D es un programa de diferencias finitas con un esquema explícito, para analizar numéricamente problemas del medio continuo 3D, que itera hasta alcanzar el equilibrio o el estado de flujo plástico. Plantea los problemas con los principios generales comentados y obtiene un conjunto de EDPs, que relacionan los esfuerzos con las tasas de deformación y velocidad, las cuales se resuelven numéricamente para geometrías y propiedades determinadas, dadas condiciones iniciales y de frontera específicas. Su método de solución aplica lo siguiente:

1. Un enfoque de diferencias finitas, donde las derivadas continuas de la formulación original se aproximan con diferencias finitas de primer orden, suponiendo variaciones lineales de la variable sobre el espacio finito, en intervalos de tiempo.

2. Un enfoque de discretización del medio, pues las diferencias finitas se obtienen sobre una malla que idealiza al medio continuo, lo que produce un medio equivalente discreto, en el cual todas las fuerzas involucradas (externas e interactivas), se concentran en los puntos de la malla usada.

3) Un enfoque dinámico en la solución, pues en su formulación básica los términos inerciales de las ecuaciones de movimiento se usan para alcanzar el estado de equilibrio del sistema bajo consideración. En el caso dinámico las cargas incluyen la excitación aplicada en la base del modelo, lo que induce fuerzas de inercia en todo el medio.

Con lo anterior se transforma a las leyes del movimiento del continuo en un conjunto discreto de nudos sobre los cuales se aplican fuerzas concentradas, externas y de interacción con las zonas que rodean a cada nudo; así se concentran las masas en los nudos al considerar la densidad de las zonas que rodea a uno de ellos. Es posible adosar al medio discreto elementos estructurales, como los que representan la losa de concreto. En el caso dinámico las cargas incluyen la excitación aplicada en la base del modelo, lo que induce fuerzas de inercia en todo el medio. Este esquema permite un análisis de ISE ante sollicitaciones dinámicas. Los sistemas de fuerzas en los nudos deben satisfacer las leyes de Newton con lo que se obtienen formas discretas de la segunda ley de Newton, las que se resuelven numéricamente con un enfoque de diferencias finitas explícitas en el tiempo, definiendo previamente una amplitud del paso temporal que asegure la convergencia y la aproximación de los resultados.

El esquema aplica la segunda ley de Newton que relaciona la aceleración de una masa con la fuerza aplicada, la cual puede o no variar con el tiempo. Establecido el esquema discreto anterior y partiendo de una condición inicial con condiciones de frontera, la secuencia general de cálculo para una iteración la resume Coetzee, M. J., et al. (1995), según la cual consiste en: a) invocación de la ecuación de movimiento para determinar las nuevas velocidades y desplazamientos a partir de las sollicitaciones aplicadas; b) obtención con ellas de las relaciones σ - ε ; c) con lo cual se determinan nuevos esfuerzos y fuerzas. En este contexto la segunda ley de Newton para un cuerpo sólido continuo, es

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i$$

donde x_i son los componentes del vector de coordenadas, g_i son los componentes de la aceleración de la gravedad (fuerzas de cuerpo) y las variables restantes tienen el significado acostumbrado. Para la solución se requiere la relación constitutiva correspondiente y de los componentes de la velocidad de deformación. Según esto los nodos del modelo discreto se aceleran de acuerdo a la segunda ley de Newton en términos de diferencias finitas según:

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \sum F_i^t \Delta t/m$$

con F_i es el vector de fuerzas aplicadas y nodales. La formulación nodal de las ecuaciones de movimiento se describe también en manuales del Flac3D (ICG, 2002), donde se aproxima localmente a las derivadas parciales de EDPs, usando derivadas de orden bajo. Se crea una malla de nudos para discretizar al medio y para la interpolación de la solución entre nudos, se utiliza una discretización mixta con mallas tetraédricas o hexaédricas. El desarrollo matemático de la implementación numérica incluye condiciones iniciales y de frontera y amortiguamiento mecánico. La solución proporciona al final de cada ciclo las tasas de deformación, de esfuerzos, la fuerza de desbalance, velocidades y desplazamientos. En su versión para grandes deformaciones, puede actualizar la geometría del medio (ICG, 2002).

Modelo para la simulación de la respuesta sísmica 3D. En una PECC, además del enrocamiento la formulación puede incluir al medio geológico, al que pueden acoplarse estructuras como la cara de concreto, lo que permite el análisis de interacción entre el medio geológico circundante, la cortina y cualquier estructura. El problema sísmico puede acoplarse al problema de flujo de agua subterránea para calcular el efecto combinado.

El modelo de ISE que se describe, no incluye la fuente de la excitación sísmica. En el modelo de ISE descrito el medio se delimita con fronteras absorbentes y el ambiente sísmico se especifica con historias de aceleraciones sobre una frontera del modelo alejada de la estructura; los movimientos de la excitación deben satisfacer las ecuaciones de

movimiento del campo libre, por lo que debe obtenerse esta solución antes de que se resuelva el problema de ISE. Los problemas que se tratan consisten de dos partes; un análisis de campo libre o de respuesta en el sitio y un análisis de ISE sujeto a una excitación sísmica definida en términos de cargas o desplazamientos prescritos en una frontera externa. Generalmente la excitación se aplica en la frontera inferior; además, al sistema se le dota con fronteras laterales absorbentes, que radian hacia el exterior del modelo la energía que incide sobre ellas y ajustan la solución del sistema a la solución de campo libre del sitio, el cual circunda o rodea horizontalmente al medio interior, donde se desarrolla la ISE. El campo libre incluye la solución 2D para las fronteras laterales del modelo con forma rectangular, y la solución 1D, para las esquinas del paralelepípedo (Figura 2.2.6).

Características del método no lineal total. La formulación dinámica de Flac3D satisface lo siguiente: a) aplica cualquier relación constitutiva no lineal (sección 2.2.8.3); b) al usar leyes no lineales para los materiales, el mezclado de componentes de frecuencia diferentes, ocurre naturalmente; c) Modela automáticamente los desplazamientos irreversibles y los cambios permanentes; d) Se puede simular conjuntamente la propagación de ondas de compresión y de corte en una sola simulación y el material responde al efecto combinado de ambas componentes. f) La formulación del método no lineal total puede escribirse en términos de esfuerzos efectivos, por lo que puede modelarse la generación y disipación de presiones de poro durante y después de un temblor.

Para construir un modelo para un análisis dinámico en F3 se deben considerar los siguientes aspectos: (1) la carga dinámica y las condiciones de frontera; (2) el amortiguamiento mecánico; y (3) la transmisión de ondas a través del modelo.

Carga dinámica y condiciones de frontera. Generalmente se usa un frente de ondas de corte que se propagan verticalmente, a partir de una frontera rígida plana inferior (hipótesis de Kanai, 1962). Para obtener la excitación en esta frontera en ocasiones se requiere aplicar la técnica de la deconvolución, en el caso de registros sísmicos superficiales no registrados en afloramientos de roca. Flac3D modela una región de material sujeta a carga dinámica externa y/o interna aplicando una excitación dinámica en

una frontera o en un nudo interior. El caso más común es el de la aplicación de una historia de aceleraciones en una base rígida, tal como se muestra en la Figura 2.2.6. Son varias las condiciones de borde o de frontera que se pueden utilizar en un modelo como el descrito, el cual usa una combinación de fronteras viscosas y más allá, hacia el exterior, condiciones de campo libre. Con esto pueden reducirse las reflexiones de las ondas en frontera inadecuadas.

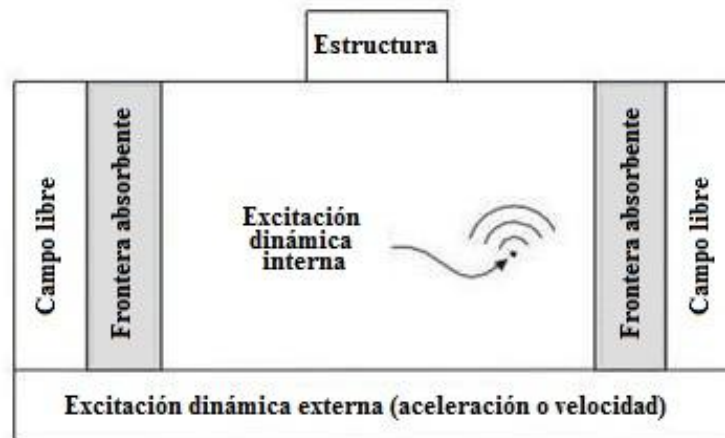


Figura 2.2.6 Modelo para la ISE dinámica

Fronteras absorbentes. En ocasiones, al modelar problemas dinámicos de la geomecánica, además de la estructura se debe incluir al medio circundante. Su mejor representación sería con una extensión ilimitada, pero esta infinitud horizontal no puede modelarse. Tampoco son válidas las condiciones de frontera que se aplican en problemas estáticos, como los desplazamientos nulos, pues no pueden simular la disipación de energía a través de tales fronteras; por el contrario causan la reflexión de las ondas en esas fronteras y conducen a un atrapamiento de las ondas dentro del modelo. Una alternativa es extender las fronteras y usar modelos más grandes, lo que reduce el problema, pero demanda mayores recursos computacionales, demanda que en el análisis dinámico al día de hoy todavía puede resultar restrictiva. Hasta ahora la solución más práctica desarrollada son modelos numéricos que solo discretizan la estructura y a una región finita del medio circundante, lo que se complementa con la incorporación de fronteras artificiales

absorbentes apropiadas, que simulan la disipación, pero que también reproducen la respuesta de campo libre del suelo en la vecindad exterior a las fronteras.

Se han desarrollado varios tipos de fronteras transmisoras. En Flac3D se implementó una combinación de frontera viscosa a la que en el borde exterior se le adosa una solución o frontera de campo libre; es decir se aplica una frontera viscosa aproximada, en cuyo extremo exterior de los amortiguadores se le conecta una columna de elementos que se desplazan con los movimientos de campo libre. En teoría esta combinación representa una mejor representación de la realidad (Figura 2.2.7).

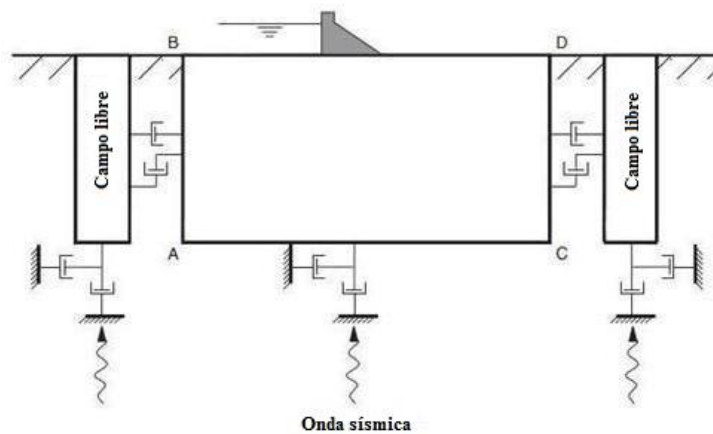


Figura 2.2.7 Modelo para la ISE 2D dinámica

El primer método publicado, la frontera viscosa desarrollada por Lysmer y Kuhlemeyer (1969), lo basaron en el uso de amortiguadores independientes, en direcciones normal y cortante a la frontera absorbente. El esquema opera en el dominio del tiempo y ha demostrado su efectividad en modelos de elemento finito y de diferencias finitas (ICG 2002, Optional Features). Con este método se coloca en cada nudo de la frontera absorbente amortiguadores independientes en la dirección normal y de corte, que producen fuerzas viscosas normales y de corte calculadas con las expresiones:

$$t_n = -\rho C_p v_n \quad t_s = -\rho C_s v_s$$

Esta frontera absorbente de energía es la más simple. Su absorción óptima se obtiene solo para ondas que colisionan perpendicularmente. En problemas 2D y 3D se obtiene una absorción razonable para ángulos de incidencia mayores de 30°. Por lo que es importante que las fronteras viscosas se coloquen a distancia de la fuente de excitación, para obtener una solución razonable. Le falta precisión en problemas sísmicos, donde la excitación se aplica normalmente a lo largo de toda la frontera inferior, en tal caso algunas de las ondas se propagan casi paralelas a las fronteras verticales viscosas. Posteriormente en algunos aspectos se desarrollaron mejores soluciones, como la de White et al. 1977 (citado por ICG 2002, Optional Features). De hecho la absorción de energía más eficaz requiere el uso de elementos dependientes de la frecuencia, pero por razones obvias sólo pueden usarse en análisis en el dominio de la frecuencia (Lysmer y Waas, 1972).

Sea la implementación más simple de fronteras viscosas u otra más precisa, un análisis dinámico inicia con un análisis geostático o condición de esfuerzos in-situ, en el que es común usar fronteras fijas o elásticas. En la fase dinámica esta condición de frontera se reemplaza por fronteras absorbentes, en la que los nodos de frontera se liberan y se calcularán automáticamente las fuerzas de reacción de frontera mediante la colocación de amortiguadores. Esta fase requiere precauciones para evitar cambios que modifiquen la condición estática previa a la carga durante la fase dinámica.

Fronteras de campo libre. En el modelo de ISE descrito las condiciones de frontera a los lados del modelo consideran el movimiento de campo libre que existiría en la ausencia de la estructura. Estas fronteras deben colocarse a suficiente distancia para minimizar las reflexiones de las ondas y lograr condiciones de campo libre. Para materiales con amortiguamiento alto, esta condición puede obtenerse con una distancia relativamente pequeña, pero cuando el amortiguamiento del material es bajo, la distancia requerida puede conducir a un modelo impráctico. El procedimiento alternativo es “forzar” el movimiento del campo libre de tal forma que las fronteras retienen sus propiedades no-reflejantes, absorbiendo las ondas que salen del modelo y que se originan por la ISE.

Entonces, las fronteras laterales a la malla principal, se acoplan a la malla del campo libre mediante amortiguadores viscosos que simulan las fronteras absorbentes (ver Figura 2.2.6), y las fuerzas desequilibradas de la malla del campo libre, se aplican a la frontera de la malla principal. Estas condiciones se expresan con las tres ecuaciones siguientes, las que se aplican a la frontera del campo libre a lo largo del lado de la frontera plana con normal en la dirección del eje x. Pueden escribirse expresiones similares para los otros lados y fronteras de la esquina:

$$F_x = -\rho C_p (v_x^m - v_x^{ff})A + F_x^{ff}; F_y = -\rho C_s (v_y^m - v_y^{ff})A + F_y^{ff}; F_z = -\rho C_s (v_z^m - v_z^{ff})A + F_z^{ff}$$

De esta manera, las ondas planas que se propagan hacia arriba no sufren distorsión en las fronteras porque la malla de campo libre proporciona condiciones que son idénticas a aquéllas del modelo infinito. Así si el movimiento de la malla principal difiere de aquel del campo libre (debido a que una estructura superficial radia ondas secundarias), entonces los amortiguadores actúan para absorber energía de una manera similar a las fronteras absorbentes.

En resumen el modelo de campo libre consiste en cuatro mallas de campo libre planas (2D) en las fronteras laterales del modelo, y cuatro mallas de campo libre (1D) de columna en las esquinas (Figura 2.2.8). Las mallas planas se generan para ajustarse a la malla principal sobre las fronteras laterales. Las cuatro columnas de campo libre de las esquinas actúan como fronteras de campo libre para las mallas planas del campo libre. Las mallas planas del campo libre se resuelven con cálculos 2D que asumen extensión infinita en la dirección normal al plano. Las mallas 1D de campo libre implican solo cálculos unidimensionales que suponen extensión infinita en las dos direcciones horizontales.

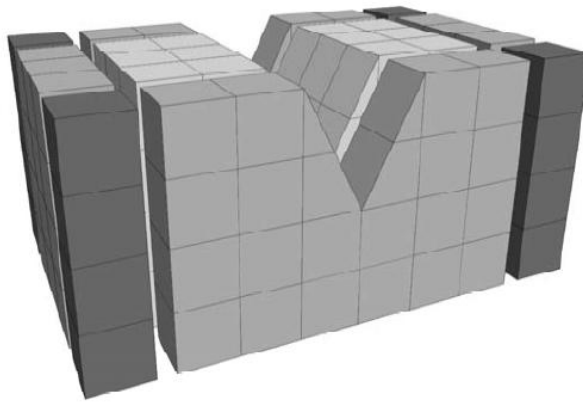


Figura 2.2.8 Modelo para ISE 3D, que muestra las 8 zonas de campo libre

Ya se ha introducido a la ISE dinámica, técnicas más modernas, basadas en el Método de Reducción de Dominio (MRD), con el cual creando varios subdominios, los modelos pueden alcanzar dimensiones bastante mayores que inclusive permiten incluir a la fuente sísmica. En este caso el problema donde se desarrolla la ISE, se confina a un subdominio reducido, que cuenta fronteras locales que incluyen amortiguadores para absorber la energía dispersada por el sistema.

2.2.8.3 MODELOS CONSTITUTIVOS DINAMICOS

El suelo no es un medio continuo, es trifásico formado por sólidos, agua y aire y así se le trata en disciplinas que lo requieren. En las técnicas aquí descritas se asume que el suelo es continuo; la siguiente suposición requiere que se le asigne algún modelo de comportamiento mecánico. Para el caso estático en el Capítulo III se describen algunos de los modelos que se han usado en el estudio de una PECC. El modelo elástico lineal simplifica mucho el análisis y proporciona algunas aproximaciones, pero bajo cargas sísmicas, no considera el amortiguamiento histerético del suelo y produce amplificaciones espurias de los movimientos en el terreno. Para evaluar deformaciones permanentes resultan más adecuados para problemas estáticos los modelos plásticos como los de Mohr-Coulomb, sin embargo, bajo carga dinámica, estos modelos de plasticidad no representan la disipación interna generada por la fricción entre partículas.

Experimentalmente se ha comprobado que el comportamiento dinámico del suelo es no-lineal y que presenta una degradación de la rigidez al corte y un incremento del amortiguamiento interno a medida que aumenta la deformación angular. Con base en esto se han desarrollado varios modelos constitutivos. Ya en páginas anteriores se comentó el Método Lineal Equivalente (EQLM), el cual es uno de los primeros en implementar la no-linealidad del comportamiento dinámico de los suelos a partir de evidencia experimental. Este método ha tenido una época de amplia aplicación cuando se implementó en varios códigos como FLUSH (Lysmer et al., 1975), etc. Con esta técnica elástica lineal iterativa, al final de todo ciclo de cálculo, se estiman las nuevas propiedades del suelo en términos del módulo secante de rigidez al corte (G_s) y del amortiguamiento interno (β), para proceder a un nuevo análisis elástico lineal. Se consideró así la degradación de la rigidez al corte y el incremento del amortiguamiento con la deformación angular, para lo cual se utilizan las relaciones experimentales presentadas en la Figura 2.2.5. La aplicación de este método generó la realización de numerosos estudios experimentales sobre la pérdida de rigidez y del incremento del amortiguamiento bajo deformación cortante.

Modelos dinámicos no-lineales. A lo largo del periodo señalado también se han realizado numerosos estudios experimentales con modelos histeréticos, que son más apropiados para la modelación dinámica en suelos, pues reproducen su comportamiento no lineal, que se manifiesta simultáneamente en la pérdida de rigidez al corte y en el incremento de la capacidad de disipación interna de energía en cada ciclo de carga-descarga. En estos modelos la representación del amortiguamiento está implícita y puede sustituir a idealizaciones con menor fundamento físico, como el amortiguamiento tipo Rayleigh. Adicionalmente, su implementación computacional puede combinarse con un criterio de plasticidad, pero esta no-linealidad, sólo se puede programar en códigos que trabajan en el dominio del tiempo, con integración paso a paso. Estas ventajas hacen de estos los modelos más empleados en la dinámica, en particular debido a su ajuste con el comportamiento experimental. Los modelos no lineales se pueden agrupar en dos clases:

Modelo tipo Ramberg-Osgood: donde la curva esfuerzo deformación ($\tau - \gamma$) es una relación del tipo $\gamma=f(\tau)$

$$\gamma = \gamma_c + \frac{1}{G_{\max}}(\tau - \tau_c) \left[1 + H \left(\frac{1}{n} |\tau - \tau_c| \right) \right] \quad (2.2.8.4)$$

Modelo tipo Davidenkoy: la dependencia de las variables se invierte donde $\tau=f(\gamma)$

$$\tau = \tau_c + G_{\max}(\gamma - \gamma_c) \left[1 + H \left(\frac{1}{n} |\gamma - \gamma_c| \right) \right] \quad (2.2.8.5)$$

donde G_{\max} es el módulo de rigidez al corte para pequeñas deformaciones del terreno, H es la función que define la forma de la curva para cada modelo, n es el factor que distingue la curva de carga inicial (n=1) de las curvas de carga y descarga sucesivas (n=2); τ_c, γ_c son el esfuerzo y deformación en el punto de inversión de la carga.

Solo es programable el modelo tipo Davidenkoy, pues en todo código numérico en análisis dinámico con modelos discretos, la incógnita primaria son los desplazamientos y de ellos se derivan las deformaciones y esfuerzos. Algunos modelos usados son:

Martin (Martin y Seed, 1978), que es un modelo de tipo Davidenkoy, donde la función de forma H para la Ecuación (2.2.8.5) es (modelo de 3 parámetros A, B y γ_0).

$$H = \left[\frac{(\gamma/\gamma_0)^{2B}}{1+(\gamma/\gamma_0)^{2B}} \right]^A \quad (2.2.8.6)$$

Los siguientes modelos proporcionan el módulo secante de rigidez al corte normalizado (G_{sec}/G_{\max}), para posteriormente obtener el módulo tangente de rigidez al corte, con la Ecuación (2.2.8.5).

$$G_{\text{tan}}(\gamma) = G_{\text{sec}}(\gamma) + \gamma \frac{dG_{\text{sec}}(\gamma)}{d\gamma} \quad (2.2.8.7)$$

Hardin-Drnevich (1972). Este modelo realiza el ajuste con un solo parámetro, $\gamma_y = \tau_y/G_{\max}$.

$$\frac{G_{\text{sec}}}{G_{\max}} = \frac{1}{1+\gamma/\gamma_y} \quad (2.2.8.8)$$

Modelo por omisión de Flac3D (ICG 2002) de 2 parámetros de ajuste: L_1 y L_2 , que son los valores de las deformaciones angulares logarítmicas ($L = \log_{10}(\gamma)$).

$$\frac{G_{sec}}{G_{max}} = s^2 \cdot (3 - 2 \cdot s) \quad \text{Con } s = \frac{L_2 - L}{L_2 - L_1} \quad 0 \leq s \leq 1 \quad (2.2.8.9)$$

Sigma3: con 3 parámetros de ajuste a , b , x_0 .

$$\frac{G_{sec}}{G_{max}} = \frac{a}{1 + \exp\left(\frac{-(L - x_0)}{b}\right)} \quad (2.2.8.10)$$

Sigma4: con 4 parámetros de ajuste a , b , x_0 , y_0

$$\frac{G_{sec}}{G_{max}} = y_0 + \frac{a}{1 + \exp\left(\frac{-(L - x_0)}{b}\right)} \quad (2.2.8.11)$$

No obstante sus bondades los modelos no lineales deben mejorarse en:

- Considerar amortiguamiento para las frecuencias altas que puede contener un acelerograma, las que no se amortiguan con los modelos presentados; se recomienda introducir un pequeño amortiguamiento de tipo Rayleigh proporcional solamente a la rigidez (ICG, 2002, Theory and Background).
- No captan la influencia de otros parámetros, pues su formulación sólo se basa en la forma de la curva $\tau - \gamma$, por lo que no se capta la influencia de parámetros como la presión de confinamiento, la frecuencia de excitación, etc., lo requiere correcciones para esos parámetros.
- Necesidad de definición de un criterio de inversión la carga para modelos con dimensión 2D o 3D. En casos 1-D, la inversión de la carga se produce cuando el incremento de deformación angular entre dos instantes consecutivos cambia de signo; pero en modelos 2-D y 3-D, por las múltiples componentes no nulas del tensor de deformaciones, este criterio no es aplicable. Flac3D cuenta con su criterio de inversión, basado en el cambio de signo del producto punto de un par de vectores de deformación previamente definidos.

Modelo generalizado de plasticidad. Para terminar se introduce una pequeña nota sobre este modelo. El análisis elastoplástico no lineal de presas de enrocamiento puede simular el comportamiento de enrocamiento bajo carga dinámica con otros modelos. Entre

las últimas aplicaciones se tiene al modelo de plasticidad generalizado, el que se ha usado exitosamente en la modelación del comportamiento de suelos arenosos bajo carga cíclica, incluyendo las respuestas volumétrica y desviadora. En este modelo las superficies potenciales de fluencia y plásticas no se especifican directamente. En su lugar, se usan vectores de dirección, y la regla de endurecimiento se describe explícitamente mediante una función de endurecimiento del módulo. En buena parte su efectividad se debe a que recientemente, se han propuesto algunas mejoras al modelo generalizado de plasticidad. Por ejemplo la incorporación de la dependencia del nivel de presiones, o la modelación de la anisotropía (Pastor et al. ,1993) y otras más (Ling et al. 2003).

2.2.8.4 COMPORTAMIENTO DE LA CARA DE CONCRETO.

El análisis numérico de una PECC cubre aspectos todavía más elaborados, como la interacción entre paneles de la cara de concreto, plinto y enrocamiento bajo la carga de llenado del embalse y carga sísmica. Parte del análisis numérico sobre la modelación del primer llenado, las interfases y del análisis sísmico, ya se comentó sumariamente en las secciones 2.2.5, 2.2.6 y en los párrafos anteriores. Este problema de interacción deberá realizarse en todo proyecto que lo requiera, pues los resultados pueden utilizarse en el diseño estructural del plinto, cara de concreto y juntas. Pero en estructuras como el plinto se requiere además conocer las subpresiones del agua, lo que conduciría al análisis del flujo. Por ahora en México el único grupo que ha tratado este problema es el del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Hay varias publicaciones sobre el tema como Sarmiento, Romo, Martínez y Marengo, 2004 y Sarmiento, 2011. En la última investigación, Sarmiento utiliza los elementos interfaz y el modelo completo de ISE antes descrito. Su estudio trata el diseño de las juntas constructivas y de los sellos en una PECC, para mejorar su desempeño ante el llenado del embalse y eventos sísmicos.

El problema planteado lo resolvió con el análisis de modelos 3D de PECC, que representan apropiadamente, la interacción entre paneles de concreto, plinto y enrocamiento, para lo cual utilizó elementos interfaz en las juntas y contactos

correspondientes. Concluye que sus resultados permiten comprender la transferencia de esfuerzos entre estos componentes de una PECC bajo cargas sísmicas horizontales, sobre todo en casos con excitaciones sísmicas aplicadas en la dirección del eje de la cortina.

Para construir los modelos numéricos de PECC con juntas entre los elementos mencionados, Sarmiento (2011) utilizó la interfaz preconstruida para problemas de contacto, de la librería del programa Flac3D. La principal dificultad para su uso radica en la asignación de las propiedades apropiadas a estos elementos de contacto. Sarmiento recurrió a los resultados de pruebas de laboratorio estáticas y dinámicas realizadas en trabajos anteriores, que evalúan esos parámetros en interfases entre materiales térreos y elementos estructurales. Las conclusiones a las que llegó sobre el comportamiento de la cara de concreto las presentó para el llenado del embalse y para la fase de análisis sísmico discutiendo sus efectos sobre la cara de concreto, interfases y juntas (laterales, perimetral), así como el desglose de la aportación de las dos componentes sísmicas horizontales. También evaluó la influencia de la cimentación y concluyó que si la roca sobre la que se apoya la cortina tiene una rigidez 40 veces menor que la rigidez del enrocamiento de la cortina, el valle influye en la respuesta sísmica de la cara de concreto, por lo cual es necesario incluirlo. Finalmente propuso acciones preventivas para mejorar el comportamiento bajo sismo de PECC, para evitar problemas en los paneles de la cara de concreto.

Análisis sísmico de la cortina del PH La Yesca. En el caso de La Yesca el grupo del Instituto de Ingeniería de la UNAM (Romo et al. 2006), realizó los análisis sísmicos del proyecto, con información proporcionada por la CFE sobre geometría y propiedades de los materiales de la cortina y de las excitaciones de diseño, compuestas por dos componentes horizontales, ortogonales entre sí, para periodos de retorno de 200 años y de 10,000 años actuando simultáneamente en la base del modelo (210 m bajo el lecho del río). Este estudio en colaboración con el personal técnico de la CFE, coadyuvó a definir el diseño de la geometría de la cortina, las pendientes de los taludes exteriores y la zonificación del enrocamiento.

Otros estudios. También en la respuesta dinámica de PECC, se ha utilizado ya el modelo generalizado de plasticidad para los materiales del enrocamiento, modelando las interfases entre la losa de concreto y el enrocamiento con elementos interfaz de espesor nulo y con un comportamiento σ - ε perfectamente elastoplástico en la dirección tangencial, usando la ley de fricción de Coulomb y demás requerimientos descritos en la sección dedicada a las interfases. Los resultados que se han obtenido, en términos de deformación de la presa, esfuerzos en las losas y dislocaciones en las caras de las juntas, comparan aceptablemente con las mediciones de campo. Con el modelo plástico generalizado también pudo obtenerse directamente la deformación residual de la presa durante el sismo. Todo lo anterior se ha obtenido sin complementar a este modelo único con métodos semiempíricos.

2.2.8.5 DISEÑO DE LA CARA DE CONCRETO Y DEL PLINTO

Se citan sólo algunos comentarios sobre el tema. En primera instancia, los análisis numéricos permiten evaluar la deformabilidad de la cortina, en términos de asentamientos permanentes debidos al proceso constructivo y al llenado del embalse, lo que produce desplazamientos permanentes en la cara de concreto. Esta es la parte del procedimiento general que pudo desarrollarse en el trabajo presentado, donde se evaluaron los desplazamientos de la cara de concreto y se encontró que son aceptables para las condiciones del llenado. Pero los modelos completos tienen alcances mucho mayores, como los descritos en la literatura sobre el tema²³: con los resultados del análisis numérico del comportamiento estático y sísmico de PECC, sumados al uso de manuales y reglamentos aplicables, se puede realizar directamente el diseño estructural de las losas de concreto y plinto.

En este proceso de diseño, se seleccionan las propiedades del concreto y del acero, se definen las condiciones de carga (dos de los casos considerados son la carga bajo el llenado del embalse y la carga sísmica), se realizan los análisis correspondientes y con base en un criterio preestablecido, se procede al diseño de los componentes de la cara de concreto. Con eso se pueden definir dimensiones de las losas como su espesor, el acero de refuerzo y la ubicación de las juntas verticales y horizontales. También se diseña el plinto. Por ahora no todo el proceso de análisis y diseño es numérico, así que cuando se requiere se recurre a la experiencia, como en el caso del cálculo de la amplitud del plinto.

Una lista más detallada incluye el análisis del comportamiento debido al llenado del embalse y al llenado más el sismo de:

a) Las losas para evaluar el esfuerzo máximo a la compresión y los esfuerzos de tensión, delimitando sus zonas de desarrollo.

²³ Publicaciones del Instituto de Ingeniería de la UNAM sobre trabajos de este tipo en proyectos con la CFE.

b) Losas y juntas para evaluar las aberturas que puedan desarrollarse en las juntas de las losas, en la junta entre el plinto y las losas y los desplazamientos normales entre losas y plinto a lo largo de la junta perimetral. Con esta información los diseñadores pueden determinar el tipo de sellos que soportarán las solicitaciones impuestas.

c) Plinto en el cual se analizan los esfuerzos para cada condición de carga, sobre todo en zonas críticas del modelo como aquellas donde en la cimentación hay estructuras geológicas como fallas, en las que pueden ocurrir desplazamientos relativos entre las unidades en contacto. Se evalúan los esfuerzos de compresión, tensión y corte y sus valores máximos.

Para los casos de carga que combinan el llenado más la carga sísmica, mediante análisis de ISE sujetos a sismo, es necesario apegarse a las reglas dictadas por organismos como ICOLD, que establece que el análisis debe realizarse para dos sismos de diseño, 1) el temblor máximo creíble y 2) el temblor básico de operación. Estos, se obtienen mediante estudios de peligro sísmico en el sitio y se expresan mediante: a) espectros de respuesta para excitación horizontal y vertical, b) acelerogramas sintéticos y/o escalados para excitación horizontal y vertical. Con esta información es posible realizar análisis dinámicos de PECC del tipo modal espectral y paso a paso ante temblores específicos.

Es una práctica definir varias combinaciones de carga sísmica, dependiendo del temblor (operación o máximo creíble) y de la magnitud de la excitación aplicada en las direcciones transversal y longitudinal de la PECC. Se calculan las respuestas correspondientes y se evalúa el comportamiento de la cara de concreto y del plinto.

Los resultados de este tipo de análisis permiten diseñar de manera más realista tales estructuras, las juntas verticales y la junta perimetral que mantengan la impermeabilidad de la cara de concreto. Los valores máximos deben compararse contra los valores permisibles admitidos por las condiciones de diseño. En caso dado deberán realizarse las modificaciones necesarias.

Con respecto a la amplitud del plinto, se calcula como función de la carga hidráulica H y de la calidad de la roca. Un criterio empírico para evaluar la calidad de la roca es el basado en la clasificación geomecánica de Bieniawski (RMR). Se han establecido para el plinto relaciones entre los valores del RMR y los valores correspondientes del gradiente hidráulico i ; con este valor y con la carga hidráulica del llenado, se puede estimar la amplitud del plinto. Otra opción para evaluar el gradiente hidráulico y de allí la amplitud del plinto, podría ser directamente la evaluación del gradiente debajo del plinto mediante análisis numérico del flujo. Con el diseño del plinto se determina su refuerzo y se revisa su estabilidad contra el deslizamiento y volteo, para los casos de carga considerados, como puede ser el llenado más sismo, con sus diferentes combinaciones.

CAPÍTULO III. MODELOS CONSTITUTIVOS PARA MEDIOS GEOLÓGICOS

3.1 INTRODUCCION

De la literatura sobre el tema se reproducen en esta sección conceptos de varios de los modelos constitutivos usados para simular el comportamiento σ - ε de los materiales geológicos, como los suelos y las masas rocosas. En particular se reproducen modelos usados en el estudio de enrocamientos y solo se enlistan modelos para las masas rocosas, que comúnmente constituyen la cimentación de las PECC. En ambos casos la explicación física ha sido difícil para los investigadores así como el desarrollo de modelos que describan el comportamiento σ - ε de estos materiales. Además existe la limitante de que los modelos sean suficientemente simples, para que permitan realizar análisis razonables.

Por otro lado, el procedimiento de análisis utilizado asumió las siguientes hipótesis relacionadas con este tema: a) el uso de modelos constitutivos elástico-lineales, con parámetros medidos en terraplenes de prueba o en ensayos de laboratorio, b) la asignación en toda sección vertical de la cortina, de un módulo de deformabilidad representativo, estimado a un tercio de la altura de la cortina, utilizando relaciones σ - ε evaluadas en ensayos, considerando el esfuerzo confinante a esa altura. Para sustentar la primera en los análisis que se presentarán en el Capítulo IV, con el modelo elastoplástico de Mohr Coulomb, se verificó el estado de la deformación bajo corte y tensión, el cual en los casos analizados resultó esencialmente dentro del rango elástico. La segunda hipótesis proporcionó resultados apropiados pero de requerirse, con el modelo elástico lineal hay alternativas para subzonificar aun dentro de cada material, el módulo de deformabilidad en función del esfuerzo confinante, mediante programación con el lenguaje empotrado fish. Otra opción es utilizar a un modelo similar que ya incluya esta dependencia.

Lo anterior conduce a describir sucintamente los principales modelos constitutivos usados en el análisis numérico σ - ε de enrocamientos con cara de concreto, para ubicar la aplicabilidad y las limitaciones del procedimiento descrito en este trabajo. En el análisis numérico aplicado a la mecánica de sólidos es fundamental la descripción de las relaciones

entre los esfuerzos, las deformaciones y el tiempo (curvas σ - ϵ), las cuales se conocen como relaciones constitutivas. Estrictamente, en mecánica de sólidos todos los fenómenos son no lineales, sin embargo, existen problemas en los que bajo ciertas condiciones ha sido conveniente usar formulaciones lineales; en otros problemas, la obtención de resultados realistas, está subordinada al uso de análisis no lineales. En este último grupo está la mayoría de los problemas de la mecánica de suelos y de rocas.

Inicialmente los análisis de PECC que se realizaron, fueron en su mayoría análisis 2D que usaron modelos elásticos lineales. En años recientes, los modelos no lineales son los principales. Una de las clasificaciones existentes para las relaciones constitutivas no lineales las agrupa así: a) las que representan a las curvas σ - ϵ mediante interpolación, con funciones matemáticas o con métodos de ajuste de curvas, b) las que usan teorías no lineales de elasticidad, y c) las que utilizan teorías de plasticidad. En el primer grupo pueden encontrarse los modelos bilineales y multilineales, el modelo hiperbólico de Duncan y Chang (1970) y otros como los basados en ajustes con polinomios.

Por otro lado, son enormes los logros en la construcción moderna, de tal manera que, últimamente se construyen PECC con alturas cada vez mayores. Simultáneamente los proyectos se deben emplazar en sitios con condiciones topográficas y geológicas cada vez más complejas. Con estas tendencias el análisis numérico se ha convertido en una herramienta poderosa que proporciona, entre otros resultados, los esfuerzos y las deformaciones en varias condiciones. Pero requiere modelos constitutivos con la capacidad para simular diversos problemas del comportamiento de los materiales geológicos.

Las relaciones σ - ϵ del enrocamiento son los parámetros más importantes en la determinación de la seguridad y comportamiento de una PECC y de la cara de concreto, por lo que en los análisis numéricos constituyen la información fundamental. Otro aspecto importante que también requiere la consideración de factores asociados a la cortina, que

incluyen la relación σ - ε , propiedades de resistencia y de deformabilidad²⁴, es la predicción del comportamiento de la cara de concreto, para mejorar su estado de esfuerzos,

3.2 MODELOS CONSTITUTIVOS APLICADOS A LOS ENROCAMIENTOS

Desde los años setenta, con el desarrollo de máquinas de ensaye de gran escala para enrocamientos y el progreso de las tecnologías de ensaye, se han estudiado profundamente sus propiedades de resistencia y deformabilidad. Esto, unido al progreso de las ciencias de la computación en el modelado geológico 3D, en el análisis y en el posprocesamiento, ha promovido la investigación sobre modelos constitutivos para los enrocamientos. Como resultado de estas investigaciones, se tienen modelos constitutivos cada vez más complejos. No hay ningún modelo que comprenda todos los aspectos que influyen en el comportamiento de un enrocamiento; lo que hay son modelos que se enfocan principalmente en cierta clase de fenómeno, consideran sus características esenciales y eliminan lo que es de menor importancia para su propósito. Esto debe considerarse cuando se selecciona un modelo constitutivo.

En general las relaciones constitutivas en geotecnia deben representar entre otros aspectos: a) una relación uno a uno entre todo incremento de esfuerzo y de deformación, b) satisfacer las ecuaciones de energía de la termodinámica, c) deben modelar la dependencia de los esfuerzos confinantes, d) la anisotropía, e) el creep, f) simular el endurecimiento con deformación, g) proporcionar una relación entre las direcciones de los incrementos de esfuerzos principales y de los incrementos de deformaciones, h) el comportamiento bajo grandes deformaciones, i) el comportamiento bajo compresión y bajo esfuerzos de corte, inclusive el cambio de volumen bajo esfuerzos de corte, j) deben representar el comportamiento σ - ε no-lineal y la fluencia plástica y reproducir procesos de descarga y

²⁴ Los materiales de los enrocamientos provienen de rocas sedimentarias, ígneas y metamórficas. En geotecnia sus principales propiedades son la densidad, el peso específico, la relación de vacíos, la resistencia a la compresión y a la tensión, etc. De acuerdo a la resistencia a la compresión no confinada saturada de la roca original, el material del enrocamiento puede clasificarse en duro si resulta mayor que 80 MPa, medio si está en el rango entre 30-80 MPa, y blando si es menor de 30 MPa. Marsal, 1979, presenta un capítulo sobre la resistencia y compresibilidad de los enrocamientos.

recarga con histéresis, con el desarrollo de deformaciones plásticas, k) deben representar los efectos de las trayectorias de esfuerzos, de la historia de esfuerzos, de los esfuerzos iniciales, etc. Lo anterior en suelos normalmente consolidados o sobreconsolidados y para condiciones de carga estática o dinámica. En los macizos rocosos, a varios de estos requisitos debe sumarse la representación del comportamiento mecánico de familias de discontinuidades, o discontinuidades individuales como las fallas.

Solo los modelos muy avanzados satisfacen adecuadamente los aspectos más relevantes en suelos o rocas. Sin embargo, este tipo de modelos requieren varios parámetros, algunos de los cuales no son fáciles de obtener. Consecuentemente en la práctica se asume un compromiso entre el uso de modelos sofisticados con múltiples parámetros de entrada y modelos simples que no reproducen todas las características de los materiales, pero que proporcionan aproximaciones razonables.

El desarrollo de modelos constitutivos se ha basado en varias teorías como la teoría elástica no lineal, la elastoplástica y la visco-elastoplástica. En el análisis numérico de enrocamientos los modelos constitutivos más usados son el modelo elástico no-lineal y los modelos elastoplásticos, por lo cual se comentan en la siguiente descripción. El software disponible para el análisis 3D en la CFE²⁵, para las fechas reseñadas, incluía los siguientes modelos constitutivos:

Modelos elásticos que no simulan casi ningún requerimiento de los enlistados anteriormente, con sus variantes: a) elástico isótropo que proporciona la representación más simple del comportamiento de un material, aplicable a materiales continuos homogéneos, isótropos, sin histéresis en la descarga. b) modelo elástico, ortótropos que representa materiales con tres planos mutuamente perpendiculares de simetría elástica. c) modelo elástico, transversalmente isotrópico que simula anisotropía en medios estratificados que presentan módulos elásticos diferentes en las direcciones normal y paralela a las capas, c) modelos elásticos no lineales en los cuales las propiedades varían con el nivel de $\{\sigma\}$ y $\{\varepsilon\}$ pero en los que varios mantienen limitaciones como la isotropía y la coincidencia de las

²⁵ Desde hace varios años se cuenta también con otros programas potentes, como el 3DEC, que se especializa en el modelado de medios discontinuos como los macizos rocosos.

direcciones de los incrementos de esfuerzos principales y de los incrementos de deformaciones, y que fallan en el cambio de volumen bajo esfuerzos de corte, como el modelo bi-lineal, el modelo K-G, el modelo de Duncan y Chang.

Modelos provenientes de la teoría de la plasticidad que mantienen limitaciones como la isotropía, como: a) modelo de Drucker-Prager útil para modelar arcillas suaves con ángulos de fricción bajos. c) modelo de Mohr-Coulomb, que es el modelo convencional para simular la falla bajo corte en suelos y rocas. d) modelo de juntas ubicuas que es un modelo anisotrópico de plasticidad que incluye planos débiles de orientación específica inmersos en un sólido de Mohr-Coulomb que puede representar una estructura planar como la de rocas sedimentarias que exhiben anisotropía e) modelo de endurecimiento o ablandamiento con la deformación y f) el modelo bilineal de endurecimiento ablandamiento con la deformación en juntas ubicuas, que representa el ablandamiento o el endurecimiento del material de una matriz y de un plano de discontinuidad, g) modelo modificado Cam Clay que puede usarse para representar materiales, como arcilla suave, cuando requiere tomarse en cuenta la influencia del cambio de volumen en las propiedades volumétricas y de resistencia al corte, h) modelo del Høek-Brown con un criterio de falla que caracteriza las condiciones de esfuerzo que llevan a la falla en roca intacta y en masas discontinuas de roca. El comportamiento de la superficie de falla es no lineal y se basa en la relación entre los esfuerzos principales mayores y menores. El modelo incorpora una regla de flujo plástico que varía como una función del nivel de esfuerzos de confinamiento. La versión 2 del paquete Flac3D proporcionaba aun otros modelos. Ocho para materiales con propiedades dependientes del tiempo (creep) y dos modelos para simular la presión de poro.

De todos ellos los que se han utilizado en el estudio de enrocamientos son: a) los modelos elásticos lineales o no lineales con sus variantes elástico isótropo, elástico transversalmente isotrópico, etc. b) Los modelos plásticos como el de Mohr-Coulomb; modelos no implementados en la versión del Flac3D, como el modelo inelástico no lineal e hiperbólico de Duncan y Chang, $\sigma_2 = \sigma_3$, aplicable a la simulación de juntas planas como el contacto entre losas y enrocamiento.

3.2.1 MODELO ELÁSTICO LINEAL

Los modelos constitutivos deben satisfacer varias leyes o reglas. Todos los modelos elásticos satisfacen el requerimiento mínimo, que exige que exista una relación unívoca entre todo incremento de esfuerzo y su correspondiente incremento de deformación, del cual es función, lo cual implica la reversibilidad. Además en estos modelos las direcciones de los incrementos de esfuerzos principales y de los incrementos de deformaciones, coinciden.

Los modelos elásticos basados en la teoría de la mecánica del medio continuo generalmente pueden clasificarse como lineal elástico basados en la ley de Hooke generalizada, o elástico de Cauchy en los cuales el estado de esfuerzos $\{\sigma\}$ depende solo del estado de deformaciones $\{\varepsilon\}$. En la medida en que satisfacen reglas adicionales a las mínimas enunciadas, dan origen a otros modelos elásticos como el hipoeelástico y el hiperelástico.

De todos ellos el modelo más simple es el lineal elástico isótropo, en el cual una vez que se remueve la carga, la deformación se revierte instantáneamente. El término isotropía asume que las partículas tienen una orientación aleatoria, de tal manera que un punto material no tiene propiedades que varíen con la dirección. Esto se considera aplicable a la modelación de ciertas rocas, como las ígneas intrusivas. En este caso todas las relaciones básicas σ - ε se describen con solo dos parámetros elásticos.

La relación básica σ - ε en este modelo es $\{\sigma\} = [C]\{\varepsilon\}$, en la cual, para problemas 3D, existen 6 componentes independientes de esfuerzos, $\{\sigma\}^T = [\sigma_{xx} \ \sigma_{yy} \ \sigma_{zz} \ \sigma_{xy} \ \sigma_{yz} \ \sigma_{zx}]$, y 6 componentes independientes de deformación, $\{\varepsilon\}^T = [\varepsilon_{xx} \ \varepsilon_{yy} \ \varepsilon_{zz} \ \varepsilon_{xy} \ \varepsilon_{yz} \ \varepsilon_{zx}]$. Una de las expresiones usuales de la matriz $[C]$ que relaciona σ - ε es:

$$[C] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu \end{bmatrix} \quad (3.1)$$

Relación en donde E es el módulo de Young, que establece una función entre el esfuerzo axial y la deformación axial, en pruebas simples de compresión o tensión ($\sigma_{xx} = E\epsilon_{xx}$), y ν es la relación de Poisson que asocia la deformación transversal con la normal en las pruebas antes mencionadas ($\epsilon_{yy} = \epsilon_{zz} = -\nu\epsilon_{xx}$). El parámetro ν puede usarse en estos modelos para simular capas compactadas mediante la relación $K_0 = \nu/(1-\nu)$. Por ejemplo un valor de $\nu = 0.49$ produce un $k_0 = 0.84$ que puede corresponder a un material compactado.

Pero en mecánica de suelos este modelo se presenta en una forma que separa la respuesta del material a cambios en los esfuerzos normales medios o hidrostáticos (esféricos) de la respuesta, a cambios en los esfuerzos desviadores, lo cual resulta más apropiado, pues el comportamiento bajo cambios de esfuerzos medios volumétricos es muy diferente al que ocurre bajo esfuerzos desviadores. En el primer caso la rigidez volumétrica del suelo aumenta, mientras que en el segundo la rigidez al corte se reduce. Así estas dos componentes de deformación se desacoplan y en función del módulo volumétrico de deformabilidad, K, y del módulo de rigidez al corte, G (Ecuación 3.2), respectivamente. K se define como el cambio entre la presión “hidrostática” y el volumen de un sólido elástico. G relaciona las deformaciones angulares con los esfuerzos de corte. Con ello la matriz [C] se transforma en:

$$[C] = \begin{bmatrix} K + 4/3G & K - 2/3G & K - 2/3G & 0 & 0 & 0 \\ K - 2/3G & K + 4/3G & K - 2/3G & 0 & 0 & 0 \\ K - 2/3G & K - 2/3G & K + 4/3G & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2G \end{bmatrix} \quad (3.2)$$

Donde K es el módulo de deformación volumétrica, el cual liga el esfuerzo promedio octaédrico a la deformación volumétrica ($\sigma_{oct} = K\epsilon_{vol}$), G es el módulo de rigidez al corte, que vincula el esfuerzo cortante con la deformación al corte ($\sigma_{xy} = G\epsilon_{xy}$). Finalmente, en problemas axiales de σ - ϵ , cuando las otras dos deformaciones son nulas²⁶, se introduce el módulo confinado $M = \sigma_{xx}/\epsilon_{xx}$ que relaciona los esfuerzos axiales a la deformación axial cuando las otras dos deformaciones axiales son nulas. En la ecuación 3.2 se observa el desacoplamiento entre los dos modos de deformación, lo que resulta ventajoso en la formulación matemática de este modelo; sin embargo este desacoplamiento usualmente no ocurre en los suelos reales²⁷.

Con un enfoque incremental en los modelos constitutivos elásticos las direcciones de los incrementos de esfuerzos principales y de los incrementos de deformaciones, coinciden, lo cual en términos matriciales se representa como:

$$\begin{pmatrix} \Delta\sigma'_x \\ \Delta\sigma'_y \\ \Delta\sigma'_z \\ \Delta\sigma'_{xz} \\ \Delta\sigma'_{yz} \\ \Delta\sigma'_{xy} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} K' + 4/3G & K' - 2/3G & K' - 2/3G & 0 & 0 & 0 \\ & K' + 4/3G & K' - 2/3G & 0 & 0 & 0 \\ & & K' + 4/3G & 0 & 0 & 0 \\ & & & G & 0 & 0 \\ & & & 0 & G & 0 \\ & & & 0 & 0 & G \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \Delta\epsilon_x \\ \Delta\epsilon_y \\ \Delta\epsilon_z \\ \Delta\epsilon_{xz} \\ \Delta\epsilon_{yz} \\ \Delta\epsilon_{xy} \end{pmatrix} \quad (3.3)$$

donde G y K' son: $G = E/2(1 + \nu)$, $K = E/3(1 - 2\nu)$. Se debe señalar que la formulación anterior no incluye presiones de poro. Existe una formulación análoga en términos de esfuerzos efectivos, con lo cual cambia el significado de algunos parámetros como K' , que ahora es el módulo efectivo de deformabilidad volumétrica.

APLICACIÓN DEL MODELO ELÁSTICO LINEAL ISOTRÓPICO. Una de las posibles justificaciones al uso de este modelo en procedimientos como el diseño de enrocamientos, es que proporciona resultados razonables cuando el estado σ - ϵ de una

²⁶ Se tiene: $M = E(1 - \nu)/[(1 + \nu)(1 - 2\nu)]$. Adicionalmente la constante de Lamé relaciona los $\{\sigma\}$ con las $\{\delta\}$ de la siguiente manera ($\sigma_{xx} = \lambda\epsilon_{vol} + 2\nu\epsilon_{xx}$) y $\lambda = \nu E/[(1 + \nu)(1 - \nu)]$.

²⁷ P. ej. la dilatancia donde los materiales granulares compactos se deforman volumétrica bajo corte.

cortina se encuentra alejado de cualquier condición de falla, lo que implica que en estas estructuras operen factores de seguridad altos. Por sus condiciones actuales de construcción bajo estrictas normas de compactación, es de esperarse que en las PECC prevalezcan estas condiciones, por lo cual pueden existir casos en que los análisis elásticos proporcionen buenas aproximaciones. Además otras condiciones de excepcionalidad para su aplicación son: a) que el módulo de deformabilidad sea relativamente uniforme entre los diferentes materiales que constituyen a la cortina, b) que se elijan valores de los módulos representativos para cada material en toda sección transversal, lo que se obtiene al considerar las relaciones evaluadas en el campo y laboratorio, en función de los esfuerzos confinantes y c) que se considere la trayectoria de esfuerzos que genera el primer llenado, al menos en términos tan simples como los propuestos en los métodos empíricos.

Ya que este modelo constitutivo sólo requiere dos constantes elásticas, el módulo de deformabilidad, E , y la relación de Poisson, ν , y dadas las idealizaciones que asume, para obtener predicciones razonables del comportamiento σ - ϵ , es indispensable determinar los valores más adecuados de las constantes mencionadas. Entre los esfuerzos realizados para lograr lo anterior, Penmann et al (1971) propusieron un método para la determinación del módulo a partir de resultados de pruebas en odómetro.

3.2.2 ELASTICIDAD LINEAL ANISOTRÓPICA

Los modelos elásticos presentan varias modalidades, al considerar al material isótropo, anisótropo, lineal o no lineal. En geotecnia se consideran solo dos tipos de isotropía en los materiales: a) la isotropía total la cual, raramente manifiestan los materiales geológicos (p. ej. las rocas ígneas intactas); b) la anisotropía que existe en materiales que la exhiben, como en el caso de los depósitos de suelo, cuyas propiedades dependen de la forma en que se depositaron, y de su historia de esfuerzos. Los suelos que se depositan en capas horizontales presentan un eje de simetría en la dirección de sedimentación. En este caso, si se consideran las relaciones incrementales σ - ϵ , se obtiene la siguiente matriz que relaciona deformaciones acumuladas con esfuerzos acumulados, para condiciones no drenadas:

$$\begin{bmatrix} A(1 - \mu'_{SP} E'_P/E'_S)E'_S & A(\mu'_{PP} + \mu'^2_{SP} E'_P/E'_S)E'_S & A\mu'_{SP}(1 + \mu'_{PP})E'_S & 0 & 0 & 0 \\ & A(1 - \mu'^2_{SP} E'_P/E'_S)E'_S & A\mu'_{SP}(1 + \mu'_{PP})E'_S & 0 & 0 & 0 \\ & & A(1 - \mu'^2_{PP} E'^2_S/E'_P)E'_S & 0 & 0 & 0 \\ & & & G_{PS} & 0 & 0 \\ & & & 0 & G_{PS} & 0 \\ & & & 0 & 0 & E'_P/2(1 + 2\mu'_{PP}) \end{bmatrix} \quad (3.4)$$

Donde por simetría

$$\frac{\mu'_{SP}}{E'_S} = \frac{\mu'_{PS}}{E'_P} \quad (3.5) \quad G_{PP} \frac{E'_P}{2(1 + \mu'_{PP})} \quad (3.6) \quad A = \frac{1}{(1 + \mu'_{PP}) \left[\frac{E'_S}{E'_P} (1 + \mu'_{PP}) - 2\mu'^2_{SP} \right]} \quad (3.5)$$

Los parámetros involucrados en las expresiones anteriores son: E'_S es el módulo de Young en la dirección de depósito; E'_P es el módulo de Young en el plano de sedimentación; ν'_{SP} es la relación de Poisson para la deformación del plano de la depositación debido a esfuerzos que actúan en la dirección de depósito; ν'_{PP} es la relación de Poisson para la deformación en el plano de la depositación debido a esfuerzos que actúan en el mismo plano; G'_{PS} es el módulo de corte en el plano de la dirección de depósito; G'_{PP} es el módulo de corte en el plano de estratificación.

3.3 MODELOS ELÁSTICOS NO LINEALES

Modelo elástico de Cauchy. Las limitaciones de los modelos anteriores condujeron a varios investigadores a tratar de mejorarlos. El enfoque más simple que surgió fue el de asumir dos estados de comportamiento en los materiales, uno elástico lineal y otro plástico, con lo cual se requirieron 4 valores para K y G, suponiendo valores constantes para cada caso, con valores próximos a cero para G en la zona de falla. Surgieron así modelos como el bilineal que bajo una descarga consideraba que G retoma su valor elástico lineal. Con enfoques más elaborados investigadores como Naylor et al. (1981), hicieron variar a los parámetros como una función de los estados de $\{\sigma\}$ ó $\{\delta\}$, lo cual solo resultó factible en modelos con un número reducido de parámetros, con lo que surgen variantes como el modelo K-G que consideraron dependencias no lineales de K y G, como una función de los invariantes de esfuerzos; posteriormente se puede comentar que con el avance en tecnología de la instrumentación se desarrollaron otros modelos.

El modelo elástico se mejora significativamente incluyendo una relación no lineal σ - ε , ya sea en forma incremental al utilizar módulos tangenciales variables K_t y G_t , o curvas lineales a tramos, usando módulos secantes variables a intervalos, K_s y G_s , expresados mediante relaciones entre la deformación volumétrica octaédrica vs el esfuerzo normal octaédrico, o entre la deformación al corte octaédrica vs el esfuerzo de corte octaédrico, respectivamente. Se obtienen entonces formulaciones elásticas no lineales con módulos tangenciales o hiperelástica, o las elásticas no lineales con módulos secantes o hiperelástica, las cuales deben combinarse con un criterio que defina la falla del material. Materiales con estas relaciones constitutivas se le llama medio elástico de Cauchy.

Entonces para un material elástico de Cauchy, el estado actual de esfuerzos, σ_{ij} , sólo depende del estado actual de deformaciones, ε_{ij} . La relación constitutiva correspondiente es de la forma $\sigma_{ij} = f(\varepsilon_{ij})$. El comportamiento de estos materiales es reversible e independiente de la trayectoria de esfuerzos, por lo que puede violar las leyes de la termodinámica. Esto ha conducido a usar módulos secantes variables a intervalos. Estos modelos son muy simples y dependen solo de los invariantes de esfuerzos o deformaciones,

simulan dos de las principales características del comportamiento de los suelos, la no linealidad y la dependencia de los esfuerzos hidrostáticos. Sus limitaciones son que es reversible e independiente de la trayectoria de esfuerzos. Su módulo tangencial es igual en la carga y en la descarga, por lo que sus aplicaciones están restringidas a casos de carga monotónica o proporcional.

Para el material elástico de Cauchy, el estado de esfuerzos del material depende solamente de la deformación, es decir los esfuerzos y la deformación del material tienen una única relación no-lineal. Los modelos elásticos no-lineales aplicados actualmente en el diseño de PECC, son en su mayoría del tipo elástico de Cauchy. Este emplea la forma incremental de la ley de Hooke generalizada, $\{\Delta\varepsilon\} = [C]\{\Delta\sigma\}$, y asume que las constantes elásticas (E , ν , K , G) en la matriz de flexibilidad son sólo funciones del estado de esfuerzos, y no relacionados a la historia de esfuerzos. Entonces la matriz de rigidez $[D]$ es la siguiente, donde K_t y G_t son el módulo tangencial volumétrico y el módulo tangencial de rigidez al corte.

$$\begin{bmatrix} K_t + 4/3G_t & K_t - 2/3G_t & K_t - 2/3G_t & 0 & 0 & 0 \\ K_t - 2/3G_t & K_t + 4/3G_t & K_t - 2/3G_t & 0 & 0 & 0 \\ K_t - 2/3G_t & K_t - 2/3G_t & K_t + 4/3G_t & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G_t & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G_t & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G_t \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

Las relaciones σ - ε anteriores constituyen el orden más bajo de los modelos elásticos de orden superior. Estos últimos, al considerar expresiones de tipo polinomial, de orden superior, permiten considerar factores del comportamiento no lineal e inelástico del suelo que los modelos lineales a tramos, no consideran. Bajo este enfoque surgieron los siguientes dos modelos.

Modelo hiperelástico de Cauchy. Si en los modelos σ - ε se utiliza la teoría de la hiperelasticidad, se consigue un enfoque más racional. Dependiendo del orden del modelo, se pueden considerar más aspectos como la dilatación bajo esfuerzos de corte. En este caso las relaciones constitutivas se basan en la hipótesis de existencia de una función de energía

de deformación²⁸, suposición que conduce a una relación 1 a 1 entre $\{\sigma\}$ y $\{\delta\}$. Así que además de satisfacer la no linealidad y la dependencia de los esfuerzos hidrostáticos, cumple con las ecuaciones de energía de la termodinámica, por lo que satisface condiciones de estabilidad numérica y unicidad de la solución. Pero ya que $\{\sigma\} = F_{ij}(\epsilon_{kl})$, se mantiene la independencia de la historia de carga y la reversibilidad; lo cual inhabilita a estos modelos para simular la inelasticidad. Lo que restringe sus aplicaciones a casos de carga proporcional

Modelo hipoelástico de Cauchy. Estos modelos utilizan una hipótesis más avanzada, al considerar tasas de variación²⁹, de tal manera que $\{\dot{\sigma}\} = [C]\{\dot{\epsilon}\}$ con lo cual se añade la dependencia de la trayectoria y la irreversibilidad en el sentido incremental, y solo es reversible infinitesimalmente, pues en esta condición los módulos tangenciales de carga y recarga son iguales por considerarse E_t en el mismo punto. El modelo hipoelástico satisface el requerimiento mínimo de una relación 1 a 1 entre todo incremento de esfuerzo y su correspondiente incremento de deformación; y proporciona una descripción mejorada del comportamiento σ - ϵ , al ser dependiente de la trayectoria de esfuerzos e irreversible. Entre sus desventajas genera anisotropía, con lo que introduce acoplamiento entre los esfuerzos normales y las deformaciones al corte, lo que conduce en condiciones 3D, a la necesidad de determinar 21 parámetros. Los modelos como el de Kondner (1963) y Duncan et al. (1970, 1978), pertenecen a esta categoría.

²⁸ La función de energía es $\sigma_{ij} = U / \epsilon_{ij}$, donde $U = U(I_1, I_2, I_3) = a_0 + a_1 I_1 + a_2 I_2 + a_3 I_1^2 + a_4 I_1^3 \dots$

²⁹ La forma general de esta ley es: $d\sigma_{ij} = d\epsilon_{nn}\beta_0\delta_{ij} + \sigma_{mn}d\epsilon_{nn}\beta_1\delta_{ij} + \sigma_{mn}\sigma_{np}\beta_2\delta_{ij} + d\epsilon_{mn}\beta_3\sigma_{ij} \dots$

3.4 MODELO HIPERBÓLICO DE DUNCAN Y CHANG

Por su capacidad para representar varios factores del comportamiento no lineal e inelástico del suelo en modelos 2D, así como por su relación con la modelación de interfases planas en medios discontinuos (por ej. entre la cara de concreto y el enrocamiento, a continuación se comenta el modelo hiperbólico de Duncan y Chang. Este modelo es de los más ampliamente usados en enrocamientos, para simular la construcción de PECC, debido a que sus parámetros son fáciles de obtener y tienen un significado físico muy claro. Duncan y Chang (1970) adaptaron el modelo de Kondner (1963)³⁰ que simula curvas no lineales σ - ε del suelo y lo introdujeron en formulaciones de elementos finitos, para evaluar el comportamiento no lineal σ - ε del suelo y lo ampliaron, para simular aspectos como su dependencia de los esfuerzos confinantes y la inelasticidad. Se considera la condición de que $\sigma_1 = \sigma_3$.

No linealidad del comportamiento σ - ε del suelo. Kondner (óp. cit.), mostró que las curvas σ - ε para varios tipos de suelos pueden aproximarse razonablemente con hipérbolas como la mostrada en la Figura 3.4.1 (a), que pueden representarse con una ecuación de la forma:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon}{a+b\varepsilon} \quad (3.4.1)$$

³⁰Entonces prevalecían en la Mecánica de Suelos dos enfoques, el análisis al límite y el análisis de la respuesta carga-deformación-tiempo. El desarrollo insuficiente del segundo enfoque limitaba la evaluación de los efectos de la carga, las deformaciones y el tiempo, sobre todo en problemas de dinámica. Por esta razón Kondner desarrolló un modelo realista y práctico. Su modelo hiperbólico es una relación simplificada que simula el comportamiento σ - ε no lineal del suelo. Así, Kondner integró en un solo marco conceptual los dos enfoques prevalecientes entonces, pues su formulación esfuerzo-deformación-tiempo contiene un criterio de falla, como un límite matemático cuando las deformaciones aumentan excesivamente.

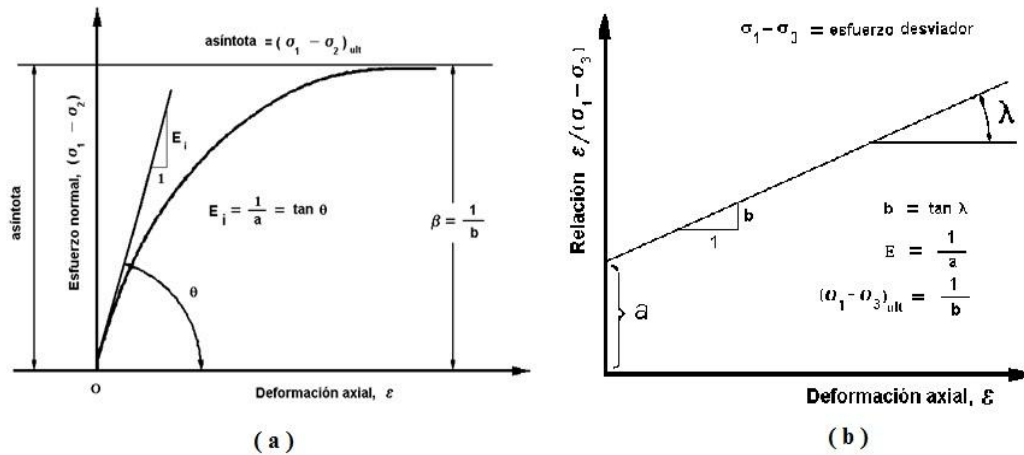


Figura 3.4.1 Curva σ - ε hiperbólica, b) Curva hiperbólica σ - ε con ejes transformados

Donde σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor; ε es la deformación axial; a y b son constantes que se calculan experimentalmente, cuyo significado físico Kondner estableció; a es el recíproco del módulo tangente inicial E_i y b es el recíproco del valor asintótico de la diferencia de esfuerzos $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ al cual tiende la curva σ - ε a medida que la deformación aumenta (Figura 3.4.1b). Kondner propuso un procedimiento para determinar los coeficientes a y b , que pueden calcularse fácilmente si los datos de esfuerzo y deformación se grafican sobre un sistema de referencia transformado (Figura 3.4.1b). En este sistema la Ecuación 3.5.1, se reescribe en la forma

$$\frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)} = a + b\varepsilon \quad (3.4.2)$$

Entonces a y b son la ordenada al origen y la pendiente de la línea recta resultante y es fácil determinar los valores correspondientes al mejor ajuste lineal a los datos de un ensaye. Además Duncan y Chang encontraron que el valor asintótico $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ es ligeramente mayor que la resistencia a la compresión del suelo y asumieron que se relaciona con la resistencia a la compresión por medio de un factor R_f de la siguiente manera

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} = \frac{R_f}{b} \quad (3.4.3)$$

En esta ecuación $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ es la resistencia a la compresión o la diferencia de esfuerzos a la falla; $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ es el valor asintótico de la diferencia de esfuerzos; R_f es la relación de falla; en esencia, R_f es independiente de la presión confinante. Ya que $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ es menor que $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$, R_f siempre será menor que la unidad y típicamente está entre [0.6, 0.9] para la mayoría de los suelos. La variación entre $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ con σ_1 se representa con la siguiente relación de resistencia de Coulomb:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{2c \cos\phi + 2\sigma_3 \sin\phi}{1 - \sin\phi} \quad (3.4.4)$$

Cuando sustituyeron en la ecuación 3.5.1 los valores de a y b en términos del módulo tangente inicial y de la resistencia a la compresión, obtuvieron una expresión hiperbólica que modela la no-linealidad del comportamiento σ - ε del suelo.

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon}{\left[\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)} \right]} \quad (3.4.5)$$

Dependencia de E_t de los esfuerzos confinantes. Exceptuando los ensayos no consolidados no drenados sobre suelos saturados, los valores del módulo tangente y de la resistencia a la compresión de los suelos, varían con la presión confinante aplicada en los ensayos. Duncan y Chang evaluaron esa dependencia de la presión confinante con la expresión de Janbu (1963), quien experimentalmente mostró que la relación entre el módulo tangente inicial y la presión de confinamiento puede aproximarse como

$$E_i = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (3.4.6)$$

Donde E_i es el módulo tangente inicial; σ_3 es el esfuerzo principal menor; p_a la presión atmosférica expresada en las mismas unidades que E_i y σ_3 ; K es una constante; y n es el exponente que determina la tasa de variación de E_i con σ_3 . Tanto K como n no tienen dimensión para determinar los valores de K y n , Propusieron un procedimiento similar basado en la graficación de los valores de esfuerzo y deformación de grupos de ensayos, sobre un sistema de referencia transformado semilogarítmico, ajustando una línea recta a los datos. Las ecuaciones 3.4.5 y 3.4.6 relacionan los esfuerzos a las deformaciones y a las presiones confinantes mediante cinco parámetros K , n , c , ϕ y R_f .

Variación del módulo tangente E_t . La relación σ - ε de la ecuación 3.4.5 es aplicable a análisis incrementales de esfuerzos porque se puede determinar el valor del módulo tangente para cualquier punto de la curva σ - ε . Si el valor del esfuerzo principal menor es constante, el módulo tangente, E_t , se obtiene como $E_t = \partial(\sigma_1 - \sigma_3)/\partial\varepsilon$. Diferenciaron sobre la ecuación 3.4.5 y obtuvieron E_t . Su valor es función del esfuerzo desviador y la deformación, lo que resolvieron al eliminar la dependencia de E_t de la deformación. Al despejar la deformación de la Ecuación 3.4.5 sustituyendo en la Ecuación 3.4.8, llegaron a la expresión

$$E_t = (1 - R_f S)^2 E_i \quad (3.4.7)$$

donde S es el nivel de esfuerzos o la fracción de la resistencia movilizada, dada por:

$$S = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \quad (3.4.8)$$

Finalmente sustituyeron las ecuaciones 3.4.3, 3.4.5 y 3.4.8, para $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, E_i y S, en la Ecuación 3.4.7 y obtuvieron una expresión para el valor del módulo tangente para cualquier condición de esfuerzos

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f(1 - \text{sen } \varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \text{sen } \varphi} \right]^2 K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (3.4.9)$$

Esta relación constitutiva propuesta por Duncan y Chang en 1970 para el módulo tangente, se utiliza en análisis incrementales de esfuerzos, efectivos o totales y utiliza los resultados de ensayos drenados o de ensayos no consolidados no drenados respectivamente, en la determinación de los parámetros. Las relaciones fueron derivadas para pruebas triaxiales estándar en las cuales el esfuerzo principal intermedio es igual al esfuerzo principal menor.

Comportamiento del módulo E durante la descarga y recarga. Para definir completamente el modelo no lineal σ - ε del suelo, Duncan y Chang (óp. cit.) estudiaron la descarga y recarga en las curvas σ - ε de especímenes de arena densa y suelta. El suelo es un

material elastoplástico ya que las deformaciones inducidas más allá de la carga de fluencia sólo son recuperables parcialmente; pero en la descarga y en la recarga el suelo se comporta casi elásticamente. A partir de ensayos con fases de descarga y recarga, Duncan y Chang propusieron que: el comportamiento σ - ε del suelo en descarga y recarga puede aproximarse con precisión con un comportamiento elástico y lineal, comportamiento independiente del esfuerzo desviador y por tanto, el valor del módulo sólo depende de la presión confinante, σ_3 . La variación del módulo con la presión confinante se expresa como

$$E_{ur} = K_{ur} p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (3.4.10)$$

Donde E_{ur} es el valor del módulo de descarga y recarga, K_{ur} es el número de módulo correspondiente. La influencia de la presión confinante, medida por el valor de n , es para propósitos prácticos la misma para descarga y recarga así como para la rama de carga virgen. El valor de K_{ur} para descarga-recarga, es mayor que el de la rama de carga virgen.

El modelo de Duncan y Chang es útil porque simplifica dos aspectos: a) Ya que el módulo tangente se expresa sólo en términos de esfuerzos éste, puede emplearse en problemas que involucran cualquier condición de esfuerzos iniciales y, b) Los parámetros involucrados en esta relación se determinan a partir de los resultados de ensayos de laboratorio. Sin embargo, no considera la dilatación y no puede usarse para análisis dinámicos.

3.5 MODELOS ELASTOPLÁSTICOS

Al ser seis los componentes de esfuerzos $\{\sigma\}$ y deformación $\{\varepsilon\}$, en cualquier punto de un material, en el caso general se requieren seis parámetros para definir una relación σ - ε . Pero esta definición se simplifica si el medio es isótropo, lo que reduce el número de parámetros a 3. Así para llegar a planteamientos y soluciones representables en el espacio 3D, los modelos de la teoría de la plasticidad se construyeron sobre la hipótesis de isotropía la modelación matemática se simplificó más. Si se postula que la fluencia de un material depende solo de la magnitud de los esfuerzos, y la representación de éstos se realiza solo con los invariantes de esfuerzos y deformaciones, los cuales en un punto dado son solo 3.

En los modelos elastoplásticos se mantuvo además la suposición de que las direcciones principales de los esfuerzos acumulados y de la deformación plástica incremental coinciden. Esto requirió otros supuestos que esta teoría proporciona, como son los conceptos función de fluencia como una superficie que separa el comportamiento elástico del comportamiento elastoplástico y de una regla de flujo. Con este marco teórico se proporcionó un enfoque más apropiado en la simulación del comportamiento real de los suelos que especifica la dirección de la deformación plástica para cada estado de esfuerzos.

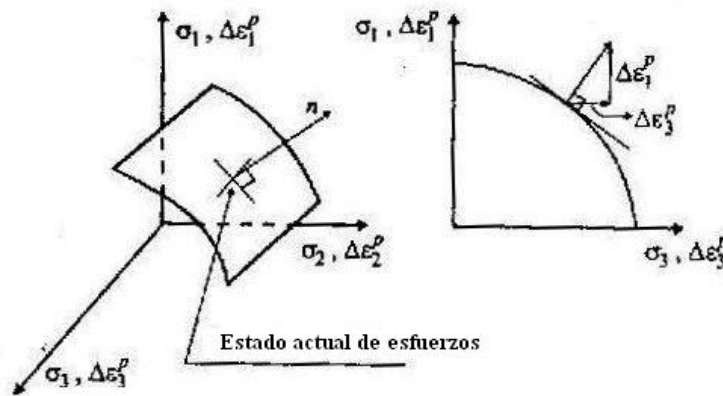


Figura 3.4.2 Esquema de los conceptos plásticos de función de fluencia y regla de flujo

Al suponer un enfoque incremental en esta área se desarrolló una teoría que simula el comportamiento de los siguientes materiales ideales: a) elástico lineal perfectamente

plástico, elástico lineal con endurecimiento plástico y elástico lineal con ablandamiento plástico. Así pudo obtenerse la relación entre esfuerzos incrementales $\{\Delta\sigma\}$ y deformación incrementales $\{\Delta\varepsilon\}$, como se resume en la formulación matemática que sigue. En la teoría de la plasticidad, el incremento de deformación se descompone en dos partes.

$$\{\Delta\varepsilon\} = \{\Delta\varepsilon^e\} + \{\Delta\varepsilon^p\} \quad (3.4.11)$$

Por consiguiente, la relación de σ - ε elastoplástica puede expresarse como:

$$\{\Delta\sigma\} = [D](\{\Delta\varepsilon\} - \{\Delta\varepsilon^e\}) \quad (3.4.12)$$

Donde la deformación elástica $\{\Delta\varepsilon^e\}$ se calcula con la ley de Hooke generalizada y la deformación plástica $\{\Delta\varepsilon^p\}$ con la fórmula siguiente:

$$\{\Delta\varepsilon^p\} = \Delta\lambda\{n\} \quad (3.4.13)$$

Donde $\Delta\lambda$ es un escalar positivo de proporcionalidad dependiente del estado de esfuerzos y de la historia de carga. Este representa la magnitud de la deformación plástica incremental y se determina con la regla de endurecimiento. $\{n\}$ representa la dirección del vector incremento de deformación plástica y se define con la regla de flujo. El límite entre la deformación elástica y la deformación plástica la especifica la superficie de fluencia. Según la última fórmula, la matriz elastoplástica general se expresa como:

$$\{\Delta\varepsilon\} = \{\Delta\varepsilon^e\} + \sum_{i=1}^l A_i \{n_i\} \Delta f_i \quad (3.4.14)$$

Donde l es el número de superficie de fluencia. Así, la matriz de flexibilidad se expresa como:

$$[C] = [C_e] \sum_{i=1}^l [C_i]_p \quad (3.4.15)$$

Donde $[C_i]_p = A_i |n_i| \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T$. Cuando se conoce el incremento de esfuerzo $\{\Delta\sigma\}$, el incremento de deformación plástica se determina con A_i (regla de endurecimiento), $\{n_i\}$ (regla de flujo) y $\frac{\partial f}{\partial \sigma}$ (superficie de fluencia). Para una sola superficie de fluencia, la matriz elasto-plástica se expresa como:

$$[D]_{ep} = [D] - \frac{A [D] \{n\} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D]}{1 + A \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \{n\}} \quad (3.4.16)$$

Cuando se utilizan superficies de fluencia dobles ($l=2$), la matriz elastoplástica es:

$$\begin{aligned} [D_{ep}] = & [D] - \frac{1}{D_{et}} \left\{ A_1 [D] \{n_1\} \left\{ \frac{\partial f_1}{\partial \sigma} \right\}^T + A_2 [D] \{n_2\} \left\{ \frac{\partial f_2}{\partial \sigma} \right\}^T \right. \\ & + A_1 A_2 [D] \left(\{n_1\} \left\{ \frac{\partial f_2}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \{n_2\} \left\{ \frac{\partial f_1}{\partial \sigma} \right\}^T - \{n_1\} \left\{ \frac{\partial f_1}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \left\{ \frac{\partial f_2}{\partial \sigma} \right\}^T \right. \\ & \left. \left. + \{n_2\} \left\{ \frac{\partial f_1}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \left(\{n_1\} \left\{ \frac{\partial f_2}{\partial \sigma} \right\}^T - \{n_2\} \left\{ \frac{\partial f_2}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \left(\{n_1\} \left\{ \frac{\partial f_1}{\partial \sigma} \right\}^T \right) \right) [D] \right. \end{aligned} \quad (3.4.17)$$

donde:

$$\begin{aligned} D_{et} = & 1 + A_1 \left\{ \frac{\partial f_1}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \{n_1\} + A_2 \left\{ \frac{\partial f_2}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \{n_2\} \\ & + A_1 A_2 \left(\left\{ \frac{\partial f_1}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \{n_1\} \left\{ \frac{\partial f_2}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \{n_2\} - \left\{ \frac{\partial f_1}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \{n_2\} \left\{ \frac{\partial f_2}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \{n_1\} \right) \end{aligned}$$

Hasta aquí la transcripción matemática de los modelos plásticos básicos. Dependiendo del tipo de función de fluencia, y consecuentemente de sus parámetros de estado, se desarrollaron los siguientes modelos básicos: a) elástico lineal perfectamente plástico, elástico lineal con endurecimiento plástico y elástico lineal con ablandamiento plástico. Entre los modelos elástico plástico sencillos se tiene a los modelos de Tresca,

Von Mises, Mohr-Coulomb, Drucker-Prager. De ellos tiene amplia aplicación el modelo de Mohr-Coulomb para la simulación del comportamiento σ - ε de enrocamientos.

Modelo de Mohr-Coulomb. Dentro de los modelos básicos de plasticidad sólo se incluyen algunos comentarios de este modelo básico de plasticidad de Mohr-Coulomb, por ser el único modelo plástico usado en este trabajo. El criterio de falla de Mohr-Coulomb es (Figura 3.5.3a) $\tau_f = c' + \sigma'_{nf} \tan \varphi'$, donde τ_f , σ'_{nf} son los esfuerzos de corte y los esfuerzos normales efectivos en el plano de falla y c' , φ' son los parámetros de resistencia del material. Cuando este se adopta como criterio de fluencia se reescribe como $F(\{\sigma'\}, \{k\}) = \sigma'_1 - \sigma'_3 - 2 c' \cos \varphi' - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \text{sen} \varphi'$, lo que en términos de invariantes de esfuerzos se transforma en:

$$F(\{\sigma'\}, \{k\}) = J - \left(\frac{c'}{\tan \varphi'} + p' \right) g(\theta) = 0 \quad \text{con } g(\theta) = \frac{\text{sen} \varphi'}{\cos \theta + \text{sen} \theta \text{sen} \varphi' / \sqrt{3}} \quad (3.4.18)$$

En el espacio de los esfuerzos efectivos la función de fluencia se grafica como un cono irregular hexaédrico (Figura 3.5.3b). Si se asume que el modelo de Mohr-Coulomb es perfectamente plástico, no se requiere ley de endurecimiento ni ablandamiento y el parámetro de estado $\{k\}$ es constante, independiente de la deformación plástica. Para completar la modelación del comportamiento plástico se requiere una función de potencial plástico. Si se adopta una función de flujo asociada, entonces el vector de incremento de deformación plástica está inclinado un ángulo φ' con respecto a la vertical e indica deformaciones plásticas negativas, es decir en tensión, lo que conduce a una deformación volumétrica plástica dilatante (Figura 3.4.3a).

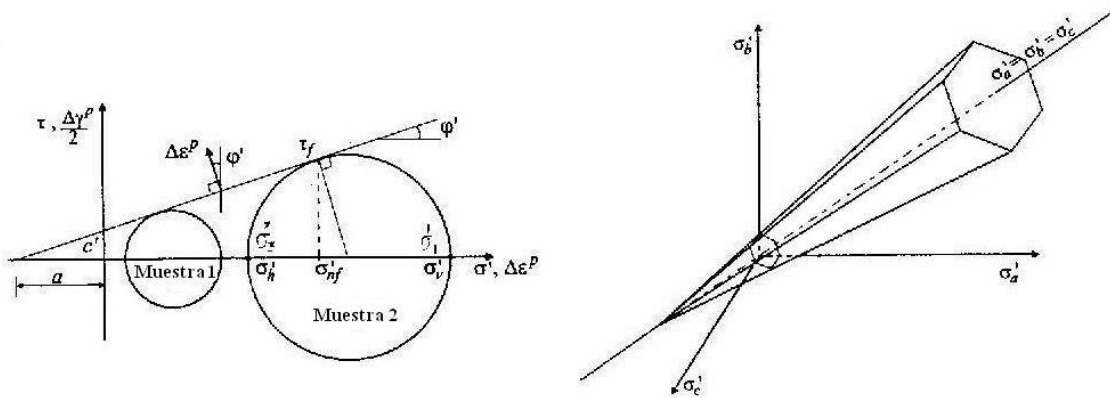


Figura 3.4.3 Modelo de Mohr-Coulomb: a) ley σ - ε , b) Superficie de fluencia; espacio $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$.

Este modelo tiene inconvenientes: a) primero, simula una magnitud de las deformaciones volumétricas plásticas mayor que lo observado en los suelos reales y, b) segundo, una vez que el suelo fluye se dilata permanentemente. Los suelos reales al ingresar a la superficie de falla, inicialmente se pueden dilatar, pero alcanzan una condición de volumen constante que conduce a deformaciones incrementales volumétricas plásticas nulas, bajo grandes deformaciones. Este inconveniente se corrige en parte al adoptar una regla de flujo no asociada, donde la función del potencial plástico toma una forma similar a la de la superficie de fluencia (ecuación 3.4.21), pero con el siguiente ángulo de dilatancia:

$$v = \text{sen}^{-1} \left(- \frac{\Delta\varepsilon_1^P + \Delta\varepsilon_3^P}{\Delta\varepsilon_1^P - \Delta\varepsilon_3^P} \right) \quad (3.4.19)$$

En esta sección se delinearón los modelos elastoplásticos simples, cuya capacidad para reproducir el comportamiento del suelo es restringida, pero que forman la base de las teorías clásicas de la mecánica de suelos. Implícitamente se supone que el comportamiento elástico es lineal, pero es posible (sección 3.4) introducir a la teoría elastoplástica, la elasticidad no lineal. Debido a la naturaleza compleja del suelo, no se ha desarrollado un modelo elastoplástico que incluya todas las facetas del comportamiento real del suelo, en función de un número limitado de parámetros, que puedan obtenerse de pruebas de laboratorio convencionales. Existen muchos que van desde los básicos hasta los más elaborados, entre los que se pueden citar a los: a) modelos de estado crítico, modelos de

estado crítico con superficies de fluencia y de potencial plástico alternas, b) modelos que simulan la capacidad limitada de los suelos a la tensión, c) modelos constitutivos con múltiples superficies de fluencia y de potencial plástico, como el modelo de doble superficie de Lade. Inclusive han surgido de la investigación, nuevos modelos que representan aspectos no contemplados anteriormente como el modelo generalizado de plasticidad en el cual se han propuesto mejoras como la consideración de la anisotropía (Pastor et al., 1985 y Pastor et al., 1990)

CAPÍTULO IV. RESULTADOS DEL PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO

4.1 INTRODUCCIÓN

Aguamilpa fue la primer PECC de gran altura construida en México. Su diseño, construcción y el monitoreo de su funcionamiento, permitió la obtención de experiencia en la construcción y operación de este tipo de obras en México, la que se aplicaría y se ampliaría posteriormente con las siguientes dos grandes PECC, El Cajón y la Yesca. En este capítulo se presentan los análisis 3D σ - ϵ para estos dos últimos casos reales. Por ello se describe, desde una interpretación personal, el procedimiento presentado por Alemán et al., 2005 y 2007, y se exime a los autores de cualquier interpretación errónea o discordante con sus criterios, que aquí se exprese.

Puede considerarse que el procedimiento usado en el diseño de los PH El Cajón y La Yesca, se presentó en dos partes: a) una primera de tipo deductiva, en la cual se tomó como base el comportamiento medido en El Cajón, se propusieron varias simplificaciones verificando que resultaran razonables, y b) una segunda parte de tipo inductivo, en la cual el procedimiento que se delineó en la primera parte, se aplicó al diseño de La Yesca. Hasta lo que se ha medido al día de hoy, el procedimiento mencionado aproximó el comportamiento real para la etapa de construcción. La siguiente fase, el primer llenado, no ha podido completarse pero al parecer los desplazamientos no rebasaron los calculados con el procedimiento. Tratándose de un proceso de pruebas sobre la efectividad de las simplificaciones entonces utilizadas y sobre su aplicación al diseño de La Yesca, sólo se incluyen mediciones sobre asentamientos y desplazamientos, pues no se cuenta con mediciones de campo de otro tipo.

4.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS PH EL CAJÓN Y LA YESCA

PH EL CAJÓN. Se construyó sobre el río Santiago, aguas arriba de la presa Aguamilpa en Nayarit, México. Tiene una cortina de enrocamiento con cara de concreto (ECC), que alcanza una altura de 188 m. Está el NAME a la elevación +394.0 m. Sus principales características son: $H = 188$ m.; $L = 550$ m.; $L/H = 2.9$ m.; $A/H2 = 3.2$ m., tipo de material, ignimbrita. Taludes aguas arriba y aguas abajo 1.40 (H): 1.0 (V). Citando a Alemán (2005) “la zonificación presentada en la Figura 4.1, se propuso después de la realización de diversos análisis esfuerzo-deformación con programas de elementos finitos”. También se comenta que “la sismicidad, no se tomó como un aspecto fundamental del diseño de la presa, pues la sismicidad de la zona es baja”. La aplicación de las especificaciones de espesores de capa, granulometrías número de pasadas, adición de agua y calidad del enrocamiento, permitieron que el enrocamiento de las zonas 3B, T y 3C alcanzara relaciones de vacíos del orden de 0.39 y de 0.270.

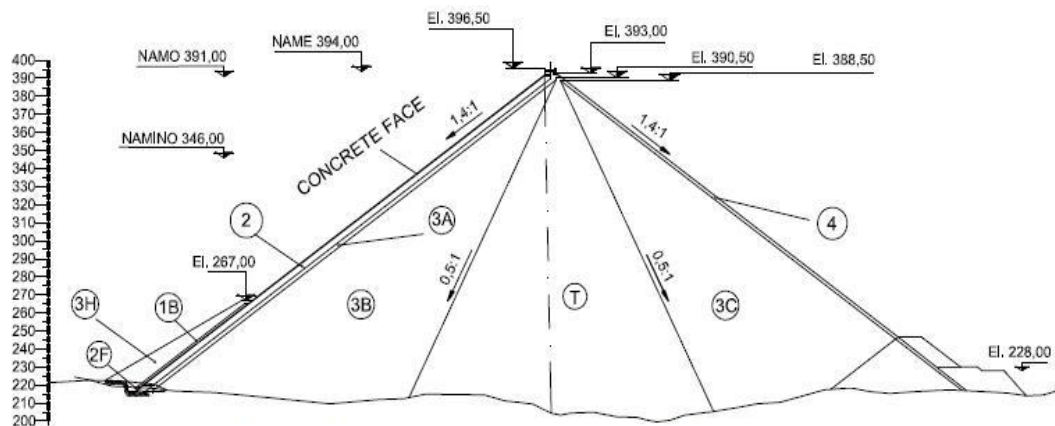


Figura 4.1 Sección máxima del PH El Cajón (Alemán, 2008)

PH LA YESCA. De Alemán et al., 2007, se transcribe lo siguiente: "El PH La Yesca... se localiza sobre el río Santiago... aguas arriba del PH El Cajón. La cortina es de ECC, con una altura de 205 m; los taludes exteriores aguas arriba y aguas abajo son de 1.41 m. Para el diseño geotécnico de esta estructura se realizó una extensa campaña de estudios de campo y pruebas de laboratorio para determinar las propiedades geomecánicas de los materiales de construcción de la cortina, así como diversos análisis de σ - ϵ de la cortina con el método de elemento finito". "Las sismicidad en la zona de interés está dominada

principalmente por tres fenómenos: la subducción de las placas oceánicas bajo la placa continental, la actividad del eje volcánico transmexicano y la zona sismogeneradora de San Cristóbal de la Barranca, Jal., que en 1875 generó un sismo de 7.3, según Malagón (1989): “son el primero y el tercero de estos fenómenos los que parecen aportar la contribución dominante. Los parámetros de los sismos base de operación (OBE) y Máximo de diseño (MDE) son: $a_0 = 0.14g$ y $0.41g$, $c = 0.38g$ y $1.02g$..., respectivamente”

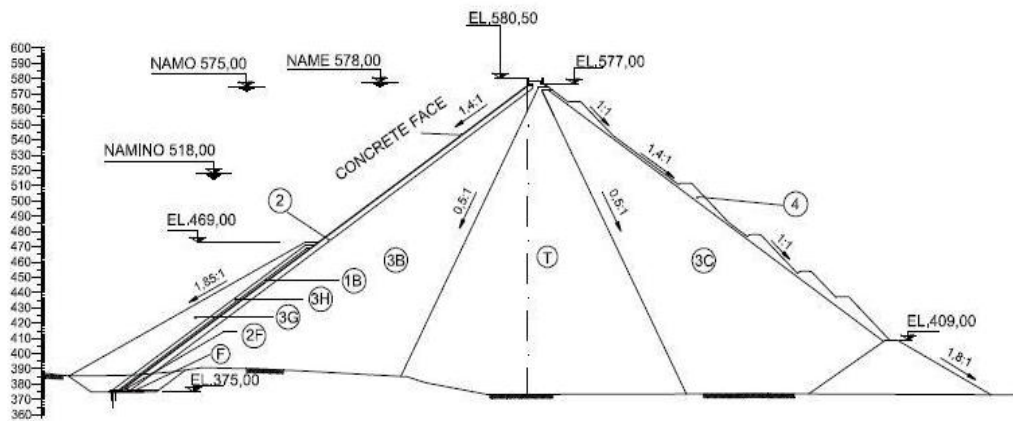


Figura 4.2 Sección máxima del PH de La Yesca (Alemán et al., 2011)

4.2.2 PROPIEDADES MECÁNICAS USADAS EN LOS ANÁLISIS DEL PH EL CAJÓN Y LA YESCA

La investigación de las propiedades mecánicas de enrocamientos ha sido desde hace varias décadas tema de estudio en la Comisión Federal de Electricidad (Marsal y Reséndiz, 1979), debido a la necesidad de construir presas de tierra y enrocamiento de gran altura para generar energía hidroeléctrica. Por ello desde entonces se construyeron grandes equipos como cámaras triaxiales y odómetros para el ensaye de estos materiales. Las propiedades de mayor importancia que se evalúan en esos equipos son la resistencia y la compresibilidad. En los casos reseñados, se realizaron ensayos de: a) resistencia al corte y deformabilidad en prueba triaxial gigante, b) deformabilidad en odómetro y c) deformabilidad medida en pedraplenes de prueba, cuyos resultados se resumen en las gráficas y tablas transcritas de las referencias señaladas (Alemán et al., 2005 y 2007).

Resistencia al corte deformabilidad en prueba triaxial gigante. Se realizaron pruebas triaxiales consolidadas drenadas en probetas gigantes de enrocamiento de 30 cm de diámetro y 70 cm de altura. Los resultados del ángulo de fricción interna y del módulo de elasticidad en función de la presión confinante se reproducen en figuras donde, comparativamente, se incluyeron los resultados de los PH La Yesca y El Cajón; en ellas se manifiestan los comportamientos típicos de los enrocamientos en cuanto a la dependencia del ángulo de fricción interna y del módulo de elasticidad con respecto al esfuerzo confinante σ_3 . Por el enfoque de los estudios citados, que describen el comportamiento de las PECC mexicanas, las figuras incluyen las propiedades del PH Aguamilpa (Figura 4.3).

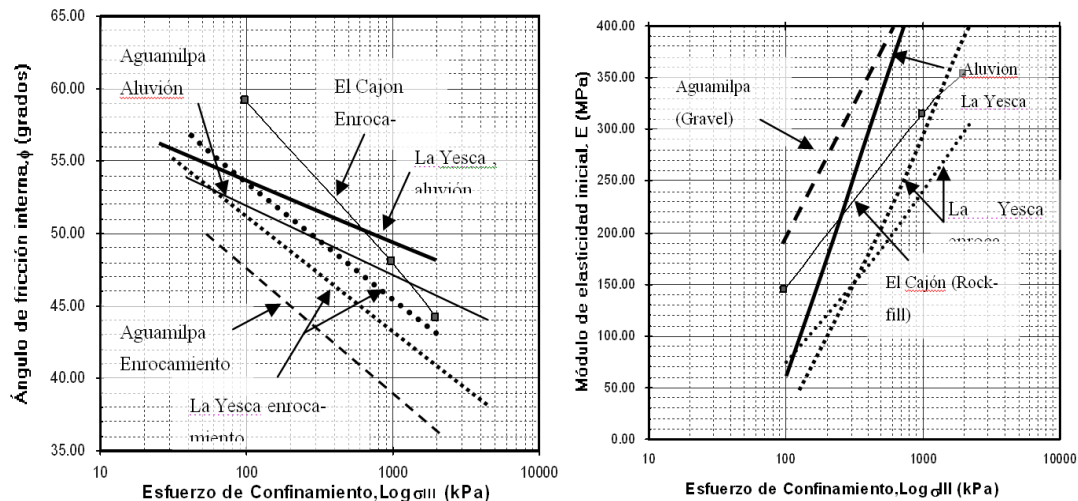


Figura 4.3 Efecto del confinamiento sobre el ángulo de fricción y Figura 4.4, sobre el módulo tangente inicial (E_{tj}), (Alemán et al., 2011).

Deformabilidad en odómetro. Sobre estos ensayos se reproducen algunos resultados de la variación del módulo elástico de los enrocamientos en función de la presión promedio aplicada en la Figura 4.5. Según se refiere se realizaron pruebas de odómetro mediano (probeta de 30 cm de diámetro y tamaño máximo de la partícula 3,8 cm.) y gigante (probeta de 110 cm de diámetro y tamaño máximo de partícula 17 cm.) en condiciones secas y saturadas.

La deformabilidad medida en pedraplenes de prueba, los técnicos de la CFE la determinaron a partir de los asentamientos instrumentados y registrados en dos pedraplenes

de prueba, uno para El Cajón y otro para La Yesca; los módulos de deformabilidad en cada zona del pedraplén la calcularon, con la expresión: (Alemán et al., 2007):

$$E = \left(\frac{\sigma \cdot H}{\delta} \right) v_c$$

Donde E = Módulo deformabilidad en MPa; σ = Esfuerzo geostático a partir del ancla de cada extensómetro, en MPa; H = Espesor de la capa de pedraplén bajo el extensómetro en m; δ = Asentamiento medido en el extensómetro, en m; v_c = Relación teórica del coeficiente unitario de compresibilidad volumétrica no confinado a confinado $M = v_c m_v$. Tiene un valor de 0.74 para la relación de Poisson de 0.3 (medido en presas de materiales graduados). Los resultados medios del módulo de deformabilidad en cada capa fueron los siguientes:

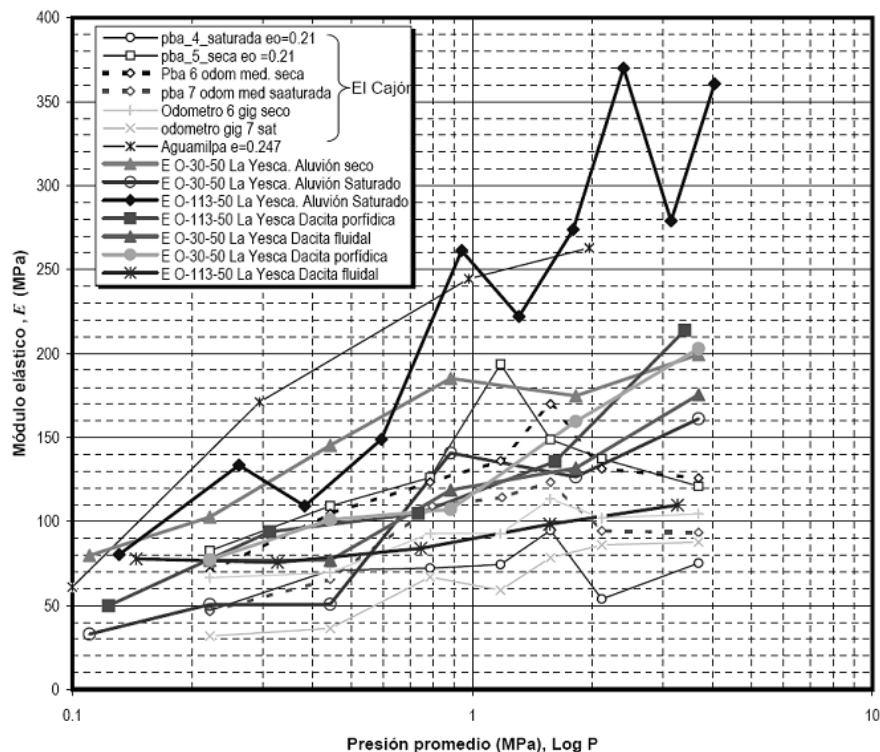


Figura 4.5 M6dulo el6stico en prueba de od6metro (Alem6n, et al., 2011)

4.3 MEDICIÓN DE LA DEFORMACIÓN DEL PH EL CAJÓN DURANTE LA CONSTRUCCIÓN Y RETROANÁLISIS ELASTOPLÁSTICO.

Medición de la deformación de El Cajón durante la construcción. En la sección anterior se transcribió parte de la información fundamental de las publicaciones citadas, con las propiedades elastoplásticas de los enrocamientos y con las mediciones de campo sobre el comportamiento al final de la construcción y el primer llenado, para El Cajón y La Yesca.

La mayoría de los análisis numéricos 3D que se presentan se realizaron con el programa FLAC 3D, con las opciones correspondientes para modelar el proceso constructivo y el primer llenado. Ambos procedimientos conceptualmente sencillos se describen en el Capítulo II (Secciones 2.2.4 y 2.2.5) y pueden codificarse con el lenguaje de comandos de Flac3D, de sintaxis totalmente adaptada a la geotecnia. La etapa de construcción se modeló con una secuencia idealizada de colocación de capas, y la del llenado con la creación de la losa de concreto y la aplicación sobre ella de la carga hidrostática.

En el 2005, Alemán, reportó las mediciones de los asentamientos monitoreados con la instrumentación instalada en El Cajón, pues "se instalaron niveles hidráulicos entre secciones de la presa y a tres diferentes elevaciones. También se colocaron extensómetros tridimensionales en la junta perimetral plinto-losa, así como extensómetros unidireccionales en algunas juntas de tensión y de compresión de la losa". En la Figura 4.6 se reproducen los asentamientos medidos al final de la construcción en la sección máxima de la presa. El valor máximo del asentamiento ocurrió en el material T, y alcanzó una magnitud de 80 cm. En los asentamientos presentados al final de la construcción se observa perfectamente el patrón típico propio de la construcción secuencial de terraplenes, en el cual se obtiene un desplazamiento vertical nulo en la corona, porque una vez completada la cortina, no se aplica ninguna carga adicional por lo que a ese nivel no tiene lugar ninguna deformación. Los máximos desplazamientos verticales se acumulan hacia la mitad de la altura de la cortina, porque esta región es afectada por todas las deformaciones generadas debajo de este nivel. No se cuenta con otras mediciones de desplazamientos o esfuerzos para el fin de

la construcción, pero las variables restantes, sean desplazamientos, deformaciones o esfuerzos, teóricamente deben presentar un patrón típico, en la dirección horizontal similar al obtenido en un análisis de un solo paso.

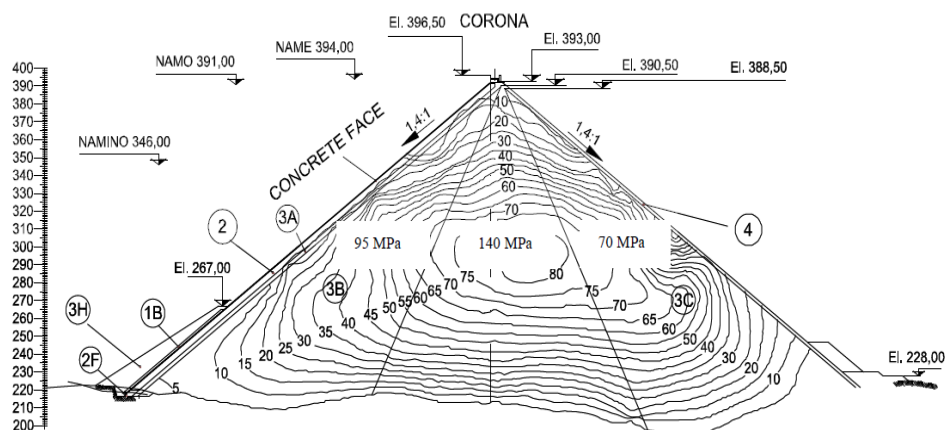


Figura 4.6 El Cajón. Asentamientos medidos. Fin de la construcción (m.).
Alemán et al., 2011

Alemán tomó como datos los asentamientos medidos, evaluó los módulos de deformabilidad y obtuvo "valores entre 90 y 100 MPa para el material 3B; entre 120 y 160 MPa para el T y de 70 MPa para el material 3C".

Retro análisis elastoplástico y elástico. Con los ensayos descritos, los diseñadores plantearon la siguiente tabla de propiedades. En el caso de El Cajón, después del proceso de la información, propusieron propiedades para condiciones actuales y de mediano plazo (Tabla 4.1).

Material	Peso específico kPa	Módulo de elasticidad para desplazamientos actuales MPa	Módulo de elasticidad para desplazamientos esperados en el mediano plazo MPa	Cohesión MPa	Angulo de fricción interna grados	Relación de Poisson Considerando reducción por confinamiento ν
3C	20	80	60	0	48	0.23
T	20.5	150	120	0	48	0.22
3B	21	120	90	0	45	0.21
3A	21	200	200	0	50	0.21
2	21	200	200	0	50	0.21
Losa	24	20,000	20,000	0	0	0.15

Tabla 4.1 Resumen de propiedades mecánicas del H. El Cajón (Alemán et al., 2005)

En esta parte se incluyó la segunda hipótesis simplificadora del procedimiento utilizado la cual, consiste en usar un solo módulo elástico representativo de cada material constituyente de la cortina. En realidad, el módulo E_{rc} varía con una ley exponencial, en función de los esfuerzos de confinamiento.

Con estos resultados deducidos del comportamiento medido, se realizaron retro análisis 3D, utilizando un modelo constitutivo elastoplástico de Mohr-Coulomb (AEP) para simular el comportamiento σ - ϵ del enrocamiento, modelo que utiliza los parámetros γ, B, G, c, ϕ de cada material (Valores de γ, c, ϕ de la Tabla 4.1). En estos análisis se utilizaron 20 capas para simular la construcción y se alcanzó en cada caso la convergencia del modelo. Los contornos de asentamientos resultantes se presentan en la Figura 4.7. Al comparar los desplazamientos calculados con los medidos en el campo (Figura 4.6) se encontró que son prácticamente iguales en patrón y magnitud.

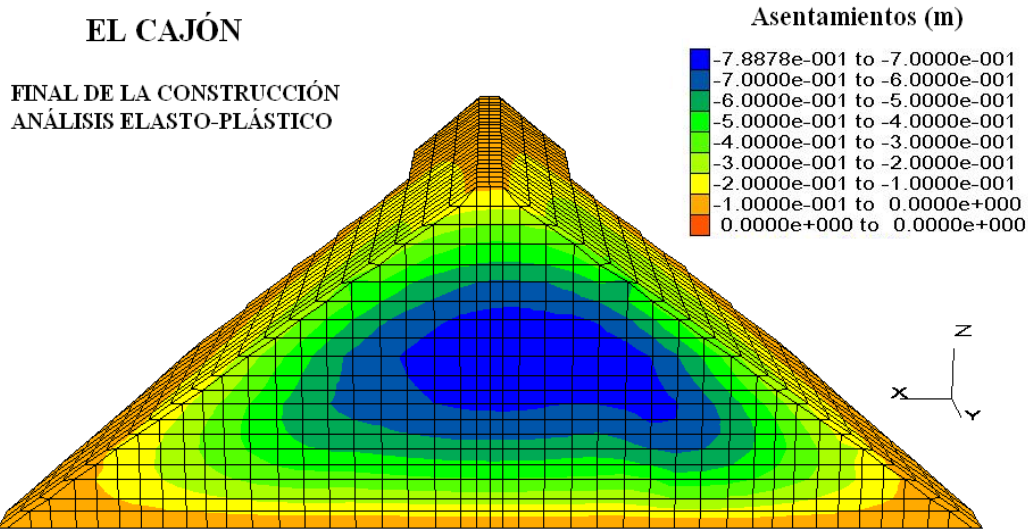


Figura 4.7. El Cajón. Asentamientos al final de la construcción. Análisis elastoplástico.

Abundando sobre el modelo de Mohr-Coulomb (en el capítulo III se resumen algunos de sus conceptos básicos) éste, presenta un comportamiento linealmente elástico cuando los esfuerzos octaédricos se mantienen dentro de la superficie de fluencia, pero produce deformaciones al corte no recuperables (flujo plástico) cuando los esfuerzos alcanzan la superficie de fluencia. Este flujo plástico produce el comportamiento no lineal. Los programas actuales como el FLAC 3D permiten visualizar la plastificación de zonas en

el medio después de un análisis. En la Figura 4.8 se presenta el estado elástico o plástico de cada elemento de varias secciones transversales a lo largo del eje de la cortina, al final de la etapa de construcción. Se incluye también la sección transversal máxima. De acuerdo con los resultados, prácticamente no se rebasa la zona elástica del modelo de Mohr-Coulomb lo que brinda un soporte a la suposición sobre la utilización de modelos elástico lineales para la etapa de construcción (Figura 4.8).

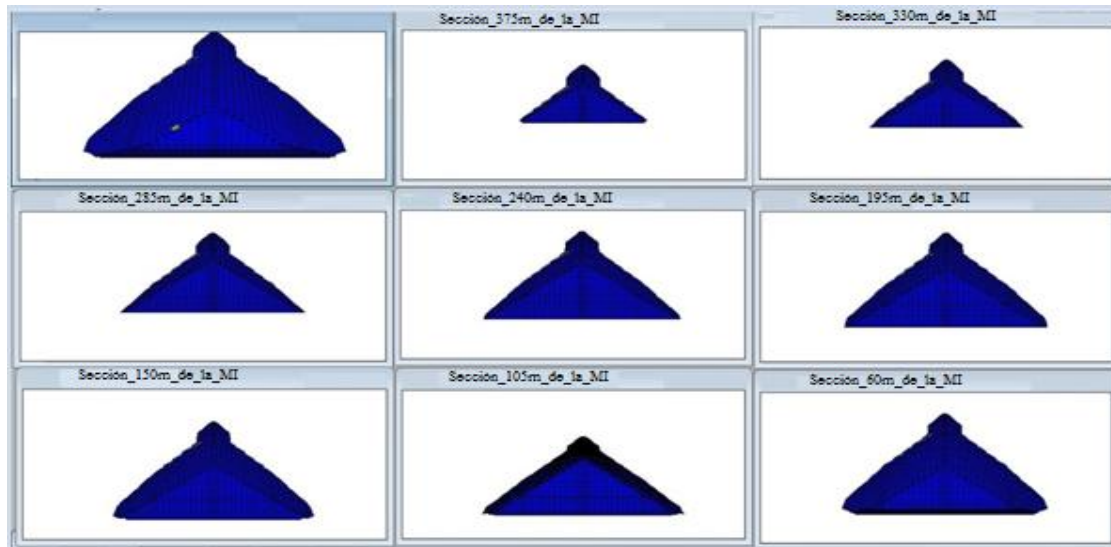


Figura 4.8. El Cajón. Fin de la construcción (AEP). Estado elástico o plástico en secciones

Así entre las justificaciones para el uso del modelo elástico lineal isotrópico para PECC similares a El Cajón, se incluyen las siguientes:

En primer término los resultados del modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb, lo que indica que, efectivamente, el proceso constructivo real se mantuvo en el rango elástico.

Si se asume como válido lo anterior, este modelo proporciona resultados razonables cuando el estado σ - ϵ de una cortina se encuentra alejado de cualquier condición de falla (Duncan, 1970), lo que implica que en estas estructuras operan factores de seguridad altos.

Las relaciones constitutivas proporcionan leyes entre σ - ϵ en todo punto del medio, que dependen de muchos factores como la homogeneidad, la anisotropía, la continuidad, la

tasa y magnitud de las cargas, la presión confinante, la velocidad de deformación, entre otros. Bajo ciertas condiciones es posible idealizar a los materiales como elásticos, plásticos o viscosos, para propósitos de análisis σ - ϵ . Los resultados permiten inducir que el comportamiento en la fase de construcción para el enrocamiento de El Cajón, puede aproximarse con un modelo elástico lineal. La simplicidad de este modelo y la consecuente eficiencia computacional son tal vez sus únicas ventajas (por ejemplo el tiempo de ejecución puede llegar a ser varios órdenes menor en la implementación de Flac3D). Para completar la verificación se usó un modelo elástico lineal isotrópico para analizar el proceso constructivo. En la Figura 4.9 se presentan los contornos de igual asentamiento obtenidos en el retro análisis con este modelo, el cual aproximó las mediciones con exactitud, resultando significativa la aproximación simultánea del patrón y de la magnitud. En modelos elástico-lineales es posible incluir la dependencia del módulo E, para cada uno de los materiales que conforman las sección, al suprimir la hipótesis usada sobre el uso de módulos únicos representativos para cada material. Esto puede obtenerse mediante la programación de la dependencia $E_i = f(\sigma_3)$, creando particiones o segmentaciones para cada uno de los valores representativos del modulo, mediante el lenguaje “fish”.

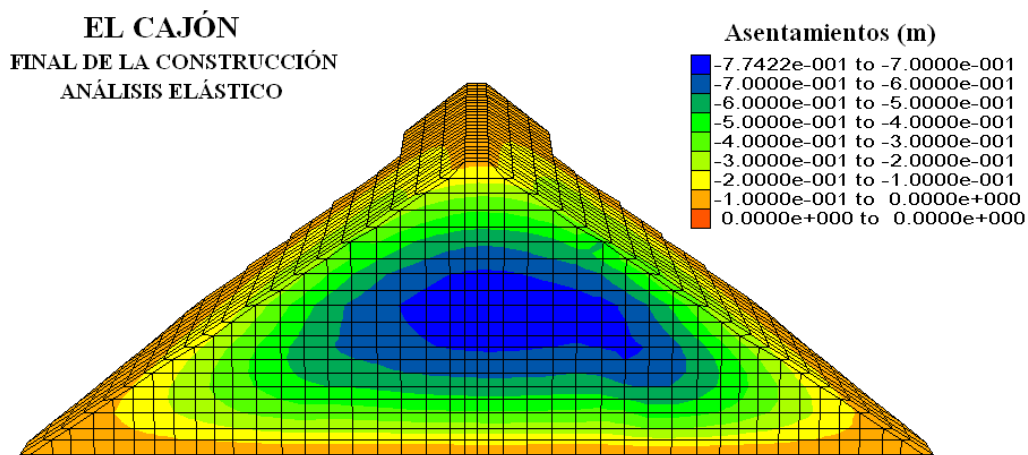


Figura 4.9. El Cajón. Asentamientos al final de la construcción. Análisis elástico.

4.4 MEDICIÓN DE LA DEFORMACIÓN DE LA CARA DE CONCRETO DEL PH EL CAJÓN DURANTE EL PRIMER LLENADO Y RETROANÁLISIS ELASTOPLÁSTICO Y ELÁSTICO.

En el 2006 Alemán presentó los contornos de los desplazamientos medidos en la cortina de El Cajón, en su sección máxima, durante el primer llenado, cuando éste, tenía un progreso del 90%. El desplazamiento máximo ocurrió a un tercio de la altura y fue del orden de 20cm (Figura 4.10A).

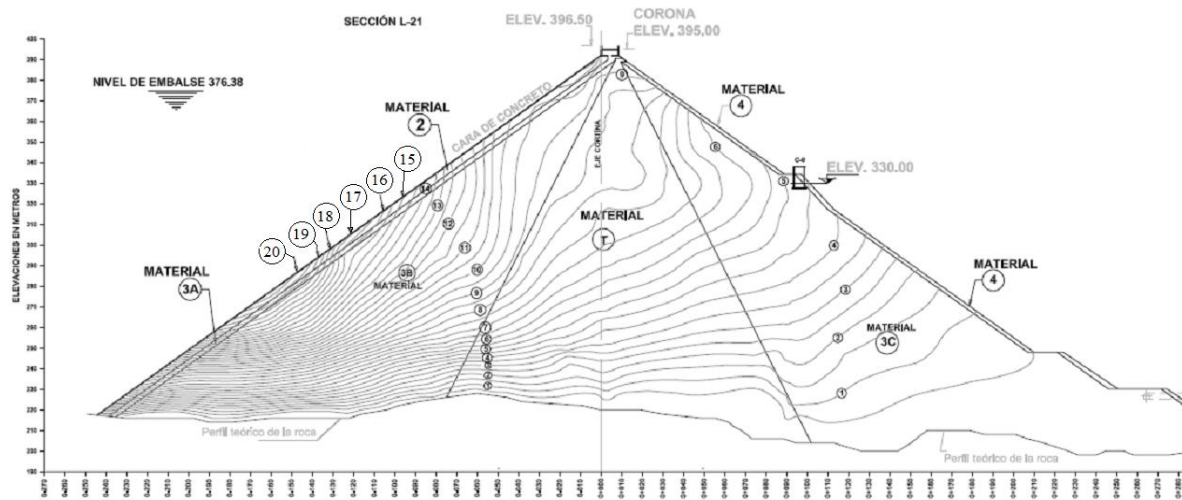


Figura 4.10A. El Cajón. Desplazamientos medidos. Primer llenado (Alemán et. al., 2007)

Posteriormente, a finales del 2010 presentó nuevos desplazamientos que ya incluyen prácticamente todo el desarrollo de los asentamientos a largo plazo, por lo que se pudieron observar desplazamientos del orden de los 25cm en la corona Figura 4.10B.

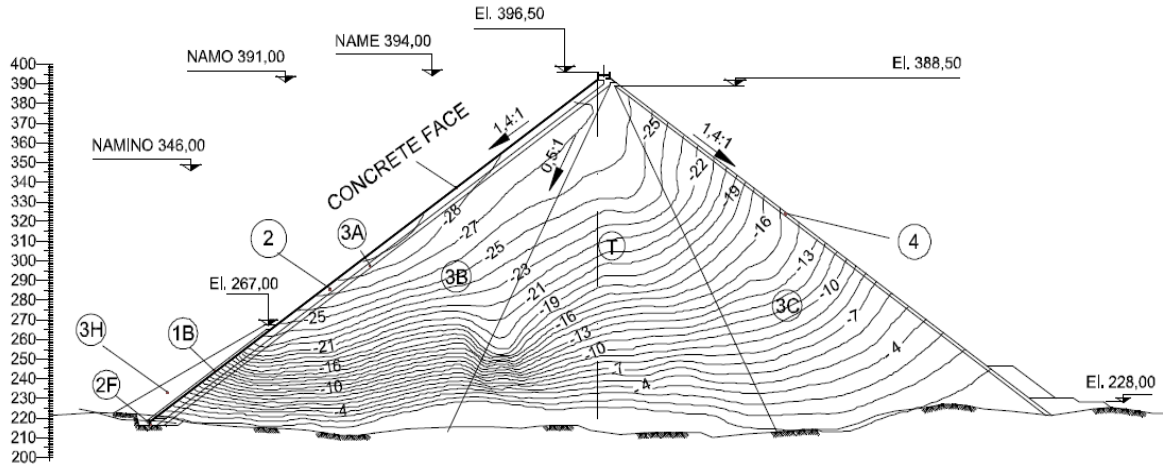


Figura 4.10B. El Cajón. Desplazamientos medidos. Primer llenado (Alemán et. al., 2011)

La parte deductiva continuó con la aproximación de las mediciones durante el primer llenado con un modelo constitutivo elastoplástico de Mohr Coulomb, tomando como estado inicial al final de la construcción, al término del cual, nuevamente se revisó el estado elástico o plástico de varias secciones de la cortina, a fin de ubicar zonas significativas de la cortina que exceden el estado elástico. Los resultados del estado elástico o inelástico de varias secciones transversales se muestra en la Figura 4.11 para el primer llenado de El Cajón, obtenidas con el modelo elástico-plástico (AEP).

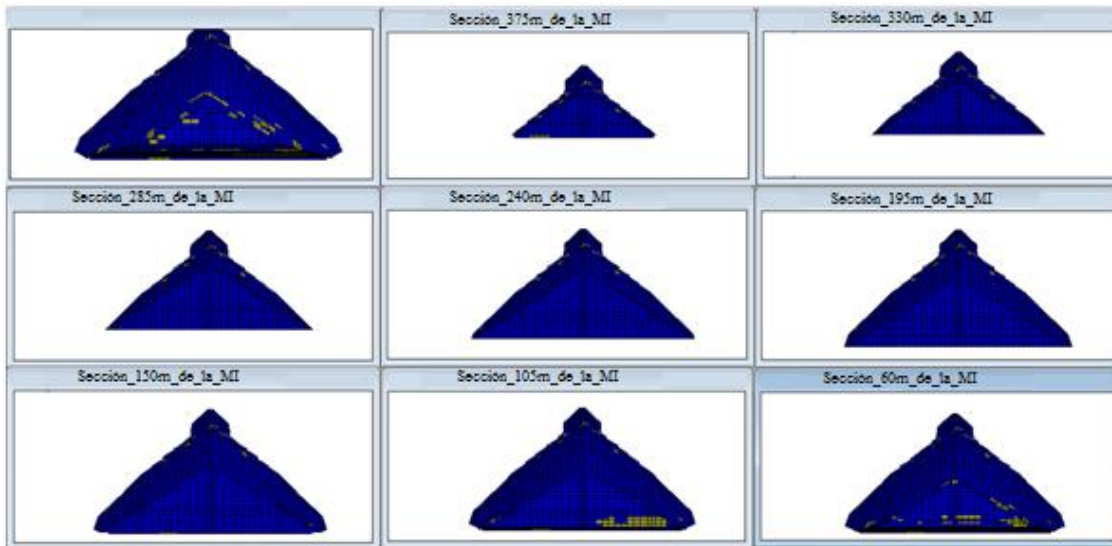


Figura 4.11 El Cajón. Primer llenado, AEP. Estado elástico/plástico en varias secciones.

Prácticamente en las 8 secciones observadas no se manifiestan zonas significativas de fluencia (Figura 4.11). Puede considerarse que el estado general de la cortina es elástico. Los dos resultados anteriores permiten deducir que el estado de σ - ε bajo la carga del primer llenado del embalse, también puede aproximarse con un modelo elástico lineal.

La conclusión anterior también se sustenta en parte en resultados como los presentados en la Figura 4.12, tomada de estudios sobre las trayectorias de esfuerzos bajo el primer llenado de modelos³¹ con secciones de talud 1.3H a 1V, para delinear la evolución del esfuerzo principal normal y del esfuerzo desviador, en un conjunto de puntos alineados, donde se monitorea una sección perpendicular a la cara de concreto, la cual intercepta a esta, a un tercio de la altura total de la cortina, en el talud aguas arriba. Los modelos de varias cortinas se sometieron a un primer llenado incremental en varias etapas, hasta alcanzar el llenado total. Estos resultados muestran una variación siempre creciente para el esfuerzo principal medio normal en todos los puntos de monitoreo. No ocurre así para el esfuerzo desviador, pues en los tercios inferior y superior de la cortina este esfuerzo aumenta, aunque a tasas menores, mientras que en el tercio intermedio predomina una fuerte descarga que reduce el esfuerzo desviador en los primeros incrementos del llenado hasta niveles inclusive inferiores a los alcanzados en la etapa final de la construcción; más o menos a partir del incremento medio del llenado hasta la etapa final, el esfuerzo desviador, sigue un proceso de recarga hasta niveles similares a los del fin de la construcción o mayores. Si estos resultados, obtenidos con simulaciones numéricas son representativos de la realidad, la zona intermedia de la cortina experimenta un proceso de descarga y recarga gradual. Lo cual, justifica en parte el uso de relaciones empíricas donde se asigna a la relación E_{rf}/E_{rc} , un valor en el rango [1.5-3], con una amplia concordancia entre la mayoría de los investigadores que han tratado este tema.

³¹ Por ejemplo Saboya F., and Byrne P.M., 1993.

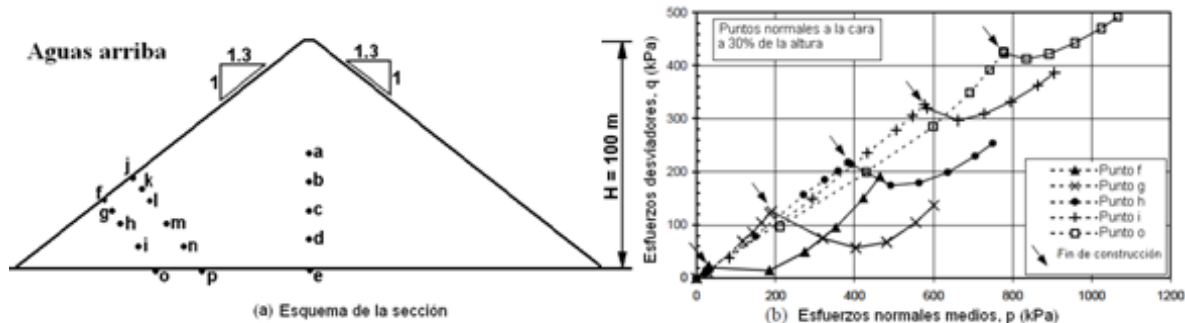


Figura 4.12 Modelos con las trayectorias de esfuerzos durante el primer llenado

Si se parte de un estado inicial correspondiente al fin de la construcción, que predominantemente se encuentra en un estado de deformación elástica, y que en las fases de primer llenado la zona intermedia de la cortina, experimenta una descarga y recarga hasta niveles similares a los del fin de la construcción, podría ser que esa zona intermedia no se vea sujeta a grandes incrementos del esfuerzo desviador que la conduzcan a un estado de deformaciones fuera del rango elástico. Entonces, bajo estas condiciones, en esa zona intermedia, el comportamiento σ - ε del suelo en las etapas de descarga y recarga, podría aproximarse, suponiendo un comportamiento elástico lineal.

Finalmente, con la verificación de que el estado al final del primer llenado es elástico, se procedió a realizar un análisis σ - ε de este tipo, obteniéndose desplazamientos aproximados a los medidos durante el primer llenado en el campo, lo que se aprecia al comparar las Figuras Figura 4.10A y 4.13 (Desplazamientos medidos en el campo VS desplazamientos del AE, para mayor claridad desacoplados de la fase de construcción). El comportamiento del enrocamiento durante el primer llenado del embalse de El Cajón, puede aproximarse con un modelo elástico lineal, con la ventaja en simplicidad matemática y en la eficiencia computacional (varios órdenes mayor en términos de tiempo de ejecución) de este modelo, sin fuerte detrimento en la aproximación a las mediciones de campo, y bajo la restricción de que las propiedades usadas se evaluaron efectivamente en campo y laboratorio. Al modelo constitutivo elástico lineal, se le sumó la condición de isotropía³².

³² Tal vez pueda considerarse un modelo elástico con anisotropía tratando de considerar la compactación.

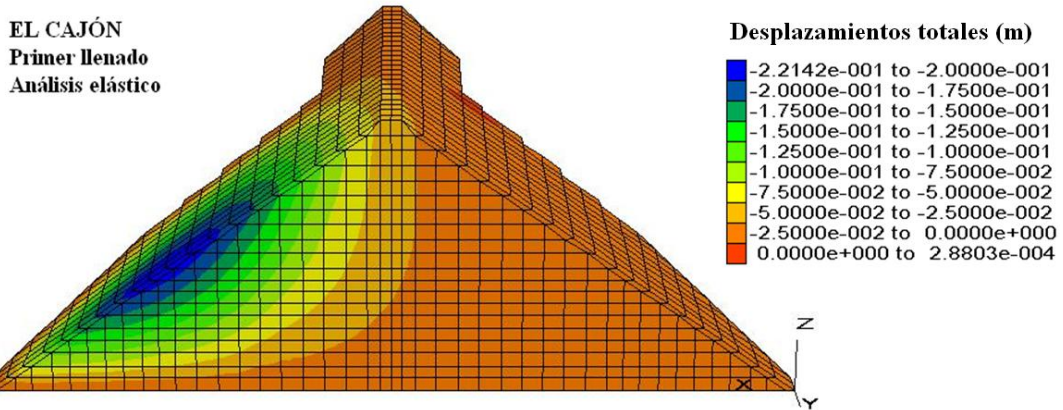


Figura 4.13. Desplazamientos calculados debidos al llenado, en m., AE, sección máxima

Como conclusión general, se puede suponer que durante el proceso de construcción y durante la carga del primer llenado de El Cajón, su comportamiento pudo aproximarse con modelos elástico lineales, con la consecuente rapidez en la obtención de resultados.

4.5 PREDICCIÓN DE LA DEFORMACIÓN DE LA YESCA DURANTE LA CONSTRUCCIÓN Y EL PRIMER LLENADO. COMPARACIÓN CON LAS MEDICIONES.

Propiedades. Los retro análisis descritos en Alemán et al., 2005, realizados con los módulos obtenidos del comportamiento medido durante la construcción y primer llenado de El Cajón, muestran que con los valores apropiados de los módulos de deformabilidad y demás parámetros (γ , ν), fue posible aproximar el comportamiento, sólo con un modelo elástico lineal. Esto permitió mediante inducción³³, suponer que el modelo elástico-lineal puede aproximar, el patrón σ - ϵ de una PECC de características similares a El Cajón, siempre y cuando se reduzca en lo posible el contraste entre las deformabilidades de los materiales que conforman la presa.

La construcción de La Yesca presentó una oportunidad para verificar una inducción de este tipo. En Alemán et. al, 2007, se enlistan las prioridades que rigieron el diseño geotécnico de La Yesca. De ellas se reproducen las referentes a los criterios de diseño que dan soporte al uso de modelos elástico lineales, que en la referencia son propuestos entre otros propósitos, para la atenuación de problemas de filtraciones a través de la cara de concreto: "Una baja deformabilidad del enrocamiento en la zona 3B. Una zona de transición entre el enrocamiento principal 3B y el material 3C. Una relación de módulos de deformación entre zonas adyacentes menor que 2". Aplicó entonces el siguiente procedimiento: partió de la fase de llenado hacia la de construcción y propuso una deformación de la cara de concreto aceptable para evitar problemas de filtración durante la fase de primer llenado. Mediante relaciones empíricas ya tratadas por autores como Fitzpatrick et. al (1985), Pinto y Marques Filho, (1988). Alemán en 2007, evaluó el módulo requerido para obtener el desplazamiento normal de la cara de concreto bajo la carga del embalse y presentó los cálculos de los módulos de deformabilidad de interés. Se resume a continuación los pasos seguidos.

³³ Cuando se cuenta con pocos casos de soporte, se le denomina Inducción por Analogía, por el contrario, si se cuenta con muestras estadísticas representativas, se le llama Generalización Estadística.

Módulo de deformación requerido para un comportamiento adecuado de la cara de concreto. En primer término limitó la deformación de la cara de concreto a 20 cm. Con esta restricción y con la expresión $E_{rf} = 0.003H^2/\delta$, donde $H=205\text{m}$, $\delta = 0.2\text{m}$ y considerando una relación $E_{rf}/E_{rc} = 2$, estimó un valor de E_{rf} del orden de 300 MPa. Al revisar los resultados de los ensayos concluyó que sólo los aluviones podrían usarse como un enrocamiento principal en la zona 3B, pues solo estos alcanzaron los valores requeridos del modulo.

Propiedades de los materiales para los análisis. Como segundo paso determinó los valores de los módulos que se utilizaron en los modelos 3D, mediante valores representativos para cada material, con cálculos previos del esfuerzo de confinamiento a un 1/3 de la altura de la cortina, y extrayendo los módulos correspondientes de las curvas experimentales. Estas curvas experimentales del módulo elástico E como función la presión media p, las obtuvo Pantoja, (2006 y 2007, referido por Alemán 2007), con la integración de los resultados de campo y de laboratorio de los pedraplenes de aluvión y de enrocamiento (Figura 4.14). La “gráfica contiene la población total de módulos de deformación calculados con las diferentes pruebas; así como una línea de tendencia exponencial para los materiales de aluvión y de dacita fluidal y porfídica”. En la Tabla 4.2 se presentan los módulos que obtuvieron y las propiedades mecánicas adicionales que supusieron para los materiales 3B, T y 3C. Con el propósito de incorporar la variabilidad o dispersión en las propiedades de los materiales, consideraron 3 valores del módulo de deformabilidad E de los materiales: a) el que define la línea de tendencia de los ensayos, b) el que se define al considerar las otras dos grandes PECC, y c) el que considera un punto de vista conservador. Para el modulo del primer llenado utilizaron la relación empírica $E_{rf}/E_{rc}=2$ (Tabla 4.2).

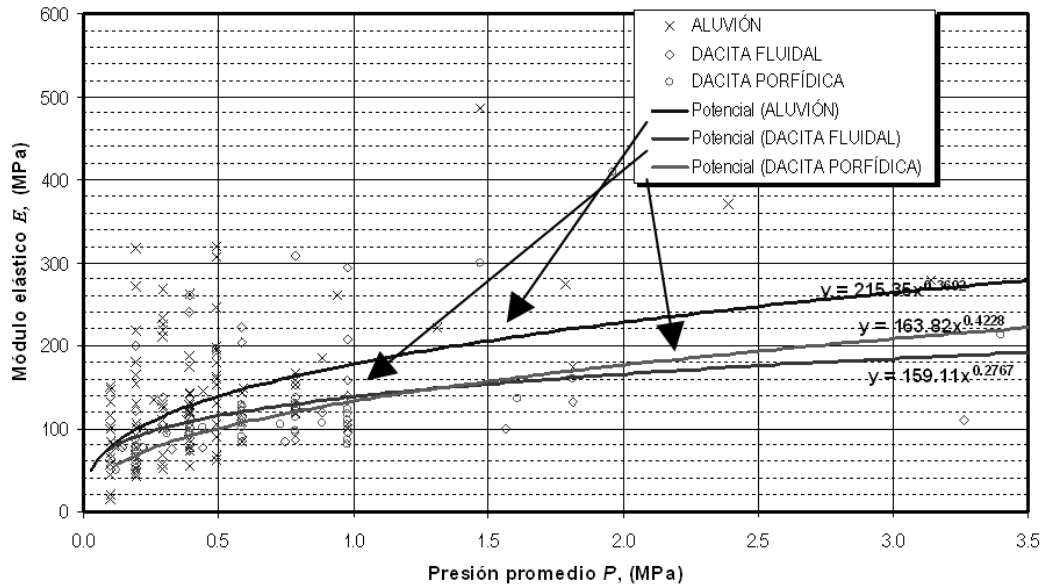


Figura 4.14. Módulos de deformación medidos y ajustes con curvas analíticas(Alemán et al., 2012).

Material		Peso Volumétrico	Relación de Poisson	E_c	E_{II}
		kN/m^3		MPa	MPa
3B. Grava	1°	20.7	0.2	171	226
	2°			240	480
	3°			171	342
T. Enrocamiento	1°	19.5	0.2	153	169
	2°			130	260
	3°			115	230
3C. Enrocamiento	1°	18.5	0.25	119	129
	2°			85	170
	3°			85	170

Tabla 4.2 Resumen de propiedades mecánicas La Yesca (Alemán et al., 2012)

LA YESCA. ANÁLISIS DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES 3D

Simulación de la construcción. Análisis elástico. Con las propiedades descritas se realizaron análisis σ - ε con un modelo elástico lineal isótropo, para simular el proceso de construcción. Los resultados de los asentamientos al final de la construcción se presentan en la Figura 4.15. Se presentan los resultados del caso que considera las otras dos grandes PECC, el que proporcionó asentamientos máximos del orden de 0.8 m, que se reproduce a continuación.

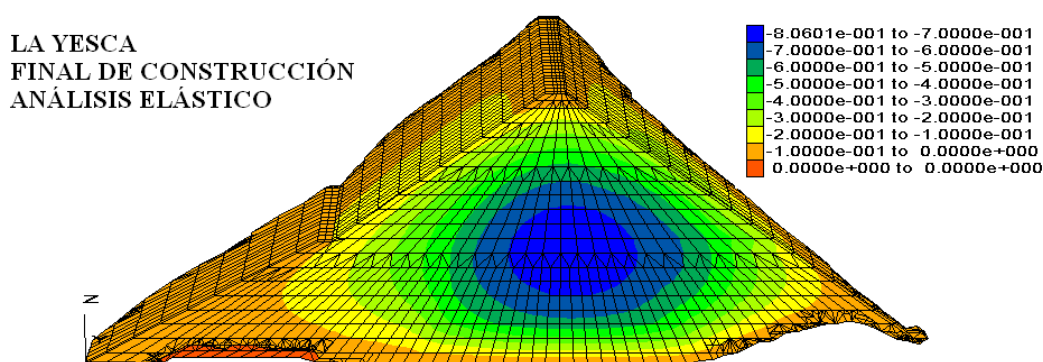


Figura 4.15 La Yesca. Asentamientos calculados al final de la construcción (m)

Se ubicaron pocas investigaciones sobre el efecto de la compactación de las capas colocadas en un modelo secuencial de elementos finitos, sobre el número de etapas que es recomendable considerar; la modelación de la compactación no parece haberse tratado con amplitud en este tipo de simulaciones de procesos constructivos. Algunas líneas sobre este tema se incluyeron al final de la Sección 2.2.4. Aquí se optó por incluir un número grande probablemente mayor al habitual y que, de acuerdo al modelado geométrico pudo establecerse en 20.

La Yesca. Modelo elastoplástico lineal. A continuación se realizó el análisis elastoplástico con un modelo de Mohr-Colomb, con las propiedades de la Tabla 4.2 La Figura 4.17 muestran el asentamiento al final de la construcción. Los resultados son prácticamente iguales a los obtenidos con el modelo elástico lineal.

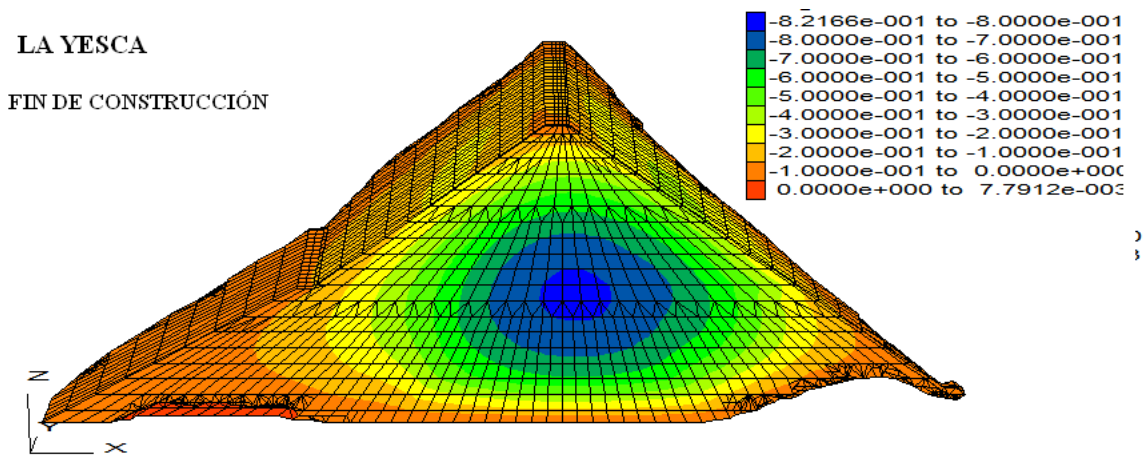


Figura 4.16 La Yesca. AEP. Asentamientos calculados. Fin de la construcción en m.

Medición del comportamiento durante la construcción. En la Figura 4.17 (Hernández et. al, 2012) se reproduce el contorno de desplazamientos al final de la construcción "en La Yesca y que es del orden de 97 cm entre los materiales T y 3C, con mayor interacción entre estos materiales". Hasta hoy es el único resultado que es del dominio público.

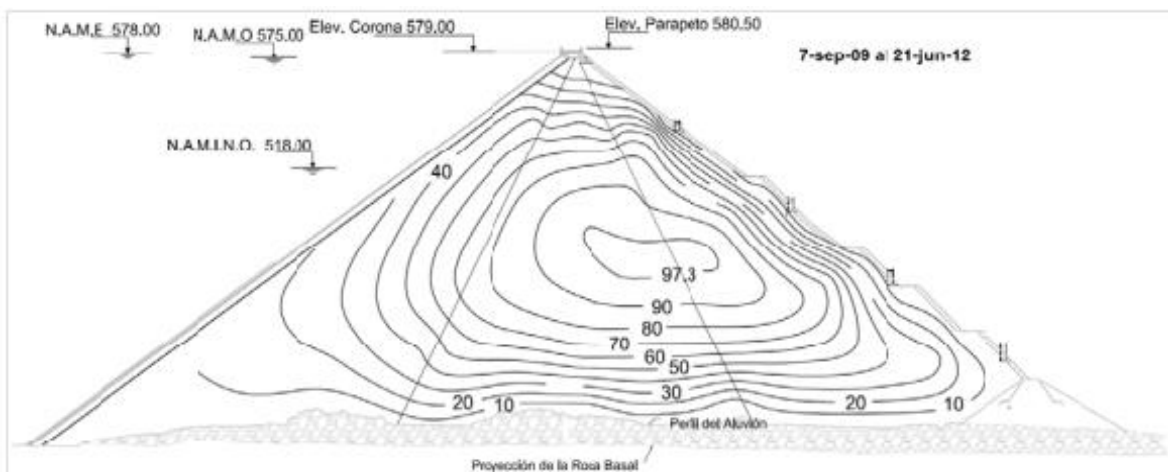


Figura 4.17 La Yesca. Asentamientos medidos. Fin de la construcción en m. (Hernández et. al, 2012)

La Yesca. Simulación del primer llenado. Modelo elástico lineal. A continuación se realizaron los análisis σ - ϵ de tipo elástico lineal para el primer llenado, aplicando una carga hidrostática sobre la cara de concreto, para el caso de un modelo elástico lineal. El desplazamiento total calculado es del orden de 0.2 m. Según señalan Alemán et. al, 2011, el primer llenado solo se completaría hacia el segundo cuatrimestre del 2012, pero la baja temporada de lluvias de ese año no lo permitió.

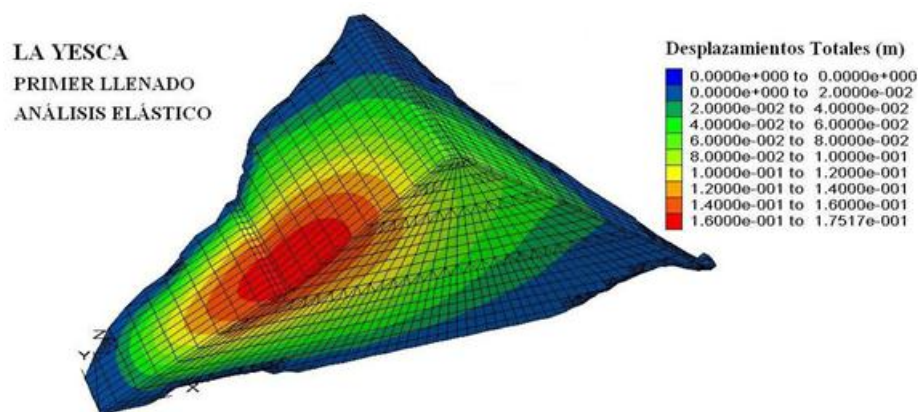


Figura 4.18 La Yesca. Desplazamientos totales calculados debidos al primer llenado (m)

"El asentamiento vertical máximo la cortina en un corte transversal, resultó de 0,12 m. en el talud de aguas arriba. El desplazamiento horizontal máximo en el sentido del eje del río fue de 0,14 m. en el talud de aguas arriba. Ambos aproximadamente a la elevación de 475,00 msnm. El desplazamiento total máximo de la cara de concreto resultó de 0,19 m, aproximadamente en el centro de su altura y de su longitud. El desplazamiento horizontal máximo de la cara de concreto en dirección transversal del eje del río resultó de 0,028 m".

En la temporada de lluvias próxima pasada, la presa La Yesca se sometió a un llenado que solo fue parcial cercano al 100% del total, el cual no se pudo completar por el término de las lluvias (segundo semestre del 2012). No se han publicado mediciones oficiales sobre esta fase del primer llenado, pero se tiene la presunción de que los desplazamientos asociados han sido pequeños y se considera válida la afirmación de que estos resultarán no mayores de los 18 cm evaluados, bajo condiciones de llenado total, lo

cual sólo podrá medirse en la temporada de lluvias próxima, previa separación del asentamiento diferido.

Los dos análisis anteriores permiten concluir que el estado de deformación en La Yesca para las etapas de construcción y primer llenado, es esencialmente elástico, verificándose numéricamente la posibilidad de que este procedimiento aproxime el comportamiento durante la construcción y primer llenado.

Para verificar resultados como los de Saboya F., and Byrne P.M. (1993) se realizó un análisis incremental para la construcción y el primer llenado de la Yesca, se monitoreó bajo una zona aproximadamente perpendicular a la cara de concreto, en la dirección del eje de la cortina, la trayectoria de esfuerzos correspondiente. Los resultados muestran curvas similares para puntos análogos.

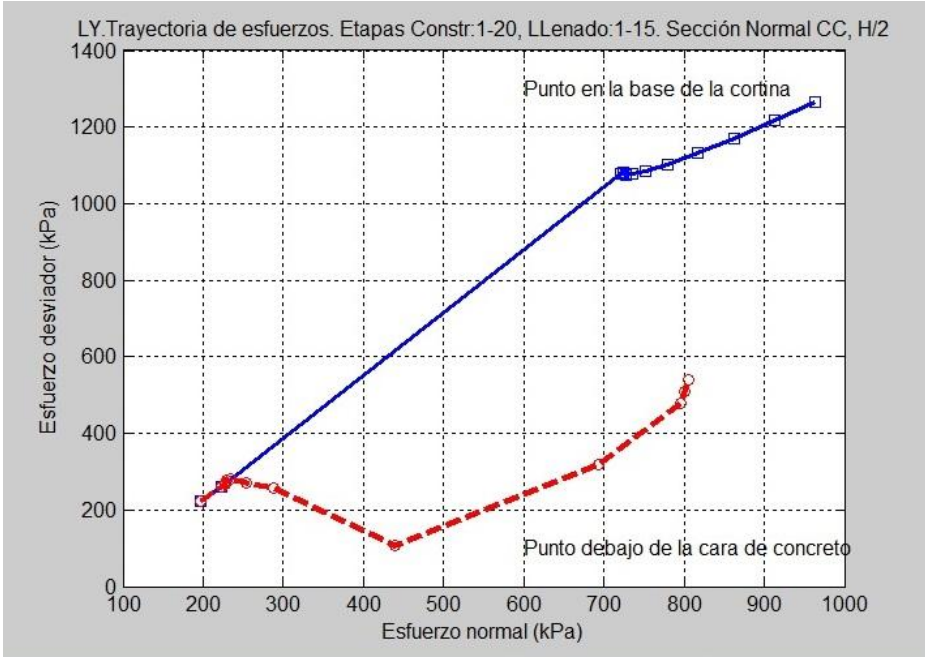


Figura 4.19 Monitoreo incremental en construcción y llenado en puntos similares: a) al nudo “g”, b) al nudo “o” (cfr. Figura 4.12).

4.6 PREDICCIÓN DE LA DEFORMACIÓN DE LA CARA DE CONCRETO DURANTE EL PRIMER LLENADO.

Para la modelación geométrica de la cara de concreto existen herramientas suficientes, como son los “elementos” interfaz para construir el arreglo completo de juntas verticales entre paneles y la interfaz cara de concreto-enrocamiento (ICC-E). Los parámetros de las interfases es necesario evaluarlos experimentalmente o consultar la literatura apropiada. Como ejemplificación, en los trabajos de modelación de La Yesca (2007), se hicieron ensayos sobre la modelación geométrica de la ICC-E y las juntas verticales; el propósito era comparar resultados con la unión rígida y con la interfaz friccionante, para las etapas de construcción y primer llenado. Se obtuvo un modelo geométrico con la interfaz y contactos (Figuras 4.19c), pero no fue posible avanzar más, por la limitante personal, de falta de información y experiencia sobre el tema y de parámetros para las interfases. Los trabajos realizados en el círculo académico mexicano (Sarmiento, Romo, Martínez y Marengo 2004; Sarmiento 2011), establecen un precedente para que en los futuros análisis de PECC, se implanten simulaciones de la construcción y del primer llenado usando interfases en el contacto friccionante (ICC-E) y se introduzcan las juntas entre paneles, etc.

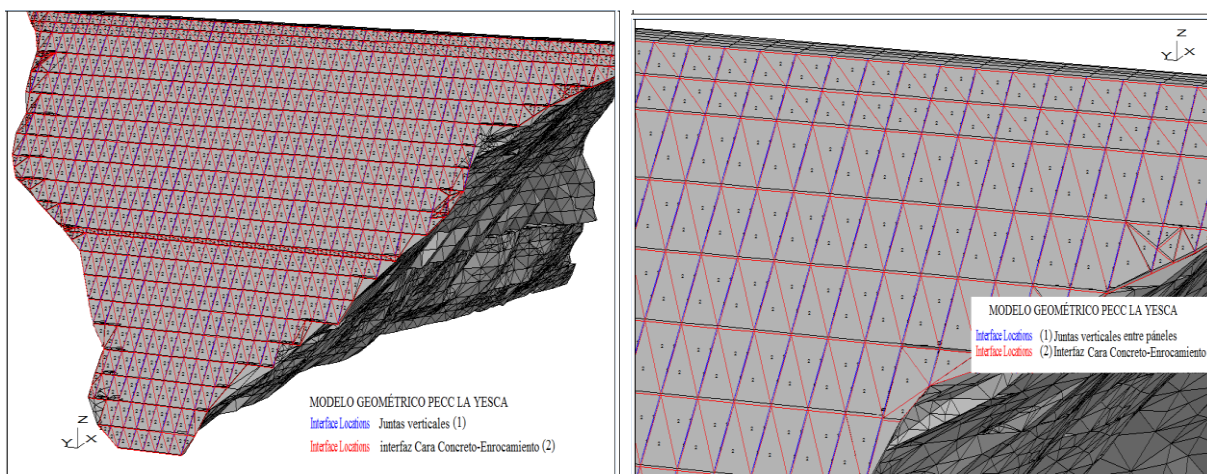


Figura 4.19c La Yesca. Interfaz CC-E (en rojo) y juntas verticales entre paneles (en azul).

Se muestra la cortina y los elementos interfaz en una imagen convencional de Flac3D versión 2, la cual padecía el defecto de no manejar objetos ocultos; así el grid y la

cara de concreto con sus contactos se traslapan confusamente, sin que pueda apreciarse una imagen más realista con objetos ocultos

4.6.1 PREDICCIÓN DE LA DEFORMACIÓN DE LA CARA DE CONCRETO DURANTE EL PRIMER LLENADO. PH LA YESCA. MODELO ELÁSTICO LINEAL.

Los avances en la modelación de contactos en la cara de concreto son enormes; en los tiempos en que se realizaron estos trabajos y ante las limitaciones mencionadas, se asumió el contacto rígido. Con base en esto solo se persiguió aproximar la distribución de los desplazamientos en la cortina debidos al primer llenado, así como la distribución de esfuerzos en la cara de concreto, bajo la hipótesis de una unión rígida entre ésta y el enrocamiento. Para esto se retomaron los módulos de deformabilidad obtenidos en la etapa de construcción, y se aplicaron las relaciones empíricas que duplican al módulo de la fase de construcción E_{rf} para obtener los de la fase de llenado E_{rc} (Sección 2.2.2).

PATRÓN DE DESPLAZAMIENTOS DE LA CARA DE CONCRETO. El estado de esfuerzos en la cara de concreto es de flexión biaxial, causado por la carga hidrostática del embalse. Como se mencionó y como se supuso, se consideró un contacto rígido entre la cara de concreto y el enrocamiento. El análisis proporcionó una deformada de la cara de concreto como la mostrada continuación.

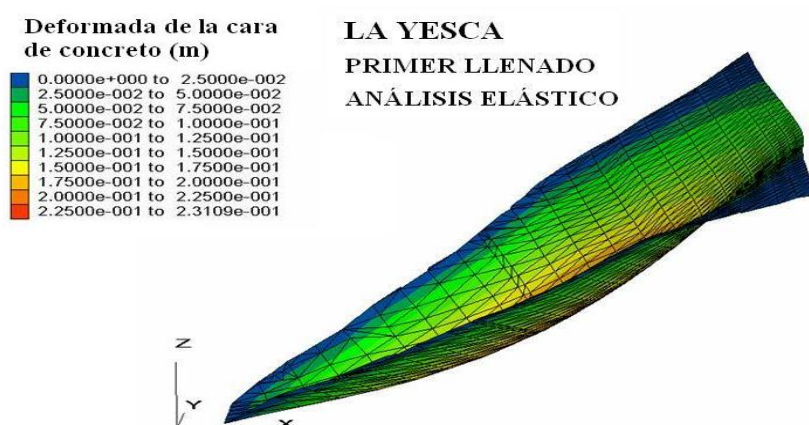


Figura 4.20 Deformada de la cara de concreto debida al primer llenado (m)

De interés resulta la delimitación de las zonas sujetas a tensión y aquellas sujetas a compresión. Con lo anterior los esfuerzos de compresión horizontales resultaron de 4.8 MPa como máximo y se ubicaron al centro de la losa. "El esfuerzo de tensión máximo fue de 9.8 MPa y se presenta en zonas concentradas pequeñas ubicadas en aristas del contacto de la losa con los empotramientos. Un promedio de los mayores esfuerzos en la zona cercana a los empotramientos, proporcionó un esfuerzo de tensión del orden de 3 MPa".

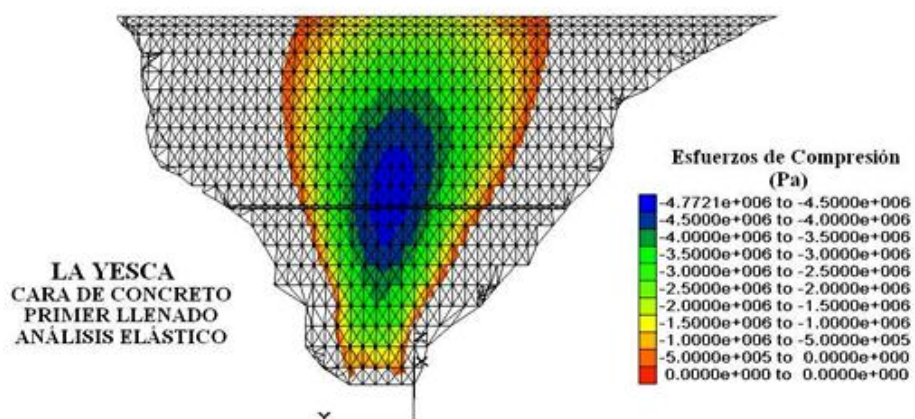


Figura 4.21 Zona de esfuerzos en compresión debida al primer llenado (m)

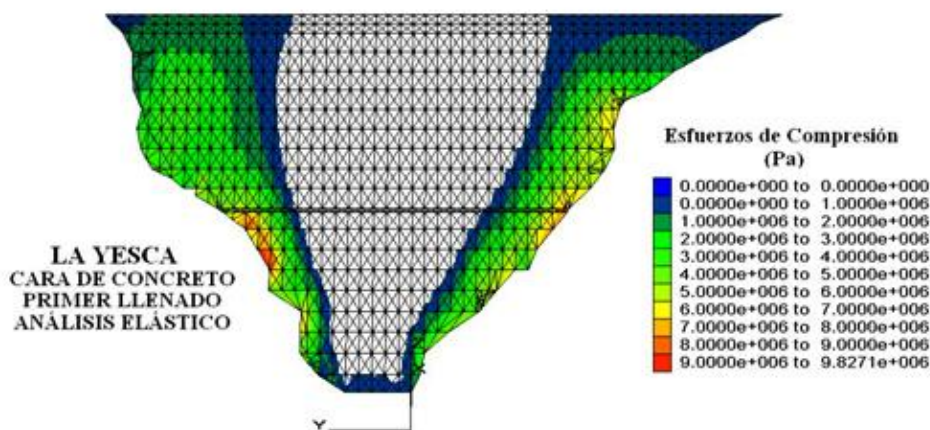


Figura 4.22 Zona de esfuerzos en tensión debida al primer llenado (m)

Del mismo análisis también se extrajeron los esfuerzos correspondientes en la dirección del talud generados en la losa de concreto. "Los de compresión resultaron de 1,43 MPa como máximo, localizados en el centro de su altura y su longitud. El esfuerzo de

tensión máximo fue de 5,47 MPa y se presenta en pequeñas zonas concentradas ubicadas en aristas del contacto de la losa con los empotramientos".

Los valores más altos pueden tener su origen en la configuración irregular de la orilla de la cara de concreto, creado al generar una cortina apegada a la topografía del terreno antes de la construcción. En realidad en el procedimiento constructivo se excava y uniformizan los contactos con la boquilla. Por lo cual se considera un promedio de los esfuerzos en la zona cercana a los empotramientos, lo cual proporcionó un valor del esfuerzo de tensión de 2.5 MPa. Los resultados permitieron zonificar las losas de la cara de concreto en las dos zonas de interés, las sometidas a compresión y aquellas sometidas a tensión.

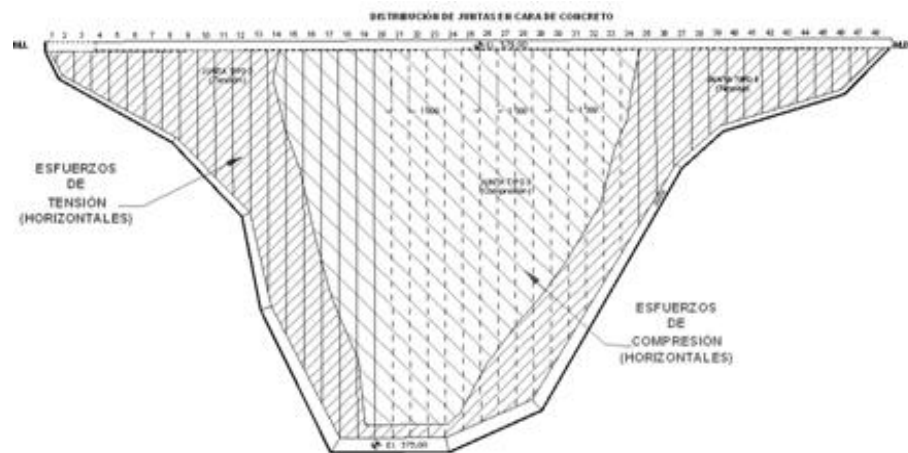


Figura 4.23 La Yesca. Tensión y compresión en la cara de concreto (Alemán et al., 2007)

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES. El objetivo de este trabajo fue describir aspectos relevantes del modelado numérico tridimensional σ - ϵ de PECC, ejemplificando su aplicación a dos casos reales con el uso de un procedimiento simplificado, verificando el nivel de aproximación obtenido mediante la comparación entre las predicciones calculadas con el comportamiento medido en las fases de construcción y primer llenado.

En este contexto y mediante la revisión de la literatura, se comentaron algunos aspectos del análisis numérico 3D de PECC, como: a) el modelado geométrico, b) los métodos empíricos de diseño, c) los procedimientos basados en el análisis numérico σ - ϵ , para las fases de la simulación de la construcción y del primer llenado, d) una semblanza del modelado de interfases entre la cara de concreto y el enrocamiento, e) el modelado del comportamiento sísmico de estas estructuras y f) un resumen de los modelos constitutivos de los materiales usados en los enrocamientos.

Posteriormente se ejemplificó la aplicación de algunas herramientas del análisis numérico a dos proyectos hidroeléctricos de la CFE. En primer término se enunciaron las hipótesis simplificadoras usadas y los casos en que éstas son empírica o teóricamente justificables.

La aplicación del procedimiento se dividió en dos secciones, la primera de tipo deductivo, proponiendo las simplificaciones y verificando su aplicabilidad al caso del comportamiento real del PH El Cajón, para lo cual se recurrió al comportamiento medido al final de la construcción y del primer llenado, publicado por Alemán et al, (2007). En la segunda parte, se supuso que hay similitudes en el diseño de los enrocamientos del PH el Cajón y del PH La Yesca y, en un proceso de inducción, se aplicó el procedimiento probado en la primera fase al diseño del segundo enrocamiento. Para la verificación de la aproximación del procedimiento usado, se hicieron las comparaciones correspondientes

entre las predicciones calculadas para La Yesca, con su comportamiento medido en el campo hasta la fecha (Alemán et al, 2008). Las conclusiones son las siguientes:

Con respecto a los resultados obtenidos, se puede señalar que con la experiencia acumulada en el diseño de tres grandes PECC, se ha establecido en la CFE un procedimiento para el diseño de enrocamientos para PECC. La parte numérica del comportamiento σ - ε de este procedimiento se realizó en dos fases:

En la primera se revisó el comportamiento medido de El Cajón y se pudo verificar que con modelos de elementos finitos con las simplificaciones propuestas, fue posible reproducir el comportamiento medido al final de la construcción y al final del primer llenado.

Con la suposición de que existen similitudes entre El Cajón y La Yesca, como la amplitud de los valles, la sección propuesta, etc., en la segunda fase inductiva del procedimiento, éste se aplicó al diseño de La Yesca.

Lo anterior se realizó con los modelos numéricos presentados y las siguientes simplificaciones: 1) El uso de modelos constitutivos elástico-lineales e isotrópicos, con parámetros medidos en terraplenes de prueba, bajo procedimientos específicos de colocación y compactación, o en ensayos en grandes equipos de laboratorio, sean triaxiales o de deformabilidad en odómetro; 2) En una sección vertical de la cortina, se asignó como módulo de deformabilidad representativo, al estimado a un tercio de la altura de la cortina, utilizando las relaciones σ - ε evaluadas en ensayos, considerando el esfuerzo confinante a esa altura. Estos valores se asignaron homogéneamente a cada uno de los materiales considerados en la sección; 3) El contacto entre la cara de concreto y el enrocamiento se supuso rígido, sin modelar juntas verticales entre los tableros ni la junta perimetral ni el plinto. Las simplificaciones se basaron en los siguientes aspectos:

En primer término, de acuerdo al modelo de Mohr-Coulomb, que representa el cambio del estado elástico al plástico muy súbito, los modelos de los PHs analizados, se

mantuvieron dentro del rango elástico. Los resultados de modelos elastoplásticos proporcionaron desplazamientos similares a los modelos elásticos lineales al final de la construcción y del primer llenado. Esto podría indicar que, efectivamente el proceso constructivo real se mantuvo en el rango elástico. Si se asume como válido lo anterior, este modelo proporciona resultados razonables cuando el estado σ - ε de una cortina se encuentra alejado de cualquier condición de falla (Duncan, 1970), lo que implica que en estas estructuras operan factores de seguridad altos.

En el fenómeno de descarga y recarga parcial en el llenado, en la zona central de la sección. Esto trató de sustentarse en resultados presentados en la Figura 4.11, sobre las trayectorias de esfuerzos bajo el primer llenado de modelos con secciones de talud 1.3H a 1V, para delinear la evolución de los esfuerzos desviadores y de los esfuerzos principales normales, en un conjunto de puntos que monitorean una sección perpendicular a la cara de concreto, la cual intercepta a ésta, a un tercio de la altura total de la cortina, en el talud aguas arriba. Los modelos de cortina se sometieron al primer llenado en varias etapas. Los resultados muestran una variación creciente en todos los casos para el esfuerzo principal normal, pero no así para el esfuerzo desviador, pues en los tercios inferior y superior de la cortina este esfuerzo aumenta, mientras que en el tercio intermedio predomina una descarga que reduce el esfuerzo desviador en los primeros incrementos del llenado, y sólo a partir del incremento medio hasta el fin del primer llenado, el esfuerzo desviador recarga la cortina, hasta niveles similares a los del fin de la construcción. Si esto es real, la zona intermedia de la cortina experimenta un proceso de descarga y recarga, lo cual puede justificar el uso de relaciones empíricas E_{rf}/E_{rc} , en el rango (1.5-3).

Finalmente se presentó la aproximación alcanzada por el procedimiento en el diseño de La Yesca. Los asentamientos medidos al final de la construcción alcanzaron los 95cm, mientras que los pronosticados fueron del orden de 80cm, lo que muestra una subestimación, pero la aproximación parece razonable. En cuanto a la fase de llenado no se cuenta con la información medida a la fecha. Al parecer en el segundo semestre del 2012, durante la temporada de lluvias próxima pasada, no se alcanzó el llenado total, por la finalización de las lluvias, pero con ese llenado parcial, los desplazamientos medidos han

resultado pequeños. No se han publicado mediciones oficiales sobre esta fase del primer llenado pero se asume que estos resultarán no mayores de los 18 cm evaluados, bajo condiciones de llenado total, lo cual sólo podrá confirmarse en la próxima temporada de lluvias.

Sin embargo ante el progreso en: a) los modelos constitutivos de los materiales geológicos, b) las técnicas y equipos para la evaluación de parámetros y propiedades requeridas por los modelos constitutivos y c) los avances en el análisis numérico, procedimientos numéricos como el propuesto para estimar el comportamiento σ - ε se mejorarán, eliminando simplificaciones, en la medida en que progresen las implementaciones de algoritmos más apropiados de solución, en programas de uso comercial, que simplificarán las tareas de modelación.

No se dispone de resultados definitivos para la etapa de primer llenado, por lo cual no se pueden presentar comparaciones numéricas, aunque es de esperarse que los desplazamientos correspondientes no rebasen los calculados para esa etapa.

Finalmente, en el diseño integral de una PECC los resultados del Capítulo IV, aunque presentan evidencia medida en el campo, no consideran aspectos tratados en la sección 2.2.7 sobre la modelación dinámica, por lo cual estos resultados son parciales.

RECOMENDACIONES. De las conclusiones de carácter parcial logrados en el desarrollo de la investigación pueden extraerse las siguientes recomendaciones:

Las predicciones realizadas están en rangos aceptables, pero son susceptibles de mejorarse al utilizar los procedimientos más modernos del análisis numérico, lo que supone el uso de modelos constitutivos más desarrollados, como el modelo generalizado de plasticidad y la modelación más precisa de la cortina, incluyendo una cara de concreto con contactos friccionantes con el enrocamiento, y con juntas entre paneles y entre éstos y el plinto.

Desde el punto de vista de evaluación de parámetros y propiedades en el campo y en el laboratorio, se pueden adoptar nuevas prácticas para aplicar modelos constitutivos más desarrollados. Además es recomendable aplicar procedimientos más robustos de la estadística, para estimar las propiedades de los materiales.

De existir y en el caso de conseguirse mejores resultados, podría incluirse un modelo constitutivo específico para la simulación de suelos compactados como los usados en la construcción de enrocamientos para PECC.

Finalmente, la visión o panorama general lo presentan (Alemán et. al. en el 2011) en sus conclusiones, las que consideran todos los aspectos del diseño de un enrocamiento y no solo los referentes al análisis numérico aplicado al pronóstico del comportamiento σ - ϵ .

BIBLIOGRAFIA

- Alemán, J. D., Marengo, H., Rivera, R., Pantoja, A. and Díaz, A. F. (2011). “Relevant aspects of the geotechnical design for La Yesca hydroelectric project and of its behavior during the construction stage: The Mexican experience in concrete face rockfill dams”, Second International Symposium on RockFill Dams, Oct. 25.
- Alemán, J. D, Pantoja, A., Villegas, S. (2008). “Estudios y diseño geotécnico de la cortina del PH La Yesca”, XXIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Aguascalientes. Tomo 2.
- Alemán, J. D., Villegas, S. (2007). “El Cajon dam, analysis of its behavior during construction and first filling, Proceedings of 5th International conference of dam engineering, LNAE. Lisbon.
- Clough, W., and Duncan, J. (1971). Finite element analysis of retaining wall behavior. Journal of the soil mechanics and foundations division, p: 1657-1666.
- Coetzee, M. J., Hart, R. D., Varona, P. M., Cundall, P. A., (1995) “FLAC Basics, Revised Edition”, Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, MN.
- Duncan, J. M., Chang, C. Y. (1970). “Non linear analysis of stress and strain in soils”. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Proceedings of the American Society of Civil Engineers. , 96(5), p: 1629-1653
- Duncan, J. M. (1992). “State of the art: Static stability and deformation analysis” ASCE. Geotechnical Special Publication, (Seed and Boulanger Eds.). Berkeley, Vol. 1.
- Duncan, J.M. (1996). “State of the art: Limit equilibrium and finite-element analysis of slopes”. ASCE Geotechnical Special Publication, (Seed and Boulanger Eds.). Vol. 122, 7.
- Fitzpatrick, M.D., Cole, B.A., Kinstler, F.L. and Knoop, B.P. (1985). “Design of concrete-faced rockfill dams”. Proceedings of the International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams, Design, Construction and Performance (Cooke and Sherard Eds.). Detroit, Michigan ASCE New York.
- Giudici, S., Herweynen, R. and Quinlan, P. (2000). “HEC experience in concrete faced rockfill dams”.
- González de Vallejo, L., Ferrer, M., Oteo, C. (2004). “Ingeniería Geológica”. Pearson-Prentice Hall, Madrid.

- Goodman L. E., Brown B. (1963). "Dead Load stresses and the instability of slopes", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Berkeley. SM3.
- Goodman, L.E., Taylor, R.L. and Brekke, T.L. (1968). "A model for the mechanics of jointed rock". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 94, Núm. SM3.
- Guidici, S., Herynen, R. and Quinlan, P. (2000). "HEC experience in concrete faced rockfill dams - past, present and future". Proceedings of the International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dams Beijing, ICOLD, p: 29-46.
- Hardin, B.O., Drnevich, P.V., (1972). "Shear Modulus and Damping in Soils: Measurement and Parameter Effects", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1972.
- Hernández, R., Mena, E., Pérez, G. (2012). "Deformabilidad de las presas de enrocamiento con cara de concreto Aguamilpa, El Cajón y la Yesca", XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica A.C. Comisión Federal de Electricidad", Distrito Federal, México.
- Hunter, G. and Fell, R. (2003). "Rockfill Modulus and Settlement of Concrete Face Rockfill Dams". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE, October.
- ICG (2002). "FLAC3D: Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions. Optional Features, Dynamics". Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minnesota.
- ICG (2002). "FLAC3D: Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions. Theoretical Background". Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minnesota.
- Idriss, I. M. et al. (1973). "A Computer Program for Evaluating the Seismic Response of Soil Structures by Variable Damping Finite Element Procedures". University California Rep. EERC, Berkeley.
- Jambu, N. (1963). "Soil compressibility as determined by odometer and triaxial test", European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden.
- Kanai, K. (1952). "Relation between the nature of surface layer and the amplitude of earthquake motion", Tokyo Univ. Earth. Res. Inst. Bull. Vol. 30.
- Kondner, R. L. (1963). "Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers.

- Kovacevic, N. (1994). "Numerical analyses of rockfill dams, cut slopes and road embankments". Ph.D. Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, London, Faculty of Engineering.
- Lysmer J., Udaka T., Tsai C. F., Bolton Seed H (1975). "FLUSH, A computer program for approximate 3D Analysis of Soil Structure Interaction Problems". University of California. Berkeley California.
- Lysmer, J., and R. L. Kuhlemeyer (1969). "Finite Dynamic Model for Infinite Media". Journal Engineering Mechanics, 95, EM4.
- Macedo, G.G.; Castro, A.J, Montañez, L.C. (2000). "Behaviour of Aguamilpa dam", In Concrete Face Rockfill Dams, J. Barry Cooke Volume, Beijing.
- Marques Filho, P., Filloy, J.E., Calcina, A.M. (2007). "El Cajón Dam México. Further data about its behavior and quick analyses of a pragmatic design approach". The 1st International Symposium on Rockfill Dams.
- Marsal, R.J., Reséndiz, D. (1979). "Presas de Tierra y Enrocamiento". Limusa México, D.F.
- Martin, P.P., Seed, H.B., (1978). "MASH. A computer program for the non-linear analysis of vertically propagating shear waves in horizontally layered deposits", Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, UCB/EERC-78/23.
- Massiera, M., Szostak-Chrzanowski, A., Vautour, J., Hammamji, Y. (2005). "Deformations of concrete face rockfill dams (CFRDs) resting on soil foundation".
- Nasim, U. (1999). "A dynamic analysis procedure for concrete-faced rock dams subjected to strong seismic excitation". Computers and Structures. Vol. 72, p: 409-421.
- Naylor, D. J. (1991). "Finite element methods for fills and embankment dams". Advances in Rockfill Structures", Maranha das Neves.
- Pinto, N.L.S. and Marques Filho, P.L. (1998). "Estimating the maximum face slab deflection in CFRDs". Hydropower & Dams, No. 6.
- Potts M., D. (2012). "Using numerical analysis in geotechnical engineering practice". XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica A.C. Cancún.
- Potts, D. and Zdravkovic, L. (1999). "Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering. Theory". Thomas Telford. London
- Potts, D. and Zdravkovic, L. (2001). "Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering. Applications". Thomas Telford. London

- Potyondy, J. G. (1961). "Skin Friction between Various Soils and Construction Materials". *Geotechnique*, Vol. 11, Núm. 4.
- Poulos, H.G., Booker, J. R. and Ring, G.J. (1972), "Simplified calculations of embankment deformations". *Soils and Foundations*, Tokyo, Vol. 12(4).
- Rivera, R., Pantoja, A. and Díaz, A. F. (2011). "The Mexican Experience in Concrete Face Rockfill Dams" *Second International Symposium on RockFill Dams*, Oct 25.
- Romo, M. P., Botero, E., Méndez, B. C., Hernández, S., Sarmiento, N. (2006). "Análisis sísmico de la cortina y el vertedor del proyecto hidroeléctrico La Yesca II", UNAM, CFE.
- Saboya F., and Byrne P.M., (1993). "Parameters of stress and deformation analysis of rockfill dams" *University of British Columbia, Canadá*.
- Sarmiento, N. (2011). "Análisis tridimensional de la cara de concreto de presas de enrocamiento" *Universidad Nacional Autónoma de México*.
- Sarmiento, N., Romo, M., Martínez, S., Marengo, H. (1993). "Seismic behavior of concrete faced rockfill, considering a spatial variation of motion along the rigid base", *Proceeding of the 13th world conference on earthquake engineering*.
- Sherard, J.L. and Cooke, J.B. (1987). "Concrete-face rockfill dam: I. Assessment", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE Vol. 113, 10 p: 1096
- Zkuzukiran, S., Ozkan, Zyziciog, M., and Yildiz, G.S. (2006). "Settlement behaviour of a concrete faced", *Geotechnical and Geological Engineering*, 24.