

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL COMAHUE

FACULTAD DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



Tesis de Grado

**“ANÁLISIS DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DE UNA PRESA DE
GRAVA Y ARENA CEMENTADA”**

Proyecto Integrador Profesional presentado por:

SR. GONZALO SEBASTIÁN SENA

Ante la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional del Comahue para acceder al título de:

INGENIERO CIVIL

Dirección de Tesis:

DRA. ING. ADRIANA PERNICH

Co-Dirección de Tesis:

ING. ALBERTO ITALO GREGOTTI

Año:

2017

RESUMEN

La grava y arena cementada es un material que se obtiene agregando cemento y agua a materiales granulares sin clasificar (por ejemplo el aluvión presente en el lecho de río). Las presas construidas con grava y arena cementada se conocen como presas CSG (acrónimo en inglés). Por más de 20 años han mostrado ventajas técnicas, constructivas, económicas y medioambientales frente a otro tipo de soluciones posibles, al utilizar materiales que pueden obtenerse fácilmente cerca de los sitios de construcción. Además reducen el tiempo de ejecución de obra al utilizar maquinaria vial de propósitos generales y adicionalmente se tiene control de las tensiones generadas en el cuerpo de la presa para eventos sísmicos de gran magnitud.

Con el propósito de estimar de manera consistente el comportamiento de este tipo de presas, se ha venido desarrollando en los últimos años una metodología de análisis de comportamiento de presas CSG mediante la implementación de modelos elásticos. En el presente trabajo se utiliza un modelo elasto-plástico para el material, compuesto por el modelo Porous Media para la parte elástica y Drucker-Prager para la parte plástica del modelo constitutivo, que permite determinar el comportamiento de la presa a partir del proceso constructivo y compararlo con los resultados que se obtienen al utilizar un modelo elástico aplicado a la misma sección final de la presa

Palabras Claves: *Presas de Grava y Arena Cementada, Sistema Constructivo por Capas, Modelo Porous media.*

ABSTRACT

Keywords: *Dams of Gravel and Cemented Sand, Constructive System by Layers, Porous Media Model.*

Cemented gravel and sand is a material that is obtained by adding cement and water to unclassified granular materials (for example alluvium present in the river). Dams built with cemented gravel and sand are known as CSG dam. For more than 20 years they have registered technical, constructive, economic and environmental advantages over other possible solutions, using materials that can be obtained near of the construction sites. In addition, reduce the time of execution of the work to use the machines of the general purpose and improves the control of the tensions generated in the body of the dam for the seismic events of great magnitude.

In order to estimate the behavior of this type of dams in a consistent way, a methodology of behavior analysis of CSG dams has been developed in recent years through the implementation of elastic models. In the present work we use an elastic-plastic model for the material, composed by the Porous Media model for the elastic part and the Drucker-Prager for the plastic part of the constitutive model, which allows determining the behavior of the dam from the process Constructive and compare with the results that have been obtained using a elastic model applied to the same final section of the dam.

AGRADECIMIENTOS

A mis padres Jorge y Raquel y mi hermano Rodrigo por el apoyo incondicional de siempre y por acompañarme a terminar mis estudios.

A la Dra. Ing. Adriana Pernich y al Ing. Alberto Gregotti por la posibilidad de realizar esta tesis, su predisposición y apoyo desde el primer momento.

Al Sr. Omar Cortes, por la ayuda brindada durante la realización de ensayos en los laboratorios de la Facultad de Ingeniería.

A mis amigos de Roca, compañeros de estudio y amigos nuevos que conocí en estos años de facultad y que me acompañan siempre, Marina, Martín S., Martín B. y Gabriel.

A la memoria de mis abuelos y padrino

TABLA DE CONTENIDOS

1.	INTRODUCCIÓN.....	1
	1.1 Motivación y Presentación del Problema	1
	1.2 Objetivo General.....	2
	1.3 Objetivos Particulares	2
	1.4 Metodología.....	2
	1.5 Organización del PIP	3
2.	ANTECEDENTES SOBRE PRESAS CSG	5
	2.1 Introducción.....	5
	2.2 Características Generales.....	6
	2.3 Evolución Histórica de las Presas CSG	6
	2.4 Sección Transversal y Resistencia Requerida	7
	2.5 Esfuerzos Solicitantes.....	8
	2.5.1 Resistencia al vuelco	8
	2.5.2 Resistencia al deslizamiento.....	8
	2.6 Método de Construcción.....	8
	2.7 Propiedades Mecánicas del Material CSG	9
	2.7.1 Rango Elástico y Módulo de Elasticidad	9
	2.7.2 Rango Elástico y Resistencia a la Compresión	10
	2.7.3 Resistencia a la tracción	10
	2.8 Ventajas de una Presa CSG	10
	2.8.1 Racionalización en el Diseño	10
	2.8.2 Racionalización en la Ejecución	10
	2.8.3 Racionalización en los Materiales.....	11
	2.9 Conclusiones Generales.....	11
3.	CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL DE RELLENO.....	12
	3.1 Introducción.....	12
	3.2 Materiales	12

3.2.1	Agua	12
3.2.2	Agregado Grueso.....	13
3.2.3	Agregado Fino.....	13
3.2.4	Revuelto	14
3.2.5	Cemento	14
3.2.6	Arcillas	15
3.3	Dosificación.....	16
4.	ASPECTOS EXPERIMENTALES	18
4.1	Introducción.....	18
4.2	Determinación de la Humedad Óptima – Ensayo Proctor.....	18
4.2.1	Compactación y Humedad Óptima	18
4.2.2	Ensayo Proctor	19
4.2.3	Herramientas Utilizadas	19
4.2.4	Procedimiento para realización de Ensayo Proctor.....	20
4.2.5	Presentación de Resultados	22
4.2.6	Conclusiones	24
4.3	Ensayos sobre el material endurecido - Resistencia a la Compresión.....	25
4.3.1	Resistencia a la compresión	25
4.3.2	Elaboración de probetas	25
4.3.3	Energía de Compactación.....	25
4.3.4	Procedimiento para la Elaboración de las Probetas.....	26
4.3.5	Observaciones	27
4.3.6	Ensayo de Compresión Directa	28
4.3.7	Procedimiento del ensayo de Compresión Directa	28
4.3.8	Presentación de Resultados	29
4.3.9	Observaciones	30
4.4	Ensayos sobre el material endurecido – Módulo Elástico.....	30
4.4.1	Módulo de Elasticidad.....	30
4.4.2	Herramientas Utilizadas	31

4.4.3	Procedimiento para el Ensayo de Carga - Descarga	32
4.4.4	Presentación de Resultados	33
5.	RELACIONES CONSTITUTIVAS	36
5.1	Introducción.....	36
5.2	Antecedentes en Modelos Constitutivos en Suelos	36
5.2.1	Modelos elásticos lineales y no lineales.....	37
5.2.2	Modelos elastoplásticos.....	37
5.3	Modelo de Mohr-Coulomb.....	38
5.4	Modelo de Drucker-Prager	41
5.5	Transformación de Parámetros entre Mohr-Coulomb y Drucker-Prager.....	44
5.6	Modelo Porous Elastic.....	45
5.7	Parámetros Adoptados	51
5.7.1	Densidad en Estado Suelto	51
5.7.2	Densidad en Estado Compacto.....	51
5.7.3	Módulo Elástico	51
5.7.4	Relación de Poisson	51
5.7.5	Relación de vacíos inicial.....	51
5.7.6	Tensión Inicial p_0 y Tensión Límite p_{tel}	51
5.7.7	Logaritmo del Módulo Volumétrico Elástico k y Plástico λ	51
5.7.8	Ángulo de Fricción y Cohesión para el modelo Mohr-Coulomb.....	52
5.7.9	Ángulo de Fricción y Cohesión para el modelo Drucker-Prager	52
6.	DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE ELEMENTOS FINITOS	53
6.1	Introducción.....	53
6.2	Modelo 1	53
6.2.1	Condiciones de Borde	54
6.2.2	Material Constitutivo.....	54
6.2.3	Secuencia Constructiva	55
6.2.4	Determinación del Número de Pasadas de Rodillo.....	56
6.2.5	Deformación por Compactación	56

6.3	Modelo 2.....	59
7.	ANÁLISIS Y RESULTADOS	61
7.1	Introducción.....	61
7.2	Desplazamientos en dirección horizontal	61
7.3	Desplazamientos en dirección vertical	62
7.4	Distribución de Tensiones	64
7.5	Distribución de Tensiones Principales Máximas.....	65
7.6	Distribución de Tensiones Mínimas	66
7.7	Distribución de Tensiones Normales Horizontales	67
7.8	Distribución de Tensiones Normales Verticales	68
8.	CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS.....	69
8.1	Conclusiones.....	69
8.2	Contribuciones de esta Tesis	69
8.3	Líneas de Trabajos Futuros.....	70
9.	BIBLIOGRAFÍA.....	71

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación y Presentación del Problema

Las condiciones geológicas y existencia de materiales de alta calidad exigidos para la construcción de presas de hormigón convencional (HC), en muchos casos descalifican la construcción de esta tipología de presas debido al alto costo de explotación de las canteras, clasificación y transporte de los materiales, así como también las grandes cargas medioambientales implicadas debido al alto contenido de cemento por metro cúbico de hormigón.

Las nuevas tecnologías disponibles para la construcción de grandes presas se enfocan en la racionalización que puede aplicarse básicamente a tres procesos:

- Racionalización del diseño.
- Racionalización de los materiales.
- Racionalización en la ejecución.

Las presas de materiales sueltos con cara de hormigón aguas arriba o CFRD (Concrete Face Rockfill Dam) y de hormigón compactado a rodillo o RCC (Roller Compacted Concrete) son el tipo de presas mayormente construidas hoy en día, esto se debe a las características de estabilidad propias, a la reducción en los tiempos de ejecución y a los menores requerimientos de calidad de la fundación respecto a otros tipos de presas.

Entre las tipologías mencionadas anteriormente se presenta una alternativa intermedia respecto de la racionalización en la construcción que son las presas de grava y arena cementada, conocidas por su acrónimo en inglés CSG (Cemented Sand and Gravel). En este tipo de presas se racionalizan los materiales de construcción y se simplifican los métodos constructivos y de diseño. Estos tres aspectos proporcionan ventajas técnicas y constructivas, como también económicas y medioambientales, al utilizar materiales que pueden obtenerse fácilmente cerca de los sitios de construcción, empleando un bajo contenido de cemento y reduciendo tiempos de ejecución al utilizarse maquinaria vial convencional.

Con el propósito de estimar de manera consistente el comportamiento de este tipo de presas, diversos autores han utilizado una metodología de análisis de comportamiento de presas CSG mediante la implementación de modelos elásticos del material. El objetivo principal de éste trabajo, es el de dar continuidad, ampliar y/o validar esta metodología, para lo cual se emplea un modelo numérico elasto-plástico que permita determinar el comportamiento de la presa a partir del proceso constructivo y compararlo con los resultados de un modelo elástico aplicado a la misma sección final de la presa.

1.2 Objetivo General

El objetivo general del presente trabajo es estudiar el comportamiento del material constitutivo típico de una presa CSG mediante ensayos de laboratorio. Posteriormente simular el proceso constructivo mediante un software de elementos finitos para propósitos generales, aplicando un modelo constitutivo elasto-plástico para materiales granulares, comparando los resultados obtenidos con los que se obtiene con un modelo elástico ampliamente utilizado en este tipo de problemas.

1.3 Objetivos Particulares

- Determinar las principales características de los materiales y métodos constructivos de presas CSG teniendo en cuenta estudios realizados por diversos autores.
- Estudiar el comportamiento del material constitutivo y obtener diferentes dosificaciones de posible aplicación.
- Emplear un modelo computacional que permita simular el proceso constructivo de dichas presas.

1.4 Metodología

El trabajo para el Proyecto Integrador Profesional tendrá una parte tecnológica donde se recopila la información disponible sobre esta tipología de presas, una experimental orientada a la determinación de los distintos parámetros del material constitutivo de una presa CSG y otra numérica que permita determinar la mejor metodología para el análisis del comportamiento de estas estructuras.

En primer lugar, se realiza una recopilación de información general referida a los materiales de ésta tipología de presas y sus técnicas constructivas.

Luego, se selecciona material (gravas, arenas y material cementante) que sean representativas de la zona de Neuquén, realizando distintos tipos de ensayos para determinar los parámetros que caracterizan el comportamiento mecánico del material y que permita el estudio de la factibilidad de construcción de presas CSG en dicha región.

Luego se formula un modelo constitutivo elasto-plástico para materiales granulares que contemple las características requeridas para la correcta simulación del proceso constructivo, a partir del cual se realiza un análisis numérico del mismo mediante un programa de propósitos generales (ABAQUS).

Finalmente, se realizan las conclusiones generales del trabajo.

1.5 Organización del PIP

Se organiza el trabajo en 9 capítulos, en los cuales se desarrollan los distintos temas en estudio. A continuación se describen brevemente cada uno:

En el Capítulo 1 se presenta el problema y se plantean los distintos objetivos a tratar en el presente trabajo.

En el Capítulo 2 se realiza una recopilación de antecedentes sobre presas CSG, incluyendo una breve descripción de su comportamiento y proceso constructivo.

En el Capítulo 3 se describen los distintos materiales de la zona de Neuquén que pueden ser utilizados para la construcción de una presa CSG y se plantean varias dosificaciones para su estudio.

En el Capítulo 4 se describen aspectos experimentales que permiten determinar el comportamiento mecánico de este tipo de material en base a las distintas dosificaciones planteadas.

En el Capítulo 5 se realiza una recopilación de modelos constitutivos de la mecánica de suelos que permiten ser utilizados en el programa de elementos finitos (ABAQUS).

En el Capítulo 6 se describe el Modelo de Elementos Finitos utilizado para el análisis del comportamiento de la presa, incluyendo condiciones de contorno y simulación del proceso de constructivo.

En el Capítulo 7 se presentan los resultados obtenidos de la simulación numérica, que incluyen: distribuciones de las tensiones en el material, las presiones ejercidas sobre el terreno de apoyo y el análisis de los mismos.

En el Capítulo 8 se muestran las conclusiones generales, las contribuciones del presente trabajo y propuestas para trabajos futuros.

CAPÍTULO 2

2. ANTECEDENTES SOBRE PRESAS CSG

2.1 Introducción

Una presa es una barrera artificial construida sobre un cauce natural de agua dulce con el objeto de almacenar agua de riego, generar energía eléctrica, regular el caudal del río, entre otros posibles fines. Desde el punto de vista mecánico, una presa es una estructura que debe soportar la presión hidrostática y transferirla a la fundación. Al mismo tiempo, debe ser impermeable para evitar la fuga de agua que reduzca el nivel del embalse o que ponga en riesgo la estabilidad de la estructura.

Los tipos de presas pueden clasificarse generalmente dentro de dos grandes familias. La primera se compone de presas rígidas construidas en general de hormigón, como por ejemplo presas de arco, presas de contrafuertes, etc. La condición de impermeabilidad queda garantizada por la naturaleza de los materiales utilizados en su construcción. La segunda familia está compuesta por las presas flexibles construidas con materiales granulares sueltos (suelos) o enrocados. Los materiales utilizados aquí no aseguran la impermeabilidad necesaria para evitar fugas. Por lo tanto, se debe agregar una estructura impermeable como un núcleo de arcilla, un núcleo bituminoso, una cara de concreto y/o una geomembrana.

A la hora de elección de uno u otro tipo de presa para un proyecto determinado, la misma se realiza de acuerdo a la opción más factible. Las presas rígidas de hormigón requieren fundaciones resistentes, mientras que las flexibles se adaptan mejor ante fundaciones de menor calidad. Otro punto clave durante la etapa de selección es la variable económica. Los costos asociados con el transporte de materiales son determinantes debido al gran volumen de una presa, por ello se busca utilizar materiales que se encuentren cerca del sitio.

Las presas de Grava y Arena Cementada, conocidas por su acrónimo en inglés CSG (Cemented Sand and Gravel) son una nueva tipología de presas que presenta comportamiento similar a una presa de gravedad de hormigón con materiales y técnicas de construcción similares a una presa de hormigón compactado a rodillo.

En este capítulo se presentan los antecedentes históricos y se describe el estado del arte respecto a conceptos teóricos y constructivos sobre presas trapezoidales CSG.

2.2 Características Generales

Las presas trapezoidales CSG están constituidas generalmente por un material de grava y arena cementada para el cuerpo principal y una protección de hormigón convencional en su superficie para garantizar estanqueidad y durabilidad. Además, cuentan con galerías de inspección y drenaje de hormigón estructural, a lo largo del talón aguas arriba y cortinas de inyección para controlar las subpresiones bajo la presa. Se suele utilizar una mezcla de CSG enriquecida en la parte inferior del cuerpo principal de la presa, atendiendo a cuestiones de durabilidad. Un esquema típico se muestra en la Figura 2.1 .

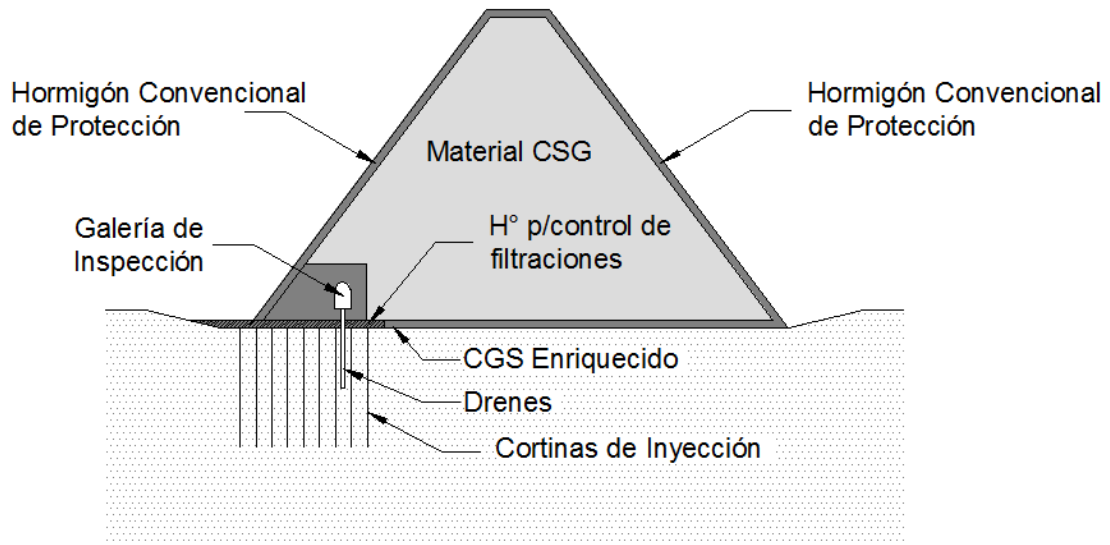


Figura 2.1 – Corte típico de una presa CSG

En general las presas de CSG tienen pequeñas secciones transversales en comparación con otros tipos de presas de gravedad y se pueden construir usando material de relleno en un corto período de tiempo. Además las presas de CSG pueden construirse sobre suelos aluviales de baja compacidad y en general presentan una importante capacidad sismo-resistente.

Una de las principales características de las presas trapezoidales es que se diseñan como un cuerpo elástico utilizando una mezcla CSG tal que permita que las tensiones que se desarrollen puedan ser consideradas dentro del rango elástico. Otra característica importante, debido al tipo de material, es considerar que estas estructuras funcionen como aliviadero de emergencia por sobrepaso sobre la cresta (de igual manera que una presa de hormigón masivo).

2.3 Evolución Histórica de las Presas CSG

De acuerdo a [Buil et al, 2003] la presa de Nagashima en Japón es una presa convencional de gravedad de hormigón, que cuenta con numerosas compuertas instaladas en el cuerpo de la presa las que impedían la construcción de capas planas, por el método de construcción de Hormigón Compactado a Rodillo. Al inicio de la obra, la ataguía aguas arriba fue construida con

materiales granulares (tierra y roca) porque estaba fundada sobre depósitos deformables del lecho de río. Sin embargo después de que una gran inundación arrastró la ataguía el constructor de la presa decidió construir una nueva estructura con un material similar al suelo-cemento.

El material proveniente del cauce del río fue descargado en el sitio y luego se espolvoreo cemento sobre él. Se mezclaron los materiales y se compactaron. A este material se lo llamó “Cemented Sand and Gravel” (CSG). El contenido de agua de éste material CSG estuvo entre el 6 al 8%, como el suelo, manteniéndose preferentemente un poco por encima de esos valores para evitar huecos y mantener una desviación en la resistencia relativamente baja. El contenido de cemento fue de unos 60 kg a 80 kg por metro cúbico de CSG.

Posteriormente, se realizó un estudio sobre métodos de construcción económicos para presas pequeñas con requerimientos de seguridad relativamente bajos. Como resultado de dicho estudio se optó por utilizar CSG como material de construcción para el cuerpo de la presa. También se demostró que el uso de retroexcavadoras para mezclar el CSG no fue eficaz debido al gran volumen de material, adoptándose el mezclador de tambor de mezcla continua. Así mismo, se comprobó que las estructuras construidas con CSG podían resistir el desbordamiento o sobrepaso de agua debido a una inundación.

Según [Pujol et al, 2015] la continua investigación y realización de ensayos, permitió la construcción de la presa de Tahio de 30 metros de altura, Tabetsu con una altura de 52 metros y más de 10 presas en construcción en Japón y China de hasta 80 metros de altura, de tipo CSG.

2.4 Sección Transversal y Resistencia Requerida

Las presas construidas con CSG son estructuras trapezoidales donde se opta por mantener siempre en la base una fuerza de compresión tanto en condiciones normales como durante un terremoto gracias a la forma de su sección transversal.

Durante el diseño de cualquier estructura se debe tener en cuenta tanto la estabilidad externa como la interna. Para asegurar la estabilidad externa se verifica la presa al deslizamiento y vuelco mientras que para la estabilidad interna se debe asegurar que la resistencia de los materiales utilizados frente a los esfuerzos generados internamente.

La resistencia a la compresión requerida en las presas trapezoidales es aproximadamente el 60% de la requerida en presas triangulares convencionales de hormigón. Teniendo en cuenta que la resistencia a la tracción necesaria en una presa de hormigón convencional es aproximadamente 10% de la resistencia a compresión. En el caso de una presa trapezoidal la

resistencia a la tracción requerida es sólo el 14% respecto de la correspondiente a una presa triangular de hormigón. [JDEC, 2007].

2.5 Esfuerzos Solicitantes

2.5.1 Resistencia al vuelco

Desde el punto de vista geométrico, sería imposible que una presa trapezoidal pueda volcar, ya que se diseña para mantener el esfuerzo vertical de compresión sobre la superficie de contacto con la fundación tanto en condiciones normales como durante el sismo (en una presa triangular de hormigón, durante un sismo, el esfuerzo vertical es de tracción en las proximidades del talón y la punta de la presa, y se diseñan de manera que puedan resistir dicho esfuerzo de tracción mediante la unión del cuerpo y la fundación roca). Por lo tanto para una presa trapezoidal el cuerpo del dique y la fundación no necesitan estar unidos como condición necesaria para evitar el vuelco.

2.5.2 Resistencia al deslizamiento

En una presa trapezoidal el esfuerzo vertical en el contacto presa – fundación es siempre de compresión y el esfuerzo de corte se mantiene casi constante a lo largo de la base de toda la presa. En consecuencia se espera que la resistencia al deslizamiento se desarrolle sólo con la fuerza de rozamiento entre el cuerpo de la presa y la fundación. A diferencia de lo que ocurre en una presa triangular donde esfuerzos de tracción que se generan aguas arriba y los esfuerzos de corte que se generan aguas abajo requieren la construcción de una unión entre el cuerpo de presa y la fundación para generar la resistencia al deslizamiento.

Por las razones expuestas, los requisitos necesarios para la fundación de una presa trapezoidal son menores de manera que el cuerpo del dique y el lecho no necesitan estar unidos para evitar el vuelco o resistir el deslizamiento. [JDEC, 2007].

2.6 Método de Construcción

El material principal para la construcción de una presa CSG se obtiene a partir de la mezcla de material cementante (cemento y/o arcilla) y agua con materiales granulares disponibles en cercanías de la obra en construcción, el cual es preparado a través de un simple procedimiento de eliminación o aplastamiento de los granos de mayor tamaño, pero sin necesidad de clasificación granulométrica, o lavado (en principio). Este material granular seco se mezcla con cemento (y/o arcilla) en seco, luego se agrega agua y finalmente se coloca por capas. El proceso inicia con el transporte de la mezcla por medio de camiones, sigue con la distribución con topadoras y finalmente se realiza la compactación con rodillos con un equipamiento convencional. En la Figura 2.2 se presenta un esquema simplificado del Proceso de Fabricación de una Presa CSG:

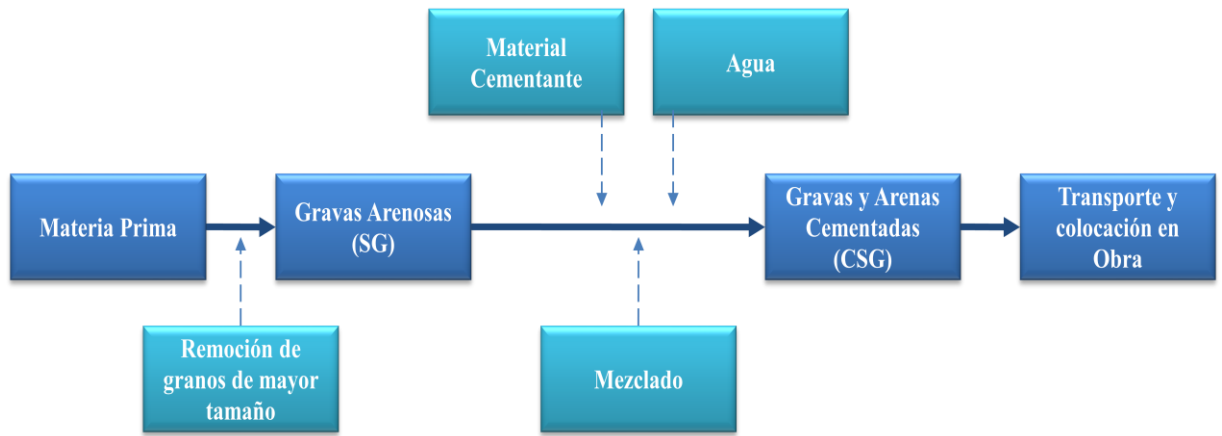


Figura 2.2 – Proceso de Fabricación de una presa CSG

La materia prima se puede obtener fácilmente como material excedente en los sitios de excavación de roca, arena y grava aluvionales y/o terrazas de sedimentos. Debido a que la resistencia requerida para una presa CGS no es alta, la calidad de la materia prima puede ser menor en comparación con la exigida en el hormigón y solo se deben eliminar o triturar los granos que excedan el tamaño máximo permitido. En consecuencia, no se requieren instalaciones a gran escala, tales como instalaciones para clasificación de áridos o plantas de tratamiento de agua turbia, necesarios para la construcción de presas de hormigón convencionales.

La mezcla de gravas arenosas requiere solamente un pequeño contenido de material cementante y agua por lo que no se requiere un tratamiento especial de juntas constructivas entre capas consecutivas, llevando a una ejecución simplificada y que se lleve a cabo rápidamente.

El producto resultante del mezclado se coloca en el sitio de la obra en capas, de manera similar al proceso de ejecución de una presa RCC, utilizando máquinas para propósitos generales tales como bateas, excavadoras y rodillos vibradores.

La pantalla de hormigón convencional que se coloca como protección sobre el lado de aguas arriba deberá estar provista de juntas cada 15 m para prevenir el agrietamiento de la misma.

2.7 Propiedades Mecánicas del Material CSG

2.7.1 Rango Elástico y Módulo de Elasticidad

En función de la granulometría que presente la mezcla, la resistencia límite en el rango elástico de una CSG puede variar de 1 a 5 MPa para un contenido de cemento de 60 Kg por m³ de material. Cuando éste valor aumenta a 80 Kg de cemento por m³ de material el rango elástico puede variar entre 2 y 8 MPa. [Buil et al, 2003]

El módulo de Elasticidad en el material CSG es aproximadamente 1000 a 5000 MPa para un contenido de cemento de 60 Kg por m³. Si el contenido de cemento es de 80 Kg por m³, el módulo de Elasticidad puede variar entre 2000 y 10000 MPa. [Buil et al, 2003]

2.7.2 Rango Elástico y Resistencia a la Compresión

Independientemente de la variación en la granulometría y el contenido unitario de cemento, existe una correlación entre el rango elástico y la Tensión de rotura. Puede considerarse que la resistencia dentro del rango elástico es aproximadamente 70 - 80% de la Tensión de Rotura. [Buil et al, 2003]

2.7.3 Resistencia a la tracción

La resistencia a la tracción en el hormigón es aproximadamente del 10 % de su resistencia a la compresión. En función de la granulometría que presente la mezcla la resistencia a la tracción de una CSG puede variar de 0.3 a 0.8 MPa para un contenido de cemento de 60 Kg por m³ y de 0.6 a 1 MPa si el contenido de cemento es de 80 Kg por m³. [Buil et al, 2003]

2.8 Ventajas de una Presa CSG

Como se menciona en [JDEC, 2007] una presa CSG es una nueva tipología de presas que combina tanto el mérito de una presa trapezoidal como la de un material RCC, logrando así tres ventajas al mismo tiempo: la racionalización en el diseño, de la ejecución y de los materiales:

2.8.1 Racionalización en el Diseño

Se propone un diseño de la sección de la presa en forma trapezoidal ya que permite minimizar el esfuerzo de tracción durante un sismo. Además presenta la ventaja que las distribuciones de esfuerzos son de compresión en el contacto y parte inferior de la presa bajo las diversas condiciones de carga.

Por otro lado, una presa trapezoidal tiene un peso y una longitud de base mayor, por lo que presenta una resistencia al corte superior a una presa de gravedad convencional y no se requieren tratamientos especiales en la base de la presa para satisfacer condiciones de seguridad contra el deslizamiento. Es decir, una presa trapezoidal puede ser construida incluso sobre cimientos pobres.

2.8.2 Racionalización en la Ejecución

Si se adopta como material al CSG, se pueden acortar los tiempos y/o simplificar los siguientes procesos de construcción:

- Producción del material de construcción
- Estabilización mecánica
- Mezcla y colocación

También es posible acortar el plazo y disminuir los costos de construcción mediante una rápida ejecución con maquinaria vial convencional.

2.8.3 Racionalización en los Materiales

Debido a los menores esfuerzos generados en una presa con forma trapezoidal es posible reducir la resistencia requerida de los materiales del cuerpo de la presa. La calidad del material CSG no es tan buena como la del hormigón convencional ya que se utiliza como materia prima una amplia gama de materiales como grava de río sin clasificar, rocas trituradas de un sitio de excavación, etc.

Como la materia prima se utiliza sin un proceso de producción de agregados, se pierde poco material, no requiere lavado y no necesita de una cantera con características especiales ni una gran planta de agregados.

2.9 Conclusiones Generales

El método de construcción de una presa CSG permite simplificar la ejecución, reducir los impactos ambientales y reducir los costos económicos, llevando a cabo una rápida ejecución de manera efectiva con el uso de materiales que se pueden obtener fácilmente, sin ajuste granulométrico o lavado, en instalaciones sencillas y utilizando máquinas convencionales.

CAPÍTULO 3

3. CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL DE RELLENO

3.1 Introducción

El material principal que compone una presa trapezoidal CSG está compuesto por una mezcla de cemento con materiales disponibles fácilmente en los alrededores de los sitios de la construcción de la presa y que no requieren un proceso de clasificación y lavado (en principio). Sin embargo siempre es recomendable realizar una mínima caracterización de los componentes a utilizar.

En el presente capítulo, se analizan los materiales disponibles en la zona del Alto Valle de Río Negro y en el departamento de Zapala, provincia de Neuquén. Dichos componentes básicos para constituir el material CSG son:

- Agua
- Grava
- Arena
- Cemento

Adicionalmente, se presentan dosificaciones del material CSG con adición de Arcilla, reemplazando parcial o totalmente al cemento portland como material cementante para su posterior estudio.

3.2 Materiales

Para el presente trabajo las experiencias de laboratorio se llevaron a cabo usando materiales disponibles en la zona del Alto Valle de Río Negro y Neuquén. Una de las ventajas de los agregados obtenidos del río son su forma redondeada, dureza y resistencia al desgaste por ser origen volcánico. También se debe destacar que al estar lavados no presentan productos solubles que afecten la durabilidad como sulfatos, cloruros o materia orgánica. A continuación se analizan las características de los materiales componentes.

3.2.1 Agua

Para la elaboración de la mezcla se utilizó agua de red doméstica la cual cumple perfectamente con los requisitos de calidad para la elaboración de hormigones.

Para este tipo de material el contenido de agua total no se relaciona directamente con el volumen de finos empleado en hormigones convencionales sino con la densidad máxima alcanzada en un ensayo de compactación Proctor, que se presenta en el Capítulo 4.

3.2.2 Agregado Grueso

Para la construcción de presas CSG no se imponen grandes limitaciones respecto a la calidad de los agregados. No existen limitaciones referidas a su naturaleza o forma pero sí en relación con el tamaño máximo.

Se usaron cantos rodados de origen fluvial extraídos de cantera como se muestra en la Figura 3.1. Los mismos presentan formas redondeadas y un tamaño máximo de 40mm aproximadamente generando buenas condiciones de trabajabilidad. Estas gravas provienen de rocas volcánicas, las cuales presentan buenas características de resistencia y dureza y están presentes en los aluviones de los lechos de los ríos de la región.



Figura 3.1 – Agregado Grueso Típico.

3.2.3 Agregado Fino

Como agregado fino se utilizó una arena de río extraída de cantera (Figura 3.2). Las arenas de río utilizadas en la zona se caracterizan por ser limpias de sales, sulfatos y demás productos solubles. A su vez los granos tienen forma redondeada lo que hace que este material presente óptimas condiciones para utilizarse en mezclas que requieren trabajabilidad debido al bajo contenido de agua y reduciendo apreciablemente la fricción interna.



Figura 3.2 – Agregado Fino Típico.

3.2.4 *Revuelto*

El material CSG se elabora a partir de la mezcla de cemento y agua con materiales fácilmente disponibles en la zona de construcción de la presa. Dichos materiales deben ser preparados mediante un proceso simple, removiendo o triturando partículas que excedan el tamaño máximo establecido, pero sin requerir una clasificación granulométrica. [JDEC, 2007].

En el presente trabajo, se define Revuelto a la mezcla seca del agregado grueso con el agregado fino. En la Figura 3.3 se muestra un revuelto típico de agregados granulares utilizado para elaborar material CSG. Para la preparación en laboratorio, se realizó una mezcla de grava y arena en una proporción de 50-50 en peso de cada material.



Figura 3.3 - Agregados Granulares - Revuelto Típico

3.2.5 *Cemento*

En ninguna de las publicaciones consultadas para el presente trabajo se hace referencia sobre el tipo de cemento a utilizar para la elaboración del material CSG. El uso de uno u otro tipo de cemento se relaciona más a requisitos específicos para cada aplicación y/o a la

disponibilidad del mismo en la zona de construcción. Para la construcción de presas, se recomienda emplear cementos con bajo calor de hidratación para minimizar los problemas de retracción en grandes cuerpos de hormigón.

Para el presente trabajo, se utilizó Cemento Portland Puzolánico CPP 40. Las características físicas y químicas del cemento se muestran en la Tabla 3.1.

Características Químicas			
	Unidad	Resultados	IRAM 50000
Pérdida por calcinación	%	< 3.00	< 9.00
Trióxido de Azufre	%	2.00 - 2.40	< 3.50
Óxido de Magnesio	%	< 2.00	< 6.00
Cloruros	%	< 0.05	< 0.10
Sulfuros	%	< 0.01	< 0.10
Coefficiente Puzolánico	-	< 0.80	< 1.00
Características Físico-Mecánicas			
	Unidad	Resultados	IRAM 50000
Densidad	g/cm ³	3.09 ± 0.04	-
Fraguado Inicial	h:min	4:00 - 4:30	> 1:00
Fraguado Final	h:min	6:00 - 6:30	-
Contracción por secado	%	< 0.10	< 0.15
Resistencia a la compresión (2 días)	MPa	17 - 19	> 10
Resistencia a la compresión (28 días)	MPa	45 - 47	> 40 y < 60

Tabla 3.1- Datos Técnicos CPP40 [PCR, 2012]

3.2.6 Arcillas

Se estudia el comportamiento del material CSG al reemplazar cemento por arcilla en forma parcial o total. Para ello se utilizaron arcillas provenientes del departamento Zapala de la provincia del Neuquén donde existen importantes depósitos de arcillas caoliníticas que abastecen principalmente a la industria cerámica regional y nacional.

Según [Vallés, 2011] el mayor distrito abarca aproximadamente 1.000 km² se sitúa al Este de la Meseta de la Barda Negra a 60 km al SE de la ciudad de Zapala y comprende varias minas entre ellas La Beatriz, La Desapercibida, El Quijote y La Sociedad. El otro sector que se encuentra al Sud-Oeste de la meseta está a 46 km de la ciudad y cuenta entre sus minas principales a Verdacho, San Ramón y María Rosa. Las arcillas se formaron en ambiente fluvial están compuestas por caolinita y cuarzo y en menor proporción por arcillas inter-estratificadas del tipo illita/esmectita.

Estudios realizados con anterioridad por [Allione et al, 1992], clasifican a las arcillas dentro del rango plástico a semiplástico, resistentes al fuego y con un Límite Plástico e Índice de Plasticidad oscilando entre 18-24,5 y 6,4-19 respectivamente. La máxima contracción lineal fue de alrededor de 8 % para muestras puras, disminuyendo a 6 % en mezclas de arcillas. La absorción de agua es de 4 % o menos en todas las muestras calentadas a 1.200°C.

En la Figura 3.4 se muestra la arcilla utilizada en la elaboración de material CSG



Figura 3.4– Arcilla Utilizada

3.3 Dosificación

El material CSG se compone a partir de la mezcla de material cementante (cemento y/o arcilla) y agua con materiales granulares. Según las recomendaciones establecidas en [JDEC, 2007], el contenido o proporción de aire en la mezcla debe ser considerado cero al principio, para facilitar el diseño de la mezcla. Esto es debido a que el material CSG se elabora dentro de un rango de distribución del tamaño del agregado, contenido de agua, intensidad de la compactación, etc. por lo que el volumen de aire sería diferente para cada caso.

A continuación se indica el procedimiento seguido para determinar la dosificación del material CSG:

- Se elige el contenido de material cementante de acuerdo a las recomendaciones de [JDEC, 2007].
- Se estiman el peso específico y relación de vacíos para la mezcla de áridos gruesos y finos en estado suelto.
- Se establece el contenido de agua óptimo para la máxima densidad seca a partir de un ensayo Proctor.

- Se calcula el peso de áridos, restando al peso de 1m^3 el peso del cemento y agua.

Partiendo de las bases establecidas en [JDEC, 2007] se establece un contenido neto de cemento de 80 Kg por metro cúbico de CSG. A demás se calcula el contenido de arcilla en remplazo de cemento, en las proporciones de Cemento-Arcilla de 100%-0%, 50%-50% y 25%-50%, dosificaciones A, B y C respectivamente.

Para una mezcla típica constituida por gravas y arenas en estado suelto se estima un peso específico de $1,80\text{ Kg/m}^3$ y una relación de vacios de 0,30. El contenido de agua óptimo se obtiene a través de un ensayo Proctor (Capítulo 4).

- *Peso Específico Áridos en estado suelto* $\rightarrow \delta = 1.70\text{ Kg/m}^3$
- *Relación de Vacios Áridos en estado suelto* $\rightarrow e = 0.30$
- *Contenido de Agua Óptimo* $\rightarrow \omega = 6.00\%$

A partir del procedimiento y los datos de los áridos, se calculan los contenidos de los componentes para la elaboración del material CSG. Un cuadro resumen de los contenidos de cemento y arcilla para cada mezcla se muestra en la Tabla 3.2.

Dosificación							
Mezcla	Proporción Cto-Arcilla [%]	Cemento [Kg/m3]	Arcilla [Kg/m3]	Vol. Comp. [m3]	Vol. suelto [m3]	Cant. agua [lt/m3]	Cant. Revuelto [Kg/m3]
A	100 - 0	80	0	1.00	1.30	163.80	2626.00
B	50 - 50	40	40	1.00	1.30	163.80	2626.00
C	25 - 75	20	60	1.00	1.30	163.80	2626.00

Tabla 3.2 – Contenido de Material Cementante por Mezcla

CAPÍTULO 4

4. ASPECTOS EXPERIMENTALES

4.1 Introducción

En el capítulo anterior se realizó una descripción de los materiales utilizados en la elaboración de una mezcla de material CSG y se establecieron tres dosificaciones diferentes de acuerdo a la relación Cemento-Arcilla.

En el presente capítulo se busca obtener el contenido de agua óptimo que permita obtener la mayor densidad seca del material (estado compacto). A demás se examinan las propiedades del material compacto, con el fin de establecer las resistencias características y buscar información que pueda ser utilizada para describir las propiedades elásticas de cada una de las mezclas en estudio. A tal fin, se preparan probetas y se ejecutan una serie de ensayos de laboratorio. Se describen las herramientas y procedimientos utilizados en cada uno de los ensayos realizados.

4.2 Determinación de la Humedad Óptima – Ensayo Proctor

4.2.1 Compactación y Humedad Óptima

La compactación se define como el proceso mecánico realizado con el fin de disminuir el volumen de vacíos en una masa de material granular, obligando a las partículas a un mayor contacto entre sí, es decir, produciendo un aumento de la densidad del material.

En este sentido, la humedad es importante pues aumentando o disminuyendo su contenido se pueden alcanzar mayores o menores densidades del material. La razón de esto es que el agua llena los espacios ocupados por aire, permitiendo un mejor acomodo de las partículas, lo que a su vez aumenta la compacidad. Sin embargo un exceso de agua podría provocar el efecto contrario, es decir separar las partículas disminuyendo su compacidad.

Por lo dicho anteriormente, las variables que determinan el grado de compacidad de un material suelto, son la humedad que posee en el momento de ser compactado y la cantidad de energía de compactación utilizada.

4.2.2 *Ensayo Proctor*

El ensayo Proctor se realiza para determinar la humedad óptima a la cual un material alcanza su máxima compactación. Consiste en compactar en un molde de volumen conocido muestras de una misma mezcla, pero con distintas humedades y aplicando la misma energía de compactación. Se registran en un gráfico densidad en función de la humedad las densidades secas y el contenido de humedad de cada molde. Se grafican los resultados, correspondiendo el punto más alto de la curva a la máxima densidad seca y su proyección en la abscisa la humedad óptima de compactación.

De acuerdo al equipo que se dispondrá en obra existen dos tipos de ensayos Proctor. El Proctor Estándar cuando se usa equipo de compactación liviano o manual y el Proctor Modificado cuando se utiliza equipo de compactación de mayor envergadura el cual provee mayor energía de compactación.

En el presente trabajo se opta por llevar a cabo el Ensayo Proctor Modificado (algunos autores proponen el uso del Ensayo Proctor Estándar en estructuras donde se prefiera que el material compacto posea mayor ductilidad en lugar de mayor rigidez).

4.2.3 *Herramientas Utilizadas*

- Moldes: Piezas metálica de forma cilíndrica con alas de sujeción a la placa base.
- Collar: Anillo metálico de aproximadamente 60 mm de altura, el cual tiene un rebaje y alas de sujeción, de modo que ajusta firmemente al molde en su parte superior.
- Placa base: Placa metálica en la que se asegura el conjunto molde-collar, por medio de las alas, con pernos solidarios a la placa y tuerca tipo mariposa.
- Martillo mecánico: Cilindro metálico con una masa de 2.7 Kg. Está equipado con una guía tubular para controlar la altura de caída de 30.50 cm.
- Probetas graduadas: Recipientes de vidrio o plástico graduados en centímetros cúbicos que se usan para medir el agua que se le agrega a la muestra seca.
- Balanzas: Utilizadas para pesar los materiales componentes de cada mezcla o dosificación.
- Regla de acero: Utilizadas para enrasar el suelo al nivel del molde, luego de compactado y extraído el collar.
- Herramientas de mezclado: se utilizan vasijas metálicas poco profundas para mezclado y palas o espátulas.

4.2.4 Procedimiento para realización de Ensayo Proctor

A continuación se describe el trabajo realizado en el laboratorio correspondiente al Ensayo Proctor Modificado (AASHTO – T99). Los principales parámetros de dicho ensayo se indican en la Tabla 4.1:

Ensayo		Molde			Compactación				Energía
Según AASHTO	Según Vial. Nac.	Diámetro [cm]	Altura [cm]	Volumen [cm ³]	Capas	Golpes	Pistón [Kgf]	Alt. Caída [cm]	[Kgfcm/cm ³]
T-99	IV	15.24	11.16	2035.75	3	56	2.5	30.5	6.29

Tabla 4.1 - Datos del Ensayo Proctor Modificado T-99

La Energía de Compactación se calcula en base a la Ecuación (4.1) como:

$$E_c = \frac{N * n * H * m}{Vol} \quad (4.1)$$

Donde

- Ec = Energía de Compactación.
- N = Número de capas.
- n = Número de golpes por capas.
- H = Altura de caída del pistón.
- m = Peso del pistón.
- Vol = Volumen del molde

Para cada una de las dosificaciones especificadas en la Tabla 3.2 se aplica el siguiente procedimiento para la determinación de la humedad óptima de compactación:

1. Se pesan todos los materiales componentes para cada mezcla (Figura 4.1)
2. Se mezclan todos los componentes sólidos con un determinado % de agua, obteniendo un pastón homogéneo.
3. Se divide el pastón en 5 muestras.
4. Se pesan y registran la masa y volumen del molde.
5. Se coloca una capa de material de aproximadamente un tercio de la altura en el molde (Figura 4.2).
6. Se compacta la capa con 56 golpes.
7. Se repiten los pasos 5 y 6 hasta obtener las 3 capas.
8. Se enrasa con la regla o varilla metálica al nivel del borde del molde.
9. Se pesa y registra el molde con el suelo compactado.

10. Se retira 1Kg de material compactado y se deja secar en horno durante 24hs (Figura 4.3).
11. Se retira el material del horno y se registra el peso.
12. Se repite el procedimiento otras dos veces agregando diferente contenido de agua en cada oportunidad.



Figura 4.1 – Peso de materiales componentes



Figura 4.2 - Llenado del Molde para ensayo Proctor



Figura 4.3 – Secado al horno de muestra

4.2.5 Presentación de Resultados

A continuación se muestra en la Tabla 4.2 Tabla 4.3 y Tabla 4.4 los resultados del ensayo Proctor Modificado para las distintas dosificaciones. En la Figura 4.4 se muestran las curvas de Humedad vs Densidad Seca de acuerdo a los datos extraídos de las tablas.

DOSIFICACIÓN N° A							
Material	Revuelto =		[kg]	Muestra	10	[kg]	
	Cemento =	80	[kg]		0.4	[kg]	
	Arcilla =	-	[kg]		0	[kg]	
Ensayo n° =				A-1	A-2	A-3	A-4
1	Cant agua agregada		[ml]	100	200	400	600
2	Vol molde		[cm ³]	2060	2060	2060	2060
3	Peso molde + base		[g]	6249	6249	6249	6249
4	Peso molde + base + M.Comp		[g]	10590	10690	10910	10940
5	Peso Muestra Comp. (4-3)		[g]	4341	4441	4661	4691
6	Densidad Húmeda ($\gamma=5/2$)		[g/cm ³]	2.11	2.16	2.26	2.28
7	Densidad Seca ($\gamma_d=100*\gamma/100+\omega$)		[g/cm ³]	2.084	2.119	2.149	2.147
DETERMINACION DE ω							
8	Mat. Húmedo		[g]	1000	1000	1000	1000
9	Mat. Secado al horno		[g]	989	983	950	943
10	Peso de agua (9-8)		[g]	11	17	50	57
11	Humedad ($\omega=10/9$)		[%]	1.11	1.73	5.26	6.04

Tabla 4.2 - Resultados obtenidos para el Ensayo Proctor Modificado. Dosificación A

DOSIFICACIÓN N° B							
Material	Revuelto =		[kg]	Muestra	10	[kg]	
	Cemento =	40	[kg]		0.2	[kg]	
	Arcilla =	40	[kg]		0.2	[kg]	
Ensayo n° =			B-1	B-2	B-3	B-4	
1	Cant agua agregada		[ml]	200	400	600	800
2	Vol molde		[cm ³]	2060	2060	2060	2060
3	Peso molde + base		[g]	6249	6249	6249	6249
4	Peso molde + base + M.Comp		[g]	10615	10825	11000	11085
5	Peso Muestra Comp. (4-3)		[g]	4366	4576	4751	4836
6	Densidad Húmeda ($\gamma=5/2$)		[g/cm ³]	2.12	2.22	2.31	2.35
7	Densidad Seca ($\gamma_d=100*\gamma/100+\omega$)		[g/cm ³]	2.1	2.159	2.177	2.176
DETERMINACION DE ω							
8	Mat. Húmedo		[g]	1000	1000	1000	1000
9	Mat. Secado al horno		[g]	991	972	944	927
10	Peso de agua (9-8)		[g]	9	28	56	73
11	Humedad ($\omega=10/9$)		[%]	0.91	2.88	5.93	7.87

Tabla 4.3- Resultados obtenidos para el Ensayo Proctor Modificado. Dosificación B

DOSIFICACIÓN N° C							
Material	Revuelto =		[kg]	Muestra	10	[kg]	
	Cemento =	20	[kg]		0.2	[kg]	
	Arcilla =	60	[kg]		0.2	[kg]	
Ensayo n° =			B-1	B-2	B-3	B-4	
1	Cant agua agregada		[ml]	200	400	600	800
2	Vol molde		[cm ³]	2060	2060	2060	2060
3	Peso molde + base		[g]	6249	6249	6249	6249
4	Peso molde + base + M.Comp		[g]	10651	10840	11010	11085
5	Peso Muestra Comp. (4-3)		[g]	4402	4591	4761	4836
6	Densidad Húmeda ($\gamma=5/2$)		[g/cm ³]	2.14	2.23	2.31	2.35
7	Densidad Seca ($\gamma_d=100*\gamma/100+\omega$)		[g/cm ³]	2.11	2.16	2.18	2.17
DETERMINACION DE ω							
8	Mat. Húmedo		[g]	1000	1000	1000	1000
9	Mat. Secado al horno		[g]	989	971	945	925
10	Peso de agua (9-8)		[g]	11	29	55	75
11	Humedad ($\omega=10/9$)		[%]	1.11	2.99	5.82	8.11

Tabla 4.4 – Resultados obtenidos para el Ensayo Proctor Modificado. Dosificación C

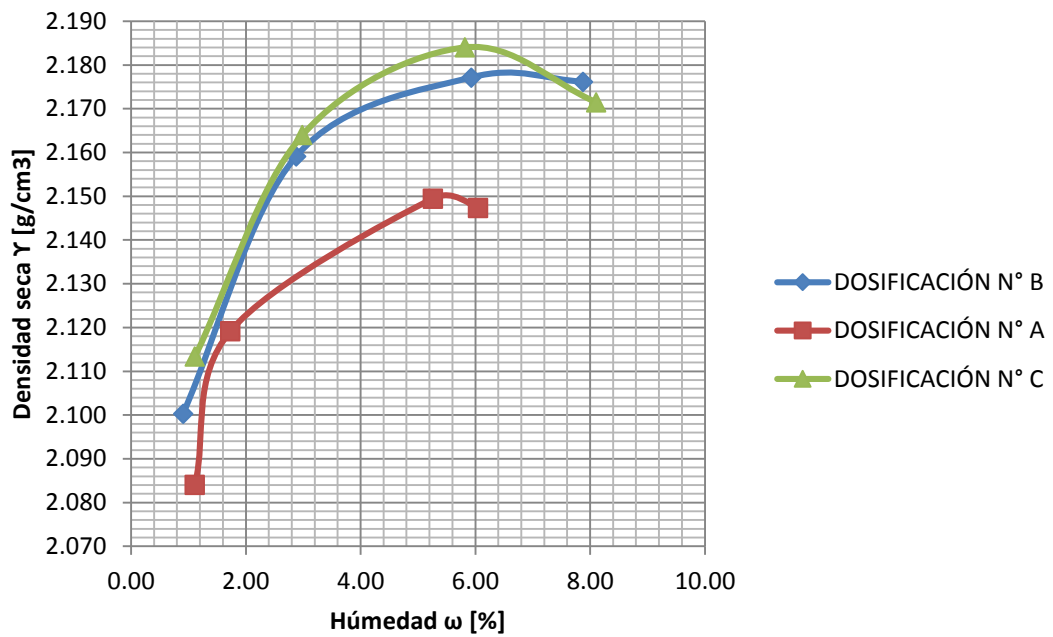


Figura 4.4 - Relación Densidad Seca – Humedad de compactación

A partir de las curvas anteriores, se obtienen gráficamente los valores de humedad correspondiente a los máximos valores de densidad seca:

- i. Dosificación A:
 - Humedad óptima = 5.50 %
 - Máxima densidad = 2.15 g/cm³
- ii. Dosificación B:
 - Humedad óptima = 6.50 %
 - Máxima densidad = 2.18 g/cm³
- iii. Dosificación C:
 - Humedad óptima = 6.00 %
 - Máxima densidad = 2.185 g/cm³

4.2.6 Conclusiones

Debido a la poca variabilidad en la máxima densidad obtenida que muestran los ensayos para cada dosificación, se elige considerar un único valor de humedad óptima promedio para todas las mezclas:

$$\text{Humedad Óptima: } \omega_{prom} = 6.00 \%$$

4.3 Ensayos sobre el material endurecido - Resistencia a la Compresión

4.3.1 Resistencia a la compresión

Las propiedades del hormigón endurecido, o como en este caso del material CSG, están en función de la cantidad de cemento, de agua, de la distribución de los tamaños de granos, de la energía de compactación aplicada, de las condiciones de curado y el tiempo transcurrido. El siguiente desarrollo busca determinar la resistencia a la compresión de probetas elaboradas a partir del material constituyente de las presas CSG con las dosificaciones especificadas en la Tabla 3.2.

4.3.2 Elaboración de probetas

Según [JDEC, 2007], las experiencias demuestran que la resistencia del hormigón (o suelo-cemento) para presas CSG con bajo contenido de cemento por unidad de volumen y con una distribución de tamaño de grano más allá del rango del hormigón convencional, hace necesaria la realización del ensayo con una probeta cilíndrica de gran tamaño de 30 cm de diámetro y 60 cm de alto. Sin embargo, debido a que en el presente trabajo se limita un tamaño máximo de 40 mm para el agregado grueso, es posible realizar los ensayos utilizando una probeta cilíndrica estándar de 15 cm de diámetro por 30 cm de alto como se muestran en la Figura 4.5.



Figura 4.5 – Probetas de 15 cm de diámetro por 30 cm de alto

4.3.3 Energía de Compactación

La energía de compactación es esencial para determinar la resistencia en el material endurecido. Si la distribución en el tamaño de grano, las cantidades de agua y cemento se mantienen constantes, la densidad y la resistencia de la muestra guardan una relación aproximadamente lineal, independientemente del tipo de equipo utilizado para la compactación.

En consecuencia, la resistencia esperada para el material CSG en la ejecución in situ se puede obtener realizando el ensayo bajo las mismas especificaciones para la compactación in situ.

Para obtener la misma energía específica realizada en el ensayo Proctor, al reemplazar el molde por uno de mayor tamaño, se deben modificar el número de capas y de golpes por capa. Por lo tanto, para el molde de 15cmx30cm se necesita un total de 5 capas y 80 golpes por capa, considerando que las muestras se compactan utilizando un martillo eléctrico de 2.80 kg de masa. En la Tabla 4.5 se resumen los parámetros del ensayo Proctor mencionados anteriormente. Realizando el cálculo de la Energía de compactación bajo estas condiciones, se observa que la misma es aproximadamente igual que la establecida por la AASHTO T-99 ($E_c=6.29 \text{ Kcm/cm}^3$).

Molde			Compactación				Energía
Diámetro [cm]	Altura [cm]	Volumen [cm ³]	Capas	Golpes	Pistón [Kg]	Alt. Caída [cm]	[Kcm/cm ³]
15	29.5	5213	5	80	2.7	30.5	6.3

Tabla 4.5 – Datos del Ensayo Proctor Modificado sobre probeta de 15cmx30cm.

4.3.4 Procedimiento para la Elaboración de las Probetas

La elaboración de las probetas se efectúa con la mezcla que se obtuvo mediante la dosificación establecida anteriormente siguiendo el siguiente procedimiento.

1. Se toman tres moldes metálicos de 150 mm de diámetro para cada dosificación.
2. Se coloca la mezcla en los cilindros de probeta en cinco capas iguales y se compacta cada una con 80 golpes con una masa de 2.80 Kgf.
3. Se colocan los moldes para su curado sobre una superficie lisa y nivelada, y se las cubre con polietileno para controlar la velocidad de pérdida de humedad, dejándolas durante 24 días (Figura 4.6).



Figura 4.6 – Curado de Probetas, dosificaciones A, B y C.

En la Figura 4.7 pueden observarse las probetas una vez terminado el período de curado.



Figura 4.7 – Probetas elaboradas, dosificaciones A, B y C.

4.3.5 Observaciones

Durante la elaboración de las probetas con las dosificaciones y contenidos de humedad óptimos establecidos, pudo comprobarse una mejora en la trabajabilidad y menor pérdida de humedad en aquellas probetas donde la arcilla reemplazó parcialmente al cemento como material ligante. En la probeta elaborada de acuerdo a la dosificación C (80% arcilla y 20% cemento) una vez pasado el tiempo de curado, se observa una falta de cohesión superficial entre las partículas produciéndose una disgregación del material ante el simple contacto o rozamiento.

4.3.6 Ensayo de Compresión Directa

La resistencia a la compresión está dada por la relación entre la carga de rotura y la sección transversal de la probeta. De acuerdo a la Ecuación (4.2):

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (4.2)$$

Donde:

- P = carga de rotura
- A = área de la sección transversal de la probeta

4.3.7 Procedimiento del ensayo de Compresión Directa

La resistencia a la compresión de las probetas se determina por el Método de compresión directa. A continuación se lista el procedimiento llevado a cabo en laboratorio:

1. Se toman dos de los tres moldes de cada dosificación y se reserva el tercero para el ensayo de carga cíclica.
2. Se pesan las probetas y miden sus diámetros y alturas respectivas.
3. Se coloca la probeta en forma vertical en la maquina, apoyada sobre discos metálicos. Se usa un encabezado de neopreno (Figura 4.8).
4. Luego se la someten las probetas a un esfuerzo de compresión hasta la rotura de y se registran los datos de Fuerza aplicada (Figura 4.9).
5. Se calcula la Resistencia a la Compresión en función de la Ecuación (4.2).



Figura 4.8 – Prensa para ensayo de rotura por compresión directa.



Figura 4.9 – Rotura de Probetas con dosificaciones A, B y C respectivamente.

4.3.8 Presentación de Resultados

A continuación se muestran la Tabla 4.6 los resultados obtenidos del ensayo de compresión directa para las distintas dosificaciones. En la Figura 4.10 se muestran los mismos resultados a modo de resumen.

Ensayo de Compresión Directa							
		A		B		C	
Probeta	-	A1	A2	B1	B2	C1	C2
Diámetro	[m]	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
Altura	[m]	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
Peso	[Kg]	12.165	12.53	12.895	12.54	12.575	12.475
Área	[m ²]	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
Vol	[m ³]	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
Peso Específico	[Tn/m ³]	2.29	2.36	2.43	2.37	2.37	2.35
Fuerza Rotura	[kN]	35	37	30	32	10	12.6
Resistencia	[MPa]	1.981	2.094	1.698	1.811	0.566	0.713
σ_{promedio}	[Mpa]	2.037		1.754		0.639	

Tabla 4.6 – Resultados Obtenidos en el Ensayo de Compresión Directa

- i. Dosificación A
 - Resistencia a la compresión promedio $\overline{f_{cA}} = 2.03 \text{ MPa}$
- ii. Dosificación B
 - Resistencia a la compresión promedio $\overline{f_{cB}} = 1.75 \text{ MPa}$
- iii. Dosificación C
 - Resistencia a la compresión promedio $\overline{f_{cC}} = 0.64 \text{ MPa}$

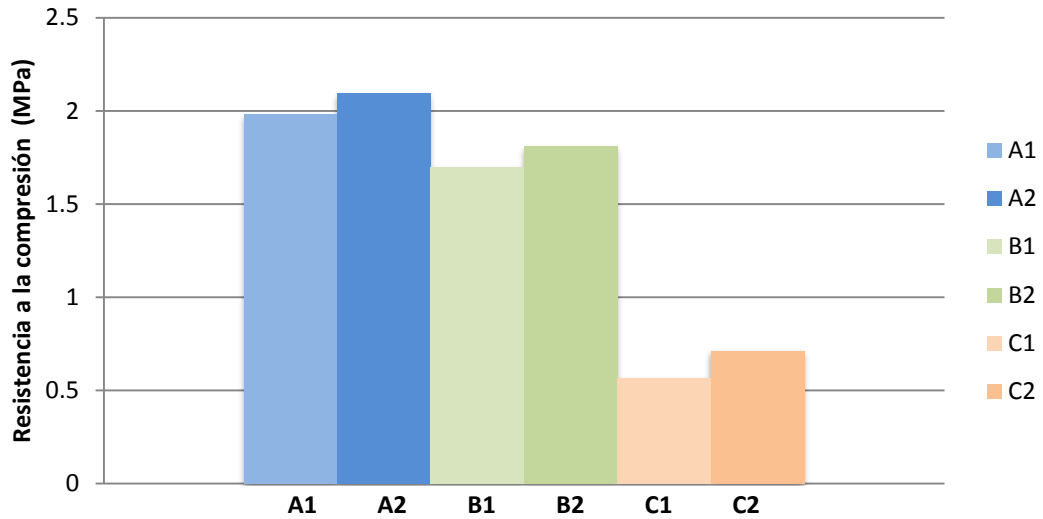


Figura 4.10 - Resistencia a la Compresión, dosificaciones A, B y C respectivamente

4.3.9 Observaciones

De los resultados obtenidos se observa que la resistencia a la compresión se encuentra dentro de los rangos esperados. Se observa que el reemplazo de hasta un 50 % de la cantidad de cemento por arcillas caoliníticas de Zapala (Dosificación B) no reduce sustancialmente la Resistencia a la Compresión comparando con la resistencia alcanzada por la mezcla con cemento como único material ligante (Dosificación A). El agregado de arcilla además favorece la trabajabilidad como se menciona en la sección 4.3.5.

Las bajas resistencias obtenidas para la última serie de probetas con un mayor porcentaje de arcillas que de cemento (Dosificación C) hace necesario descartar la mezcla para su uso como posible alternativa de material CSG modificado.

4.4 Ensayos sobre el material endurecido – Módulo Elástico

4.4.1 Módulo de Elasticidad

Uno de los principales aspectos del material endurecido es su comportamiento elastoplástico, es decir, la relación que existe entre las cargas que se aplican y las deformaciones que éste experimenta. En materiales elásticos no lineales, la forma más común para obtener el Módulo de Elasticidad es definir la relación entre el incremento de tensión o esfuerzo aplicado a un material y la correspondiente a la deformación que el material experimenta en la dirección de aplicación del esfuerzo, de acuerdo a la Ecuación (4.3):

$$E = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\xi_2 - \xi_1} \quad (4.3)$$

Donde:

- σ_i = Tensión o Esfuerzo en un instante i
- ξ_i = Deformación Unitaria en el instante i

Se ha sugerido que el módulo de elasticidad para el hormigón puede ser diferente según el tipo de carga (compresión y/o tracción). Si bien es posible que las diferencias en los patrones de distribución de micro-grietas puedan afectar la rigidez del material bajo compresión y/o tracción, para el presente trabajo se definirán las características elásticas del material por un conjunto único de parámetros obtenidos mediante un ensayo cíclico de carga-descarga, aplicando un esfuerzo de compresión a una probeta de material endurecido solo hasta un cierto valor y descargando en repetidos ciclos.

4.4.2 Herramientas Utilizadas

1. Probeta cilíndrica de 150 mm de diámetro por 300 mm de altura
2. Máquina de ensayos a compresión
3. Instrumento para medir deformaciones o compresometro que consta de un aro metálico fijado de un lado por una varilla y por el otro por un micrómetro (Figura 4.11).
4. Cinta métrica.



Figura 4.11 – Compresometro utilizado

4.4.3 Procedimiento para el Ensayo de Carga - Descarga

Para la obtención del Módulo Elástico sobre las probetas de material endurecido se utilizó el siguiente procedimiento.

1. Se mide el diámetro y altura de la probeta.
2. Se coloca la probeta a ensayar en forma vertical en el compresometro adecuadamente, bien centrada en la máquina de carga (Figura 4.12).
3. Se realiza una corrida de prueba para que se acomode el compresometro.
4. Se realiza una corrida de carga entre 0.5 KN y 3 KN midiendo las deformaciones con el micrómetro cada 25 divisiones del extensómetro.
5. Se realizan cuatro a cinco corridas más, hasta alcanzar la carga máxima.
6. Se calcula el Módulo de Elasticidad en base a la Ecuación (4.3).



Figura 4.12 – Ensayo de Carga – Descargar

4.4.4 Presentación de Resultados

A continuación se muestra en la Figura 4.13 la curva Esfuerzo-Deformación obtenida para la Probeta con Dosificación A (100% contenido de cemento) en el ensayo cíclico de Carga – Descarga.

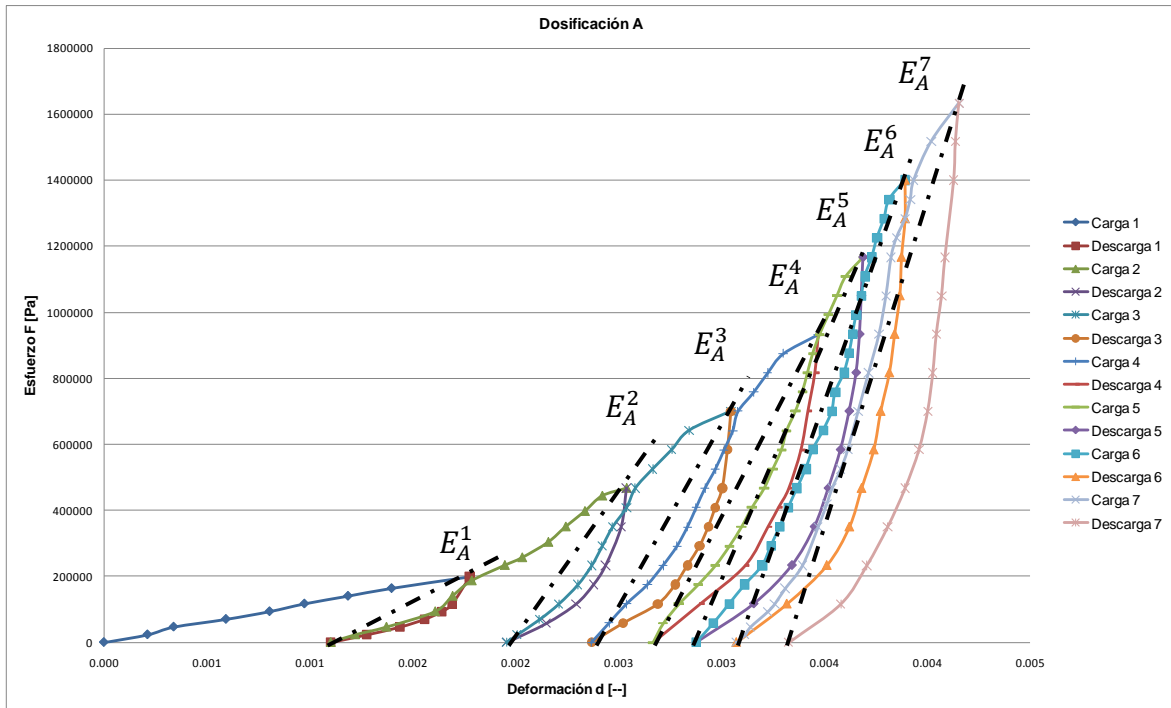


Figura 4.13 - Curva Esfuerzo – Deformación, Probeta con Dosificación A

En el Figura 4.14 se muestra la curva Esfuerzo-Deformación obtenida para la Probeta con Dosificación B (50% contenido de cemento y 50% de arcilla) en el ensayo cíclico de Carga – Descarga.

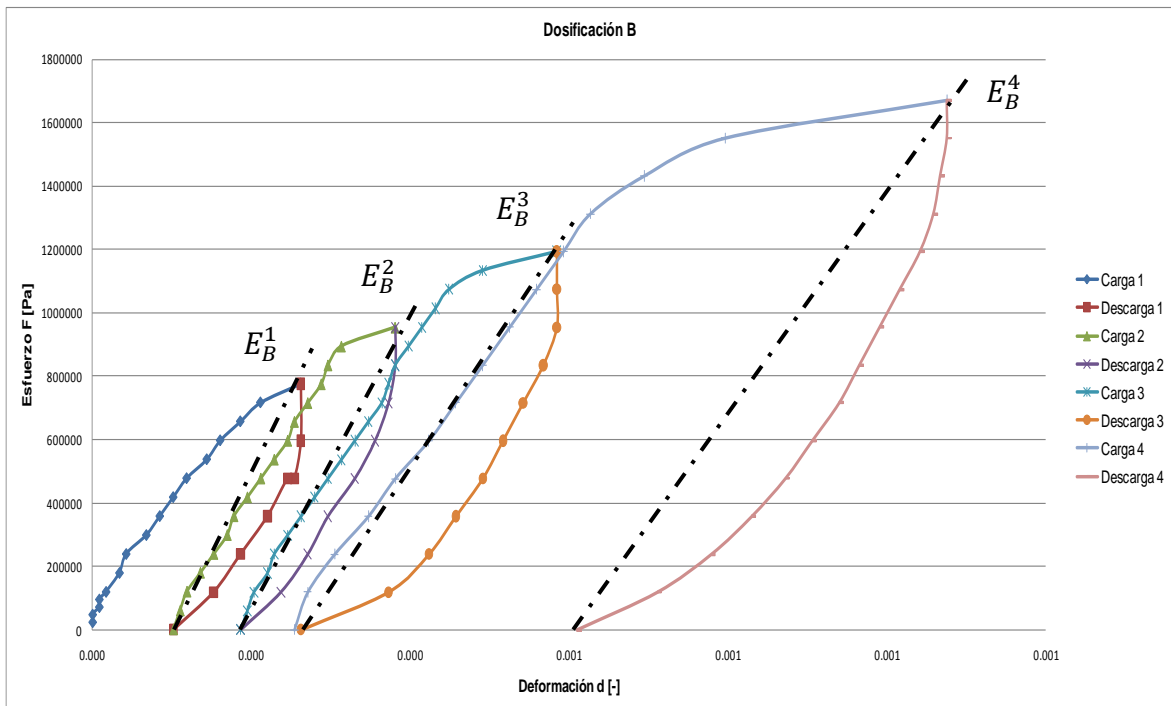


Figura 4.14 - Curva Esfuerzo – Deformación, Probeta con Dosificación B

En la Tabla 4.7 se muestran los datos registrados del Módulo de Elasticidad para cada ciclo de carga y descarga para ambas dosificaciones.

Módulo de Elasticidad para cada ciclo			
Dosificación	Ei	Magnitud	Unidad
A	E1	158	[Mpa]
	E2	441	[Mpa]
	E3	561	[Mpa]
	E4	609	[Mpa]
	E5	734	[Mpa]
	E6	884	[Mpa]
	E7	992	[Mpa]
B	E1	3714	[Mpa]
	E2	3424	[Mpa]
	E3	3134	[Mpa]
	E4	3000	[Mpa]

Tabla 4.7 – Módulo de Elasticidad Medido en cada ciclo.

En la Figura 4.13 correspondiente a la probeta con una dosificación con 100% de contenido de cemento, no se observa un comportamiento típico de esfuerzo – deformación para un material elasto-plástico como el suelo-cemento. El material parece endurecer a medida que aumenta la carga aplicada (Tabla 4.7). Dicho comportamiento puede encontrar explicación en el proceso de fabricación de la probeta, que mostraba dificultades de compactación sobre todo en la última capa. Se recomienda para trabajos futuros elaborar mayor número de probetas y/o mejorar el proceso de compactación por capas adaptando el molde metálico para tal fin.

En la Figura 4.14 se puede observar una curva típica Esfuerzo – Deformación en un Ensayo Cíclico para un material elasto-plástico como el caso del Hormigón o del Suelo-Cemento. Cuando se inicia un ciclo de carga la curva tensión-deformación adopta una relación aproximadamente lineal hasta alcanzar la superficie de fluencia del material. A medida que aumenta la carga aplicada, el módulo de elasticidad disminuye correspondiéndose a un ablandamiento del material (Tabla 4.7). Dicho comportamiento es el esperado para el caso en estudio. Luego de la tercera carga el gráfico no muestra más que una pequeña curvatura debido a que se reduce la fluencia del material hasta el punto de rotura.

En base a lo expuesto anteriormente, se decide para el presente trabajo descartar los resultados obtenidos con la Dosificación A y trabajar solo con los valores obtenidos del ensayo sobre la probeta con Dosificación B. Se adopta un Módulo de Elasticidad promedio para la dosificación B en función de los datos mostrados en la Tabla 4.7:

- Módulo de Elasticidad $E_{prom} = 3318 \text{ MPa} \rightarrow E_{adop} = 3300 \text{ MPa}$

El valor obtenido para el Módulo de Elasticidad se corresponde al esperado, de acuerdo a lo mencionado en el punto 2.7.1.

CAPÍTULO 5

5. RELACIONES CONSTITUTIVAS

5.1 Introducción

Según lo refiere [Desai et al, 1984], una ecuación constitutiva es un modelo matemático que permite reproducir la respuesta de un medio continuo ante una sollicitación o perturbación externa. Desarrollar una ley constitutiva tan general para todos los materiales resulta dificultoso, inclusive para un único tipo de material, ya que el comportamiento de un material determinado bajo cargas diferentes, puede no estar relacionado.

Para establecer una ecuación constitutiva, se deben realizar observaciones experimentales a nivel macroscópico. Un segundo enfoque, que considera las propiedades a nivel microscópico, puede ser bastante complejo. Por otra parte, la identificación de las variables que participan de una ley constitutiva para un determinado material es una tarea difícil y la selección de las propiedades pertinentes a menudo se realiza por la experiencia y la intuición.

Por lo tanto, no es posible tener en cuenta todos los parámetros del material que influyen en la respuesta mecánica bajo condiciones de carga y se necesitan hipótesis para simplificar la expresión matemática, excluyendo aspectos considerados de menor importancia. Estas restricciones ciertamente reducen el rigor involucrado en las funcionales generales y el esfuerzo requerido en exploraciones experimentales de las características de los materiales.

Una vez identificadas las variables o parámetros constitutivos pertinentes, es necesario conocer las relaciones entre esas variables. En el presente capítulo se realiza una recopilación de modelos constitutivos que se han desarrollado dentro de la mecánica de suelos y que permiten ser implementados en un programa de elementos finitos para sólidos deformables.

5.2 Antecedentes en Modelos Constitutivos en Suelos

En los modelos para materiales granulares se considera que las partículas no se deforman ni se rompen. Las deformaciones en estos materiales ocurren por el cambio de las posiciones relativas de los granos, produciéndose un cambio de volumen.

Los modelos constitutivos dentro de la mecánica del suelo se pueden clasificar principalmente como:

- Modelos lineales o no lineales; según sea la relación tensión-deformación lineal o no.
- Modelos elásticos, plásticos y elastoplásticos; dependiendo de si se considera en el modelo solo deformación elástica, solo plástica o ambas.

La compactación del suelo se asocia con deformaciones permanentes y se requiere un modelo de material elasto-plástico para poder describirlas adecuadamente

5.2.1 Modelos elásticos lineales y no lineales

La respuesta mecánica interna de un material puede expresarse en términos de tensiones y deformaciones. Para un material Elástico, el estado de tensión depende del estado de deformación solamente. Un medio elástico vuelve a su estado inicial después de un ciclo de carga y descarga. En otras palabras, no retiene ninguna tensión permanente [Desai et al, 1984].

Un material elástico puede ser lineal o no lineal. La linealidad en los modelos implica una relación constante entre los parámetros elásticos. Cuando dicha relación deja de ser constante y comienza a depender del estado esfuerzo-deformación del material, se hace referencia a Modelos no lineales.

5.2.2 Modelos elastoplásticos

Cuando se aplica una carga externa a un cuerpo, esta provoca deformaciones y tensiones internas. Cuando se retira dicha carga, el cuerpo puede o no volver a su configuración original. Los materiales que se someten a deformaciones recuperables solamente, es decir, que vuelven a su estado inicial cuando se retira la carga, se llaman elásticos, pero aquellos materiales que retienen una parte de la deformación de la descarga, se llaman inelástico o plástico.

Las observaciones experimentales muestran que ciertos materiales se comportan elásticamente hasta un cierto nivel de estrés. Como se observa en la Figura 5.1, cuando la carga se incrementa gradualmente, el material se comporta elásticamente hasta el punto A y recupera el estado original si se retira la carga. Si la muestra se carga más allá del punto A, por ejemplo, hasta el punto B, al retirar la carga habrá algunas deformaciones permanentes o irreversibles. Se observa que si la muestra se vuelve a cargar desde el punto C, el material se comporta elásticamente hasta que el nivel de la tensión alcanza el punto B. Esta respuesta de tensión-deformación se denomina endurecimiento.

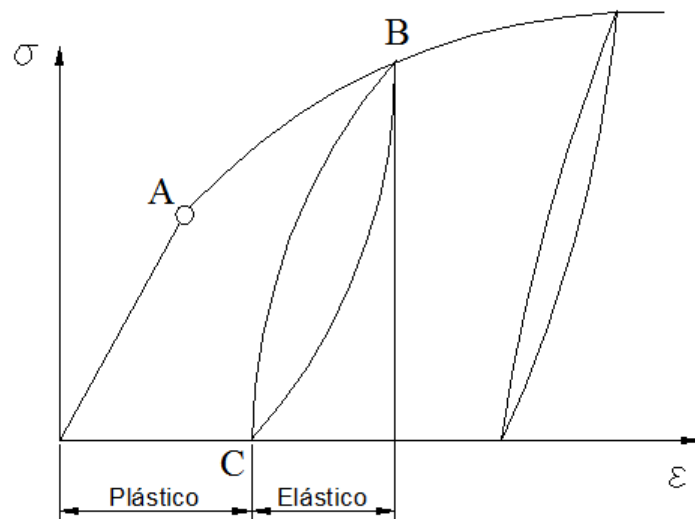


Figura 5.1 – Curva Tensión-Deformación Típica

Así mismo, se puede observar que los caminos de carga y descarga no siguen la misma trayectoria, dependiendo de la historia de aplicación de carga cuando se producen deformaciones plásticas.

El suelo presenta tanto deformación elástica como plástica. Muchos de los modelos constitutivos empleados para representar la compactación del suelo son elastoplásticos. Por lo general, se establecen cinco características que son empleadas para describir la relación esfuerzo-deformación en un material elastoplástico sometido a condiciones generales de carga:

- Comportamiento elástico, que describe la deformación recuperable del suelo.
- Una superficie de fluencia, que define la frontera del dominio elástico.
- Una ley de endurecimiento, que establece la magnitud a la cual la superficie de fluencia se expande (endurece) o contrae (ablanda).
- Una superficie de potencial plástico en el espacio de tensiones, que establece el modo de deformación plástica en este punto.
- Una regla de flujo, que relaciona el incremento de deformación plástica al incremento de esfuerzos.

5.3 Modelo de Mohr-Coulomb

El primer criterio de falla utilizado para describir la respuesta mecánica del suelo fue el de Mohr-Coulomb Ecuación (5.1) este considera que la falla del suelo se produce cuando el esfuerzo cortante en cualquier punto de un material alcanza un valor que depende linealmente de la tensión normal en el mismo plano. El modelo de Mohr-Coulomb se basa en trazar círculos para diferentes estados de tensión de fluencia en el plano de las tensiones máximas y mínimas

principales versus esfuerzo de corte. La línea recta que toca estos círculos de Mohr puede escribirse como [Abaqus, 2013]:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (5.1)$$

Donde:

- τ = resistencia cortante en el plano de falla
- c = cohesión
- σ = esfuerzo normal en el plano de falla
- ϕ = ángulo de fricción interna.

En la Figura 5.2 se muestra éste criterio de falla en el plano σ - τ . La validez general de este criterio ha sido bien establecida para el suelo y para su aplicación solo es necesario obtener la cohesión y el ángulo de fricción interna del suelo mediante ensayos triaxiales o de corte directo. Esto ha hecho que sea uno de los modelos más conocidos y empleados.

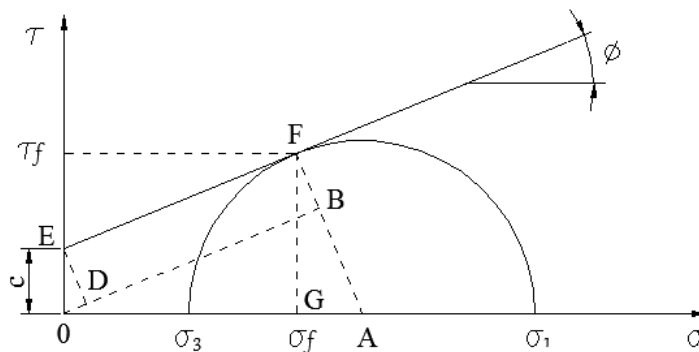


Figura 5.2 – Criterio de falla Mohr-Coulomb.

Donde :

σ_1 y σ_3 son las Tensiones Principales Máximas y Mínimas respectivamente

σ_f es la tensión normal de falla

τ_f es la tensión de corte de falla

Por relación de triángulos mostrados en la Figura 5.2, es posible expresar el criterio de falla en términos de tensiones principales:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = AB + BF = OA * \sin \phi + c * \cos \phi \quad (5.2)$$

Por lo tanto

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} * \sin \phi + c * \cos \phi \quad (5.3)$$

De acuerdo a Mohr-Coulomb, el campo de tensiones en compresión es mayor que en tracción, esto muestra la dependencia del tercer invariante del tensor de tensiones en dicho criterio. Al mismo tiempo, se ignora los efectos de la tensión principal intermedia σ_2 , por lo que no es conveniente expresar el criterio de Mohr-Coulomb en términos del estado de tensiones en tres dimensiones. Una alternativa posible, es expresar la ecuación (5.3) en términos de los invariantes del tensor de tensiones [Abaqus, 2013]:

$$f = R_{mc} * q - p * \tan \phi - c = 0 \quad (5.4)$$

$$R_{mc}(\theta, \phi) = \frac{1}{\sqrt{3} \cos \phi} * \sin\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) + \frac{1}{3} * \cos\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) * \tan \phi \quad (5.5)$$

Donde:

- θ = Ángulo polar en el plano de tensiones desviadoras (Figura 5.6) definido como: $\text{Cos}(3\theta) = \left(\frac{r}{q}\right)^3$.
- r : Tercer Invariante del tensor de tensiones desviadoras (S_3)
- p = Esfuerzo de tensión equivalente $p = -\frac{1}{3}I_1$
- q = Tensión equivalente de Mises $q = \sqrt{3S_2}$
- I_1 = Primer Invariante del tensor de tensiones
- S_2 = Segundo Invariante del tensor de tensiones desviadoras.

El incremento en la deformación plástica es modelado en términos de una regla de flujo no asociada y permite que se produzcan deformaciones por corte sin cambio volumétrico:

$$d\epsilon_p = d\lambda * \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad (5.6)$$

En ésta expresión g es el potencial plástico y λ es el parámetro de consistencia. En la Figura 5.3 se muestra el potencial y la regla de flujo, la cual puede ser expresada como:

$$g = \sqrt{(\xi * c * \tan \psi)^2 + (R_{mw} * q)^2} - p * \tan \psi \quad (5.7)$$

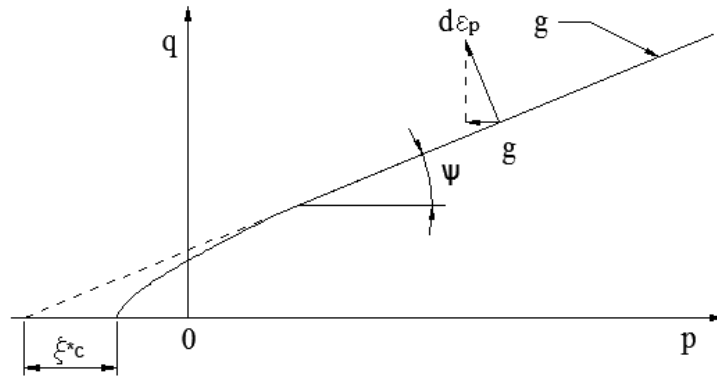


Figura 5.3 – Regla de Flujo para el Modelo de Mohr-Coulomb

Donde ξ es un parámetro relacionado con la función asíntota y es considerada igual a 0.1. El parámetro ψ es el ángulo de dilatación en el plano p-q. R_{mw} es una función elíptica que depende de θ y φ :

$$R_{mw} = \frac{4(1 - e)^2 \cos^2 \theta + (2e - 1)^2}{2(1 - e)^2 \cos \theta + (2e - 1) \sqrt{4(1 - e^2) \cos^2 \theta + 5e^2 - 4e}} * R_{mc} \quad (5.8)$$

Donde $e = (3 - \sin \varphi) / (3 + \sin \varphi)$.

5.4 Modelo de Drucker-Prager

El modelo de Drucker-Prager es un modelo plástico que considera la influencia del primer invariante del tensor de tensiones o tensión media para describir la falla del suelo y define una superficie de fluencia plástica en la cual influyen los tres esfuerzos principales. Es posible escribir este criterio en términos de los invariantes del tensor de tensiones como:

$$Fs = t - p \tan \beta - d = 0 \quad (5.9)$$

Donde:

- β = Ángulo de fricción del material.
- d = Cohesión del material.
- t = Esfuerzo de tensión equivalente

$$t = \frac{1}{2} q \left[1 + \frac{1}{K} - \left(1 - \frac{1}{K} \right) \left(\frac{r}{q} \right)^3 \right]$$

- r = Tercer Invariante del tensor de tensiones desviadoras.
- K = Es un parámetro del material que controla la dependencia de la superficie de fluencia sobre el valor de la tensión principal intermedia ($0.778 \leq K \leq 1$)

En este caso, el software de elementos finitos utiliza una expresión general para el esfuerzo de tensión equivalente que permite evaluar la dependencia del tercer invariante del tensor de tensiones desviadoras en ciertos problemas específicos sobre comportamiento de materiales. En

la Figura 5.4 se muestran las superficies de fluencias posibles en el espacio de tensiones desviadoras cuando K varía entre 0.778 y 1.

En el espacio principal de tensiones, el criterio de falla Drucker-Prager se representa como un cono circular recto cuyo eje corresponde a $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ (eje hidrostático) por lo que no depende del tercer invariante del tensor de tensiones desviadoras. Entonces para poder implementar la expresión formulada en el software; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** es necesario adoptar K=1, por lo que resulta $t = q$.

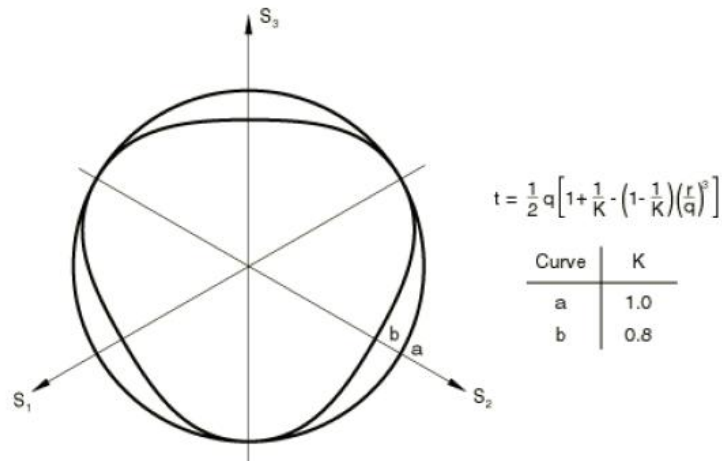


Figura 5.4: Superficie de Fluencia en el espacio de tensiones desviadoras

Cuando el estado de tensión alcanza la superficie de falla, el material experimenta deformaciones plásticas y un estado por fuera de la superficie no es permitido. Así mismo, el material podría sufrir deformaciones plásticas si las tensiones se están moviendo sobre la superficie de falla. Las ventajas de este modelo son su simplicidad computacional y el hecho de que los parámetros necesarios pueden ser obtenidos a partir de ensayos triaxiales o a partir del modelo de Mohr-Coulomb.

El modelo de Drucker-Prager fue modificado posteriormente con la inclusión de una serie de superficies de fluencia que se mueven simétricamente, interceptando al cono de falla centrado en el eje de presión hidrostática. La serie de superficies de fluencia tienen una forma de elipse que cierra el cono de Drucker-Prager, este modelo es conocido como modelo Cap de Drucker-Prager o Drucker-Prager Modificado y se muestra en la Figura 5.5 en el espacio de tensiones (en función de los invariantes del tensor de tensiones).

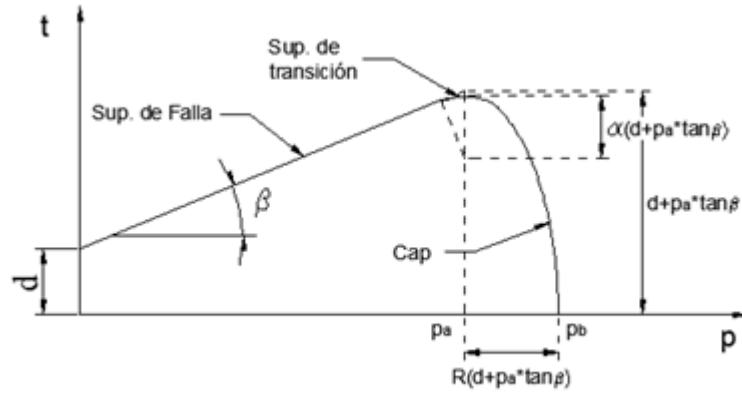


Figura 5.5 - Criterio de Falla Drucker-Prager Modificado

Para salvar problemas generados durante la resolución del modelo por métodos numéricos, se genera una superficie de transición entre la superficie de falla y la superficie CAP. La forma de esta transición es controlada por un parámetro α definido por defecto en [Abaqus, 2013].

La curva de endurecimiento del CAP se puede obtener a partir del ensayo de consolidación isotrópica en base a la ecuación (5.10) de la deformación volumétrica.

$$\varepsilon^{vol} = \frac{\lambda - k}{1 + e_0} \ln \frac{p}{p_0^*} \quad (5.10)$$

Donde λ y k son el logaritmo del módulo volumétrico Plástico y Elástico, respectivamente, medidos en el diagrama consolidación isotrópica, e_0 es la relación de vacíos inicial y p_0 es la tensión inicial antes de la carga, es decir, corresponde al estado de tensión geostática.

El modelo de Drucker-Prager Modificado define una regla de flujo no asociada en la superficie de falla (g^s) y una regla de flujo asociada sobre la superficie cap (g^c) [Abaqus, 2013]:

$$g^c = \sqrt{(p - p_a)^2 + \left[\frac{Rt}{1 + \alpha - \alpha/\cos \beta} \right]^2} \quad (5.11)$$

$$g^s = \sqrt{[(p - p_a) \tan \beta]^2 + \left[\frac{t}{1 + \alpha - \alpha/\cos \beta} \right]^2} \quad (5.12)$$

En la Figura 5.4 se pueden observar los parámetros α , β , p_a y R

Cuando se utiliza el modelo de Drucker-Prager Modificado para modelar la compactación del suelo, ésta se asocia principalmente con el flujo sobre la superficie cap. Si el suelo se compacta en un ciclo de carga, se debe aplicar en un segundo ciclo de carga, un estado de tensión mayor al primero para la compactación adicional. Para modelar este comportamiento, la superficie cap se expande en la dirección de la presión hidrostática en dos ciclos de carga consecutivos según la ley de endurecimiento.

5.5 Transformación de Parámetros entre Mohr-Coulomb y Drucker-Prager

Para el presente trabajo, los parámetros del modelo de Drucker-Prager no están disponibles a partir de ensayos de laboratorio. Sin embargo, la superficie de fluencia puede adaptarse a la superficie de fluencia del modelo de Mohr-Coulomb en condiciones de carga específicas. Dicha comparación se basa en los puntos de coincidencia que ambas superficies de fluencia tienen en el plano desviador (como se muestra en la Figura 5.6). Escribiendo las funciones de fluencia de ambos en la misma Ecuación 5.13.

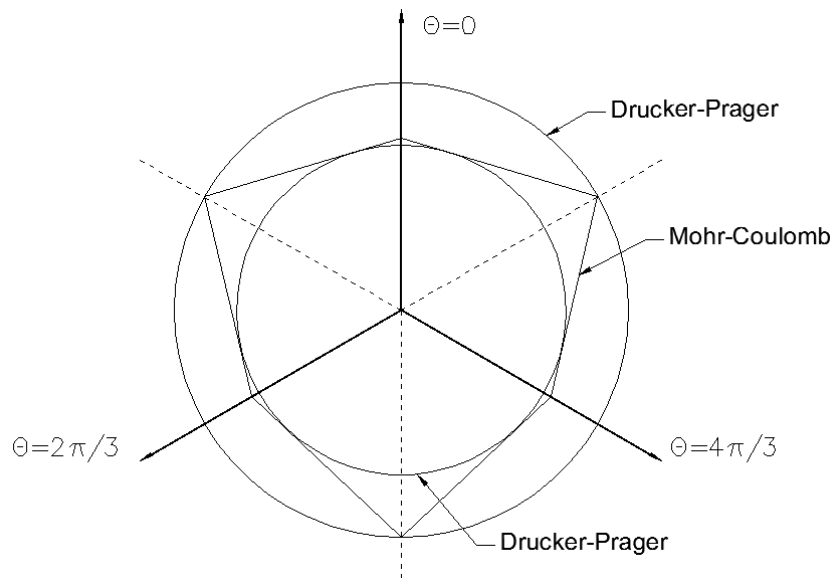


Figura 5.6 – Superficies de Fluencia M-C y D-P

$$F = q - p \tan \beta - d = 0 \quad (5.13)$$

Donde β y d son dos constantes del material para cada modelo. En la Figura 5.6 se muestran dos casos extremos: uno con el círculo de Drucker-Prager coincidiendo con los vértices externos del hexágono de Mohr-Coulomb y el otro inscrito dentro del mismo hexágono. La primera corresponde a una condición de compresión triaxial, mientras que la última a una condición de deformación plana. Entonces los coeficientes β y d se pueden calcular con las expresiones [Desai et al, 1984]:

$$\text{Compresión (triaxial)} \left\{ \begin{array}{l} \tan\beta = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \\ d = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \end{array} \right. \quad (5.14)$$

$$(5.15)$$

$$\text{Estado de tensión plana} \left\{ \begin{array}{l} \tan\beta = \frac{\text{tg } \phi}{\sqrt{9 + 12\text{tg}^2 \phi}} \\ d = \frac{3c}{\sqrt{9 + 12\text{tg}^2 \phi}} \end{array} \right. \quad (5.16)$$

$$(5.17)$$

5.6 Modelo Porous Elastic

En [Abaqus, 2013] se define un modelo de elasticidad no lineal isotrópico que permite relacionar los cambios de volumen con la presión aplicada en el rango elástico. Se recomienda utilizar siempre el modelo de Porous Elastic junto con modelos de plasticidad que permitan cambios de volumen en el rango plástico, como por ejemplo Drucker-Prager Modificado.

El modelo se basa en las observaciones experimentales, realizadas sobre materiales porosos, entre la variación en la relación de vacíos (e) y las variaciones en el logaritmo de las tensiones de compresión. En base a lo anterior se puede escribir:

$$d\varepsilon^{el} = -k * d[\ln(p)] \quad (5.18)$$

Donde $p = -\frac{1}{3}I_1$ y k es el módulo de compresibilidad. Si el material tiene una resistencia a la tracción diferente de cero, entonces la ecuación anterior debe reescribirse:

$$d\varepsilon^{el} = -k * d[\ln(p + p_t^{el})] \quad (5.19)$$

Definiendo el cambio de volumen en función del cambio en la relación de vacíos como:

$$J = \frac{1 + e}{1 + e_0} \quad (5.20)$$

Donde e_0 es la relación de vacío inicial. Integrando la ecuación (5.19), se puede hallar la relación de elasticidad volumétrica:

$$\frac{k}{1 + e_0} \ln \left(\frac{p + p_t^{el}}{p_0 + p_t^{el}} \right) = J_{el} - 1 \quad (5.21)$$

Donde p_0 es la presión inicial y p_t^{el} es el límite elástico a tracción del material. Para hallar la relación entre la presión y el cambio de volumen, se puede reescribir la ecuación 5.20 como:

$$p = -p_t^{el} + (p_0 + p_t^{el}) \exp \left[\frac{1 + e_0}{k} (1 - \exp \varepsilon_{vol}^{el}) \right] \quad (5.22)$$

La Figura 5.7 muestra una curva típica del comportamiento volumétrico de un material poroso expresada por la ecuación (5.22).

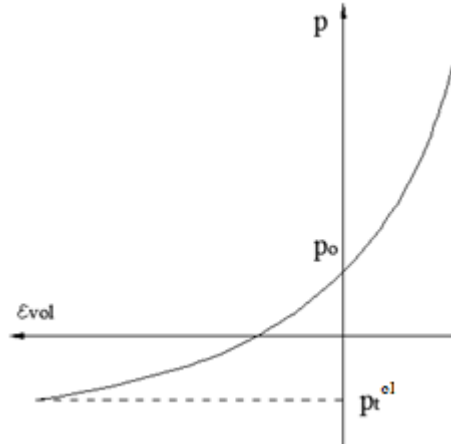


Figura 5.7 – Comportamiento Volumétrico de un Material Poroso

Por otro lado, el comportamiento elástico al corte se debe definir eligiendo un módulo de corte constante ($G = cte$), de modo que la rigidez elástica sea independiente de presión o eligiendo una constante de Poisson, ν , de modo que la rigidez elástica aumente a medida que lo hace la presión. En ese último caso, el módulo de corte resulta:

$$G = \frac{3(1 - 2\nu)(1 + e_0)}{2(1 + \nu)k} (p + p_t^{el}) \exp(\varepsilon_{vol}^{el}) \quad (5.23)$$

La relación entre el módulo de elasticidad tangente y la tensión p se da por lo tanto como

$$E = 2G(1 + \nu) = \frac{3(1 - 2\nu)(1 + e_0)}{k} (p + p_t^{el}) \left[1 + \frac{k}{1 + e_0} \ln \left(\frac{p + p_t^{el}}{p_0 + p_t^{el}} \right) \right] \quad (5.24)$$

Sin importar como se defina el módulo de corte, las tensiones desviadoras (S) se relacionan con la parte desviadora de la deformación elástica (e^{el}) según la expresión

$$dS = 2Gde^{el} \quad (5.25)$$

Luego, esta ecuación debe ser integrada para obtener la relación entre tensiones y deformaciones elásticas.

Las ecuaciones (5.21) y (5.24) muestran que $(p_0 + p_t^{el})$ no debe ser igual a cero para que el modelo funcione. Idealmente, para sólidos granulares secos sin cohesión, el límite elástico de tensión de tracción p_t^{el} debe ser cero. Esto es factible en la mayoría de los problemas de mecánica del suelo porque las muestras de suelo están usualmente en un estado pretensado, por lo que el valor de p_0 no es cero. Como uno de los dos valores debe ser distinto de cero, en los

cálculos de suelo cemento realizados en este estudio, p_0 se estableció como cero y $p_t^{el} = 200000$ Pa.

A continuación, se lleva a cabo un estudio paramétrico de la influencia de la tensión equivalente p sobre los valores del módulo elástico E y la deformación volumétrica nominal elástica $J_{el} - 1$ (ecuación (5.24) y (5.21) respectivamente), con la finalidad de comprender el efecto de cada parámetro en el modelo Porous Media.

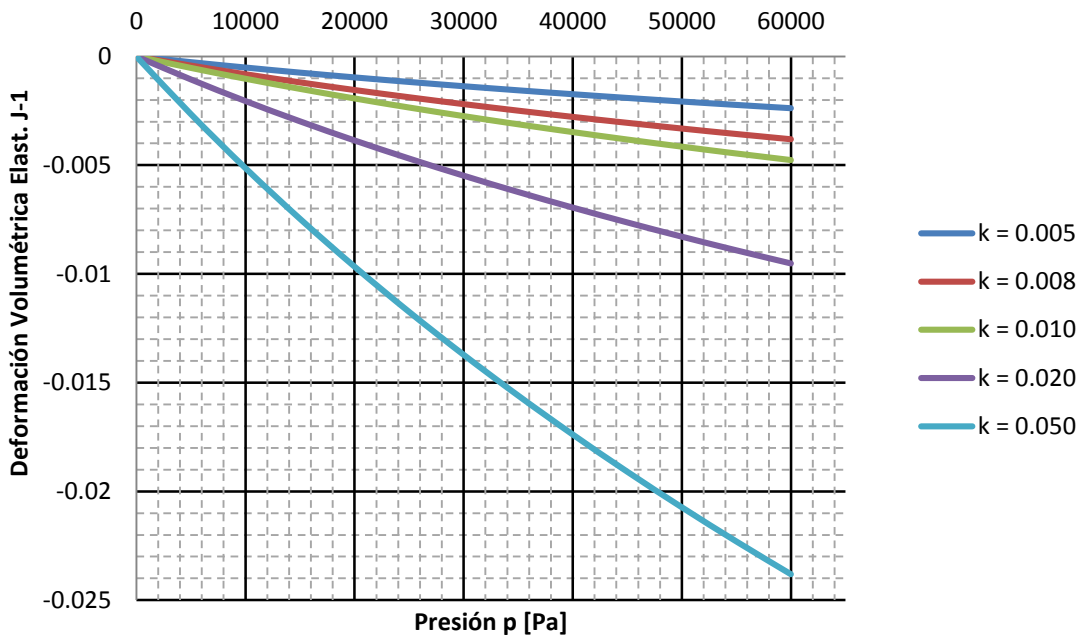


Figura 5.8 - Efecto del parámetro k en la Deformación Volumétrica $J-1$.

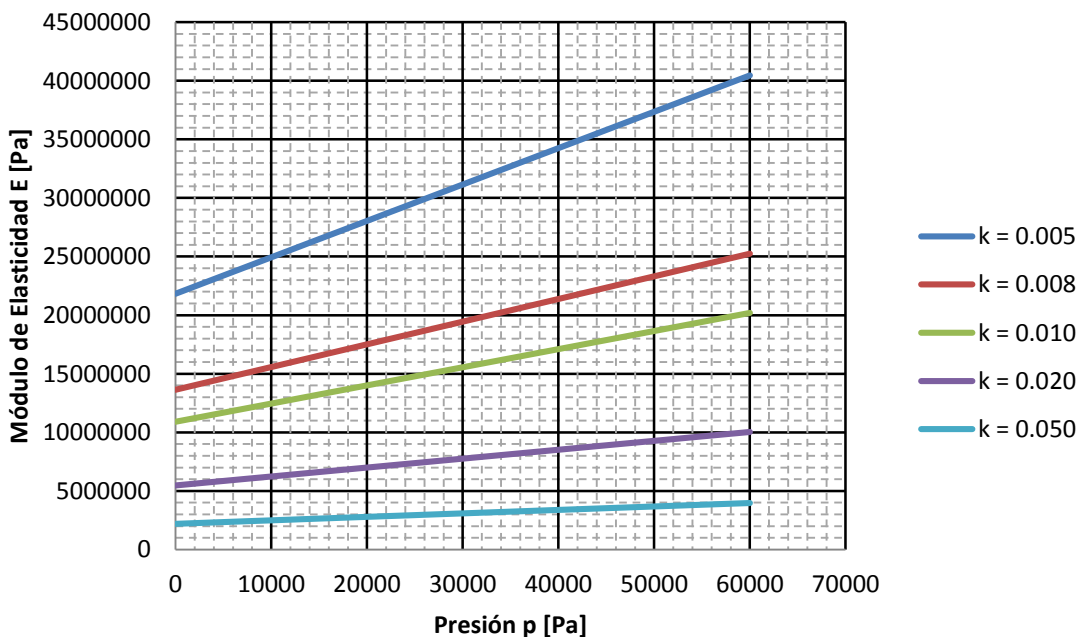


Figura 5.9 - Efecto del parámetro k en el Módulo de Elasticidad E .

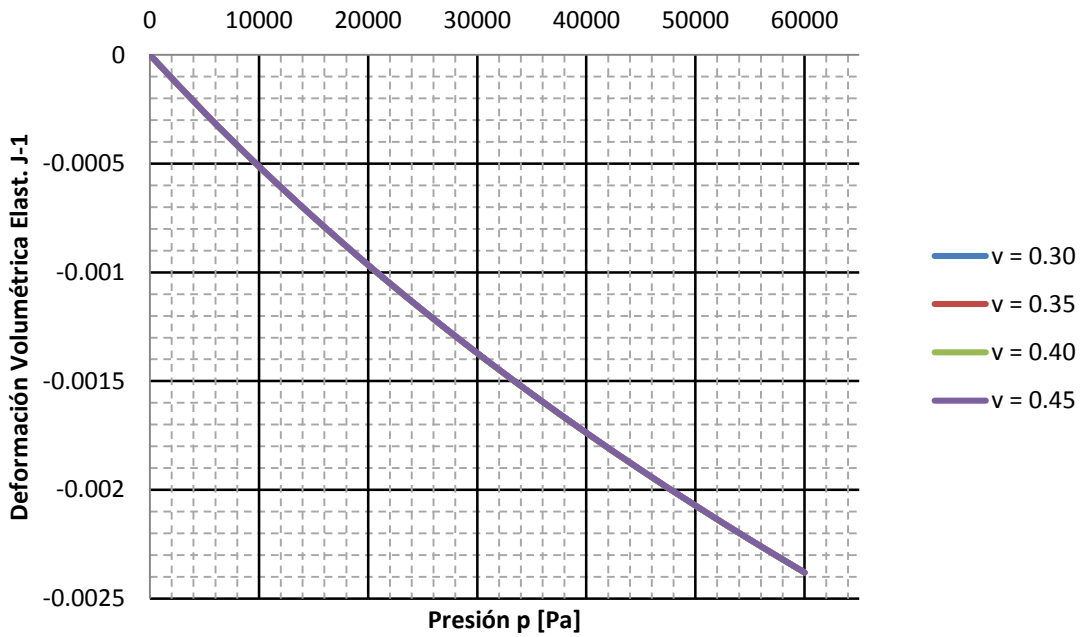


Figura 5.10 - Efecto del parámetro ν en la Deformación Volumétrica J-1.

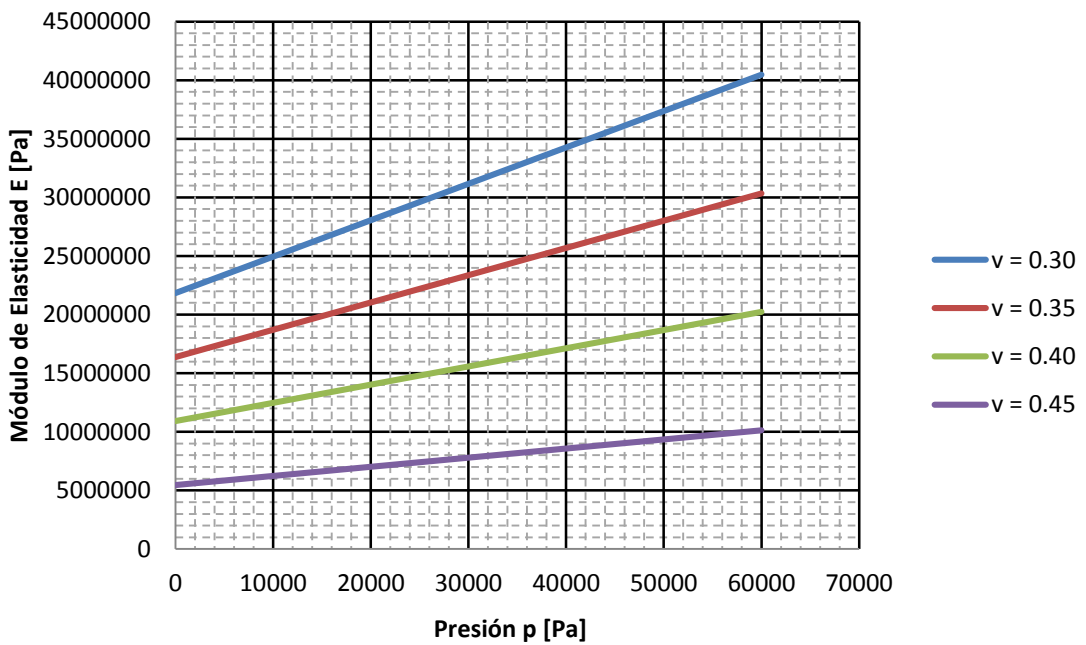


Figura 5.11 - Efecto del parámetro ν en el Módulo de Elasticidad E.

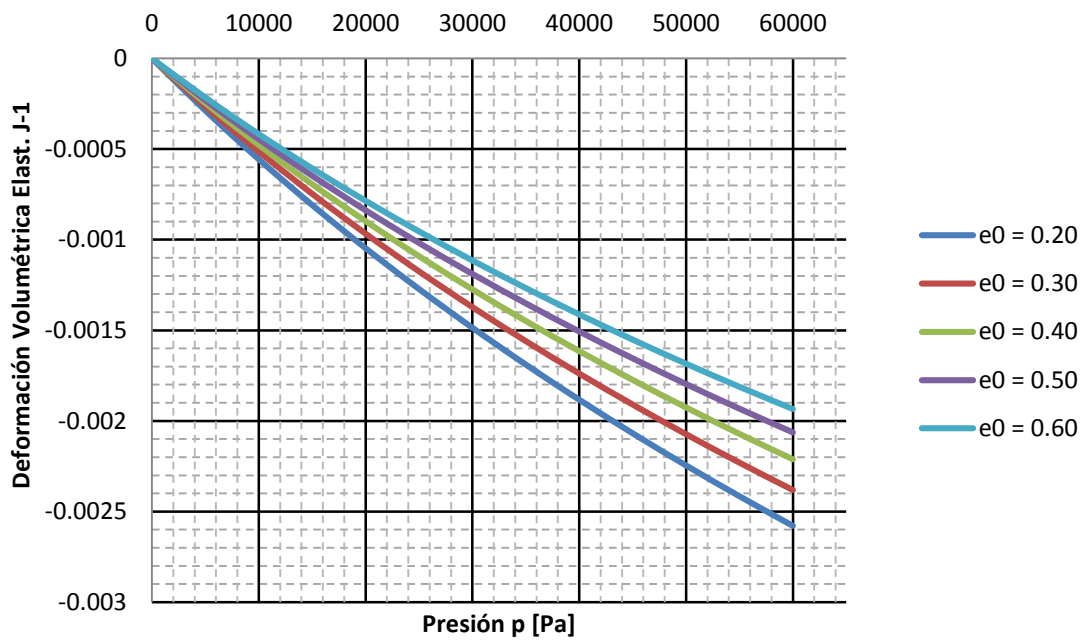


Figura 5.12 - Efecto del parámetro e_0 en la Deformación Volumétrica $J-1$.

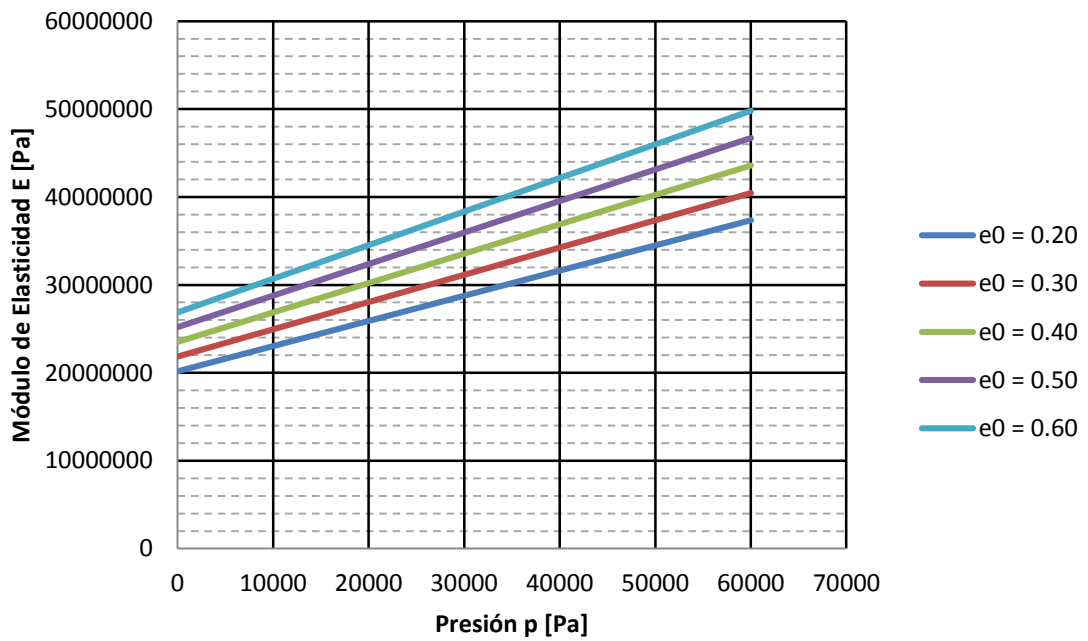


Figura 5.13 - Efecto del parámetro e_0 en el Módulo de Elasticidad E .

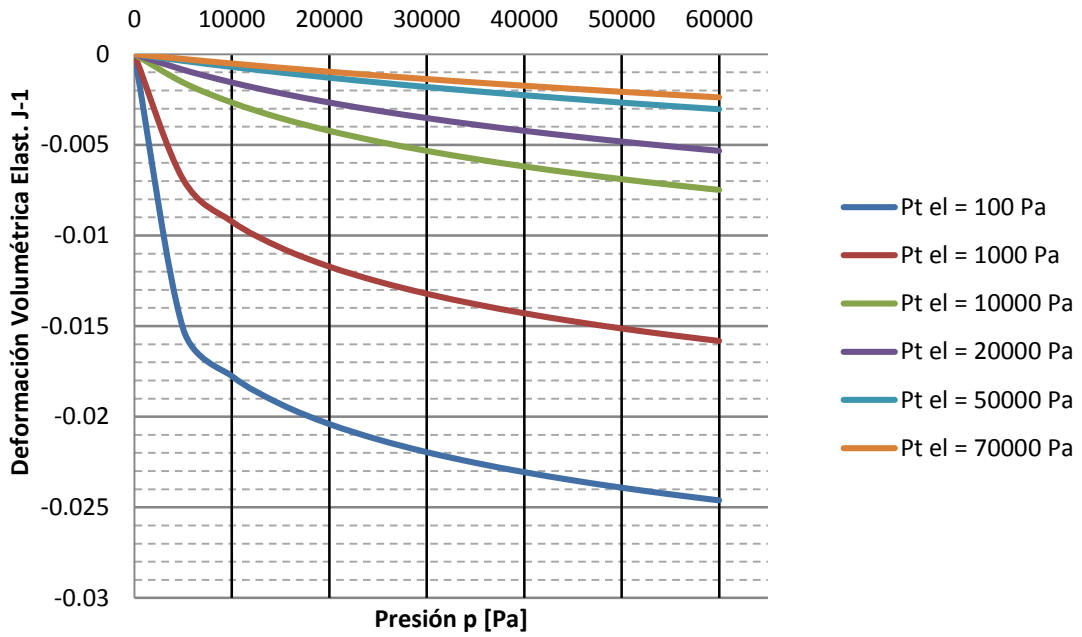


Figura 5.14 - Efecto del parámetro p_t^{el} en la Deformación Volumétrica J-1.

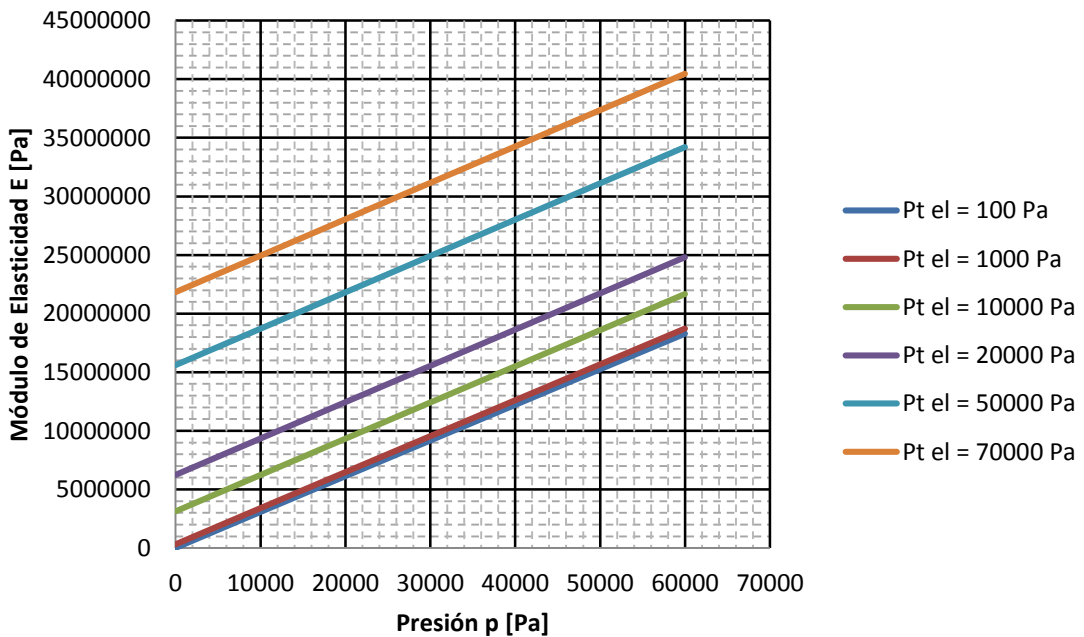


Figura 5.15 - Efecto del parámetro p_t^{el} en el Módulo de Elasticidad E.

Como se muestra en la Ecuación (5.24), el módulo elástico E tiene un comportamiento lineal para un rango de presiones p y se puede incrementar a diferentes velocidades de acuerdo a los parámetros de entrada k, v y e_0 (Figura 5.8 - Efecto del parámetro k en la Deformación Volumétrica J-1. Figura 5.8, Figura 5.10 y Figura 5.12 respectivamente). La tasa de cambio del módulo elástico respecto a la presión p se mantiene constante para el parámetro Pt_{el} (Figura 5.14).

La deformación volumétrica $J_{el} - 1$ se desarrolla a diferentes velocidades (tasa de cambio) en función de la variación en los parámetros de entrada k , e_0 y Pt_{el} (Figura 5.7, Figura 5.11 y Figura 5.13 respectivamente). La relación de Poisson ν , no afecta el valor de $J_{el} - 1$ de acuerdo a la Ecuación (5.21). (Figura 5.9).

5.7 Parámetros Adoptados

5.7.1 Densidad en Estado Suelto

Para un revuelto compuesto de Gravas y Arenas, se adopta una Densidad para el material en estado suelto igual a 1.80 t/m³.

5.7.2 Densidad en Estado Compacto

A partir de los resultados obtenidos en la elaboración de las Probetas y expuestos en la Tabla 4.4, se adopta para el presente trabajo una Densidad para el material en estado compacto igual a 2.36 t/m³

5.7.3 Módulo Elástico

En función a lo desarrollado en el punto 4.4.4 se adopta un módulo de Elasticidad para el material CSG en estado consolidado igual a 3300 MPa.

5.7.4 Relación de Poisson

Generalmente, los valores de la relación de Poisson para materiales granulares oscilan entre 0.20 y 0.30. Para el desarrollo del siguiente trabajo, se escoge $\nu = 0.30$ como valor de referencia, tomando como base los ensayos realizados por [Omae et al, 2003] sobre material CSG.

5.7.5 Relación de vacíos inicial

Para materiales granulares, se estima una relación de vacíos típica igual a 0.30.

5.7.6 Tensión Inicial p_0 y Tensión Límite p_t^{el}

De acuerdo a lo desarrollado en punto 5.7, el modelo Porous Elastic depende de los parámetros p_0 y p_t^{el} , entre otros. Así mismo, uno de los dos valores debe ser distinto de cero, en los cálculos realizados en este estudio, se establece $p_0 = 0 Pa$ y $p_t^{el} = 200000 Pa$

5.7.7 Logaritmo del Módulo Volumétrico Elástico(k) y Plástico(λ)

De acuerdo a ensayos triaxiales llevados a cabo por [Mostafa, 2010] para suelos cohesivos, el logaritmo del Módulo Volumétrico Elástico k puede variar entre 0.004 y 0.04, mientras que

para el logaritmo del Módulo Volumétrico Plástico λ varía entre 0.04 y 0.4. Para el siguiente trabajo se adopta $k=0.020$ y $\lambda=0.2$

5.7.8 *Ángulo de Fricción y Cohesión para el modelo Mohr-Coulomb*

Para el presente trabajo se adoptan los siguientes parámetros para el modelo de Mohr-Coulomb, $\phi_{MC} = 30^\circ$ y una cohesión $c_{MC} = 0.35 \text{ MPa}$, recordando la necesidad en futuros trabajos de estimar estos parámetros a partir del ensayo triaxial sobre probetas con material CSG.

5.7.9 *Ángulo de Fricción y Cohesión para el modelo Drucker-Prager*

A partir de los valores adoptados para el modelo de Mohr-Coulomb en el punto anterior y en función de lo desarrollado en el punto 5.6 es posible transformar los parámetros para el modelo de Drucker-Prager, resultando $\phi_{DP} = 50^\circ$ y una cohesión $c_{DP} = 0.5 \text{ MPa}$

CAPÍTULO 6

6. DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

6.1 Introducción

En función de optimizar y racionalizar el diseño en esta nueva tipología de presas, resulta necesario profundizar en el estudio de las técnicas de cálculo empleadas. En el presente capítulo se desarrollan dos modelos computacionales en dos dimensiones en el software multipropósito de elementos finitos ABAQUS v6.13 (2013) con el fin de estudiar la influencia del proceso constructivo en la distribución de las tensiones al fin de la construcción y compararlas con las obtenidas en las técnicas de cálculo clásicas. En el primer modelo (Modelo 1) se simula el proceso constructivo en capas del cuerpo principal de la presa, excluyendo de la simulación el llenado del embalse y cargas extraordinarias. En el segundo (Modelo 2) se sigue la recomendación de (JDEC, 2007) en cuanto al método de cálculo de presas CSG donde se considera que el cuerpo principal está constituido por un único material homogéneo elástico.

6.2 Modelo 1

Para estudiar el comportamiento de una presa de materiales CSG se considera la sección típica de una pequeña presa trapezoidal de 29.00m de altura, 56.00m de ancho de base y 7.00m de ancho en el coronamiento, con una inclinación aproximada de 50° para ambas caras laterales y que apoya sobre una fundación rígida.

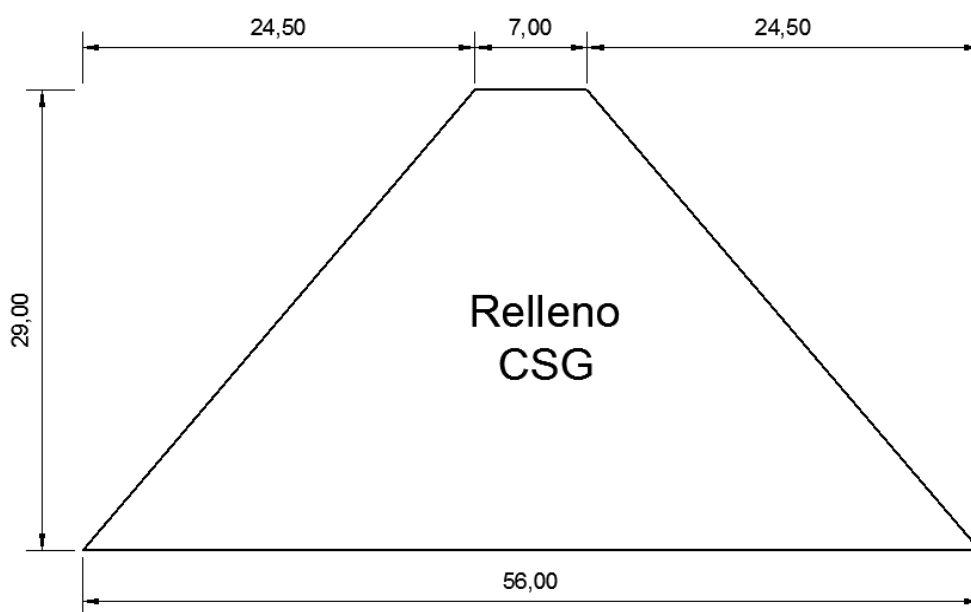


Figura 6.1 – Sección Transversal Presa CSG

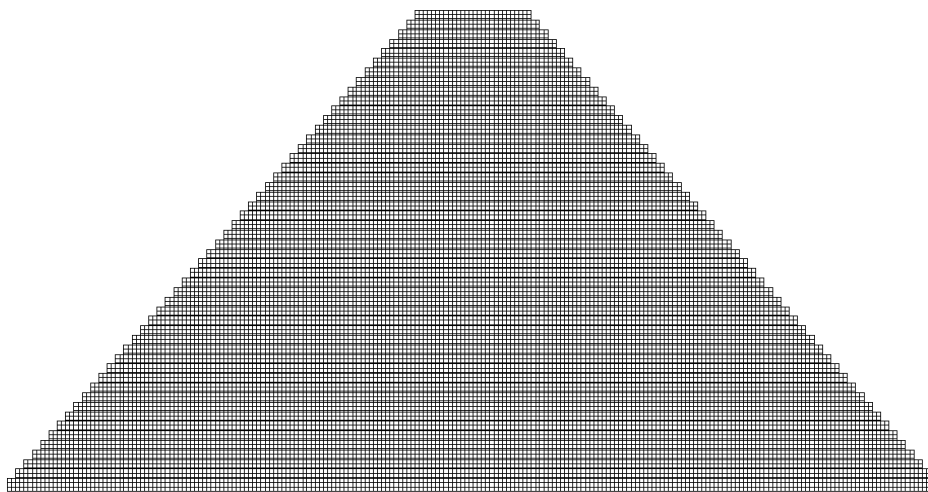


Figura 6.2 – Malla de Elementos Finitos sobre la Sección Típica

La Figura 6.1 muestra la geometría de la presa hasta la altura final de los rellenos en la elevación +29.00m. En la Figura 6.2 se muestra la densidad de la malla de elementos finitos del cuerpo de la presa que consta de 18900 elementos de 0.25m x 0.25m y 19275 nodos. La misma se compone de elementos tipo CPE4, los cuales son definidos por el programa para un problema bidimensional de deformación plana [Abaqus, 2013].

6.2.1 Condiciones de Borde

Los elementos que constituyen la primer capa de material se restringen en dirección vertical, representando una roca de fundación rígida. El resto de los elementos de borde se restringen en dirección horizontal, representando la protección de hormigón prefabricado colocado en ambas caras de la presa a medida que se van ejecutando las capas [JDEC, 2007].

6.2.2 Material Constitutivo

Para modelar las propiedades mecánicas del material durante la compactación producida por el rodillo, se emplea el Modelo Constitutivo Porous Media y Drucker-Prager modificado con los parámetros adoptados anteriormente.

En función a lo desarrollado en los puntos anteriores y de acuerdo a ensayos triaxiales llevados a cabo por [Mostafa, 2010] para suelos cohesivos, se adoptan los siguientes parámetros para el modelo de Elementos finitos mostrados en la Tabla 6.1. Los valores de β y d se calculan a partir de los valores adoptados para ϕ y c de acuerdo a las ecuaciones (5.14) y (5.15).

Parámetro		Valor	Unidad
Densidad (suelto)	ρ	1.80	Tn/m ³
Densidad (compacto)	ρ	2.36	Tn/m ³
Módulo Elástico	E	3300	MPa
Relación de Poisson	ν	0.30	-
Relación de Vacíos Inicial	e_0	0.30	-
Presión Límite	p_t^{el}	0.20	MPa
Presión Inicial	p_0	0	MPa
Log. Del Módulo Vol.	κ	0.020	-
Áng de Fricción - MC	ϕ	35	°
Cohesión - MC	c	0.35	MPa
Áng de Fricción - DP	β	50	°
Cohesión - DP	d	0.50	MPa

Tabla 6.1 – Parámetros Adoptados

6.2.3 Secuencia Constructiva

El programa de elementos finitos usado permite incorporar la simulación una secuencia constructiva. La definición del modelo debe incluir varios aspectos a tener en cuenta, en primer lugar se debe definir la geometría completa de la sección transversal de la presa, luego se deben desactivar todos los elementos que representan el relleno, menos la primera capa. El desarrollo del proceso constructivo se modela considerando que las sucesivas capas de material CSG en estado suelto se apoyan en una superficie rígida y se asientan bajo la gravedad de su cuerpo y las cargas de compactación.

El análisis arranca con la inclusión del peso de los elementos de la primera capa por medio de la aplicación de un esfuerzo de peso propio definido por el programa. Luego se aplica la carga de compactación en la primera capa y se activan los elementos de la segunda capa, donde se vuelve a repetir el proceso de carga/activación de elementos en las sucesivas capas.

Un tema de vital importancia es la forma en la que deben acumularse los asentamientos o deformaciones durante el proceso constructivo. Al aplicar las cargas correspondientes a esta nueva capa, se obtendrán los asentamientos debidos a las cargas de la capa y a la deformación de las capas inferiores.

Al activarse una nueva capa de material, ésta deberá ajustarse al espacio dejado por la deformación de la capa inferior (sin que ello genere esfuerzos, definiéndose elementos “libre de tensiones” [Abaqus, 2013]). Para que se respete la geometría de ésta nueva capa, el espesor o

altura de la primer fila de elementos debe ser tal que sumada a la deformación de la capa inferior, resulte en un espesor igual a los elementos del resto de la capa. En las Figura 6.3 y Figura 6.4 se esquematiza como se debería definir la geometría de la nueva capa para que se adapte a la deformación de la capa inferior.

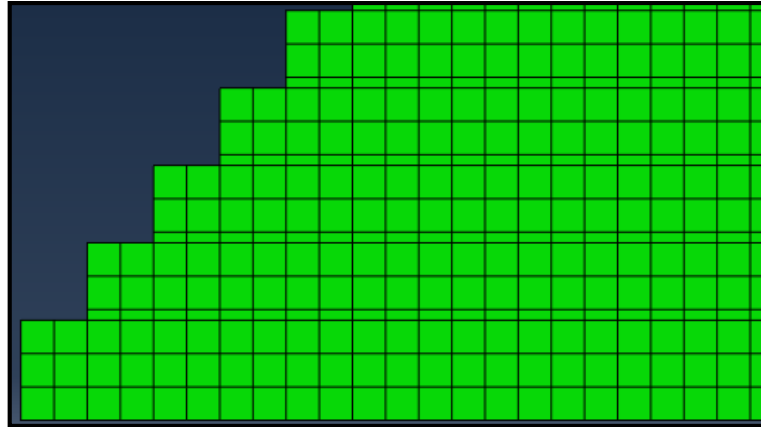


Figura 6.3 – Geometría de las Capas antes de la Deformación

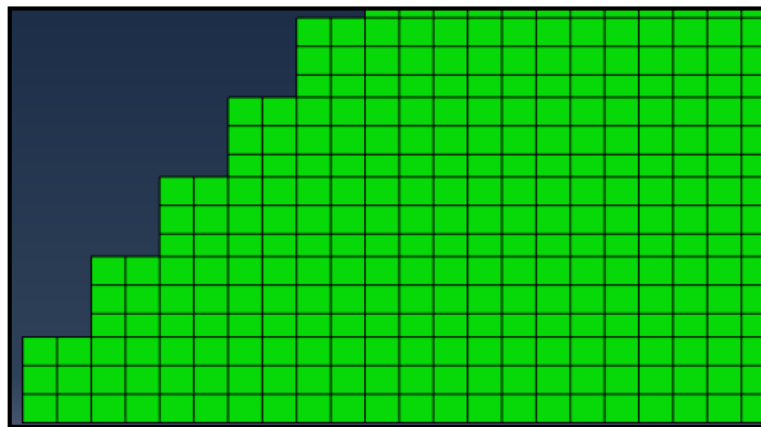


Figura 6.4 – Geometría de las Capas luego de la Deformación

Durante el presente trabajo, no se describe el proceso de nivelación de las capas de material llevado a cabo durante el proceso constructivo.

6.2.4 Determinación del Número de Pasadas de Rodillo

De acuerdo a las recomendaciones de [JDEC, 2007], el material CSG se extiende y nivela usualmente en tres (3) capas de 25 cm de espesor, conformando una capa de 75 cm de espesor. Las primeras dos pasadas se debe realizar sin vibración y continuar con rodillo vibrante hasta alcanzar un peso específico aproximado establecido en laboratorio.

6.2.5 Deformación por Compactación

La compactación que se produce en los suelos se ve influida por el número de veces que los equipos pasen sobre el material tendido. La relación entre los pesos específicos obtenidos en el campo y el número de pasadas, es importante en un principio. Para las primeras pasadas la

compactación crece rápidamente, pero después de varias pasadas, el efecto de una pasada posterior disminuye. De acuerdo a [Juárez Badillo et al, 2000] en la práctica se ha encontrado que el número económico de pasadas varía entre 5 y 10, dependiendo el caso.

El número de pasadas necesario para obtener un cierto peso específico es función del equipo utilizado. En la actualidad la tendencia es usar equipos de compactación pesados al fin de reducir el número de pasadas.

Los requisitos de compactación en el campo se basan sobre un peso específico seco de proyecto, obtenido en el laboratorio mediante un ensayo Proctor. Resulta lógico que en obra no se logre precisamente el peso específico seco máximo, entonces debe definirse un grado de compactación, como la relación entre el peso específico obtenido en obra (γ_d) y el máximo especificado en el laboratorio ($\gamma_{d\text{ máx.}}$), de acuerdo a la Ecuación (6.1):

$$Gc(\%) = 100 * \frac{\gamma_d}{\gamma_{d\text{ máx.}}} \quad (6.1)$$

Sin embargo, esta expresión puede dar un alto porcentaje aun para suelos en estado suelto, resultando inconveniente para evaluar la compactación lograda por un cierto equipo. En base a esto, [Juárez Badillo et al, 2000] adopta una relación diferente, denominada “Compactación Relativa” definida por la Ecuación (6.2):

$$C.R. (\%) = 100 * \left(\frac{\gamma_d - \gamma_{d\text{ mín}}}{\gamma_{d\text{ máx}} - \gamma_{d\text{ mín}}} \right) * \frac{\gamma_{d\text{ máx}}}{\gamma_d} \quad (6.2)$$

Donde $\gamma_{d\text{ máx}}$ y γ_d tienen el mismo significado que en la ecuación 6.1 y $\gamma_{d\text{ mín}}$ el mínimo peso específico seco del material. En esta relación, ahora un material totalmente suelto tiene 0% de compactación relativa.

Si se considera el volumen de una porción de suelo de 1m^2 por una altura H, es posible calcular cuánto se debe compactar el suelo para alcanzar un cierto valor de C.R. conociendo el peso específico del material en esta suelto y en estado compacto, obtenido en laboratorio. En la Tabla 6.2 se muestran los distintos grados de Compactación Relativa para distintas deformaciones partiendo de una altura inicial de 0.75 m para una capa de material.

yd min [tn/m3]	yd máx [tn/m3]	H [m]	ΔH [m]	Vol [m3]	m [tn]	yd [tn/m3]	C.R. [%]
1.80	2.36	0.75	0.00	0.75	1.35	1.80	0.00
		0.74	-0.01	0.74	1.35	1.82	5.62
		0.73	-0.02	0.73	1.35	1.85	11.24
		0.72	-0.03	0.72	1.35	1.88	16.86
		0.71	-0.04	0.71	1.35	1.90	22.48
		0.70	-0.05	0.70	1.35	1.93	28.10
		0.69	-0.06	0.69	1.35	1.96	33.71
		0.68	-0.07	0.68	1.35	1.99	39.33
		0.67	-0.08	0.67	1.35	2.01	44.95
		0.66	-0.09	0.66	1.35	2.05	50.57
		0.65	-0.10	0.65	1.35	2.08	56.19
		0.64	-0.11	0.64	1.35	2.11	61.81
		0.63	-0.12	0.63	1.35	2.14	67.43
		0.62	-0.13	0.62	1.35	2.18	73.05
		0.61	-0.14	0.61	1.35	2.21	78.67
		0.60	-0.15	0.60	1.35	2.25	84.29
0.59	-0.16	0.59	1.35	2.29	89.90		
0.58	-0.17	0.58	1.35	2.33	95.52		

Tabla 6.2 – C.R. Para Distintas deformaciones por Compactación

Si se establece una exigencia en obra de una Compactación Relativa mayor o igual al 95%, entonces podemos suponer que la misma se alcanza cuando la deformación por compactación es igual $\Delta H = 0.17 m$.

A partir de los parámetros del material se realizó la modelación de una muestra de suelo simulando una capa de material siendo compactada por una presión vertical. En la Figura 6.5 se muestra la geometría y el mallado en elementos finitos, así como también las condiciones de borde y de carga de los elementos. El modelo resultante consta de 60 elementos y 84 nodos.

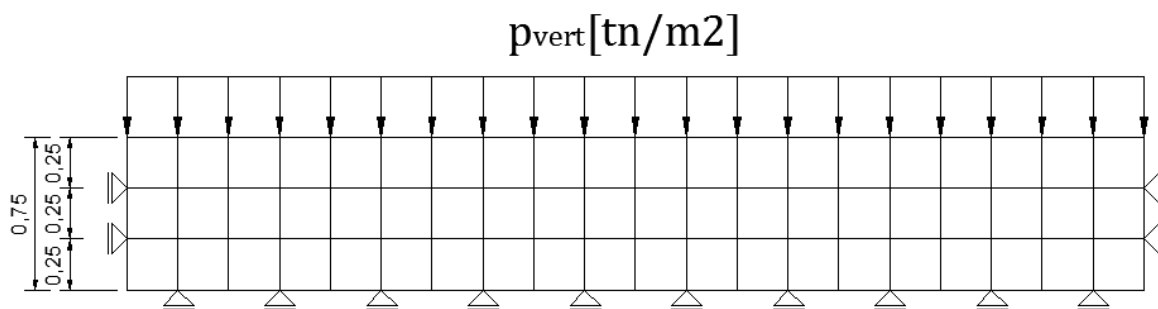


Figura 6.5 – Modelo de Prueba - N° de pasadas del rodillo

Se puede suponer que los desplazamientos del suelo no dependen de la coordenada en la dirección del eje del rodillo. Por lo tanto, para el modelo numérico se aplica la condición de deformación plana. Se supone que una capa de material CSG de 0.75m de espesor (que se compacta) descansa sobre una base rígida.

Para poder establecer el número de pasadas de rodillo o la cantidad de veces que se debe activar la carga de presión, es necesario determinar la deformación requerida para alcanzar el grado de compacidad exigido. La pasada del rodillo neumático se simula como una presión estática de 800000Pa actuando en un determinado intervalo de tiempo.

En el Gráfico 6.1 se puede observar la evolución de la deformación Vertical en el material CSG vs Tiempo cuando actúa una carga una determinada cantidad de veces. En este caso, cuando la carga se aplica en 6 (seis) oportunidades, el desplazamiento alcanzado en el material se aproxima a la requerida para que la Compactación Relativa alcance al 95% o más. A demás se comprueba que durante la primera pasada del rodillo la compactación es la mayor de todas, pero luego de varias pasadas, el efecto de del rodillo disminuye.

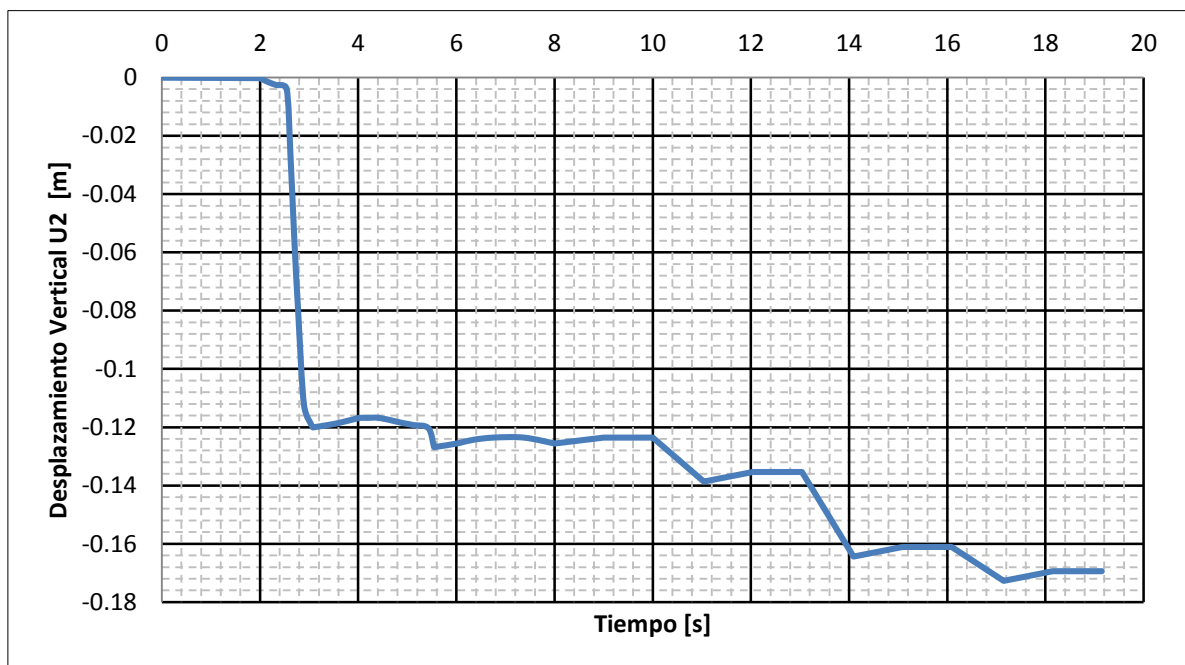


Gráfico 6.1 – Número de Pasadas – Desplazamiento Vertical

6.3 Modelo 2

Con el fin de comparar resultados y modelos constitutivos diferentes, se realiza un modelo clásico sección típica de la presa. Para el desarrollo del mismo se considera que el cuerpo de la presa está constituido por un único material homogéneo elástico con los parámetros del modelo ya indicados en la Tabla 6.1 y que posee la misma geometría de la sección transversal que el modelo anterior.

Al tratarse de una sección uniforme compuesta por un material elástico y homogéneo se decide emplear una malla de elementos finitos más simple que se genera automáticamente por el programa, partiendo de un tamaño promedio de elemento de 0.75mx0.75m. En la Figura 5.7 se muestra la densidad de la malla de elementos finitos del cuerpo de la presa.

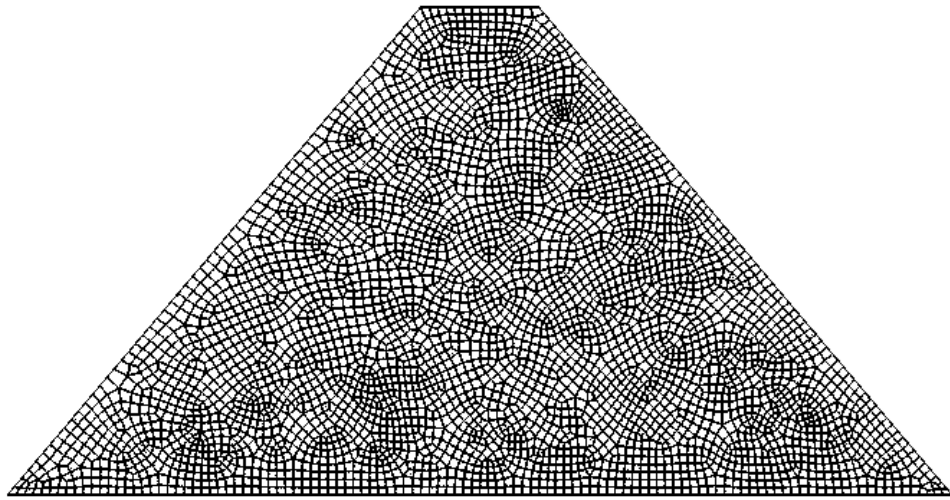


Figura 6.6 – Malla de Elementos Finitos sobre la Sección Típica

Los elementos que constituyen la Base de material se restringen en dirección vertical, representando una roca de fundación rígida. El resto de los elementos de borde (caras) no se restringen en dirección horizontal, a diferencia del modelo anterior. Para modelar las propiedades mecánicas del material, se emplea el modelo elástico lineal con los parámetros adoptados anteriormente.

CAPÍTULO 7

7. ANÁLISIS Y RESULTADOS

7.1 Introducción

El presente análisis de resultados se centra en la comparación de tensiones y desplazamientos entre el modelo de simulación del proceso constructivo por capas (Modelo 1) y el modelo de simulación de cuerpo homogéneo de la presa (Modelo 2) obtenidas con el programa Abaqus 6.13. La presentación de los resultados se realiza mediante diagramas de colores acompañados de una leyenda, la convención de signos de los diagramas de distribución de campos vectoriales o tensoriales es la utilizada en la mecánica de medios continuos donde la compresión es de signo negativo y la tracción de signo positivo. Salvo para la distribución de presiones donde [Abaqus, 2013] adopta $p = -I_1/3$. Las unidades de las tensiones o presiones son en Pascales (Pa) mientras que los desplazamientos son en metros (m).

7.2 Desplazamientos en dirección horizontal

En la Figura 7.1 y Figura 7.2 se muestran los desplazamientos de los nodos en dirección horizontal para el Modelo 1 y 2 respectivamente. Para el primero se evidencia la restricción impuesta en los nodos sobre los laterales de la sección, además los desplazamientos se concentran en el tercio superior de la sección. Mientras que en el segundo se observa un comportamiento típico para una sección trapezoidal que es sometida a una carga de peso propio sin restricción de desplazamiento en las caras de la presa, donde los desplazamientos horizontales se ubican en el tercio inferior de la sección.

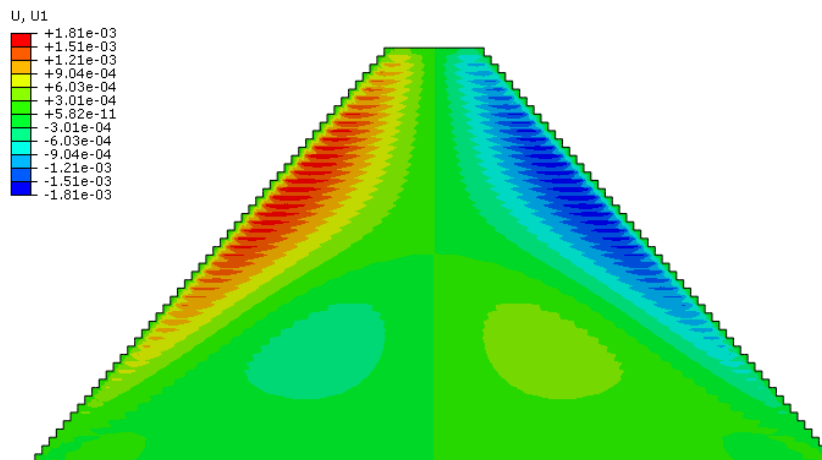


Figura 7.1 – Modelo 1 –Desplazamientos en dirección horizontal

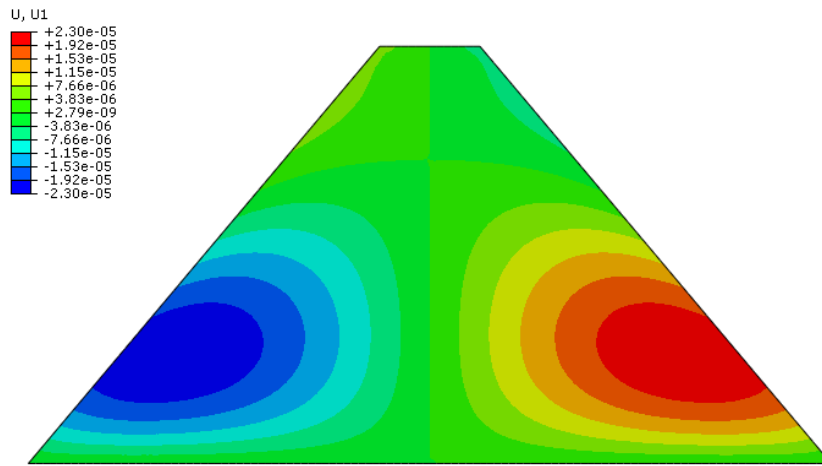


Figura 7.2 -- Modelo 2 –Desplazamientos en dirección horizontal

7.3 Desplazamientos en dirección vertical

En la Figura 7.3 y Figura 7.4 se muestran los desplazamientos de los nodos en dirección vertical para el Modelo 1 y 2 respectivamente. En el primero se hace visible el proceso constructivo por capas, donde se someten a los elementos de una capa a una deformación permanente por aplicación de carga vertical. Para el segundo es posible observar el comportamiento típico para una sección trapezoidal que es sometida a una carga de peso propio. En este caso no son comparables ambos modelos ya que en el primer modelo además de los desplazamientos por peso propio, se incluyen los desplazamientos permanentes del proceso constructivo, los cuales son de mayor magnitud.

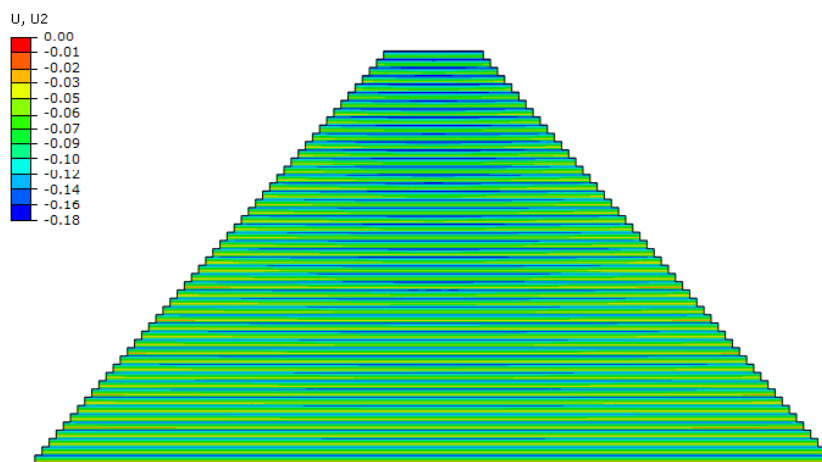


Figura 7.3 – Modelo 1 –Desplazamientos en dirección vertical

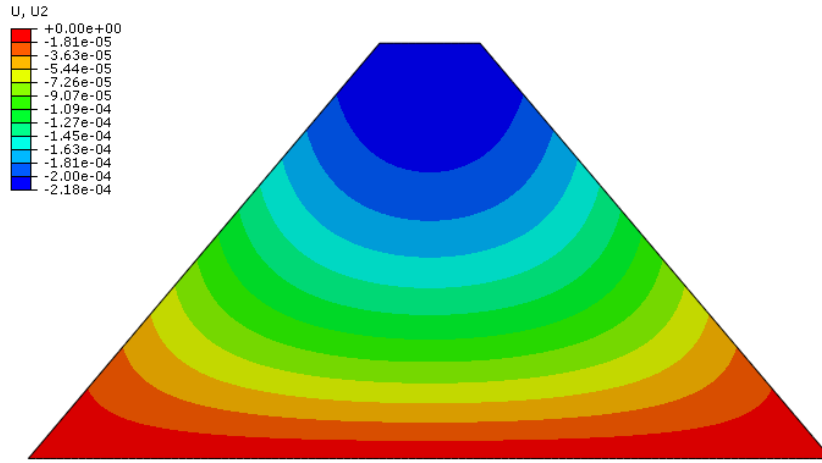


Figura 7.4 – Modelo 2 –Desplazamientos en dirección vertical

Para visualizar mejor el efecto del peso propio sobre la presa, en vez de comparar los Desplazamientos en dirección vertical, se grafican las Reacciones Verticales sobre los apoyos de la base para el Modelo 1 y 2, Figura 7.5 y Figura 7.6 respectivamente.

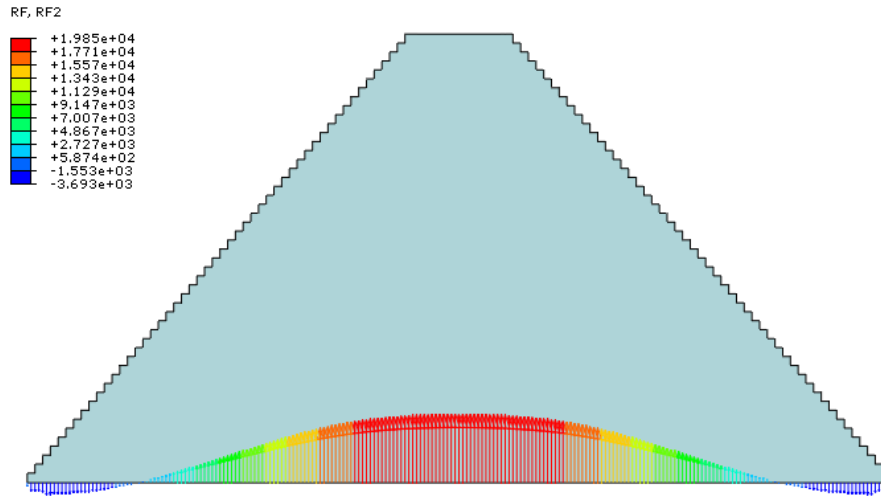


Figura 7.5 - Modelo 1 - Reacciones Verticales sobre apoyos de la base

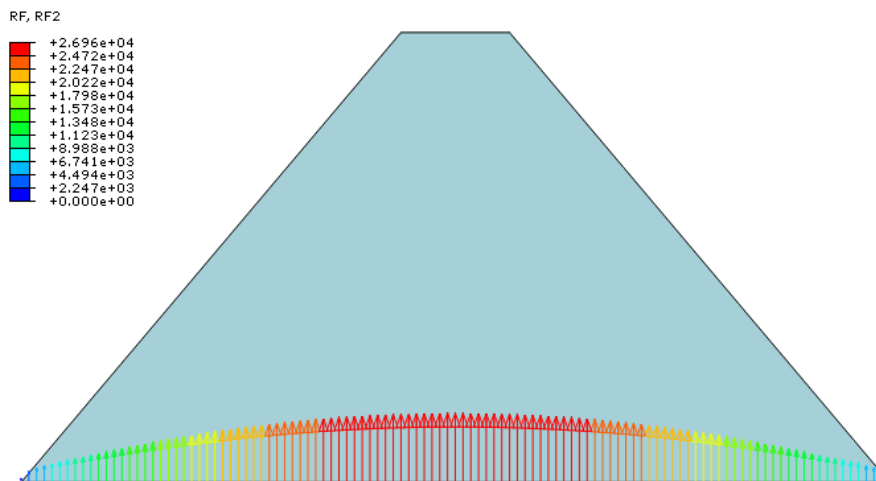


Figura 7.6 –Modelo 2 - Reacciones Verticales sobre apoyos de la base

En ambos casos se observa una distribución variable de un mismo orden de magnitud, donde las mayores reacciones se concentran en el centro de la base y luego disminuyen hacia los faldones. En el Modelo 1 se observa además que en cercanías de los extremos las reacciones cambian de sentido, indicando un esfuerzo de tracción en dirección vertical o levantamiento en esta zona de la presa. Dicho fenómeno puede radicar en las condiciones de borde necesarias para modelar el problema, las cuales generan en el pie de la presa un efecto de confinamiento por cercanías a restricciones en los nodos. Tal efecto puede observarse también en las Figura 7.9 y Figura 7.15.

7.4 Distribución de Tensiones

En la Figura 7.7 y Figura 7.8 se muestra la distribución de presiones para el Modelo 1 y 2 respectivamente. En ambos casos se observa que las presiones máximas se alcanzan en el núcleo de la presa, disminuyendo a medida que se acercan a las caras de la sección transversal.

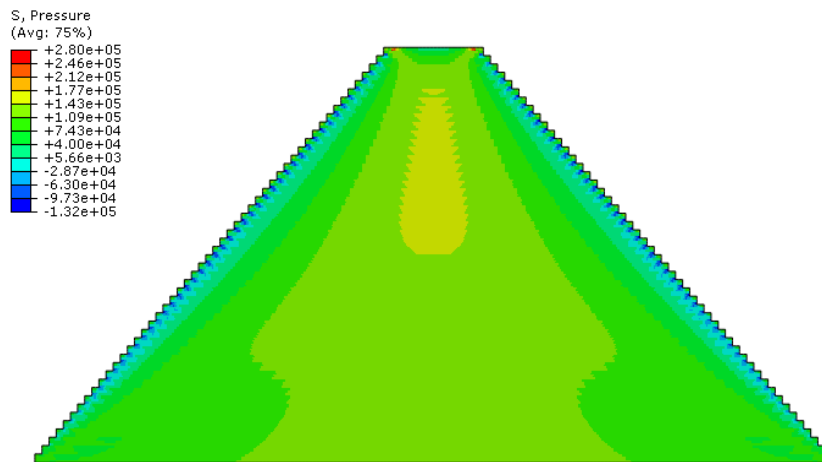


Figura 7.7 – Modelo 1 - Distribución de Presiones ($p = I_1/3$)

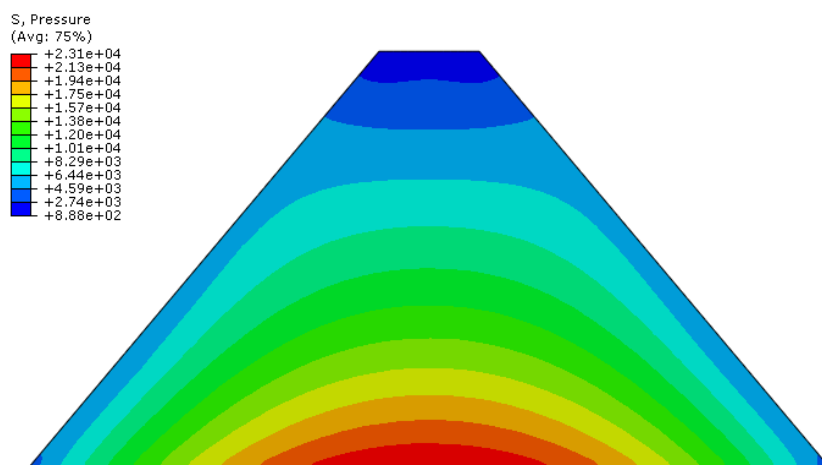


Figura 7.8 – Modelo 2 - Distribución de Presiones ($p = -I_1/3$)

Para el Modelo 1 (Figura 7.7) se puede apreciar que sobre los faldones de la presa se desarrollan tensiones de tracción, mientras que para el Modelo 2 (Figura 7.8) toda la sección se

mantiene en compresión. Este fenómeno puede radicar en las condiciones de borde impuestas sobre el primer modelo para poder simular el proceso constructivo. Esta restricción se efectiviza en obra a través de las protecciones de hormigón pre-moldeado que se colocan en los bordes de cada capa al inicio de la construcción, de acuerdo a las recomendaciones de [JDEC, 2007].

En el Modelo 2 se observa una distribución variable de presiones, donde las mayores se concentran en el centro de la base y luego disminuyen hacia los faldones, dicho fenómeno no es típico en este tipo de presas donde se espera que el esfuerzo de corte (y por lo tanto las presiones) sean constantes a lo largo de la base [JDEC, 2007]. Por otro lado, se observa que el Modelo 1 presenta una distribución de presiones prácticamente uniforme tanto en la base como en todo el cuerpo, lo cual es esperado en presas trapezoidales.

7.5 Distribución de Tensiones Principales Máximas

En la Figura 7.9 y Figura 7.10 se observan las distribuciones de Tensiones Máximas en el cuerpo de la presa para el Modelo 1 y 2 respectivamente. En el Modelo 1 (Figura 7.9) las tensiones máximas de compresión se alcanzan en el centro de la sección de la presa, y disminuyen hacia los faldones, donde aparecen tensiones de tracción, antes mencionadas. En el Modelo 2 (Figura 7.10) también se observan una distribución variable de tensiones, figurando las máximas en el centro de la base y disminuyendo hacia los laterales y coronamiento de la sección de la presa.

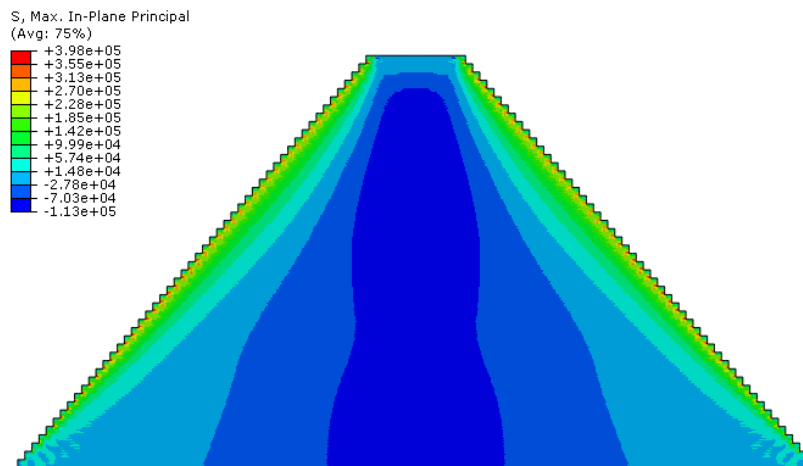


Figura 7.9 - Modelo 1 – Distribuciones de Tensiones principales Máximas

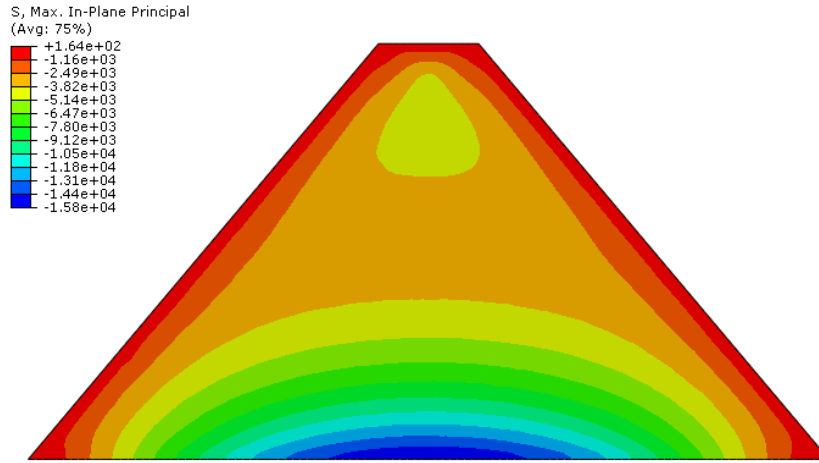


Figura 7.10 - Modelo 2 – Distribuciones de Tensiones principales Máximas

7.6 Distribución de Tensiones Mínimas

En la Figura 7.11 y Figura 7.12 se observan las distribuciones de Tensiones Mínimas en el cuerpo de la presa para el Modelo 1 y 2 respectivamente. En el Modelo 1 (Figura 7.11) las mínimas tensiones alcanzadas son de compresión presentando una distribución homogénea en toda la sección, salvo en los vértices de los faldones, debido posiblemente a las restricciones impuestas en los nodos laterales. En el modelo 2 (Figura 7.12) se observan una distribución variable de tensiones, figurando las máximas en el centro de la base y disminuyendo hacia los laterales y coronamiento de la sección de la presa.

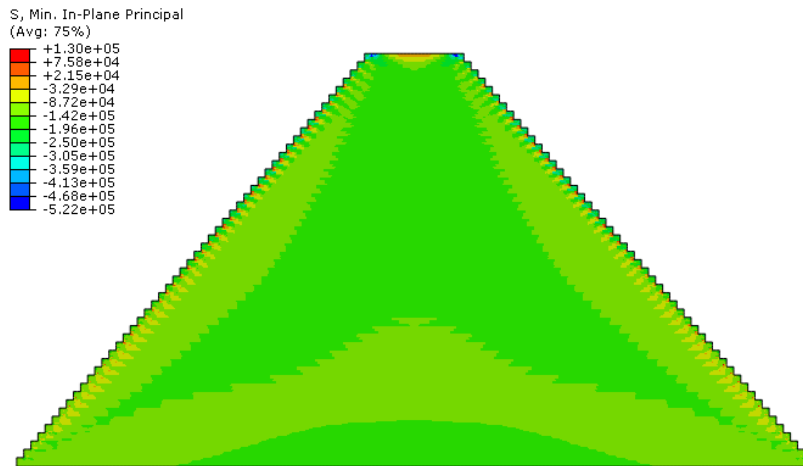


Figura 7.11 – Modelo 1 – Distribuciones de Tensiones principales Mínimas

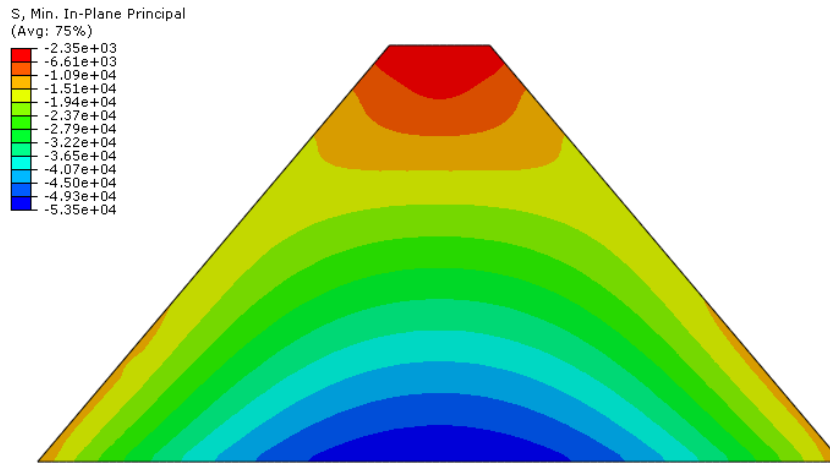


Figura 7.12 – Modelo 2 – Distribuciones de Tensiones principales Mínimas

7.7 Distribución de Tensiones Normales Horizontales

En la Figura 7.13 y Figura 7.14 se muestran las distribuciones de las tensiones normales horizontales para el Modelo 1 y 2 respectivamente. Las tensiones horizontales observadas son consistentes con la distribución de tensiones mínimas (Figura 7.7 y Figura 7.8) ya que la única carga considerada en este caso es gravitatoria.

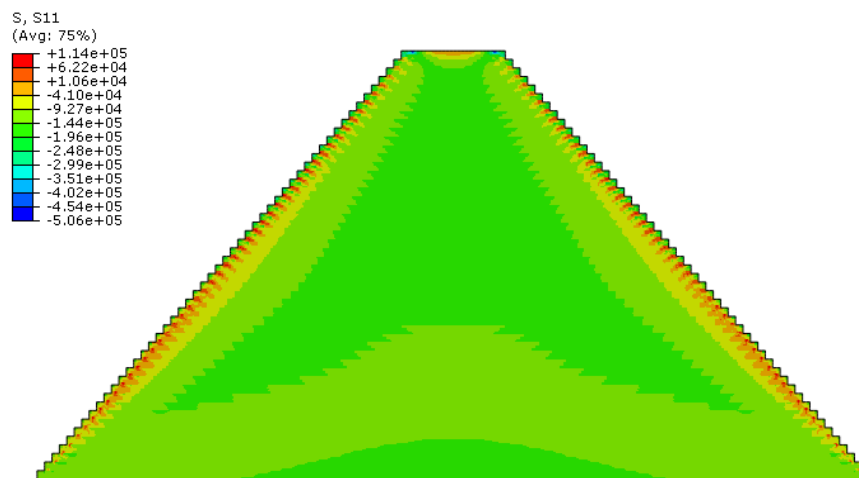


Figura 7.13 - Modelo 1 – Distribución de Tensiones normales Horizontales

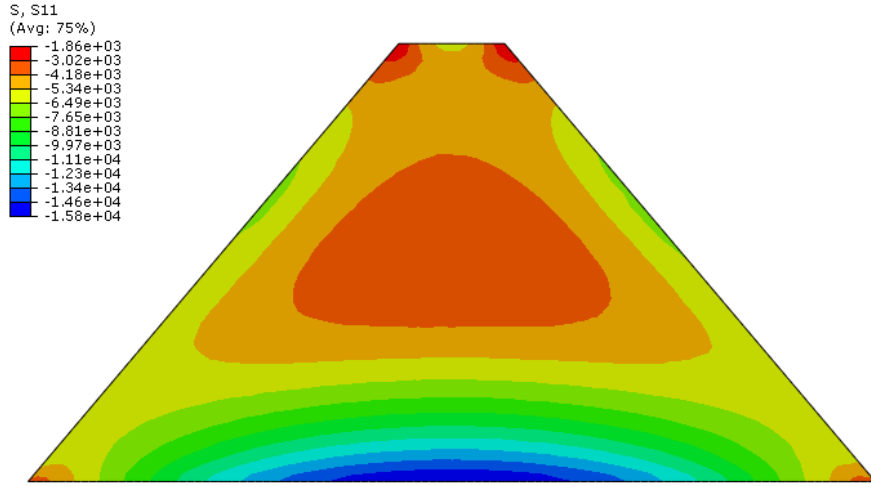


Figura 7.14 - Modelo 1 – Distribución de Tensiones normales Horizontales

7.8 Distribución de Tensiones Normales Verticales

En la Figura 7.15 y Figura 7.16 se muestran las distribuciones de las tensiones normales verticales para el Modelo 1 y 2 respectivamente. En este caso las tensiones verticales observadas se corresponden con la distribución de tensiones máximas (Figura 7.9 y Figura 7.10) al considerar al peso propio como única carga.

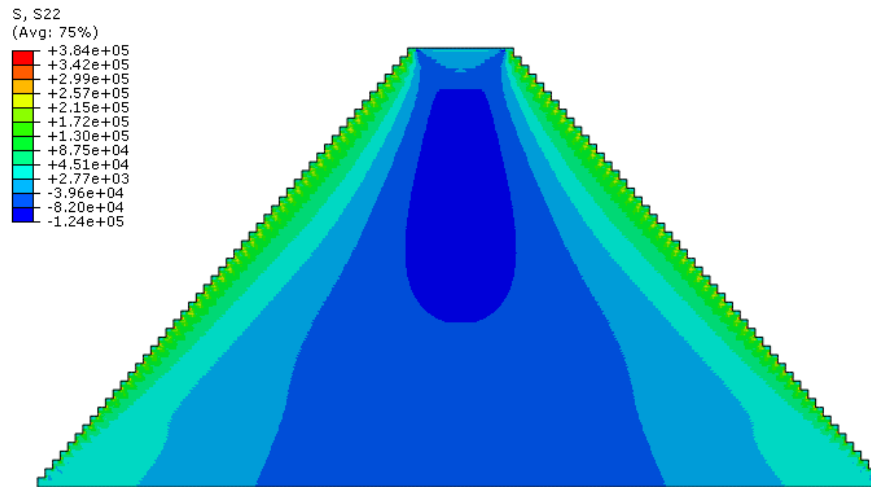


Figura 7.15 – Modelo 1 – Distribución de Tensiones normales Verticales

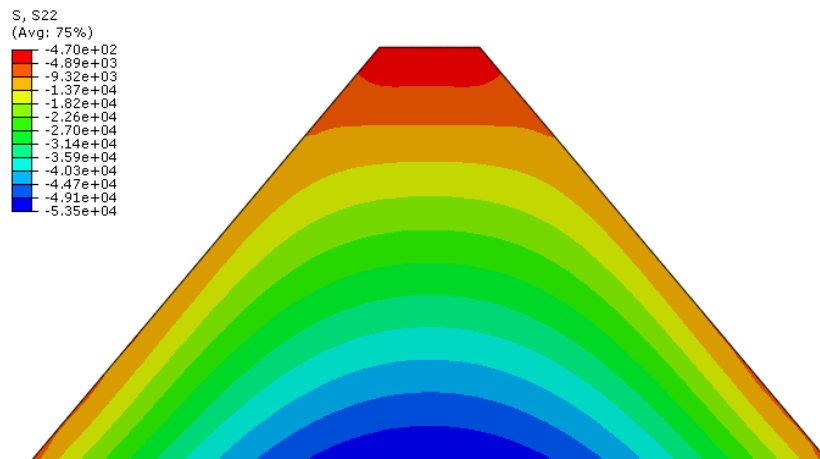


Figura 7.16 – Modelo 2 – Distribución de Tensiones normales Verticales

CAPÍTULO 8

8. CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS

8.1 Conclusiones

Para proceder a la simulación del proceso constructivo de una presa CSG es necesario relacionar los cambios de volumen con la presión aplicada. Para ello se ha aplicado un modelo elasto-plástico para el material, compuesto por el modelo Porous Media para la parte elástica y Drucker-Prager para la parte plástica, calculado por el método de Elementos Finitos. A partir de la obtención de los diagramas de distribución de tensiones se puede concluir que la restricción de los desplazamientos horizontales de los nodos del faldón en el Modelo 1 produce un confinamiento del material en el cuerpo de la presa en comparación al Modelo 2 y genera en los faldones tensiones de tracción. Así mismo se concluye que incluir en la simulación el proceso constructivo de una presa CSG mejora la estimación de la distribución de presiones en la sección de la misma, acercándose a lo esperado en presas de sección trapezoidal, pudiendo reproducir con mayor precisión el comportamiento de la misma, en comparación a las técnicas clásicas de modelación en esta clase de problemas.

Por otro lado, se pudo comprobar a través de ensayos de laboratorio las propiedades de las CSG con materiales provenientes de la zona del Alto Valle de Río Negro y Neuquén, los cuales mostraron un comportamiento favorable tanto en estado suelto (trabajabilidad) como en estado compacto (resistencia y módulo de elasticidad). Además se demostró que el reemplazo de un porcentaje de cemento por arcilla no produce una gran variación en la resistencia final del material compacto y aumenta la trabajabilidad en el material suelto. Por lo tanto es posible reducir la cantidad de cemento por unidad de volumen, reduciendo los costos de fabricación, el impacto ambiental y el calor de hidratación que puede llegar a ser problemático en presas de hormigón.

Cabe mencionar que se debe continuar desarrollando la simulación del proceso constructivo, agregando por ejemplo la posibilidad de simular cargas sísmicas y geometrías tridimensionales.

8.2 Contribuciones de esta Tesis

De los resultados obtenidos a partir de ensayos de laboratorio, se puede concluir que la resistencia a la compresión se encuentra dentro de los rangos esperados, al utilizar materiales

disponibles en la zona. Por otro lado, se observa que al reemplazar el contenido de cemento por arcillas caoliníticas hasta en un 50 % no se reduce sustancialmente la Resistencia a la compresión en comparación a una mezcla con 100 % de contenido de cemento. Además de favorecer la trabajabilidad como se menciona en el punto 4.3.5. y reducir las temperaturas generadas durante el proceso de hidratación del cemento y que suele generar inconvenientes ya que luego del endurecimiento a altas temperaturas, el enfriamiento de la masa de hormigón hasta temperatura ambiente puede crear esfuerzos de tracción indeseables.

Por otro lado, la relación constitutiva utilizada en este trabajo (Porous Media) no se ha encontrado en otros trabajos de simulación del proceso constructivo de una presa de materiales sueltos. Además, combinada con el modelo de Drucker-Prager Modificado logra simular correctamente las principales características de comportamiento de los materiales granulares al relacionar el cambio de volumen que sufre al ser aplicada una carga externa con el aumento de rigidez del mismo. Así mismo ambos modelos constitutivos requieren la utilización de pocos parámetros fácilmente obtenibles de ensayos de laboratorio.

8.3 Líneas de Trabajos Futuros

Se plantean dos líneas de trabajo futuro sobre este trabajo, una referida al modelo de elementos finitos y otra al estudio experimental del material.

- En el modelo computacional reemplazar las restricciones horizontales aplicadas sobre los laterales de la sección por elementos sólidos que tengan las características del hormigón prefabricado con sus respectivas superficies de contacto entre los diferentes materiales. Con ello se busca lograr una mejor representatividad del proceso constructivo real. Por otro lado también se debe seguir trabajando sobre el modelo para poder estudiar el comportamiento de la presa tanto ante cargas estáticas como dinámicas.
- Para la correcta caracterización del comportamiento mecánico de los materiales granulares se deben completar y expandir los estudios experimentales que permitan evaluar todos los parámetros necesarios para el modelo constitutivo.

CAPÍTULO 9

9. BIBLIOGRAFÍA

[Abaqus, 2013] Abaqus v6.13 (2013). *Abaqus Theory Manual*.

[Ai, 2010] Ai Jun. (2010). *Particle Scale and Bulk Scale Investigation of Granular Piles and Silos*

[Allione et al, 1992] Allione,J., Pettinari,G., Giaveno,M., Chiacchiarini, P. (1992). *Caracterización de niveles arcillosos presentes en mina Mi Sud y La Beatriz*. IV Congreso Nacional y I Latinoamericano de Geología Económica.

[Buil et al, 2003] Buil J.M., Berga L., Jofré C., Chonggang S. (2003). *Roller Compacted Concrete Dams*. Proceedings of the fourth International Symposium On Roller Compacted Concrete (RCC) Dams, November 2003, Madrid, Spain. Pag. 36 – 38. 467 – 473.

[Desai et al, 1984] Desai, C., Siriwardane, H. (1984). *Constitutive Laws for Engineering Materials. With Emphasis on Geologic Materials*. Pag. 204-244.

[JDEC, 2007] Japan Dam Engineering Center (September 2017). *Engineering Manual for Construction and Quality Control of Trapezoidal CSG Dam*, Pag. 1-27.

[Juárez Badillo et al, 2000] Juárez Badillo E., Rico Rodriguez A. (2000). *Mecánica de Suelos. Tomo 1. Fundamentos de la Mecánica de Suelos*. Pag. 590 – 593.

[Mostafa, 2010] Khaled Mostafa. (2010). *Numerical Modeling of Dynamic Compaction in Cohesive Soils*.

[Omae et al, 2003] Omae S., Sato N., Oomoto I. (2003). *Dynamic Properties of CSG - Roller Compacted Concrete Dams*, Berga et al.

[PCR, 2012] *Ficha Técnica Cemento portland Comodoro Puzolánico CPP40* (2012).

[Pistol et al, 2012] Pistol J., Falkner F., Adam D., Adam C. (2012). *Comparison of constitutive soil models for the Simulation of dynamic roller compaction*. European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering.

[Pujol et al, 2015] Pujol A., Pujol L. (2015). *Presas trapezoidales CSG – VIII Congreso Argentino de Presas y Aprovechamientos Hidroeléctricos*.

[Vallés, 2011] Vallés J. (2011). *Arcillas Caoliníticas del Jurásico*, Pag. 1-4.