



UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**MODELAJE GEOTÉCNICO POR ELEMENTOS FINITOS Y
COMPOBACIÓN INSTRUMENTAL DE LA EXACTITUD
LOGRADA**

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

Presentado ante la

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

Como parte de los requisitos para optar al título de

INGENIERO CIVIL

Realizado por: Bustamante Herman, Adriana

Profesor Guía: Centeno Werner, Roberto

Febrero 2011

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO I.....	3
PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	3
1.1.-Objetivos de la Investigación	3
1.1.1.- <i>Objetivo General</i>	3
1.1.2.- <i>Objetivos específicos</i>	3
1.2.- Importancia del Tema Propuesto	3
1.3.- Alcance del Trabajo a ser Realizado.....	4
CAPÍTULO II.....	6
MARCO DE REFERENCIA CONCEPTUAL.....	6
2.1.- Generalidades de los Elementos Finitos y su empleo en el campo de la Geotecnia.....	6
2.2.- Etapas del fundamento teórico generalizado del método de los elementos finitos	7
2.2.1.- <i>Discretización del medio continuo por medio de elementos finitos</i>	7
2.2.2.- <i>Selección de las funciones de aproximación</i>	8
2.2.3.- <i>Elementos Isoparamétricos y ajustes de formas</i>	9
2.2.4.- <i>Derivación de las ecuaciones de los elementos.</i>	9
2.2.5.- <i>Energía Potencial total</i>	11
2.3.- Ensamblaje del sistema para la conformación de las ecuaciones globales.....	12
2.4.- Cómputo de las cantidades primarias y secundarias.....	13
2.4.1.- <i>Método de los Residuos Ponderados</i>	13
2.4.2.- <i>Método de aproximación de Galerkin</i>	13
CAPÍTULO III.....	15
PROCEDIMIENTOS Y CONSIDERACIONES EN EL PROGRAMA SAGE CRISP.....	15
3.1.- Diseño inicial de las súper mallas y generación automáticas de mallas de elementos finitos	15
3.1.1 <i>Configuración de los Elementos</i>	18
3.1.2 <i>Elementos viga y barra (beam and bar)</i>	19
3.2.- Modelos constitutivos de suelos y selección de los parámetros a ser utilizados en cada zona de la malla de elementos finitos.....	19
3.2.1.- <i>Modelos elásticos</i>	21
3.2.2.- <i>Modelos elásticos perfectamente plásticos</i>	22

3.2.3.-Modelos pertenecientes al estado crítico	24
3.3.- Condiciones Iniciales.....	26
3.3.1 Esfuerzos Iniciales en Suelos	26
3.3.2 El Coeficiente de Presión de tierras.....	26
3.4.- Análisis de elementos finitos en el programa SAGE CRISP	27
3.4.1.- Significado y ventajas del empleo de los bloques incrementales en el análisis de elementos finitos en la geotecnia.....	27
3.4.2.- Número de bloques (fases) requeridos para obtener un análisis lo más preciso posible.	27
3.4.3.- Lapsos de tiempo en cada bloque incremental.....	28
3.5.- Equilibrio y errores importantes.....	28
3.5.1.- Chequeo del equilibrio (Equilibrium Check)	29
3.5.2.- Errores de equilibrio (Equilibrium Errors).....	29
3.5.3.- Error en las propiedades de los materiales.....	29
CAPÍTULO IV.....	31
MARCO METODOLÓGICO.....	31
4.1.- CASO 1: TERRAPLÉN DE PRECARGA SOBRE SUELO BLANDO	31
4.1.1.- Descripción general del caso.....	31
4.1.2.- Parámetros de diseño	32
4.1.3.- Diseño del caso en el programa SAGE CRISP	34
4.2.- CASO 2: MURO COLADO DE CONCRETO Y EXCAVACIONES.....	35
4.2.1.- Descripción general del caso.....	35
4.2.2.- Parámetros de diseño	36
4.2.3.- Diseño del caso en el programa Sage crisp.....	37
4.3.- CASO 3: TÚNEL DE SECCIÓN CIRCULAR	39
4.3.1.- Descripción general del caso.....	39
4.3.2.- Parámetros de diseño	39
4.3.3 Diseño del caso en el programa Sage crisp.....	41
CAPÍTULO V.....	44
ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	44
5.1.- Caso Terraplén de Precarga sobre arcilla blanda	44
5.2.- Caso Muro Colado.....	46

5.3.- Caso Túnel de Sección circular y Fundación directa	49
CAPÍTULO VI.....	52
INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA Y ESTRUCTURAL DE LOS CASOS INCLUIDOS EN EL TRABAJO ESPECIAL DE GRADO.....	52
CAPÍTULO VII.....	56
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	56
7.1.- Conclusiones	56
7.2.- Recomendaciones	57
BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA.....	59
ANEXO 1.....	61
ANEXO 2.....	64
ANEXO 3.....	68
ANEXO 4.....	72
ANEXO 5.....	74
ANEXO 6.....	76

AGRADECIMIENTOS

A mis padres, Pedro Bustamante y Janett Herman, con todo mi corazón les doy gracias por cada logro de mi vida, en especial por todos los días de mi carrera en los cuales me apoyaron y motivaron siempre a seguir adelante. Tengo presente sus continuos sacrificios y enseñanzas que me facilitaron el camino.

Con gran admiración, cariño y respeto le doy gracias a mi tutor Roberto Centeno, por toda la consideración y dedicación que obtuve de su parte aún en los momentos difíciles, no sólo conseguí en él un gran maestro sino también un ejemplo a seguir y un amigo; igualmente le agradezco su paciencia al buscar siempre darme la mejor explicación a cuanta duda se me presentara para que así yo entendiera a la perfección. Es por todo esto que me siento muy afortunada de haber tenido tan excelente guía.

Con gran aprecio le doy gracias a la Ing. Valentina Martín, la cual considero mi segunda guía, por su extraordinaria ayuda en la realización de este trabajo, por apoyarme y brindarme su amistad.

A mi hermana y amiga Andrea Bustamante, le doy gracias por lograr siempre darme su valioso aporte, por su inmenso cariño y por todo lo que representa para mí.

A Antonio Matheus por su especial compañía en el transcurso de la elaboración de este trabajo, por todo el tiempo dedicado a mí con tanto cariño, por su esfuerzo al darme ánimos en todo momento y por toda su colaboración dada; todo ello ha sido de suma importancia para mí.

Finalmente, a todas esas personas que me ayudaron y motivaron en todo el trayecto hasta llegar aquí, sin olvidar a mi abuelo Pedro Bustamante que tanto dejó en mí en los primeros años de carrera al escucharme y darme sus consejos. A todos gracias.

**UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**Modelaje Geotécnico por Elementos Finitos y Comprobación Instrumental de la
Exactitud Lograda**

Autor: Br. Bustamante Adriana
Tutor: Profesor Roberto Centeno
Fecha: febrero 2010

RESUMEN

En la resolución de problemas complejos relacionados con la ingeniería geotécnica se requiere integrar ecuaciones diferenciales en derivadas parciales, para lo cual es indispensable recurrir al empleo de los métodos numéricos; entre los cuales el de los Elementos Finitos es el más utilizado. Es por esto que una gran cantidad de ingenieros tienen la posibilidad de emplear programas comerciales diseñados para lograr el empleo eficiente del método de los elementos finitos en problemas de esa naturaleza, incluyendo entre estos los sistemas de estratos múltiples, en los que los modelos constitutivos exigen incluir parámetros muy diferentes para la resolución numérica de casos muy complicados. La posibilidad de aunar al proceso matemático de integración numérica en el caso de los elementos finitos y la generación de gráficas altamente explicativas, ha constituido un enorme avance en la materia, pues permite visualizar muy bien los procesos de comportamiento para cada una de las diferentes etapas en estudio.

En el presente trabajo especial de grado se muestra la eficiencia del software SAGE CRISP, desarrollada en el año 2009, Inglaterra, por medio de la simulación de tres (3) casos resueltos complejos relacionados con la geotecnia basados en los cuatro problemas referidos en los objetivos específicos. Se reconoce la existencia y efectividad de otros programas, tales como PLAXIS para la misma tarea.

Finalmente se destaca la importancia y necesidad del empleo de los sistemas instrumentales modernos, con el fin de medir in situ los resultados del comportamiento de diversos casos y así poder comprobar la eficiencia y precisión de los resultados obtenidos con el solo empleo del método de la integración numérica por el método de los elementos finitos de las ecuaciones diferenciales representativas de los modelos constitutivos y de los parámetros en ellos involucrados, mediante la comparación de lo obtenido por el proceso matemático con lo realmente obtenido en obra, dentro de las limitaciones de apreciación de ambos métodos.

INTRODUCCIÓN

Desde hace más de cinco décadas se utilizan los métodos numéricos para llevar a cabo la integración de las ecuaciones diferenciales aceptando errores que materialmente resultan despreciables, permitiendo así que existan mayores posibilidades de resolver problemas complejos geotécnicos en los cuales los modelos matemáticos constitutivos y sus parámetros asociados pueden ser abordados teniendo en consideración el extraordinario avance logrado por la informática¹.

Esta afirmación se ha podido validar al comparar los resultados obtenidos con la integración de las ecuaciones diferenciales en derivadas parciales con los obtenidos por los instrumentos de alta precisión colocados en sitios estratégicos de las obras de ingeniería geotécnica. De aquí la importancia de emplear un método que esté aplicado a un programa comercial que facilite todo el procedimiento matemático y pueda simular lo que ocurre en una masa de suelo comprobando instrumentalmente.

El antes tan utilizado Método de las Diferencias Finitas ha venido a ser sustituido por el Método de los Elementos Finitos, por cuanto la aplicación de mecanismos de cálculo (en especial el desarrollado por Galerkin), han permitido facilitar las operaciones en los ordenadores, logrando la confiabilidad, estabilidad y convergencia de las soluciones obtenidas². El flujograma que representa el proceso de solución de las ecuaciones diferenciales en derivadas parciales es el que se incluye en la figura 1. En el mismo se presenta la trayectoria seguida para llegar al método de Galerkin, como el más empleado para obtener la solución de las ecuaciones por método numérico.

En el marco teórico del presente trabajo se proporciona una explicación resumida de los cinco (5) pasos básicos que contempla el empleo del Método de los Elementos Finitos para resolver ecuaciones diferenciales en derivadas parciales: Discretización de áreas, Selección de Funciones de aproximación, Derivación de las ecuaciones de los elementos, Ensamblaje de las propiedades de los elementos para conformar las ecuaciones globales del problema a resolver y Cómputo de las cantidades primarias y secundarias (desplazamientos y esfuerzos y deformaciones unitarias). Se trata a su vez de explicar, en forma sencilla, el significado del Principio de la Energía Potencial Mínima Estacionaria, utilizado para la obtención de los desplazamientos nodales. Este principio es el que regula el comportamiento de los medios continuos y es objeto de tratamiento especial en la Mecánica del Medio Continuo.

Se ha hecho hincapié en demostrar que los modelos constitutivos empleados para simular el comportamiento de los suelos en su estado natural son muy diferentes a los empleados para el caso de los suelos remoldeados, lo cual ha permitido incluir la diferencia entre la mecánica de suelos clásica, utilizada en el caso de las deformaciones unitarias moderadas y la mecánica de suelos crítica que se emplea en el caso de deformaciones unitarias que rebasen los límites del comportamiento elástico perfectamente plástico.

¹ Referencia bibliográfica [16]

² Referencia bibliográfica [4]

En el marco teórico no se detalla lo relativo a los pormenores del cálculo tensorial, ni se detalla la resolución de la ecuación cúbica característica de los tensores de segundo orden, la cual lleva a la obtención de los autovalores y autovectores, pues se considera que dicho cálculo se encuentra muy bien explicado en las referencias bibliográficas, incluyendo el significado y el empleo del operador Jacobiano (J).

Para demostrar la utilidad del método de los elementos finitos en la geotecnia se procede a simular casos que pueden presentarse de manera habitual para un ingeniero de suelos, por lo cual se incluye todo el procedimiento a llevar a cabo en el programa seleccionado de elementos finitos, mostrando gráficos muy explicativos de lo que ocurre al ejecutarse dicha acción, tomando en cuenta los resultados arrojados por los instrumentos que validan o no el modelo empleado para representar el comportamiento del suelo estudiado.

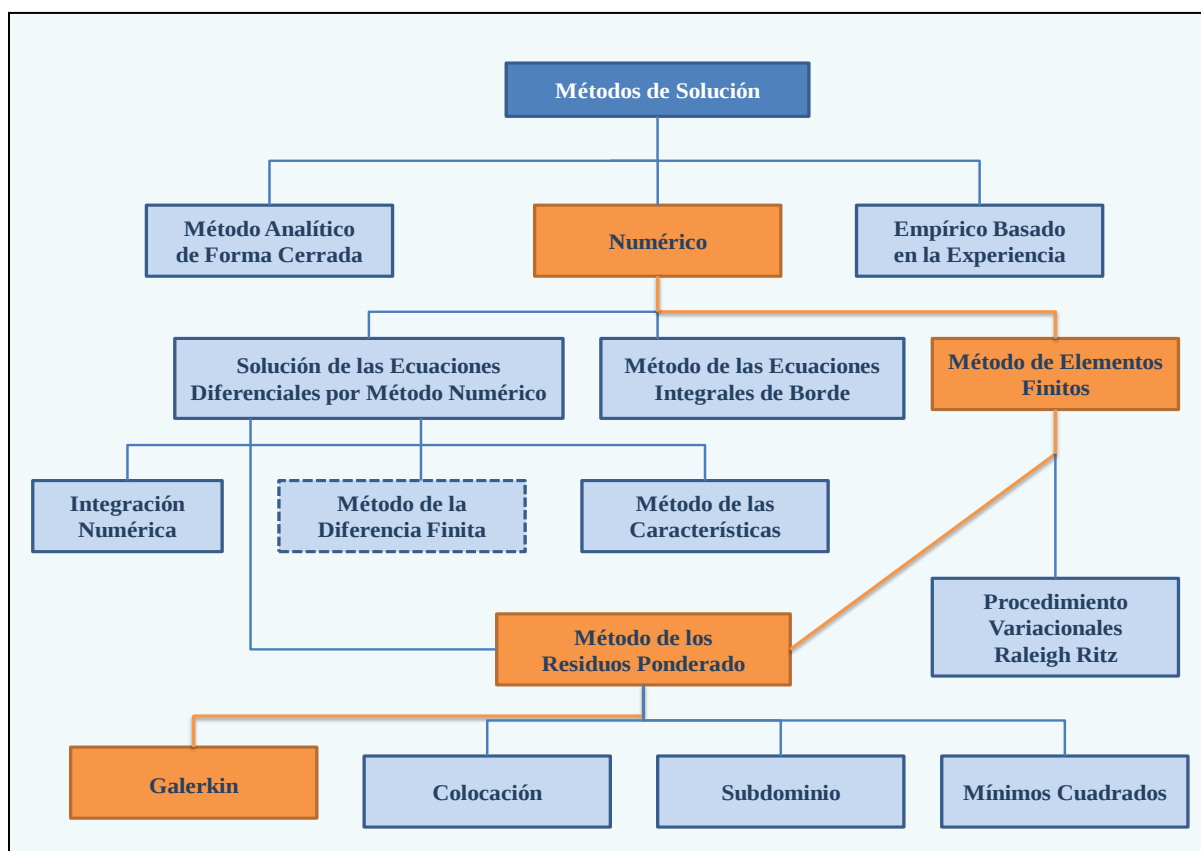


Figura 1. Métodos de solución de ecuaciones

CAPÍTULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

En el presente capítulo se especifican los objetivos de la investigación, las razones que justifican el desarrollo de este Trabajo Especial de Grado y el alcance del mismo, tomando en cuenta los recursos para lograr desarrollarlo.

1.1.-Objetivos de la Investigación

1.1.1.- Objetivo General

- Aplicación del Método de Elementos Finitos para la resolución de problemas en el campo de la geotecnia, con la finalidad de estimar, con buena aproximación, la distribución de esfuerzos de tracción y de compresión en diferentes zonas de un cuerpo de tierra, visualizar las deformaciones en diferentes áreas de dicho cuerpo, calcular presiones intersticiales de agua en los poros del suelo y estimar la magnitud de la consolidación de la obra de tierra en estudio.
- Comparar los resultados obtenidos mediante el empleo del programa SAGE CRISP, en su versión 2009, con los obtenidos por instrumentación de precisión colocada en puntos de interés del mismo cuerpo de tierra, en la vecindad de sus obras de arte y de sus fundaciones.

1.1.2.- Objetivos específicos

- Análisis de caso de precarga que se coloca sobre suelo blando.
- Análisis de caso de una obra de retención de tierras, específicamente de un muro colado.
- Análisis de caso de un túnel de sección circular excavado con escudo en suelo blando bajo el nivel freático y fundaciones directas de edificaciones vecinas al trazado del túnel.

1.2.- Importancia del Tema Propuesto

La solución de las ecuaciones diferenciales en derivadas parciales que regulan el comportamiento de los suelos finos blandos en las obras de ingeniería civil resulta muy complicada en la mayoría de los casos, y hasta es impráctico consumir tiempo en tratar de obtener soluciones matemáticas por integración clásica. Por tal motivo, el empleo de los métodos de integración numérica, y entre ellos, el método de los elementos finitos es el de mayor empleo en la actualidad, por cuanto se han diseñado programas electrónicos muy veloces que permiten obtener soluciones gráficas altamente confiables y muy explicativas.

El comportamiento físico- mecánico de suelos finos blandos en estado saturado no puede ser representado por un modelo elástico lineal cuando el campo de esfuerzos

resulta importante, como es el caso de las obras de ingeniería civil en general. Solo en el caso de solicitaciones muy pequeñas el suelo se comporta según un modelo casi lineal.

Los modelos que mejor representan el comportamiento de los suelos finos blandos saturados son los conocidos con el nombre CAM CLAY, el cual es una abreviatura de CAMBRIDGE CLAY (Arcilla de Cambridge, Inglaterra) y CAM CLAY MODIFICADO, también desarrollado en la Universidad de Cambridge, Inglaterra hacia el año 1974. Ninguno de estos dos modelos forma parte del pensum de las clases que se imparte en las materias Mecánica de Suelos I o II, y en consecuencia, son totalmente desconocidos por los estudiantes.

Ahora bien, la mecánica de suelos que se enseña en las escuelas de ingeniería civil en Venezuela es la "clásica de Terzaghi" y no incluye el caso de la "mecánica de los suelos en el estado crítico" (Critical Soil Mechanics) dada a conocer hace más de cuarenta años. Sin embargo importantes obras de ingeniería geotécnica venezolanas, como lo son: "El Astillero del Río Orinoco" y de los Edificios Recreacionales de Río Chico, en el estado Miranda, han funcionado muy bien por haber sido diseñadas teniendo en consideración el estado crítico del subsuelo de estos sitios, constituido por arcillas limosas muy blandas, cuya consistencia relativa (C_r) es vecina a cero.

Al tutor le ha correspondido determinar los parámetros en estado crítico de los referidos suelos. En consecuencia, el tema propuesto es de suma importancia para el caso de los desarrollos urbanos que se ubican en geomorfología de suelos lacustres blandos y de suelos marinos existentes en las costas venezolanas.

La preparación de futuros ingenieros que estén bien entrenados en el empleo de la teoría crítica de los suelos blandos será de gran utilidad para el futuro desarrollo urbano y vial del país, incluyendo también los diseños de obras portuarias en los deltas de los ríos que desembocan en el mar Caribe.

1.3.- Alcance del Trabajo a ser Realizado

Debido a lo limitado del tiempo disponible para entregar el tomo con los resultados de la investigación, y al lento proceso de aplicación de la carga sobre la muestra de suelo saturado por contrapresión, previa inmersión en agua destilada en un dispositivo especial diseñado por el tutor; sólo será posible ensayar tres muestras de suelo arcilloso blando para obtener los parámetros requeridos por el modelo de comportamiento CAM CLAY y aplicar estos parámetros al caso de una fundación. Concluida la alimentación del modelo de elementos finitos se obtendrán las salidas gráficas de la malla deformada, de las distribuciones de esfuerzos desviadores, de las deformaciones unitarias y de los cambios de las direcciones de los esfuerzos principales en la vecindad de la fundación.

Se resolverá el caso de un terraplén compactado sobre un suelo blando, utilizando los mismos parámetros, pero con una geometría de malla que represente al terraplén y a su fundación. Se hará hincapié en analizar la malla en el pie del terraplén para demostrar la manera como se concentran los esfuerzos de corte del suelo en esa región, y como se deforma la malla a lo ancho de apoyo del terraplén y de sus alrededores.

Se presentarán estos dos casos para demostrar las ventajas del uso del programa SAGE CRISP en su versión 2009, con la cual es posible obtener gráficas especiales que indican entre otros detalles los cambios de dirección de los esfuerzos principales a todo lo ancho del terraplén hasta una profundidad equivalente a dicho ancho. De igual forma se presentará la malla deformada y la gráfica que representa los vectores de esfuerzos y sus cambios de dirección.

Finalmente se presentará un caso en el que los parámetros obtenidos por el modelo de falla MOHR COULOMB han sido determinados en laboratorio para una obra ya ejecutada, instrumentada y dirigida por el tutor; con la finalidad de demostrar como opera la simulación por elementos finitos del proceso de excavación por etapas, para una de las estaciones del Metro de Caracas, cuyas paredes de excavación han sido sostenidas temporalmente con puntales de acero.

En este último caso se procederá a simular cada fase de excavación hasta el nivel de colocación de cada uno de los puntales y a determinar la carga que recibe cada puntal, así como el diagrama de momentos del muro colado. La idea de esta simulación es demostrar las ventajas que se derivan de la aplicación del método de los elementos finitos en un proceso de simulación práctico de construcción de una obra complicada para ser resuelta por métodos matemáticos exactos.

CAPÍTULO II

MARCO DE REFERENCIA CONCEPTUAL

2.1.- Generalidades de los Elementos Finitos y su empleo en el campo de la Geotecnia

La teoría en la cual se basa el método de los elementos finitos, ya sea que aplique para el estudio del comportamiento geotécnico de masas de suelos, o de estructuras de edificios; es la que utiliza los métodos numéricos para integrar las ecuaciones diferenciales que resultan de la aplicación de modelos de comportamiento físico, también conocidos como modelos constitutivos de cada problema en particular, los cuales son alimentados con parámetros representativos de la caracterización físico mecánica de cada uno de los elementos de tamaño finito en los que se divide una superficie, o de un volumen, ya sea que se trate de casos de deformación plana (2D en los que basta con analizar superficies), o casos en los que es necesario considerar el comportamiento tridimensional (3D). El resultado de tal integración parcial de cada elemento, es luego aplicada al ensamble de todos ellos para obtener las ecuaciones globales que van a servir para obtener los desplazamientos de los nodos (cantidades primarias), y a partir de estos obtener las cantidades secundarias que representan los esfuerzos tensoriales y las deformaciones unitarias que se derivan de tales tensores.

El hecho de que la teoría en la que se fundamenta el método de los elementos finitos lleve directamente a la obtención de ecuaciones globales que permiten calcular los desplazamientos nodales como cantidades primarias no es del todo fortuito, sino que se basa en la facilidad de medir dichos desplazamientos con instrumentos diseñados para tal fin, por cuanto la medición de las cantidades secundarias en la masa de los suelos no genera resultados precisos ni exactos, debido a que el suelo considera al instrumento como un cuerpo extraño embebido en su masa alrededor del cual se produce efectos de arco que impiden obtener directamente las cantidades secundarias.

Para un ingeniero geotécnico le resulta más sencillo realizar la medición in situ de los desplazamientos en los puntos de la masa de suelo en los que están localizados los nodos de la malla constituida por el ensamble de elementos finitos, y la medición de las presiones de poros mediante el empleo de piezómetros de cuerda vibrante, toda vez que la utilización de instrumentos destinados a reproducir esfuerzos de corte o esfuerzos de compresión o de tensión del suelo no ofrece la misma repetitividad y confiabilidad que los destinados a medir en el sitio los desplazamientos (cantidades primarias)

Cuando en la práctica se logra obtener lo que se denomina una “malla deformada” generada por una perturbación de la referida masa de suelo; es posible aplicar teorías fundamentadas en el comportamiento elástico o elastoplástico del suelo, que permiten calcular las cantidades secundarias (esfuerzos y deformaciones unitarias) utilizando para tal fin el comportamiento lineal del material para el caso de deformaciones unitarias muy pequeñas o el comportamiento no lineal cuando se trate de deformaciones unitarias significativas.

Con los avances logrados por la informática en los últimos diez años ha resultado posible obtener gráficos sumamente explicativos de la distribución de las cantidades

secundarias (esfuerzos y deformaciones unitarias) e incluir salidas tales como las que permiten observar en detalle el difícil desenvolvimiento de la rotación de los esfuerzos principales en una masa de suelo o la distribución de los valores del coeficiente de empuje en reposo K_0 en el entorno del problema en estudio.

Por los motivos expuestos ha sido necesario ir adaptando los fundamentos teóricos al comportamiento in situ que reportan los instrumentos destinados a medir las cantidades primarias, con el fin de estar bien seguros de que lo que se obtiene por el método de los elementos finitos corresponde con el comportamiento real de la masa de suelo.

Este enfoque adquiere singular relevancia cuando se trata de evaluar el efecto de excavaciones en masas de suelo que contienen múltiples estratos y en especial en los casos en los que es necesario simular las diferentes fases de ejecución de la obra, como puede ser el caso de la excavación de un sótano para una edificación en área urbana y los efectos que se logran al incorporar puntales o elementos de anclaje temporal o permanente para tratar de evitar la propagación de desplazamientos nodales que puedan afectar construcciones o servicios públicos vecinos a tales excavaciones.

En el caso de las excavaciones de túneles correspondientes al servicio de transporte masivo de pasajeros (METRO) en áreas urbanas en las que existen numerosas edificaciones fundamentales costosas y servicios públicos de uso continuo indispensable en la vecindad de los mismos; es indispensable aplicar una teoría que soporte al método de los elementos finitos que sea realmente representativa de las ecuaciones constitutivas y que los parámetros que alimenten a los elementos finitos sean confiables y generen mallas deformadas estables y no sujetas a problemas relacionados con la no convergencia de los resultados.

2.2.- Etapas del fundamento teórico generalizado del método de los elementos finitos

Con la finalidad de presentar un documento que le permita al estudiante de ingeniería geotécnica o al profesional de la especialidad entender mejor el fundamento teórico del método de los elementos finitos, se procede a dividir lo relacionado con el marco teórico en cinco pasos fundamentales, con lo cual se permite entender el aporte de cada uno de ellos, pues, no es una labor sencilla la que se relaciona con la explicación ordenada de la obtención de las ecuaciones globales y mucho menos lo es la explicación de cómo funciona el ensamblaje de elementos finitos para obtener a partir del mismo las cantidades primarias y secundarias.

2.2.1.-Discretización del medio continuo por medio de elementos finitos

El mundo físico es sumamente complejo, es por esto que una forma ingeniosa de proceder consiste en el método de los Elementos Finitos. Para aplicar el método, se parte de la subdivisión de un todo, siendo necesario aplicar un criterio práctico, denominado Discretización, el cual permite limitar el modelo físico que representa la situación real que cuenta con infinitos grados de libertad, para así conseguir un modelo matemático válido que se le ajuste, brindándole al problema una solución posible con un número finito de grados de libertad.

De esta forma se logra llegar de un medio continuo a varias subdivisiones finitas, conformadas por regiones pequeñas denominadas elementos, los cuales poseen un comportamiento regido por ciertos parámetros finitos definidos. Estos elementos a su vez se encuentran interconectados por nodos, que son los puntos nodales de borde, es decir de conexión de los lados del elemento independientemente de su forma geométrica³. A fines prácticos para el uso de programas que manejen este método, en este caso el SAGE CRISP, es conveniente mencionar también que la unión de un nodo con otro forma un eje. Para lograr obtener una solución numérica, sólo se deben tomar en cuenta los grados de libertad definidos en las entidades puntuales (nodos) de la discretización.

2.2.2.- Selección de las funciones de aproximación

Se conoce que el método de elementos finitos, por medio de la integración de funciones simples, permite obtener soluciones aproximadas a diferentes problemas. Nunca es posible la solución exacta, debido a la complejidad y el número de variables elevadas que surgen del medio continuo. Por esto existen métodos de interpolación a través de expresiones, entre ellas las funciones de forma, donde al considerar mas número de elementos, se logra conseguir una mayor aproximación a la respuesta del problema.

2.2.2.1.-Funciones de Interpolación Lineal

Las funciones de forma básicamente, permiten interpolar el campo de desplazamiento desconocido dentro de un elemento. Éstas deben estar definidas de manera que $N_i=1$ en el nodo i , y cero en cualquier otro nodo. Es decir en el caso de un ejemplo donde se tenga un cuadrilátero con $i= 1, 2, 3$ y 4 , se tendrá que $N_1= 1$ en el nodo 1, $N_1=0$ en el nodo 2, $N_1=0$ en el nodo 3 y $N_1 = 0$ para el nodo 4. Por lo tanto:

$$N_1 = \frac{1}{4}(1 - \xi)(1 - \eta) \quad (\text{ver figura 2.1})$$

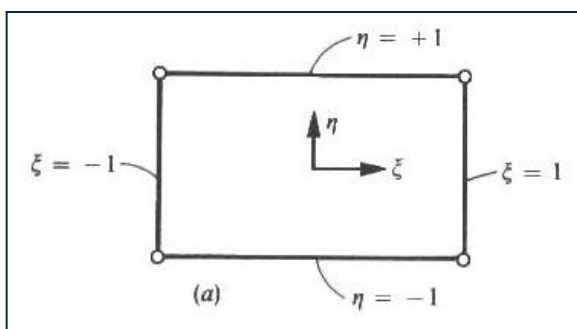


Figura 2.1. Coordenadas de una figura de cuatro nodos

La interpolación viene dada por la siguiente forma:

³ Referencia bibliográfica [3]

- a. Caso de un triángulo: $\phi = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y$
- b. Caso de un cuadrilátero: $\phi = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 xy$

Donde α_i representa los coeficientes del plano de interpolación y ϕ representa la función incógnita.

Otro modo de efectuar la interpolación, es por medio de una expresión que involucre varias funciones de forma N_i :

- a. Caso de un triángulo: $\phi = \phi_1 N_1 + \phi_2 N_2 + \phi_3 N_3 = \sum_{i=1}^3 \phi_i N_i$
- b. Caso de un cuadrilátero: $\phi = \phi_1 N_1 + \phi_2 N_2 + \phi_3 N_3 + \phi_4 N_4 = \sum_{i=1}^4 \phi_i N_i$

2.2.3.- Elementos Isoparamétricos y ajustes de formas

Algunas veces, formas como los cuadriláteros y triángulos no son suficientes para representar el problema físico, es por esto que se hace necesaria la transformación de estas figuras en otras con otro tipo de configuración. Para conseguir dicha transformación se deben establecer relaciones de la forma, esto quiere decir lograr la correspondencia entre las coordenadas cartesianas y las coordenadas curvilíneas que se originan de la distorsión de las coordenadas locales ξ, η y ζ de manera que cada elemento del conjunto que representa las coordenadas locales, se encuentra asociado a sólo uno del sistema de coordenadas cartesianas globales y viceversa.

$$\begin{Bmatrix} x \\ y \\ z \end{Bmatrix} = f \begin{Bmatrix} \xi \\ \eta \\ \zeta \end{Bmatrix}$$

Para cualquier caso bidimensional o tridimensional, se tiene la matriz N que corresponde a las funciones de formas y la cual interpola la geometría y se tiene la matriz N' que interpola las variables nodales. Si los valores nodales se encuentran directamente ligados a los mismos nodos que definen la geometría del elemento se tiene que $N = N'$, esto se traduce entonces a que ambas matrices son iguales y por tanto los elementos son isoparamétricos. Estas matrices estarían en función de las coordenadas locales. La utilización de ellos permite simplificar las ecuaciones que deben procesar los programas de elementos finitos. Puede presentarse también, que la cantidad de nodos empleadas para definir la variación ϕ , sea inferior a los necesarios para definir la geometría, es decir, el orden de interpolación de las incógnitas nodales es superado por el orden de interpolación geométrica, estos elementos reciben el nombre de superparamétricos, por el contrario la variación ϕ se define con mas nodos de los empleados para definir la geometría del elemento, se denominan subparamétricos⁴.

2.2.4.- Derivación de las ecuaciones de los elementos.

Una vez obtenidas las funciones de aproximación correspondientes se procede a realizar la formulación del problema, es decir se plantean las ecuaciones que permiten encontrar a posteriori las deformaciones, esfuerzos y fuerzas actuantes en el dominio de

⁴ Referencia bibliográfica [14] y [15]

estudio, fundamentando dicha formulación en base al método de los desplazamientos e incorporando el principio de trabajos virtuales como se describe a continuación.

2.2.4.1.- Método de los desplazamientos

Cuando ya se encuentra conformada la malla, el principal problema se concentra en determinar los desplazamientos en los nodos para cada elemento, por tanto, se recurre a proceder con un método, donde los desplazamientos y las deformaciones dentro del elemento, deben definirse en función de los desplazamientos nodales; y una vez obtenidas las funciones que lo garantizan, se consigue definir el estado de tensiones del elemento, a través de esas deformaciones encontradas, las propiedades del material y las deformaciones iniciales. Posteriormente es posible relacionar las fuerzas con los desplazamientos, a través de la determinación de las fuerzas que se encuentran aplicadas en los nodos, las cuales logran una condición de equilibrio de tensiones, sólo para el conjunto del continuo.

Los desplazamientos nodales se definen por componentes u, v , donde la expresión que resulta es:

$$\mathbf{a}^1 = \begin{Bmatrix} a_1^1 \\ a_2^1 \\ a_3^1 \end{Bmatrix}; \quad \mathbf{a}_1^1 = \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \end{Bmatrix}$$

La función de desplazamientos en el caso de tener un elemento triangular e de nodos 1, 2 y 3 viene dada por:

$$\mathbf{u} \approx \hat{\mathbf{u}} = \sum N_i \mathbf{a}_i^e = [N_1, N_2, N_3] \begin{Bmatrix} a_1^e \\ a_2^e \\ a_3^e \end{Bmatrix} = \mathbf{N} \mathbf{a}^e$$

Donde los desplazamientos $\mathbf{u}$ se aproximaron a un vector $\hat{\mathbf{u}}$

El valor de $\mathbf{a}^e$, representa los desplazamientos nodales para el elemento seleccionado (e). Se utiliza $\mathbf{N}$ (función de forma) como función de prueba, ésta debe garantizar, que al colocar las coordenadas en la ecuación anterior, se obtengan los desplazamientos en los nodos respectivos⁵. Se recuerda entonces que $N_i(x_i, y_i) = I$, donde I representa la matriz unidad; mientras que para el resto de los nodos $N_i = 0$. Se puede de esta manera expresar $N_i = N_i I$

2.2.4.2.- Relación entre los desplazamientos y las cantidades secundarias

Como ya se indicó tanto las deformaciones como las tensiones, son obtenidas como cantidades secundarias, a partir de los desplazamientos (cantidades primarias) para cualquier punto del elemento.

Las deformaciones satisfacen la siguiente relación:

⁵ Referencias bibliográficas [3] y [15]

$$\varepsilon = \mathbf{L} \mathbf{u}$$

$\mathbf{L}$ es un operador lineal⁶.

En cuanto a las tensiones, para el caso de un comportamiento lineal, puede representarse por la ecuación:

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}(\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}_0) + \boldsymbol{\sigma}_0$$

Donde: $\boldsymbol{\varepsilon}_0$ referido a las deformaciones iniciales que pueden presentarse dentro del elemento, $\boldsymbol{\sigma}_0$ representa las tensiones iniciales, que pueden ser medidas y $\mathbf{D}$ es una matriz de elasticidad que contiene las propiedades del material. Se debe tomar en cuenta que muchas veces el problema no será lineal.

Se encuentran ahora las fuerzas que actúan en los nodos o fuerzas nodales equivalentes a las fuerzas distribuidas sobre el elemento y a las tensiones en el contorno del mismo. Estas fuerzas se definen como $\mathbf{q}_i^e$, las cuales deben poseer el mismo número de componentes que el desplazamiento nodal, es decir:

$$\mathbf{q}_i^e = \begin{Bmatrix} U_i \\ V_i \end{Bmatrix} \text{ si } \mathbf{a}_i^e = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \end{Bmatrix} \text{ (Ambos con dos componentes)}$$

2.2.5.- Energía Potencial total

Para problemas de elasticidad lineal, el principio del trabajo virtual puede enunciarse de la siguiente manera:

“Un cuerpo está en equilibrio si el trabajo virtual interno es igual al trabajo virtual externo para todo campo de desplazamiento cinemáticamente admisible ϕ , $\varepsilon(\phi)$ ”⁷.

Mediante un ejemplo sencillo de una barra prismática de longitud L sujeto a una fuerza de tracción P , es posible ver el trabajo generado. En dicho ejemplo la carga es aplicada lentamente por lo que no ocurren efectos. Tales cargas son llamadas cargas estáticas. Como las cargas alcanzan su valor máximo de P , la barra se alarga hasta $L + \delta$

Durante dicho proceso, la carga P se mueve gradualmente sobre la longitud δ produciendo una cierta cantidad de trabajo, lo cual se puede expresar como:

$$\mathbf{W} = \mathbf{F} * \mathbf{d}$$

De igual forma, en este caso, la fuerza varía su magnitud (de $F = 0$ a $F = P$). Para encontrar el valor de trabajo final bajo esas condiciones, se observa un diagrama de cargas – desplazamientos para determinar la manera con la cual varía la fuerza.

⁶ Referencia bibliográfica [15]

⁷ Referencia bibliográfica [14]

El trabajo producido por las cargas es igual al área bajo la curva. Como la carga está aplicada, las deformaciones son producidas por lo cual aumenta la energía en la barra⁸.

El principio de los trabajos virtuales, cumple para las condiciones de equilibrio, pero dentro de un rango de deformaciones unitarias pequeño. Se desea que cumpla además, para cualquier variación de los desplazamientos. Es así como se llega a la ecuación sencilla:

$$(U+W) = (II)$$

Donde, II es la Energía Potencial Total, U representa a la energía de deformación y W representa la energía potencial de las cargas externas.

La ecuación expresada indica que la energía Potencial Total, debe ser estacionaria para cualquier cambio en los desplazamientos y por consiguientes lograr el equilibrio. Esta energía potencial es mínima, condición que se persigue al aplicar el método de elementos finitos, siempre y cuando responda a una cierta conformación de desplazamientos, tal y como lo establece el principio de la energía potencial mínima “*Si la condición es un mínimo, el estado de equilibrio es estable*”⁹” Por lo general se obtiene un valor aproximado de la energía potencial total superior a la mínima.

2.3.- Ensamblaje del sistema para la conformación de las ecuaciones globales

Mediante el ensamblaje que ocurre entre cada elemento con sus vecinos a causa de la aplicación de condiciones de compatibilidad para los desplazamientos nodales, se permite encontrar expresiones para la energía potencial de todo el conjunto de elementos, logrando a través de estas ecuaciones plantear una ecuación global que involucre a todos los elementos del problema. Esta condición es válida siempre y cuando los desplazamientos nodales no superen valores anormales (muy grandes).

Cuando los desplazamientos nodales son grandes el ensamblaje y las ecuaciones asociadas al mismo deben ser ajustadas mediante el cambio de coordenadas.

El ensamblaje se puede expresar por medio de:

$$K\mathbf{a} = \mathbf{P}$$

Donde K corresponde a la matriz de rigidez global, la cual contiene todos los grados de libertad del problema y P representa las cargas globales, que surgen de la diferencia entre las cargas externas nodales y todas las fuerzas equilibrantes, tanto aquellas que equilibran cualquier carga distribuida, como las que equilibran cualquier deformación inicial.

El procedimiento de ensamblajes es muy simple, consiste en ir sumando cada una de las submatrices nodales, a la matriz global, tomando en cuenta siempre que las matrices deben ser de dimensiones idénticas, es decir de igual número de componentes

⁸ Referencia bibliográfica [17]

⁹ Referencia bibliográfica [14]

de fuerzas o desplazamientos. La ecuación que define las reacciones internas o tensiones es la siguiente:

$$\sigma = Sa + \sigma_p + \sigma_{\epsilon 0}$$

Donde la matriz S corresponde al tensor de esfuerzos, y $\sigma_p + \sigma_{\epsilon 0}$ son tensiones producidas por cargas distribuidas y por tensiones iniciales respectivamente. La matriz tensorial resultante, permite conocer los esfuerzos principales de tracción o compresión actuante mediante la resolución de la ecuación característica de tercer grado que genera un par de tres matrices denominadas autovalores (eigenvalues) y un par de raíces complejas conocidas como autovectores (eigenvectors), que corresponde a la dirección de los planos donde actúan esos esfuerzos principales. El tensor de esfuerzos con todos sus componentes incluye los esfuerzos normales al plano de falla y los esfuerzos cortantes en el elemento considerado¹⁰.

2.4.- Cómputo de las cantidades primarias y secundarias

2.4.1.- Método de los Residuos Ponderados

Los métodos basados en los residuos ponderados, parten de la escogencia de funciones de aproximación que satisfagan las condiciones de contorno del problema; para posteriormente, implementar las mismas en las ecuaciones diferenciales que rigen el conjunto. Seguidamente lo obtenido, se procede a integrar ponderadamente sobre todo el dominio, donde esta operación arroja de salida un cierto residuo, que produce desequilibrio y que por tanto es necesario minimizar a cero.

En resumen, el sistema de ecuaciones diferenciales debe ser igual a cero para cualquier punto del dominio en cuestión; esto se logra a través de ecuaciones que ponderan el residuo obtenido sobre todo el dominio.

2.4.2.- Método de aproximación de Galerkin

Existen varios métodos de aproximación fundamentados en los residuos ponderados, donde es importante resaltar que en materia de elementos finitos interesa esencialmente uno de ellos denominado Método de Galerkin. Ver figura 1.

Básicamente la diferencia entre el Método de Galerkin y los otros métodos derivados de los Residuos Ponderados, se concentra únicamente en las funciones utilizadas para ponderar el residuo. Estas funciones W_i se seleccionan a partir de las funciones base empleadas para conseguir la solución aproximada, logrando repetidas veces la obtención de matrices simétricas, simplificando así el procedimiento que resulta de aplicar el Método de Elementos Finitos.

2.4.2.1 Procedimiento para desarrollar el Método de Galerkin

a. El procedimiento parte introduciendo una solución aproximada (u) de la forma:

$$u \approx \tilde{u} = N_0(x) + \sum_{i=1}^n C_i N_i(x)$$

¹⁰ Referencia bibliográfica [2]

Donde $N_i(x)$ representa un número finito de funciones bases y C_i coeficientes desconocidos. Se persigue encontrar el resultado de dichos coeficientes.

b. El Residuo se expresa como:

$$\mathbf{R}(x) = \mathbf{D}[u(x)] = \mathbf{L}[u(x)] + \mathbf{f}(x)$$

Donde $\mathbf{D}$ representa las condiciones de contorno, $\mathbf{D}(u) = 0$, $\mathbf{L}$ es un operador diferencial y $\mathbf{f}$ una función dada.

c. Se selecciona la función arbitraria ponderada W_i

$$\int_a^b W(x) \{ \mathbf{D}[u(x)] \} dx = 0$$

d. Se selecciona la función ponderada W para la función base N_i

$$\begin{aligned} W_i &= N_i \\ \int_a^b N_i(x) \{ \mathbf{D}[u(x)] \} dx &= \int_a^b N_i(x) \{ \mathbf{D}[N_0(x) + \sum_{i=1}^n C_i N_i(x)] \} dx = 0 \end{aligned}$$

e. De dicha ecuación se obtienen todos los coeficientes y es posible obtener la ecuación aproximada buscada, la cual permite conocer los desplazamientos de los nodos en los elementos y así determinar las deformaciones y esfuerzos derivados de dichos desplazamientos.

$$u(x) = N_0(x) + \sum_{i=1}^n C_i N_i(x)$$

CAPÍTULO III

PROCEDIMIENTOS Y CONSIDERACIONES EN EL PROGRAMA SAGE CRISP

La presentación del marco teórico se ha tratado de adaptar al empleado por programa SAGE CRISP en su versión 5.3, sin embargo es necesario incluir este capítulo que contiene el procedimiento requerido por el mismo, dejando constancia de que la teoría de método de los elementos finitos no es cambiante, ni dependiente del programa que se utilice. Por lo que este programa constituye sólo la herramienta seleccionada para aplicar los elementos finitos en la resolución de problemas de origen geotécnico, tomando en cuenta la definición de los conceptos básicos geotécnicos que forman parte de las variables que maneja el programa y cuya comprensión es necesaria para poder posteriormente aplicarlo con éxito y de manera válida.

3.1.- Diseño inicial de las súper mallas y generación automáticas de mallas de elementos finitos

Gracias a los avances tecnológicos se cuenta con excelentes programas de gran potencia que aplican el método de los elementos finitos y éstos son empleados con frecuencia en diferentes áreas de la ingeniería y de otras ciencias. En el caso de la ingeniería concentrada en el estudio de los suelos y de la geotecnia, estos programas permiten simplificar el trabajo del ingeniero al tener la opción de autogenerar la malla de elementos finitos, a partir de una mucho más generalizada y simple de insertar en el programa denominada súper malla.

La súper malla básicamente abarca lo esencial, es decir, la cantidad de elementos indispensable y requerida, para apenas definir la situación que se está presentando en el sitio donde se encuentra la masa de suelo que va a perturbarse o ha sido perturbada, (en el caso que se desee simular algo ya existente o construido) y que es de interés su estudio. En la súper malla no deben faltar nodos y para su construcción, es necesario tener especial cuidado con el diseño, esto implica desde los nodos que deben colocarse, la consideración de todo lo que va a implementarse, hasta la extensión de la sección de suelo a estudiar.

Normalmente se considera que la súper malla debe tener una extensión que resulte un 25 % mayor que la localización del bloque donde se están generando los desplazamientos nodales y las cantidades secundarias esto tiene como objeto evitar que en los bordes de la súper malla se produzcan desplazamientos horizontales no cónsonos con el problema a resolver. Los desplazamientos verticales nodales deben resultar muy pequeños o nulos en el contorno, al igual que los excesos de presión de poros.

La forma de hacer este diseño, es partiendo de una idea global de lo que se piensa llevar a cabo, separando en fases o etapas el proceso, iniciando con una primera fase denominada in situ, que muestra al suelo tal y como se encuentra antes de cualquier construcción o perturbación, en el cual se muestran los estratos hasta una profundidad que supere en un 20 % el espacio sujeto a movimiento. La mayoría de los programas de elementos finitos tienen un cupo en cuanto al número de elementos, el cual viene

indicado en las especificaciones de cada producto. Se tendrán diferentes etapas según sea el caso antes de llegar a la última fase. En esta fase final figura cada componente implementado, y es a esta representación que se le deben añadir las coordenadas de los súper nodos (por tratarse de la súper malla), en los límites de cada estrato, excavación, muro o cualquier otra obra a desarrollar, tomando en consideración adicionar un nodo si se prevé colocar un puntal, anclaje o cualquier carga que vaya a influir sobre el suelo. También se añaden nodos en los niveles de cada estrato para definir adecuadamente la geometría del problema.

Una vez seleccionado el tipo de malla que se desea implementar, se introducen las coordenadas de los súper nodos, en el comando de la lista de nodos y se procede a dibujar la súper malla, activando la opción de crear los súper elementos. Se realiza el dibujo en el programa con especial atención, puesto que se debe estar seguro de la completa creación de cada elemento, cerrando la figura al unir los súper nodos a manera de polígonos (triángulos y cuadriláteros) adecuadamente y partiendo del nodo de un elemento ya conformado para crear el adyacente de forma continua, es decir, se dibuja el primero y justo al lado el segundo así sucesivamente hasta visualizar la súper malla conformada.

Sólo falta entonces definir cada súper elemento asignándole un modelo de falla con las propiedades de los materiales que correspondan a su ubicación en la súper malla, dependiendo de los materiales que conformen los estratos y seguidamente asignarle una gradación a los súper ejes o nodos para que así, sea posible subdividir aun más todo el conjunto.

Es entonces cuando surge la denominada malla de elementos finitos, que consiste en un modelo discreto conformado por un número suficiente de elementos que permita representar mejor y de manera más afinada la situación real, siendo de gran relevancia la distribución de ellos, pues se busca colocar un mayor número de elementos en las zonas donde se presume van a existir mayores tensiones, permitiendo así reproducir con más detalle que ocurre en estas zonas, y por tanto que la solución numérica calculada pueda converger más rápido hacia la solución del sistema de ecuaciones y de esta forma coincidir mejor por los datos aportados por los elementos. En la figura 3.1 se muestra señalado donde se esperan mayores tensiones.

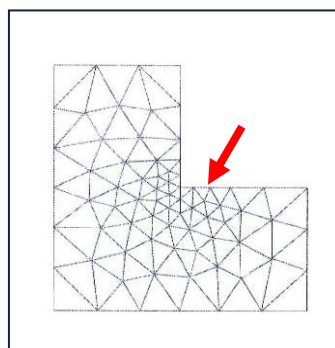


Figura 3.1 Correcta distribución de elementos

Los programas de elemento finitos geotécnicos como SAGE CRISP, permiten autogenerar la malla de dos formas, mallas totalmente estructuradas y mallas no estructuradas, cada una de las cuales tiene su aplicación en casos específicos de estudio. En el programa se debe insertar la opción de generador de maya con la que se desea trabajar, de manera previa a la introducción de las coordenadas de los nodos; donde se podría decir que seleccionar “no estructurada” es una ventaja para aquellos casos donde la geometría del problema sea muy complicada o requiera de taludes para expresar mejor la situación, debido a que es un modo más flexible de proceder pues admite tanto súper elementos triangulares como cuadriláteros en el diseño de la súper malla.

La forma de subdividir la súper malla para este caso, consiste en especificar los nodos donde se requieren elementos más confinados con un “1” y aquellos nodos donde se requieren menos con un “2”, pero esto se realiza antes de visualizar la súper malla. En la figura 3 se observa el efecto de emplear diferentes gradaciones a los nodos, donde la más eficiente es la última que se observa en la figura por detallar sólo las zonas que se presumen tendrán más tensiones.

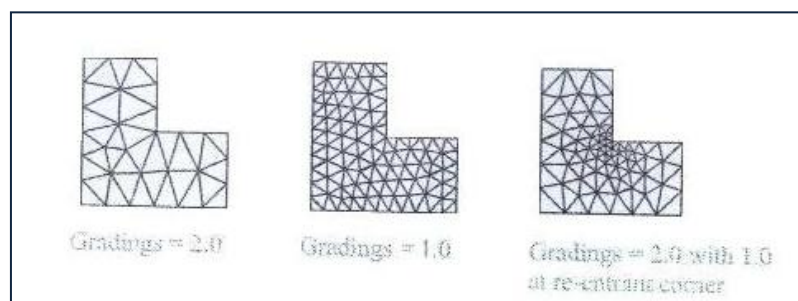


Figura 3.2 Formas de dividir un elemento usando súper malla no estructura

La manera estructurada es más regular tanto en la creación de la malla como en la distribución de los elementos. Se denomina súper malla estructurada por el hecho de que los elementos finitos generados dentro de cada súper elemento siguen los ejes isoparamétricos de dicho súper elemento, es decir cada división dada a un eje forma uno de los bordes de un elemento finito generado. Se permite dibujar en la súper malla únicamente cualquier cuadrilátero de cuatro (4) ejes y elementos de sólo dos (2) ejes. Su forma de crear la malla es quizás una ventaja debido a que consiste en dividir los ejes de la forma y a razón que se desee bajo el criterio ya mencionado de lograr la afinación de la geometría, por tanto se logra visualizar mejor como se va a conformar la malla y controlar el tamaño de los elementos mediante la asignación del número de divisiones a lo largo del eje.

Se debe tomar en cuenta que en caso de tener suficiente información, es decir gran cantidad de nodos para definir y afinar la geometría, existe una tercera opción que consiste en crear la malla de elementos finitos directamente y manualmente sin pasar por el diseño previo macro explicado con anterioridad. En este caso se debe tener sumo cuidado de que no falten los nodos esenciales que se toman en cuenta cuando se crea la

súper malla de lo contrario se puede correr el riesgo de crear una malla pobre sin los elementos suficientes para obtener una buena aproximación a la solución exacta.

3.1.1 Configuración de los Elementos

Los elementos pueden ser triángulos o cuadriláteros como ya se mencionó, o elementos lineales, la escogencia del más apropiado es de suma importancia para crear la malla en algunos casos, y depende en gran medida de la geometría de la superficie donde se realice una obra o cualquier acción, seleccionando la que mejor se adapte. Si se tiene una excavación para colocar un muro colado, la geometría del suelo permite muy simplemente que se trabaje con elementos rectangulares, mientras que en el caso de tener un talud, el triángulo se visualiza como la figura que mejor se adapta al contorno del suelo y por lo tanto más manejable a la hora de definir el talud con sus materiales correspondientes.

En muchas ocasiones la malla de elementos finito estará compuesta por un solo tipo de elemento; sin embargo existe la posibilidad de mezclar diferentes tipos cuando se emplea el programa CRISP. En la tabla a continuación se muestran las posibles combinaciones de elementos haciendo hincapié en que la mezcla de elementos sólo se puede realizar dentro de los tres tipos de grupos que dicha tabla señala.

TABLA 3.1
MEZCLA POSIBLE DE ELEMENTOS

Grupo	Tipo de Elemento
A	Viga (BEAM), barra (BAR), LST, LSQ y SLIP
B	Triángulos cúbicos de deformación unitaria de orden superior
C	Elementos hexagonales 3d y Slip Elements Tridimensionales

Fuente: Elaboración Propia

Todos los elementos que se muestran en la tabla pueden ser mezclados si se desea y es físicamente posible su significado. Los tipos de elementos de un determinado grupo no pueden ser mezclados con elementos de otro grupo.

La mezcla únicamente es posible cuando los lados de los tipos de elementos son contiguos; ello quiere decir que los elementos que se mezclen tienen que tener un lado común. Por ejemplo, cuando se tienen elementos LSQ y elementos de viga (BEAM) y desean ser mezclados es necesario que compartan un lado común, como es el caso de un muro colado que se vacía en una zanja excavada en elementos LSQ (Rectangulares de deformación unitaria Lineal), y el muro colado de concreto es representado con un elemento viga (BEAM) que tenga lados comunes con los elementos LSQ.

3.1.2 Elementos viga y barra (beam and bar)

Los elementos viga (beam) pueden ser de dos tipos: de tres (3) nodos o de dos (2) nodos. El elemento de tres (3) nodos tiene 9 grados de libertad y el elemento de dos (2) nodos tiene 6 grados de libertad. En el caso de los elementos BEAM (VIGA) es necesario aportar los siguientes datos para poder identificar el material:

- E Modulo de Young
- ν Relación de Poisson
- A Área de la sección transversal del elemento.
- I Momento de Inercia de la Sección transversal del elemento.

Con estos elementos es posible obtener el momento flector, la fuerza cortante y la carga axial.

En el caso de un elemento barra (bar) es necesario aportar los siguientes datos para poder identificar el material:

- E Módulo de Young
- ν Relación de Poisson
- A Área de la Sección transversal del elemento.

Por medio de estos elementos no es posible obtener el momento flector, la fuerza cortante; solo se puede obtener la carga axial. Este tipo de elemento se emplea para representar puntales (struts), refuerzo con geotextiles y anclajes.

3.2.- Modelos constitutivos de suelos y selección de los parámetros a ser utilizados en cada zona de la malla de elementos finitos

Posterior a la creación de una malla y la delimitación de la posición de cada una de las zonas de diferentes materiales (suelos o rocas), el próximo paso a ser ejecutado será la asignación de las propiedades específicas para cada una de esas zonas. Es lo que en el proceso de utilización del método de los elementos finitos se denomina “proceso en dos partes”

Lo primero que debe entender quien va a emplear el método de los elementos finitos es que el modelo constitutivo que se escoja para representar el comportamiento de un determinado suelo, debe ser capaz de reproducir el comportamiento in situ reportado por los instrumentos ad hoc, de ese suelo y sus alrededores durante todas las fases del análisis: condiciones iniciales del caso, aplicación de solicitaciones externas, determinación presiones de poro, obtención de los desplazamientos de los nodos (malla deformada), vectores de movimientos en cada fase del análisis, influencia de excavaciones realizadas en los suelos, cargas en puntales o en anclajes colocados para sostener las paredes de excavaciones, momento, fuerzas cortantes en elementos de soporte que se lleguen a emplear para los movimientos de las instalaciones de carácter provisional o permanentes y la ubicación del punto de cedencia (yield locus).

Afortunadamente se cuenta hoy día con instrumentos muy precisos de medición “in situ”, los cuales permiten verificar si las estimaciones realizadas con la aplicación

del método de los elementos finitos y la escogencia de los modelos constitutivos ha sido la correcta. En este caso las curvas de deformaciones obtenidas por la integración numérica por elementos finitos deben resultar muy parecidas a las que se obtienen con el registro de las mediciones instrumentales. En el caso de las deformaciones verticales a lo ancho del problema se utilizan los tasómetros y en el caso de las deformaciones verticales se utilizan los inclinómetros. Para el monitoreo de las presiones de poros y de los excesos de presión de poros se utilizan los piezómetros de cuerda vibrante.

En la mayoría de los casos se obtienen resultados comparativos, por el método de la retroalimentación, que son indicativos de haber escogido el modelo y los parámetros adecuados. Cuando esto no sucede ello se debe a que los modelos escogidos no son los correctos o, lo que es corriente y común, a que los parámetros que se le hayan asignado a cada uno de los modelos constitutivos empleados no sean los más representativos del comportamiento del material. Por lo general la determinación de los parámetros del suelo debe ser realizada aplicando las especificaciones ASTM por cuanto la validez de un ensayo está directamente asociada con el cuidado que se haya tenido al realizar el mismo ateniéndose estrictamente a una norma de aceptación internacional.

De acuerdo con lo que expresa el manual operativo de SAGE CRISP estas dos fases del trabajo son la base del éxito del empleo del programa y los usuarios deben consultar previamente la extensa literatura técnica que existe sobre el tema. Esta literatura técnica ha venido siendo preparada por numerosos investigadores durante los últimos cincuenta años y ha sufrido algunas modificaciones recientes para adaptar los mismos a los resultados que se obtienen con los instrumentos cada vez más modernos que ha generado la ingeniería electrónica.

Quizás los mayores avances que se han logrado en la generación de modelos constitutivos se deba a la experiencias que cada año se tienen sobre el comportamiento no lineal de los materiales, las cuales se han fundamentado en los registros instrumentales obtenidos en diferentes obras de ingeniería geotécnica.

Los primeros modelos constitutivos estudiados son los que responden a un comportamiento elástico del suelo, sea lineal o no lineal, tarea a la cual se le ha dedicado un gran esfuerzo de investigación en varias universidades de renombre internacional: Cambridge University (Inglaterra), Stanford University (California USA); Massachusetts Institute of Technology, (MIT) Berkeley University en California, Saskatchewan University en Canadá, Instituto Tecnológico de Georgia (Georgia Tech) en Atlanta, Universidad de Florida en Gainesville, USA, Escuela de Caminos en Paris, Escuela de Caminos Canales y Puertos de Madrid y otras no menos célebres.

Entre estos modelos se pueden citar los siguientes:

A) Linear and Non Linear Elastic Models

- A1) Modelos Lineales Isotrópicos
- A2) Modelos Lineales Anisotrópicos
- A3) Modelos isotrópicos y elásticos No homogéneos
- A4) Modelo Hiperbólico de Duncan y Chang

B) Modelos Elásticos Perfectamente Plásticos

- B1) Mohr Coulomb
- B2) Drucker Prager
- B3) Nuevo Modelo Elástico Perfectamente Plástico de Mohr Coulomb.
- B4) Nuevo Modelo Elasto Plástico con Endurecimiento de la deformación Unitaria con flujo no asociativo fundamentado en Mohr Coulomb.

C) Modelos de la Familia del Estado Crítico

- C1) Cam Clay (Por Arcilla Blanda de Cambridge Inglaterra)
- C2) Cam Clay modificado

Existen otros modelos Elásticos Perfectamente Plásticos como el Von Mises y Tresca que son más bien aplicables a materiales diferentes a suelos y que se emplean en la Ingeniería de Materiales en las fábricas de plásticos y de materiales metálicos.

Parámetros requeridos por cada uno de los modelos antes mencionados.

3.2.1.- Modelos elásticos

- Modelos lineales anisotrópicos Homogéneos

Este modelo permite estudiar la anisotropía transversal, es decir la que es normal al eje principal del elemento.

Los parámetros de rigidez que se utilizan en este caso son los siguientes:

E_h = Módulo de Young en la dirección Horizontal.

E_v = Módulo de Young en la dirección Vertical

ν_{vh} = Módulo de Poisson que liga la deformación unitaria horizontal con la vertical.

ν_{hh} = Módulo de Poisson que liga ambas deformaciones horizontales

G_{vh} = Módulo de Corte en el plano v-h

De acuerdo con la experiencia del tutor de este trabajo, la obtención de los parámetros para el caso de anisotropía conviene hacerlo con instrumentos in situ tales como el presiómetro de Menard y el piezocono con la finalidad de evitar la manipulación inadecuada de muestras obtenidas de perforaciones, empleando también para obtener el módulo horizontal el dilatómetro de Marchetti.

Es de hacer notar que los valores ν_{hh} de estos parámetros no son de fácil consecución en el laboratorio o en el campo, pues en el caso de ν_{hh} sólo se cuenta con equipos triaxiales que sólo aplican esfuerzo lateral uniforme y no se aplican esfuerzos horizontales normales entre sí.

En obra es posible obtener el módulo de Poisson que relaciona las dos direcciones normales horizontales empleando galgas (strain gauges), pero ello no es muy común en nuestro medio, debido a que resulta un procedimiento costoso que requiere de personal muy calificado.

La determinación del módulo de corte G_{vh} es sólo posible con el empleo de piezocristales adaptados a un generador de señales y a un amplificador, con el fin de obtener en la pantalla del osciloscopio digital la primera llegada de la onda de corte; o con geófonos de corte, empleando la geofísica sísmica. Ambos casos son de tipo experimental y se emplean poco en Venezuela. La Universidad Georgia Tech en Atlanta Georgia, viene realizando varias tesis doctorales sobre el tema y ha obtenido resultados muy alentadores.

- **Modelos lineales isotrópicos elásticos no homogéneos.**

Este modelo generalmente se emplea para materiales de suelos donde el incremento de la presión de confinamiento produce un aumento lineal de la rigidez con respecto a la profundidad. Los parámetros de rigidez empleados son los siguientes:

E_0 = Módulo de Young en el Datum

m = Tasa de incremento del módulo de Young con respecto a la profundidad

ν = Módulo de Poisson

y_0 = Datum, para $E = E_0$

Estos valores deben ser obtenidos in situ, empleado para ello el pizocono o el cono Holandés.

3.2.2.- Modelos elásticos perfectamente plásticos

Estos modelos presentan un comportamiento elástico mientras no se sobrepase el punto de cedencia, al sobrepasar dicho punto el suelo se devuelve por una línea paralela a la línea perfectamente elástica quedando un remanente asociado a la incursión en la zona de cedencia, llegando así a un punto de partida que permite que al recargar el suelo vuelva a presentar un comportamiento elástico. En la figura 4 y 5 se muestran representadas las superficies de falla de los modelos Drucker Prager y Mohr Coulomb respectivamente.

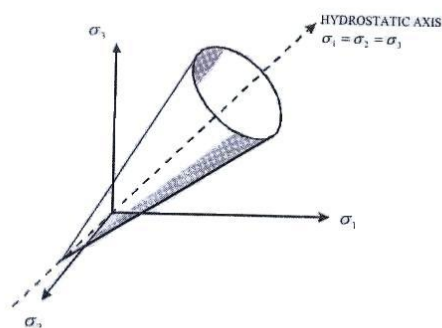


Figura 3.3. Superficie de falla Drucker Prager

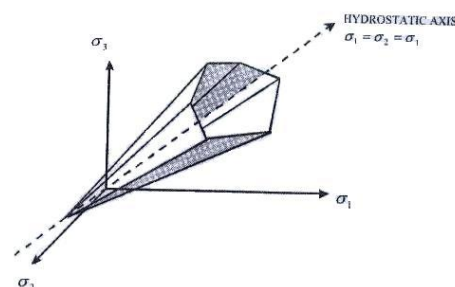


Figura 3.4. Superficie de falla Mohr Coulomb

Parámetros de rigidez requeridos para los modelos Druker Prager y Mohr Coulomb:

E_0 = Módulo de Young en el Datum

m = Tasa de incremento del módulo de Young con respecto a la profundidad

ν = Módulo de Poisson

y_0 = Datum, para $E=E_0$

Parámetros de fuerza:

C_0 = Cohesión en el Datum

ϕ = Ángulo de fricción

m_c = Tasa de incremento de la cohesión con respecto a la profundidad.

- **Modelo Mohr Coulomb modificado**

Este modelo elástico perfectamente plástico presenta algunos cambios con respecto al originar de Mohr Coulomb donde al no tener un flujo asociado permiten así una mejor predicción de la dilatación.

Parámetros de materiales que se comportan con este modelo:

E_0 = Módulo de Young en el Datum

m = Tasa de incremento del módulo de Young con respecto a la profundidad

ν = Módulo de Poisson

y_0 = Datum, para $E=E_0$

C_0 = Cohesión en el Datum

ϕ = Ángulo de fricción

m_c = Tasa de incremento de la cohesión con respecto a la profundidad.

ψ = Ángulo de dilatación

ISYM = valor igual a cero de lo contrario sería forzar el uso del solucionador simétrico.

- **Nuevo Modelo Elasto Plástico con Endurecimiento de la deformación Unitaria con flujo no asociativo fundamentado en Mohr Coulomb.**

Este modelo está basado en el modelo clásico de Mohr Coulomb con la adición de otras consideraciones: no es asociativo de un flujo plástico, presenta tanto una cohesión como fricción endurecida y por último se toma en cuenta la dilatación.

Parámetros de materiales que se comportan con este modelo:

E = Módulo de Young

ν = Módulo de Poisson

y_0 = Datum, para $E=E_0$

C_i = Cohesión inicial

C_f = Cohesión final

ϕ_i = Ángulo de fricción inicial

ϕ_f = Ángulo de fricción final

h_c = Parámetro de cohesión endurecido

ψ_i = Ángulo de dilatancia inicial

ψ_f = Ángulo de dilatancia final

ϵ_f = deformación plástica efectiva requerido a movilizar el pico de ángulo de fricción

3.2.3.-Modelos pertenecientes al estado crítico

La presencia de suelos en estado crítico hace necesario incorporar la denominada Mecánica de Suelos Crítica, generando el conocido modelo CAM CLAY para el caso de suelos blandos sujetos a remoldeo por los procesos constructivos. Los modelos constitutivos empleados para simular el comportamiento de los suelos en su estado natural son muy diferentes al comportamiento empleado para el caso de los suelos remoldeados, lo cual ha permitido incluir la diferencia entre la mecánica de suelos clásica, utilizada en el caso las deformaciones unitarias moderadas y la mecánica de suelos crítica que se emplea en el caso de deformaciones unitarias que rebasen los límites del comportamiento elástico perfectamente plástico. En la siguiente figura se muestra que al sobrepasar el punto crítico un suelo sigue deformándose.

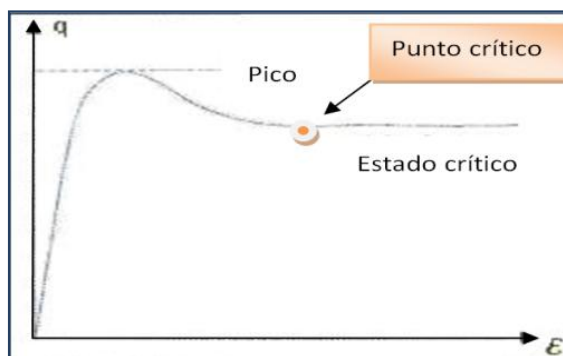


Figura 3.5. Comportamiento de un suelo en estado crítico

Tanto para el modelo original de Cam Clay como para el posterior modelo modificado de Cam Clay, se encuentra asumido que no existe deformación unitaria por esfuerzo cortante (shear strains) elástica, lo cual en términos de parámetros elásticos significa que el módulo cortante es infinito si la relación de Poisson es 1, lo cual no es posible implementar en el programa, por tal motivo es necesario especificar una propiedad elástica extra que logra que no sea cero las deformaciones unitarias por esfuerzo cortante (shear strains), donde si el valor introducido es menor de 0,5 el

programa lo registra asumiendo que se refiere a la relación de Poisson de lo contrario lo registra como el módulo de corte.

Para el Modelo Cam Clay original el punto de cedencia se representa como en “la figura 5” que se presenta a continuación, mientras que para el Modelo Modificado de Cam Clay el punto de cedencia se visualiza como en” la figura 6”

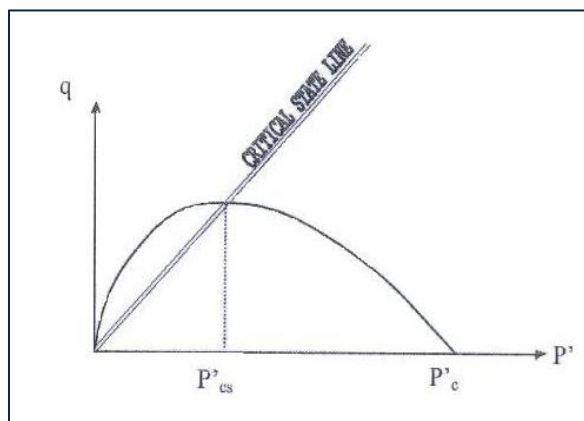


Figura 3.6 Punto de cedencia Modelo Cam Clay

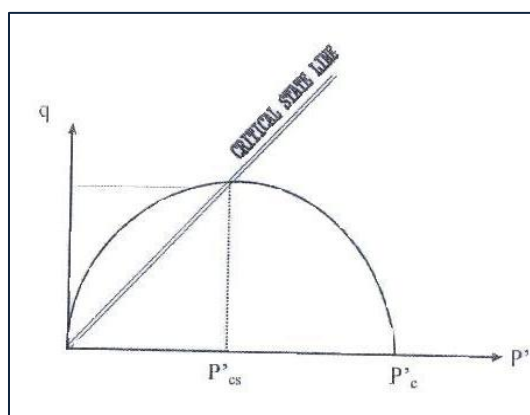


Figura 3.7 Punto de cedencia Modelo Modificado de Cam Clay

Parámetros requeridos por los modelos pertenecientes al estado crítico

λ = Pendiente de compresión isotrópica en $v: \ln(p')$

κ = Pendiente de descarga y recarga en $v: \ln(p')$

e_{cs} = Referente a la relación de vacío en la línea del estado crítico cuando $p' = 1$

M = Pendiente de la línea del estado crítica en $q: p'$

H = Pendiente de Hvorslev superficial en $q: p'$ espacio

S = Pendiente de “no tensión” en $q: p'$ espacio

3.3.- Condiciones Iniciales

3.3.1 Esfuerzos Iniciales en Suelos

Para la aplicación de este programa es necesario conocer los esfuerzos in situ, esto implica el estado inicial de tensiones en los suelos, que ocurre antes de que cualquier carga externa haya sido aplicada. Por tanto es necesario conocer el efecto de aguas en los suelos, y el concepto de esfuerzos efectivos.

Para un suelo con el nivel de la superficie horizontal, en el cual no hay cargas externas aplicadas ni agua en el suelo, se considera homogéneo y presenta un peso unitario γ , puede calcularse el esfuerzo vertical inicial para un determinado punto a una profundidad z considerando el peso de una columna de suelo por encima de dicho punto de la siguiente manera: $\sigma_v0 = \gamma(z)$ y en el caso de encontrarse el suelo estratificado por encima de dicho punto se debe expresar : $\sigma_v0 = \sum_i^n \gamma_i(z_i)$

El agua se encuentra en el suelo a través de infiltración y en forma de acuíferos o aguas subterráneas, entonces en el caso de que un perfil de suelo presente varias capas permeables o impermeables puede conducir a la formación de la mesa de agua. Para un ingeniero geotécnico la atención se centra en que se encuentra bajo el nivel freático (mesa de agua) donde la presión de poros del agua inicial se calcula mediante la expresión: $U_0 = (Z_w) (\gamma_w)$

Donde, Z_w indica la profundidad del agua por debajo del nivel freático y γ_w

Es por tanto que los esfuerzos verticales totales al encontrarse agua en el suelo puede representarse de la siguiente forma: $\sigma_v0 = \gamma(z_1) + \sigma_v0 = \gamma_{sat}(z_2)$. Cuando el suelo contiene agua los esfuerzos efectivos se obtienen con la ecuación: $\sigma' = \sigma - u$ donde “u” indica la presión de poros, σ' el esfuerzo efectivo y σ el esfuerzo total¹¹.

3.3.2 El Coeficiente de Presión de tierras

Es un coeficiente que indica la condición de reposo del suelo, se encuentra representado con K_0 y se define sólo en términos esfuerzos efectivos. Este parámetro juega un papel de suma importancia en el diseño de estructuras subterráneas y excavaciones tales como en túneles y cavidades subterráneas. Su valor puede obtenerse con una prueba de compresión de laboratorio que simula una condición de reposo en una muestra de suelo. La relación viene dada por: $K_0 = \sigma'_h0 / \sigma'_v0$. Se puede conocer su valor mediante:

$K_0 = 1 - \sin\phi$ en caso de encontrarse el suelo normalmente consolidado.

$K_0 = 1 - \sin\phi \sqrt{OCR}$ en caso de presentar preconsolidación ($P'c$)

En el programa SAGE CRISP, los esfuerzos verticales y horizontales se calculan fácilmente a partir de ciertos datos de entrada como lo son el coeficiente de reposo, el espesor de los estratos, el correspondiente peso unitario del suelo, y la localización de la

¹¹ Referencia bibliográfica [12]

mesa de agua, para así determinar las presiones de poros y por tanto los esfuerzos efectivos.

3.4.- Análisis de elementos finitos en el programa SAGE CRISP

3.4.1.- Significado y ventajas del empleo de los bloques incrementales en el análisis de elementos finitos en la geotecnia.

El programa de elementos finitos CRISP permite sub dividir el análisis en uno o más bloques incrementales, es decir por fases o etapas todo el procedimiento, los cuales a su vez se encuentran constituido por uno o más incrementos. Este tipo de facilidad se incluye por las siguientes razones:

- Si las cargas correspondientes a cada análisis incremental tuvieran que ser especificadas por separado, ello obligaría a emplear una enorme cantidad de datos en cada problema en particular, lo cual consumiría mucho tiempo de máquina con su respectivo costo asociado. Mucha de la información a ser suministrada al análisis resultaría sumamente repetitiva; por tal motivo tales incrementos individuales pueden ser agrupados en un bloque incremental o fase, como se explicará en detalle en un ejemplo que se incluye en el presente trabajo de grado.
- Cuando se trata de simular una excavación en un terreno constituido por varios estratos, o cuando se requiere simular alguna fase constructiva en geotecnia, el análisis que realiza el programa CRISP calcula automáticamente solicitaciones implícitas en la remoción o en la adición de elementos específicos de una malla. Esta facilidad trae como consecuencia que cuando el comportamiento del material es “no lineal” estas solicitaciones implícitas resultarían muy grandes como para ser aplicadas a un solo incremento. El empleo de un bloque incremental distribuye estas solicitaciones implícitas en varios incrementos, lo cual facilita mucho los cálculos. La facilitación de los cálculos se debe a que el procedimiento induce una aproximación extra en el modelaje de excavaciones; la rigidez de un elemento es removida enteramente en el primer incremento de un bloque y las solicitaciones resultantes de tal remoción son distribuidas en el resto de los incrementos del bloque.

En lenguaje sencillo ello equivale a retirar una pieza de un rompecabezas por partes más o menos pequeñas sin causar un efecto destructivo en el conjunto, por cuanto las piezas del rompecabezas se mueven lentamente y dicho movimiento causa una deformación incremental del conjunto sin causar su desacomodo violento.

3.4.2.- Número de bloques (fases) requeridos para obtener un análisis lo más preciso posible.

El número de bloques incrementales requerido dependerá de cada análisis en particular. En general se requerirá un bloque cuando el modelaje implica realizar operaciones diferentes, tales como:

- Remoción o adición de elementos en una malla.
- Aplicación de cargas en los linderos de la malla.

- Imposición de desplazamientos prescritos (nulos y no nulos) en nodos particulares
- Cambio en las condiciones de drenaje (sólo en el caso del análisis de la consolidación) del suelo, ya sea por separado para cada estrato o para la combinación de estratos.

En algunos análisis es suficiente un solo bloque incremental; en otros se necesitan algunas decenas de bloques incrementales para obtener soluciones cónsonas con la realidad, las cuales reproduzcan lo que mide la instrumentación geotécnica colocada en la geometría de la malla (piezómetros, inclinómetros, tasómetros entre otros). A su vez cada bloque incrementa requiere también de uno o más incrementos que varían de acuerdo el caso, por ejemplo en caso de una excavación significativa se necesitarán mayor número de incrementos para realizar la misma que en el caso de otra más pequeña.

3.4.3.- Lapsos de tiempo en cada bloque incremental.

Los lapsos de tiempo sólo son requeridos en el caso de los análisis acoplados (Consolidación de estratos). El tamaño de los lapsos (Δt) que usted seleccione para un incremento dado, debería estar fundamentado en la consideración de los siguientes factores:

- Se asume que el exceso de presión de poros varía linealmente con el tiempo durante cada incremento.
- En el caso de un análisis no lineal los incrementos de los esfuerzos efectivos no deben ser demasiado grandes. Este criterio es válido para el caso de los análisis no drenados y en los análisis drenados.
- Es recomendable que se utilice el mismo número de incrementos de tiempo en cada ciclo logarítmico de tiempo. Así en el caso de los análisis elásticos lineales debe ser empleado cuando se trata de llevar adelante un análisis desde un día hasta diez días, al igual que entre diez días y cien días
- No se debería emplear menos de lapsos de tiempo por cada ciclo logarítmico de tiempo. En este caso se habla de logaritmos en base diez.

En los análisis acoplados que se utilizan para simular la consolidación de los suelos, el tiempo total de cada paso debe ser especificado para el bloque completo.

Nunca se debe permitir que un paso de tiempo (etapa) para cualquier incremento correspondiente a un análisis de consolidación sea cero.

3.5.- Equilibrio y errores importantes

Para cumplir con equilibrio vertical se tiene que satisfacer:

$$\sigma_y = \sigma'_y + u_0 = Fg\gamma(y_N - y_{GS}) + \text{subpresión}$$

Donde: y_N es la coordenada “y” del Datum, y_{GS} la coordenada “y” de la superficie del suelo, Fg factor de gravedad y γ peso unitario del suelo.

3.5.1.- Chequeo del equilibrio (Equilibrium Check)

Al correr el programa este realiza un chequeo de equilibrio, primeramente en estado in situ y posteriormente al final de cada incremento del análisis. El motivo de realizarlo es asegurar que exista un equilibrio entre los esfuerzos internos y las cargas externas aplicadas.

Esto se garantiza con la siguiente ecuación la cual debe emplearse para cada nodo de la malla:

$P_{err} = P_t - P_{sn}$ Donde P_t es referido a las cargas externas y P_{sn} representa los esfuerzos internos. El error obtenido debe encontrarse en la vecindad de cero, es decir es recomendable menos del 1 %.

3.5.2.- Errores de equilibrio (Equilibrium Errors)

Los errores de equilibrio en cualquier análisis deberían ser menor al 5 % aunque preferiblemente menor al 1%. Entre estos errores se encuentran los debidos a la cedencia plástica, los cuales se presentan cuando existe un desbalance de las cargas en presencia de un comportamiento elástico perfectamente plástico. Se debe destacar que el porcentaje de desbalance debería ubicarse entre los límites razonables (entre un 15 y 20 %) cuando se está empleando un modelo de comportamiento elástico perfectamente plástico. Esto no aplica en el estado in situ porque no debería haber ninguna carga desbalanceada al inicio del problema.

La otra forma de error de equilibrio surge de problemas numéricos tomando en cuenta la siguiente ecuación:

$P = Ku$; el error residual puede expresarse: $P_{err} = P - Ku$

Donde, P : es un vector de cargas, K : representa la matriz de rigidez, u : los desplazamientos desconocidos.

3.5.3.- Error en las propiedades de los materiales

Una de las equivocaciones más frecuentes que hace el usuario de CRISP cuando corre un programa en este software es también uno de los más fáciles de cometer y consiste en asignar propiedades inadmisibles a los materiales

Antes de crear la entrada de datos en el archivo de un análisis de elementos finitos el programa SAGE corre un chequeo de validación para las entradas de las propiedades de los materiales. Este chequeo incluye la comparación de cada propiedad contra los valores máximo y mínimo posibles y probables de los materiales. Cada vez que una propiedad utilizada no pasa dicha comparación aparece un mensaje que alerta sobre la propiedad empleada.

Los valores actuales de las propiedades son definidos por el usuario. Estos quedan contenidos en un archivo de texto denominado MATVALUE.DAT que es residente en el directorio de SAGE denominado (HOME). Este validador contiene los valores máximos y mínimos, probables y posibles de los diez materiales pertenecientes a

los modelos de falla disponibles en SAGE CRISP. Comprende siete modelos de suelos y además los correspondientes a los elementos Bar, Beam y Elemento de Interfase¹².

¹² Referencia bibliográfica [5]

CAPÍTULO IV

MARCO METODOLÓGICO

En este capítulo se describe la metodología para modelar tres casos que permiten lograr los objetivos propuestos mediante el programa basado en el Método de Elementos Finitos “SAGE CRISP”. El último caso que se presenta contiene la combinación de dos casos en conjunto, tanto la representación de la construcción de un túnel como la colocación de fundaciones superficiales.

4.1.- CASO 1: TERRAPLÉN DE PRECARGA SOBRE SUELO BLANDO

4.1.1.- Descripción general del caso

Este caso presenta la simulación de la construcción de terraplén de escoria, el cual es necesario para crear el astillero ubicado en la “margen este” del río Orinoco frente a Ciudad Bolívar. A través de dicho terraplén se realiza una precarga a un suelo arcilloso blando poco limoso de un espesor de tres (3) metros, que ha sido sujeto a remoldeo como consecuencia del paso de la maquinaria empleada en movimientos de tierra. Este suelo yace sobre un segundo estrato de arcilla ligeramente arenosa y por último una arcilla rígida. A continuación, en la siguiente figura se muestra la geometría del caso:

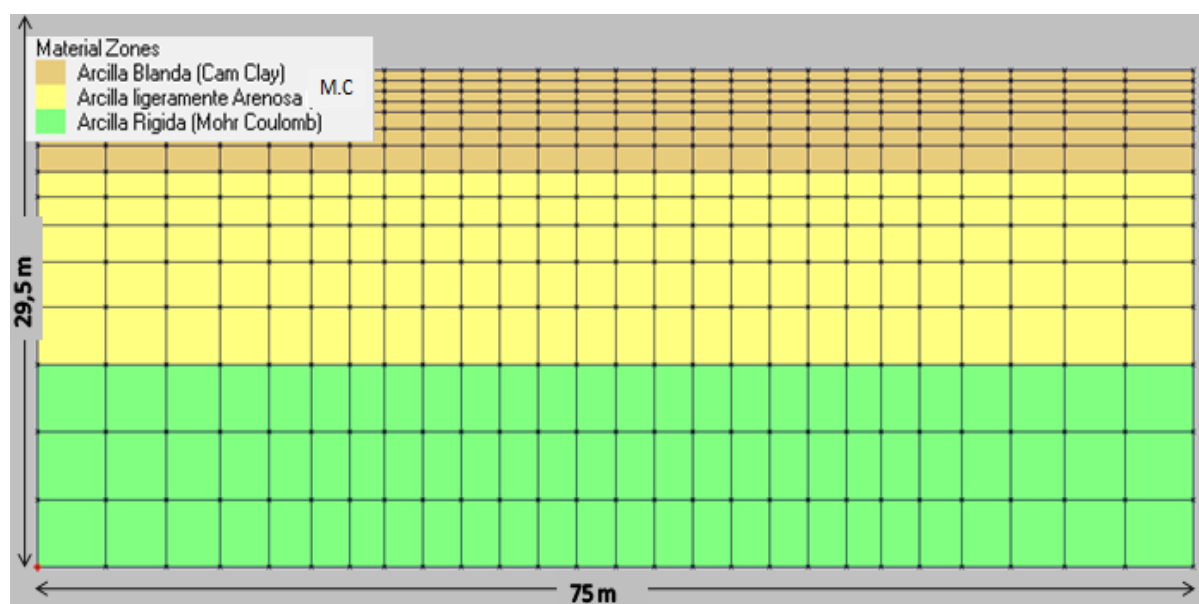


Figura 4.1 Dibujo del estado in situ con la malla de elementos finitos ya establecida

4.1.2.- Parámetros de diseño

Mediante los estudios de suelos correspondientes y las observaciones realizadas, se asume en primera instancia que el modelo que mejor se adapta para el comportamiento del primer estrato de arcilla blanda, es el denominado Modelo Modificado Cam Clay primeramente en condición no drenada para verificar que no falle el suelo y seguidamente en condición de consolidación, los cuales se presentan en la siguiente tabla:

TABLA 4.1

PROPIEDADES DEL SUELO 1 Y EL SUELO 2 DEL CASO 1 TERRAPLÉN SOBRE SUELO BLANDO

Propiedades del suelo		Suelo 1
κ	Pendiente de la línea de inflamación	0,045
λ	Pendiente de la línea de no compresión	0,075
e_{cs}	Relación de vacío en el estado crítico	0,85
M	Pendiente de la línea de estado crítico	1,03
ν'	Relación de Poisson	0,4 kN/m ²
K_w/γ_w	Módulo del agua	9,81 kN/m ³
γ_{bulk}	Peso unitario del suelo	19,6 kN/m ³
k_x	Permeabilidad en x	2.0E-9 m/seg
k_y	Permeabilidad en y	2.0E-9 m/seg

Fuente: Elaboración propia

Para el caso de los estratos posteriores se supuso en un principio que el suelo obedecía a un modelo elástico perfectamente plástico, seleccionando el modelo Mohr Coulomb cuyas propiedades fueron las siguientes:

TABLA 4.2

**PROPIEDADES DE LOS SUELOS 2 Y SUELO 3 DEL CASO 1 TERRAPLÉN
SOBRE SUELO BLANDO**

Propiedades del suelo		Suelo 2	Suelo 3
E	Módulo de Young	10000	20000
ϕ	Ángulo de fricción	28°	25°
ν	Relación de Poisson	0,3 kN/m ²	0,3 kN/m ²
K_w/γ_w	Módulo del agua	9,81 kN/m ³	9,81 kN/m ³
γ_{bulk}	Peso unitario del suelo	21 kN/m ³	21 kN/m ³
k_x	Permeabilidad en x	2.0E-9 m/seg	2.0E-9 m/seg
k_y	Permeabilidad en y	2.0E-9 m/seg	2.0E-9 m/seg

Fuente: Elaboración Propia

Cabe destacar que se realizó una comparación empleando el modelo elástico perfectamente plástico de Drucker Prager, no obteniendo cambios notables, por lo que se dejó con el modelo estipulado al principio.

Las condiciones in situ se definen en términos de esfuerzos efectivos a diferentes alturas dentro de la malla. Los esfuerzos efectivos verticales se calculan directamente desde el peso unitario del suelo, el espesor y la presión de poros presente para cada estrato. Con el coeficiente de reposo (k_0) determinado en laboratorio, el módulo del agua y el nivel de la mesa de agua, se derivan los demás parámetros necesarios. En la siguiente tabla se presentan las condiciones in situ:

TABLA 4.3

ESFUERZOS IN SITU

Altura (m)	σ'_{xx} (kN/m²)	σ'_{yy} (kN/m²)	σ'_{zz} (kN/m²)	τ_{xy} (kN/m²)	PWP (kN/m²)	P'c (kN/m²)
29,5	0	0	0	0	0	0
27	73,58	49,05	73,58	0	0	109
25	85,84	68,67	85,84	0	19,62	109
22	55,21	102,24	55,21	0	49,05	109
12	81,37	214,14	81,37	0	147,15	109
0	121,95	348,42	121,95	0	264,87	109

Fuente: Elaboración Propia

Del ensayo de consolidación unidimensional en la muestra Cam Clay remoldeada se ha podido obtener una presión de preconsolidación (oberburden) de 1,20 Kg/cm² colocada para la primera capa.

4.1.3.- Diseño del caso en el programa SAGE CRISP

- Para modelar el presente caso, se procede a seleccionar el tipo de súper malla de forma estructurada, confinando la mayor cantidad de elementos donde se colocará la plataforma de escoria a objeto de obtener una mayor apreciación, esto se realiza a través de la gradación de los ejes introducida en el programa.
- Se elige el tipo de elemento correspondiente a la geometría establecida en la malla: deformación unitaria lineal triangular (LST) en una situación de consolidación para los elementos triangulares encontrados en ambos estratos y para los elementos en forma de cuadriláteros del tope de la izquierda y derecha encontrados en el primer estrato, se especifica una deformación unitaria lineal cuadrilateral (LSQ) también en consolidación.
- Se deben fijar las condiciones de borde (fixities) tanto para la fase in situ como para el resto. Se colocan fijaciones del tipo rodillo en todos los ejes verticales de los extremos (izquierdo y derecho), anulando los desplazamientos en el eje de las “x”, colocando articulaciones en todos los ejes posteriores ($y=0$) anulando los desplazamientos en ambas direcciones.
- En la fase mesa de agua, se colocan las respectivas fijaciones de excesos de presiones de poros, garantizando que sea cero en el tope del suelo y de tal forma el suelo pueda consolidar perfectamente.
- Para crear la plataforma de escoria se añaden nuevos nodos y se dibujan los nuevos elementos por capas. Las propiedades de estos nuevos elementos asignados a los terraplenes y las plataformas se presentan en la siguiente tabla:

TABLA 4.4
PROPIEDADES DE LA ESCORIA PARA LA PRECARGA

Propiedades	E_h	γ_{Bulk}	ν
Escoria	500000 kN/m ²	27,8 kN/m ²	0.35

Fuente: Elaboración Propia

- Se definen los bloques incrementales, especificando las fases y los tiempos de consolidación requeridos para cada una de ellas.

TABLA 4.5
FASES DE LA CONSTRUCCIÓN DEL TERRAPLÉN

Número de fases	Fases del proyecto	Incrementos	Lapsos de tiempo (time step) (días)
FASE 1	In Situ.	0	0
FASE 2	Mesa de agua	1	0,1
FASE 3	Capa 1 de Escoria (2 m)	50	2
FASE 4	Capa 1 consolidación	10	100
FASE 5	Excavación (4m)	50	2
FASE 6	Capa 2 de escoria	50	4
FASE 7	Capa 3 de escoria	50	4
FASE 8	Capa 2 y 3 consolidación	10	100
FASE 9	Capa 4 de escoria	50	4
FASE 10	Capa 4 consolidación	10	100
FASE 11	Capa 1 de terraplenes	50	5
FASE 12	Consolidación de terraplenes	10	100
FASE 11	Eliminación de los terraplenes	10	6
FASE 12	Colocación del riel para la grúa	10	3

Fuente: Elaboración Propia

- Debido al alto costo del transporte de la escoria en camiones, se decidió colocar una capa de 2 metros de espesor sobre la arcilla con previa verificación de su capacidad de soporte en condición no drenada. Los parámetros de la arcilla se determinaron con la veleta y el cono holandés con el fin de obtener su capacidad de soporte, una vez verificado que no se producía falla en el material arcilloso, se procedió a dejar consolidar y posteriormente se decidió a excavar 6 metros en el Cam Clay e ir reemplazando esta excavación por escoria.
- Al finalizar cada capa de escoria se deja que transcurra el tiempo con el objeto de disipar las presiones de poros que ocurren durante las fases de relleno.
- Una vez concluido el proceso de consolidación se construyeron los terraplenes donde se iban a apoyar los rieles para las grúas estipulados en el proyecto, y se esperó la consolidación definitiva del material. Con esta operación se logró que el esfuerzo de corte al pie de los terraplenes que van a resistir los rieles alcanzaran un valor inferior a la resistencia de corte del suelo, dado por los equipos de campo.

4.2.- CASO 2: MURO COLADO DE CONCRETO Y EXCAVACIONES

4.2.1.- Descripción general del caso

Este caso presenta la simulación de la construcción de una obra de retención de tierra, específicamente dos muros colados de concreto armado de 23 metros de profundidad, los cuales permiten realizar una excavación de 15 metros de profundidad y

de 10 metros de ancho que se necesita para túnel doble con el objeto de permitir la circulación del metro de Caracas línea 4 “Parque Central”. Los muros se colocan en un suelo de tres estratos, el primero es una arena limosa con algo de arcilla con un espesor de 4 metros, el segundo es un suelo arcilloso limoso con un espesor de 9 metros y el último estrato está constituido por arena arcillosa que tiene 20 metros de espesor.

Los muros presentan tres (3) puntales los cuales se colocan con el fin de sostener las paredes al realizar cada excavación. Dichos puntales se representan con elementos tipo barra explicados anteriormente. A continuación, en la siguiente figura se muestra la geometría del caso:

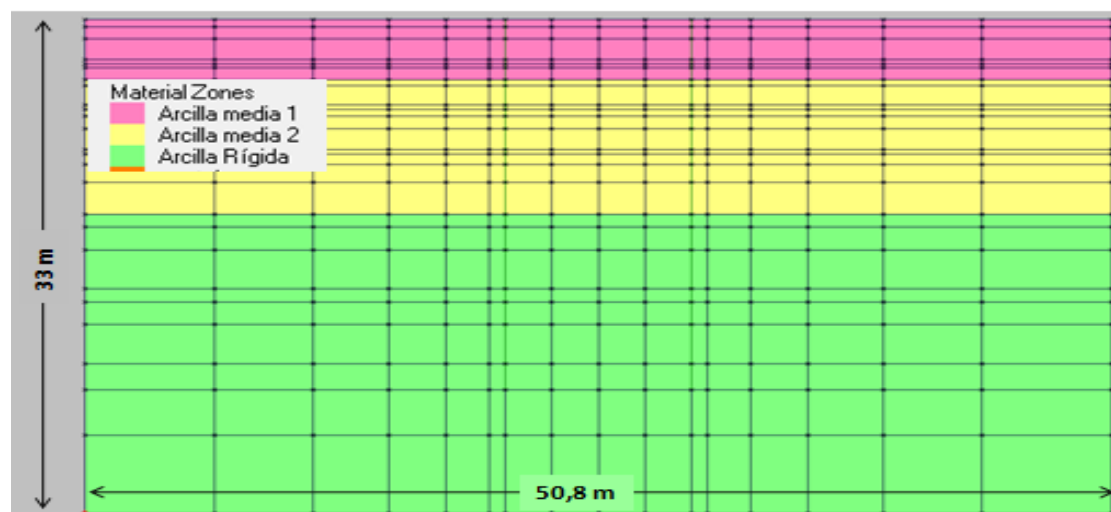


Figura 4.2. Dibujo del suelo in situ con la malla de elementos finitos ya establecida

4.2.2.- Parámetros de diseño

Los estudios de suelos y las observaciones realizadas en el sitio de la obra, permiten suponer en primera instancia que el modelo que mejor se adapta para este tipo de suelo es un modelo Elástico Perfectamente plástico, para lo cual se procede con el modelo de Druker y Prager en condición no drenada. Cada estrato obedece a los parámetros del suelo que se presentan en la siguiente tabla:

TABLA 4.6

PROPIEDADES DEL SUELO1, SUELO 2 Y SUELO 3

Propiedades del suelo		Arcilla 1	Arcilla 2	Arcilla 3
E_0	Módulo de Young	6000 KN/m ²	6500 KN/m ²	20000KN/m ²
ν	Relación de Poisson	0,45	0,44	0,35
C	Cohesión	30kN/m ²	40kN/m ²	100kN/m ²
ϕ	Ángulo de fricción	25°	20°	28°

y₀	Altura de referencia	33 m	29 m	29 m
K_w/γ_w	Módulo del agua	9.81 kN/m ³	9.81 kN/m ³	9.81 kN/m ³
γ_{bulk}	Peso unitario del suelo	19,8 kN/m ³	18 kN/m ³	20,5 kN/m ³
m_E	Razón de incremento del módulo de Young con la profundidad	300	300	300
m_c	Razón de incremento de la cohesión con la profundidad	5	5	30

Fuente: Elaboración Propia

Los esfuerzos efectivos verticales se han calculado a partir del peso unitario conocido de cada estrato y la profundidad de los mismos. A través del ángulo de fricción y del OCR en el caso de haber presión preconsolidación, se determina K_0 permitiendo el cálculo de los esfuerzos efectivos σ'_{xx} y σ'_{zz} . La mesa de agua se encuentra en $y = 29\text{m}$

En la siguiente tabla se presentan las condiciones in situ:

TABLA 4.7
ESFUERZOS IN SITU CASO 2

Altura (m)	σ'_{xx} (kN/m ²)	σ'_{yy} (kN/m ²)	σ'_{zz} (kN/m ²)	τ_{xy} (kN/m ²)	PWP (kN/m ²)	$\bar{U}$ (kN/m ²)	P' _c (kN/m ²)
33	0	0	0	0	0	0	0
29	18,2	79,2	18,2	0	0	0	20
20	59,6	153,0	59,6	0	88,2	0	55
0	146,7	366,8	113,7	0	284,2	0	60

Fuente: Elaboración Propia

4.2.3.- Diseño del caso en el programa Sage crisp

- Para modelar el presente caso, se procede a seleccionar el tipo de súper malla de forma estructurada, se le asigna la gradación a los ejes de manera de poder generar la malla con un mayor número de elementos en las zonas adyacentes a los muros, las cuales representan el área de mayor perturbación junto con la excavación para este caso en particular.
- Se especifica un tipo de elemento con deformación lineal cuadrilateral (LSQ) sin consolidación previa, esto para todos los elementos de la malla original del suelo.
- Para crear los muros se define el material para su construcción en este caso el concreto armado, seleccionando un modelo constitutivo Elástico Isotrópico en condición drenada. Las propiedades se muestran en la siguiente tabla:

TABLA 4.8
PROPIEDADES DEL CONCRETO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LOS MUROS

Propiedades	E	v	γ_{bulk}
Concreto armado	2.3875E7 kN/m ²	0.15	24 kN/m ³

Fuente: Elaboración Propia

- Se definen los bloques incrementales o fases, asignándole un mayor número de incrementos a las etapas de excavación, en especial a las más significativas por su mayor profundidad.

TABLA 4.9
FASES DE TODO EL PROCESO DE EXCAVACIÓN Y CONSTRUCCIÓN DEL MURO

	NOMBRE DE LA FASE	INCREMENTOS
FASE 1	In Situ.	
FASE 2	Excavación de los muros colados	150
FASE 3	Vaciado de los muros	1
FASE 4	Excavación 1	15
FASE 5	Puntal 1	2
FASE 6	Excavación 2	15
FASE 7	Puntal 2	2
FASE 8	Excavación 3	15
FASE 9	Puntal 3	2
FASE 10	Excavación final (excavación mayor)	50

Fuente: Elaboración Propia

- Se debe primero realizar una excavación en “la fase 2”, quitando de la malla los elementos de suelo que se desean sustituir por otros de concreto. Esta es una excavación muy profunda que requiere gran número de bloques incrementales para su ejecución. Una vez concluida dicha acción se pasa a la siguiente fase, se le asignan las propiedades del concreto ya definidas a los elementos removidos de suelo y se adjuntan como elementos de concreto para definir los muros.
- En las fases posteriores se añaden los puntales por medio de elementos lineales tipo barra (bar element), colocando uno de estos cada vez que se completa una fase de excavación. Son tres puntales en total, que permiten sostener las paredes, hasta llegar a la excavación final requerida con la menor deformación posible.
- Se fijan las condiciones de borde (fixities) tanto para la fase in situ como para el resto. Se recuerda que al colocarlas en la fase in situ el programa las implementa en las fases posteriores automáticamente. Se colocan fijaciones del tipo rodillo en todos los ejes verticales de los extremos (izquierdo y derecho), anulando los

desplazamientos en el eje de las “x”, colocando articulaciones en todos los ejes del fondo ($y=0$) anulando los desplazamientos en ambas direcciones.

4.3.- CASO 3: TÚNEL DE SECCIÓN CIRCULAR

4.3.1.- Descripción general del caso

Este caso presenta la simulación de la construcción de dos túneles gemelos de sección circular, ambos de seis metros de diámetro, ubicados en la avenida los Próceres específicamente en el tramo Plaza Venezuela- Ciudad universitaria correspondiente a la línea tres (3) del metro de Caracas. Los centros de los túneles se encuentran a una profundidad de 25 metros por debajo de la superficie del suelo. Adyacente al lugar de construcción se encuentran un par de edificaciones considerablemente cerca, con lo cual se desea simular el efecto producido sobre las mismas y la incidencia de las cargas sobre cada túnel. Dichas edificaciones se encuentran sobre fundaciones directas por lo que es posible representar su colocación en el programa. El terreno en cuestión está constituido por terrazas fluviales de río.

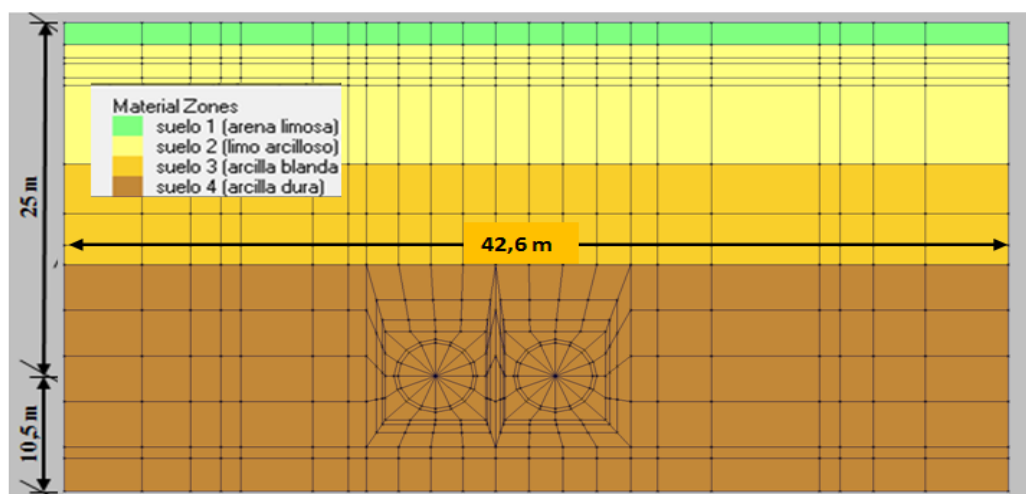


Figura 4.3 Dibujo del suelo in situ con la malla de elementos finitos ya establecida CASO Túnel y Fundación directa

4.3.2.- Parámetros de diseño

Tras completar los estudios de suelos y realizar las observaciones pertinentes se procede a emplear un modelo Elástico Lineal tanto para el “suelo 1” como el “suelo 4”, a su vez se representan los otros estratos restantes (suelo 2 y suelo 3) con un modelo elástico perfectamente plástico, seleccionando el modelo Mohr Coulomb, a continuación se presentan las propiedades tabla 4.9 y tabla 4.10 resultantes del estudio de suelo que fueron introducidas en el programa para representar el comportamiento de cada estrato en particular.

TABLA 4.9
PROPIEDADES DEL SUELO 1, Y SUELO 4

Propiedades del suelo		Suelo 1 Arena limosa	Suelo 4 Arcilla dura
E	Módulo de Young Isotrópico	12000 KN/m ²	15000 KN/m ²
ν	Relación de Poisson	0,22	0,26
γ_{bulk}	Peso unitario del suelo	20,60 kN/m ³	19,9 kN/m ³
K_w	Módulo del agua	9,8120 kN/m ³	9,8120 kN/m ³

Fuente: Elaboración Propia

TABLA 4.10
PROPIEDADES DEL SUELO 2 Y SUELO 3

Propiedades del suelo		Suelo 2 Limo arcilloso	Suelo 3 Arcilla blanda
E_0	Módulo de Young	5800 KN/m ²	4900 KN/m ²
ν	Relación de Poisson	0,24	0,30
C	Cohesión	40kN/m ²	125kN/m ²
ϕ	Ángulo de fricción	28°	20°
y_o	Altura de referencia	20,6 m	33 m
K_w/γ_w	Módulo del agua	9,81 kN/m ³	9,81 kN/m ³
γ_{bulk}	Peso unitario del suelo	20,00 kN/m ³	19,60 kN/m ³
m_E	Razón de incremento del módulo de Young con la profundidad	0	0
m_c	Razón de incremento de la cohesión con la profundidad	0	0

Fuente: Elaboración Propia

- En la siguiente tabla se presentan las condiciones in situ, obtenida mediante la determinación del coeficiente de reposo K_0 para los cuatro (4) estratos y los datos generados por el estudio de suelo previo: peso unitario y espesor de cada uno de ellos, módulo del agua y la ubicación de la mesa de agua la cual se encuentra en $y = 40,6$ m. Se tienen los siguientes valores de K_0 :
 Suelo 1 = 0,47
 Suelo 2 = 0,32
 Suelo 3 = 0,54
 Suelo 4 = 0,62

TABLA 4.11
ESFUERZOS IN SITU CASO 3

Altura (m)	σ'_{xx} (kN/m ²)	σ'_{yy} (kN/m ²)	σ'_{zz} (kN/m ²)	τ_{xy} (kN/m ²)	PWP (kN/m ²)	$\bar{U}$ (kN/m ²)	P' _c (kN/m ²)
42,6	0	0	0	0	0	0	0
40,6	19,36	41,20	19,36	0	0	0	0
20,6	79	245	79	0	196,2	0	60
4	220,05	407,51	220,05	0	359,04	0	150
0	277,68	447,87	277,68	0	398,28	0	0

Fuente: Elaboración Propia

4.3.3 Diseño del caso en el programa Sage crisp

- En este caso, se parte de la elección del tipo de súper malla de forma estructurada, asignando la gradación a los ejes diagonales a una razón que permita concentrar la mayor cantidad de elementos en donde se encuentran ambos túneles. Hasta este momento la malla presenta dos (2) espacios sin elementos dentro de ellos reservados para la colocación de los elementos restantes.
- Se especifica un tipo de elemento con deformación unitaria lineal cuadrilateral (LSQ) sin consolidación previa, esto para todos los elementos de la malla original del suelo. Se le asigna a todos los elementos sus propiedades correspondientes señaladas en las tablas 9.
- El primer procedimiento a realizar consiste en la colocación de las losas de fundación de las edificaciones vecinas, por lo cual se debe definir el material necesario para esto, el cual es concreto con las propiedades que se muestran en la tabla a continuación:

TABLA 4.11
PROPIEDADES DEL CONCRETO DE LAS LOSAS DE FUNDACIÓN

Propiedades	E	ν	γ_{bulk}
Concreto Armado	2.18E7 kN/m ²	0.15	24 kN/m ³

Fuente: Elaboración Propia

- Para crear los túneles, se deben anexar nuevos nodos a la malla ya generada y ubicarlos dentro del contorno de las figuras que faltan por rellenar de elementos. Estos nodos deben estar orientados de manera circular, por lo cual se aplica una opción específica del programa para estos casos, que permite insertar los nodos de la forma circular requerida colocando un radio interno (3 m) y un radio externo (3.3 m) correspondiente a una capa de recubrimiento que rodea cada túnel. Se debe insertar las coordenadas de cada centro el primero ubicado a la derecha de la malla C1(x=29,5m y=10,5m) y el segundo C2 (x= 39m y= 10,5m) Se crean los nuevos elementos completando entonces la malla.

- Hecho esto se debe definir el material del revestimiento empleado con las siguientes propiedades en condición drenada y que obedecen a un Modelo Elástico Isotrópico.

TABLA 4.12
MATERIAL DE REVESTIMIENTO

Propiedades	E (kN/m ²)	v	γ_{bulk} (kN/m ³)
Revestimiento	3 E6	0.16	23

Fuente: Elaboración Propia

- Se definen los bloques incrementales, correspondientes a cada fase seleccionada para visualizar mejor la secuencia del problema.

TABLA 4.13
FASES DEL PROBLEMA

	NOMBRE DE LA FASE	INCREMENTOS
FASE 1	In Situ.	
FASE 2	Excavación 1 (primer edificio)	15
FASE 3	Colocación losa de fundación 1	2
FASE 4	Aplicación de la carga 1	1
FASE 5	Excavación 2 (segundo edificio)	20
FASE 6	Colocación losa de fundación 2	2
FASE 7	Aplicación de la carga 2	1
FASE 8	Excavación túnel 1	50
FASE 9	Instalación del revestimiento 1	1
FASE 10	Excavación túnel 2	50
FASE 11	Instalación revestimiento 2	1

Fuente: Elaboración Propia

- Primeramente se realiza la excavación uno (1), en la cual se encuentra el sótano del primer edificio considerado, seguidamente en otra fase, es posible implementar la losa de fundación a la malla mediante el cambio de material de los elementos ubicados en el sitio preestablecido para la colocación de la misma. En dicha fundación se encuentra aplicada una carga distribuida de 285,12 kN/m² proveniente de la edificación. El mismo procedimiento se repite para la excavación 2 donde también se coloca una fundación directa y su respectiva carga actuante de 202,53 kN/m².
- Se llega a la “fase 7”, donde es necesario remover de la malla todos los elementos de suelo que conforman la sección circular donde debe ir el primer túnel. La capa de elementos que se dibujó en forma de anillo, se debe sustituir por el material definido para el recubrimiento en “la fase 8”

- En las fases posteriores se repite el procedimiento descrito pero ahora para la construcción del segundo túnel.
- Se fijan las condiciones de borde (fixities) tanto para la fase in situ como para el resto. Se recuerda que al colocarlas en la fase in situ el programa las implementa en las fases posteriores automáticamente. Se colocan fijaciones del tipo rodillo en todos los ejes verticales de los extremos (izquierdo y derecho), anulando los desplazamientos en el eje de las “x”, colocando articulaciones en todos los ejes del fondo ($y=0$) anulando los desplazamientos en ambas direcciones.

CAPÍTULO V

ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo, se presentan los resultados obtenidos de las corridas del programa basado en elementos finitos para cada proyecto señalados anteriormente, permitiendo simular en distintos aspectos la situación que se genera en ellos, tomando en cuenta que el programa arroja gran cantidad de salidas explicativas pero que sólo se presentarán los análisis de aquellas que se consideren más relevantes según sea el planteamiento realizado. A su vez se hace referencia del error de equilibrio vertical reportado por el programa el cual se recomienda no sobrepase el 5%, sólo en el caso del Cam Clay se permiten errores del equilibrio vertical vecinos del 10 %.

5.1.- Caso Terraplén de Precarga sobre suelo blando

El error de equilibrio vertical para este caso resultó cerca del 10 %. El origen de estos errores en el caso Cam Clay en el que se considera la consolidación del suelo, se genera por la toma de lapsos de tiempo (step times) entre la sollicitación y la iteración final, lo cual a su vez quiere decir que al tratar con casos que impliquen el empleo de la mecánica de suelos crítica, resulta indispensable utilizar un número de incrementos suficientemente grande para que el proceso de cálculo de la consolidación se vaya efectuando lentamente. Lo anterior indica que los lapsos de tiempo deben ser escogidos atendiendo rigurosamente a las características de consolidación (coeficiente de consolidación y coeficientes de permeabilidad del material Cam Clay).

Ayuda fundamentalmente a la escogencia de los lapsos de tiempos las lecturas que se obtengan de los excesos de presión de poros con los presiómetros de cuerda vibrante por cuanto dichas lecturas reportan valores instantáneos de los excesos de presiones de poros que a su vez dependen de la magnitud de la precarga. De aquí se deduce que método de los elementos finitos debe ser complementado con la instrumentación de los excesos de presiones de poros por cuanto del descenso de dichos excesos va a depender el comportamiento del suelo bajo la acción de las precargas.

En el caso que durante la observación instrumental de los excesos de presión de poros se demuestren que ellos son superiores a los reportados por la salida Duration Graph en puntos de integración que coincidan con la ubicación de presiómetros de cuerda vibrante, se deberá tener especial cuidado de no colocar precarga sin haber alcanzado al menos un 70 % de la consolidación principal (referencia Profesor Roberto Centeno Informe a Noel Ingenieros y asociados en el año 2004)

Es conveniente recordar que los terraplenes de precarga se utilizan especialmente, para consolidar el Cam Clay y lograr así un aumento significativo de su resistencia al corte, compatible con los esfuerzos de corte que van a ser transmitidos por las estructuras (torre grúa) que se colocarán en la superficie del terreno. La palabra compatibilidad significa que el factor de seguridad que se obtenga con la consolidación del terreno no resulte inferior a 1,30 lo cual equivaldría a un percentil de falla funcional

del orden del 2 %, al considerar la variabilidad del terreno en la vecindad de los puntos de integración.

Se colocaron 4 piezómetros de cuerda vibrante en el estrato de arcilla Cam Clay ubicado por debajo de las zonas donde van las grúas con la finalidad de obtener los excesos de presión de poros resultantes de aplicar la precarga, donde dichos valores estuvieron entre 25 kN/m² y 30 kN/m² de presión de poros. La malla de elementos finitos para la última fase en los puntos donde se colocaron los piezómetros arrojó valores entre 25 y 27 kN/m², los cuales son muy similares a los reportados por las mallas, ello quiere decir que para el momento en que se realizaron las mediciones piezométricas apenas se había alcanzado, aproximadamente un 30 % de la consolidación primaria. Habiendo transcurrido más de seis años desde que se colocaron la precarga hasta la fecha en la cual se iniciará la colocación de las grúas la malla de elementos finitos arroja un valor en el cual la presión de poros baja lo cual indica que se ha producido el 90 % de la consolidación, en la actualidad no se cuenta con lecturas piezométricas por cuanto las mismas no siguieron midiéndose por instrucciones de la empresa contratista.

En la siguiente figura se observa la malla deformada de este caso el cual permite visualizar como se desplazan los nodos que corresponden al lugar de la precarga, producto de la consolidación generada con el tiempo establecido en los lapsos de tiempo

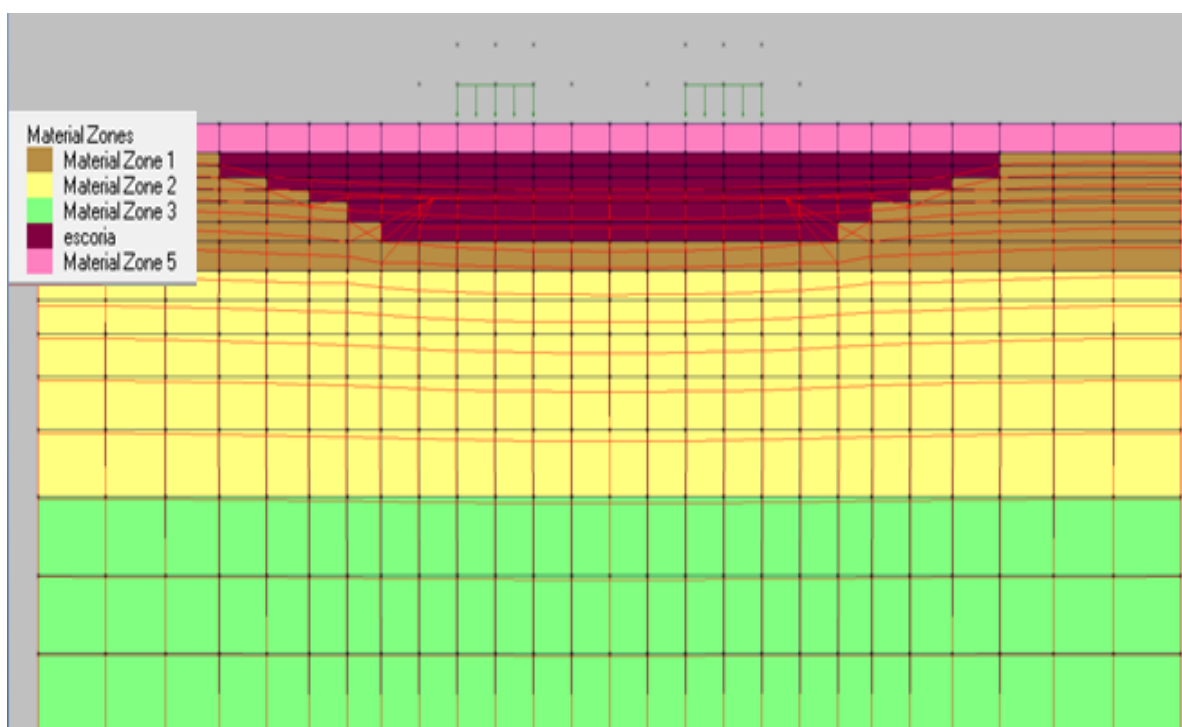


Figura 5.1. Malla deformada obtenida en la última fase del Caso Terraplén sobre suelo blando.

De igual manera también se visualizan mayores esfuerzos efectivos en el sitio de colocación de la escoria, tal y como se representa en la siguiente figura.

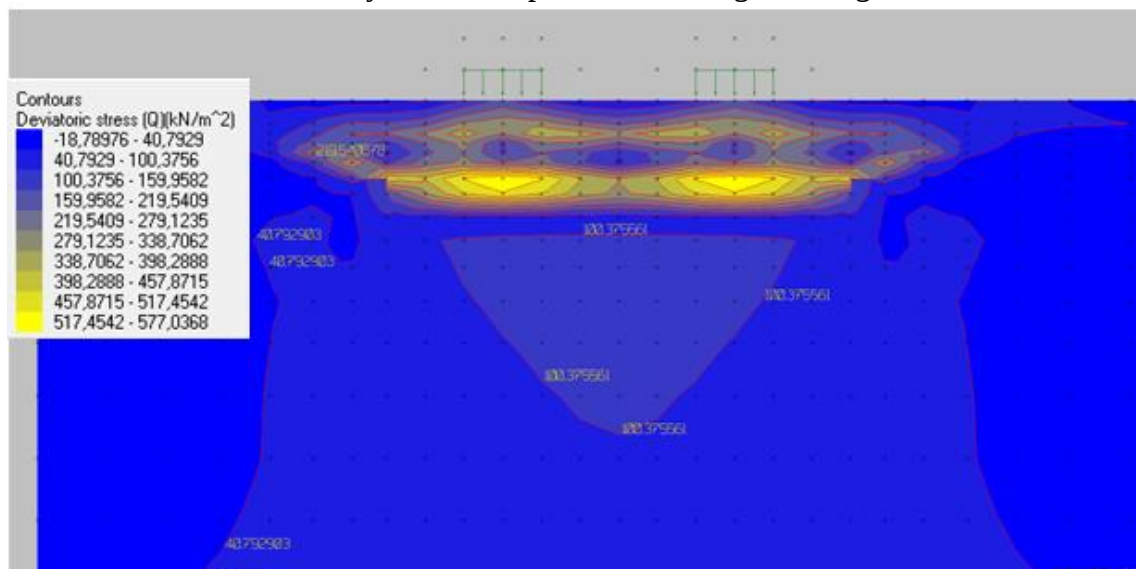


Figura 5.2 Diagrama de contorno de esfuerzos desviatorios del caso terraplén sobre suelo blando.

5.2.- Caso muro colado

El caso del muro colado correspondiente a la excavación del sector Parque central se presenta en este trabajo de grado con la finalidad de demostrar el efecto de una excavación vertical de 15 metros de profundidad en la vecindad de una estructura de 18 pisos con dos sótanos fundados sobre pilotes. El control de la estructura de la edificación se llevó a cabo mediante un inclinómetro colocado entre el muro colado y la fachada del edificio y una docena de dianas marca LEICA colocadas en la fachada norte y en la fachada este y oeste del edificio, las dianas sirvieron para detectar movimientos horizontales y verticales durante el proceso de excavación del foso una vez ejecutado la excavación y vaciado de los muros colados protegidos con lodos bentoníticos. Los resultados obtenidos con las mediciones en las dianas si bien son de carácter privado por solicitud del propietario del edificio no superaron los 3 mm en el piso superior, ello indica que el cambio de verticalidad fue 1/13000 aproximadamente, razón por la cual no se produjeron grietas ni fisuras en la edificación.

El equilibrio vertical obtenido al correr el programa para este caso resultó inferior del 4,1 % para todas las fases consideradas por lo cual se procedió a verificar algunas de las gráficas de salidas que permiten visualizar lo que ocurre al realizarse las excavaciones pronunciadas, y observar de que manera actúan los puntales sobre las paredes de dichas excavaciones.

Por medio de la gráfica de la malla deformada se observó hacia donde se desplazan los nodos después de ocurrida la perturbación en el suelo, notando que existe una ligera deformación de la malla hacia los costados del muro debido al movimiento

que ocurre en las paredes producto de modificar drásticamente la geometría inicial principalmente por las excavaciones. Las líneas rojas representan los ejes desplazados.

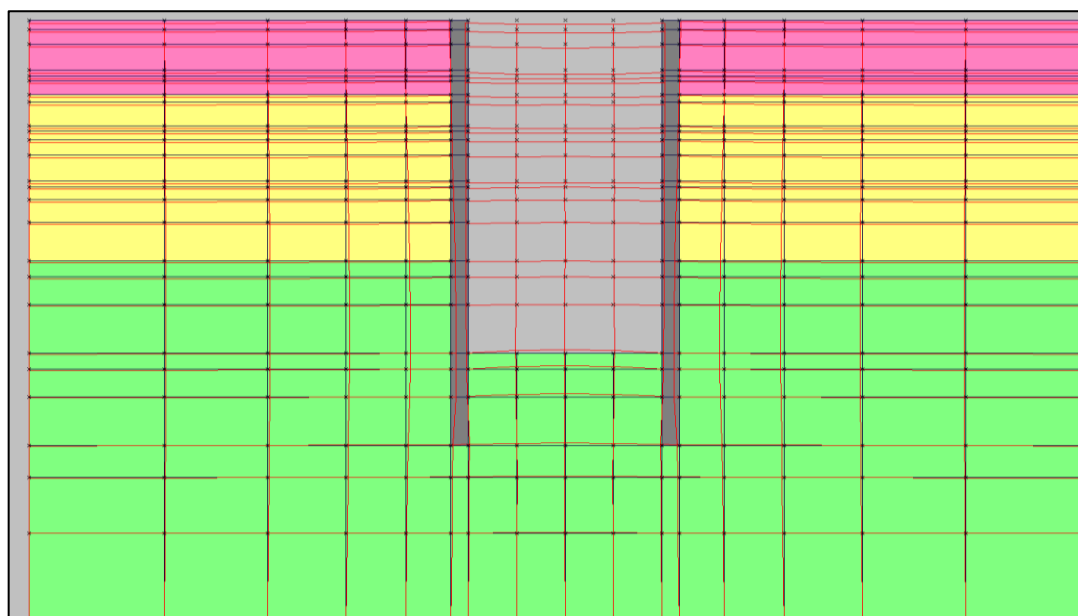


Figura 5.3 Malla deformada del caso 2 Muro Colado

De igual forma se observa la dirección de dichos movimientos en la malla, a través de vectores como se muestra en el anexo 2, indicando mayor movimiento hacia la zona de perturbación es decir donde se colocan los muros y se realiza la excavación. Se nota un poco que el tope de la excavación baja y el fondo de la misma tienden a subir.

Para este caso es de gran utilidad observar el efecto de tanto los esfuerzos desviatorios como las deformaciones unitarias desviatorias que se producen en la fase final de excavación, a través de diagramas de contornos. Este tipo de diagrama demuestra el efecto de la perturbación que se ha realizado debido a todos los procedimientos efectuados.

En la figura correspondiente a los esfuerzos desviatorios se distingue una mayor concentración de éstos en las zonas cercanas a las esquinas de la excavación. El área en amarillo se encuentra un máximo de 20, 73 kg/cm² para todos los incrementos considerados. En las zonas donde actúan los puntales también se refleja cierta concentración de esfuerzos debido a la fuerza ejercida por estos sobre las paredes para sostenerlas.

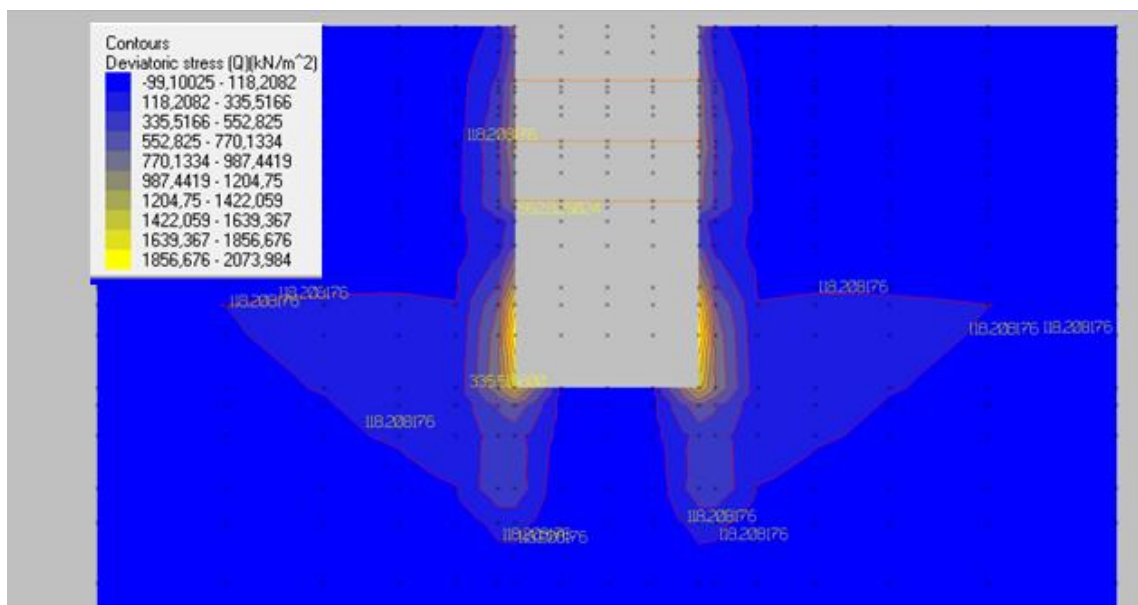


Figura 5.3 Diagrama de contorno de los esfuerzos desviatorios del caso Muro Colado

En el diagrama de contorno correspondiente a las deformaciones unitarias desviatorias (deviatoric Strain) se resalta claramente una mayor deformación del suelo en la zona posterior al fondo de la excavación. Se observa también efecto cerca de las esquinas de la excavación a los costados de ambos muros. (Ver anexo 2).

El levantamiento del fondo de la excavación reportado por la malla de elementos finitos del caso de los muros Colados de la estación Parque Central no correspondió a los valores reportados por los tasómetros. La diferencia es muy probable que se deba a que los parámetros utilizados para representar el modelo de falla del suelo fueron obtenidos en el laboratorio y que el ensayo triaxial utilizado para tal fin no empleó la trayectoria de esfuerzos correspondiente a descarga de fondo (disminución del esfuerzo principal σ_1 y mantenimiento del esfuerzo principal σ_3). Esta situación es cada vez más frecuente en los estudios geotécnicos que se utilizan para el metro de Caracas, por cuanto al ordenar los ensayos triaxiales no se establece la trayectoria de esfuerzo que es aplicable al caso. Ello se debe a que muy pocos laboratorios están equipados con celdas triaxiales en las cuales es posible reducir el esfuerzo principal mayor σ_1 manteniendo el esfuerzo principal menor constante, el equipo requerido para ello, es un brazo de palanca, equipo este que permite ir variando la carga vertical colocada en el brazo de palanca para ir reduciendo el valor de la misma. Este tipo de ensayo es lo que se denomina control de esfuerzos diferente a lo que normalmente se utiliza como control de deformaciones unitarias. Originalmente se pensó que el levantamiento del fondo reportado por la malla de elementos Finitos podría deberse a una subpresión causada por la depresión del nivel freático y falta de longitud de empotramiento de los muros colados, sin embargo en ningún momento se observó empozamientos de agua ni burbujeo en el fondo de la excavación con lo cual se descartó dicha suposición y se consideró que la profundidad de empotramiento resultó suficiente. Se reitera la creencia relacionada con la utilidad de los métodos de campo para obtener la resistencia in situ del terreno, así como su módulo de elasticidad y su valor K_0 .

Los momentos flectores y fuerzas cortantes obtenidos con la aplicación de elementos finitos tipo viga (beam element) y los tipos barra (bar element) para los puntales indicaron que dichos valores eran perfectamente aceptables por las dimensiones del muro y puntales por cuanto no se produjo agrietamiento ni fisuración de los mismos.

La razón de la colocación de puntales en la estación de puntales no fue otra que la existencia de los sótanos del parque central y de los edificios aledaños. Se seleccionaron los nodos a lo largo del túnel dando como resultado desplazamientos horizontales de 3,2 cm como máximo mientras que los inclinómetros arrojaron valores de un máximo de 2 cm, sin embargo las mediciones fueron cercanas.

5.3.- Caso Túnel de Sección circular y Fundación directa

El equilibrio vertical obtenido al correr el programa resultó inferior del 3,9 % para todas las fases consideradas encontrándose dentro del rango de aceptación para este tipo de error, por lo cual se procedió a verificar algunas de las gráficas de salidas que permiten visualizar lo que ocurre al construirse ambos túneles y al mismo tiempo la incidencia de las cargas de las fundaciones de las edificaciones sobre el suelo.

Por medio de la gráfica de la malla deformada se observó ligeramente como se desplazan los nodos luego de llegar a la fase de excavación del segundo túnel. En la figura 5.4 se observa que aún el túnel no posee su recubrimiento por lo cual el suelo ejerce presión sobre el mismo deformándolo y se distingue como baja el suelo hacia el túnel y se reduce su sección. Esta observación es netamente teórica por cuanto durante el proceso de excavación del túnel se van colocando segmentos de anillos de concreto, cuya resistencia a la compresión supera los 500 Kg/cm² y están dotados de sellos de goma para impedir la infiltración del agua hacia dentro del túnel. Tales segmentos son fijados entre sí por tornillos de alta resistencia y empujados contra el terreno empleando gatos hidráulicos de más de 50 toneladas de capacidad.

Una vez colocados los segmentos de anillos a medida que avanza la excavación del túnel se procede a realizar una inyección de mortero denominada inyección primaria con la finalidad de que queden obturados cualquier vacío entre la cara exterior del anillo y la tierra. Este proceso permite que las medidas de convergencia que se realizan dentro del túnel generen valores que difieren notablemente de los que genera la malla de elementos finitos que para nada toma en cuenta los procesos de ganeo e inyección (ver anexo 6). Por otra parte como ya se ha expresado anteriormente en otros capítulos de este trabajo, para nada se toma en cuenta en el método de 2D la fuerza de balanceo de frente para evitar derrumbes del techo del túnel y entrada excesiva de tierra hacia los transportadores. Este proceso conocido como Earth Pressure Balance EPB es el más utilizado en la actualidad en los procesos de excavación en los túneles y limitan notablemente los asentamientos que se producen por encima del techo del túnel afectando la rasante de calles y avenidas.

Por las razones antes expuestas los descensos de la superficie reportados por el método 2D de SAGE CRISP no corresponden con lo observado con los tasómetros los cuales reportan hasta un 75 % menor que los reportados por la malla de elementos finitos. En la tabla 5.1 se muestran los desplazamientos de los nodos correspondientes a la cazada

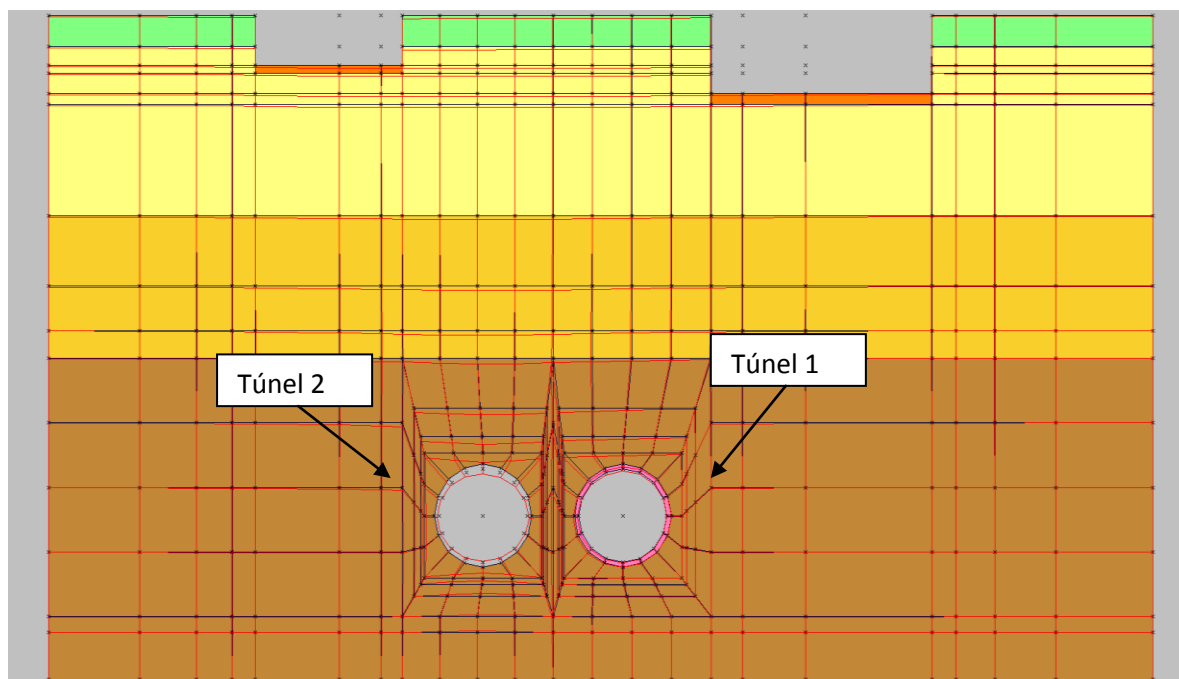


Figura 5.4 Malla deformada del caso túneles de sección circular y colocación de fundaciones superficiales

En los anexos 3 se muestra la gráfica de deformación unitaria desviatoria concentrándose más de estos esfuerzos alrededor de ambos túneles en especial a los lados de los mismos, en el orden de 4 %, posiblemente debido a la gran perturbación en suelo producto de implantar los túneles y realizar la respectiva excavación de cada uno para su construcción. También se observa deformación en las esquinas de las fundaciones directas de las dos (2) edificaciones consideradas para este estudio. Así mismo en el Anexo 3, se encuentran más gráficas de salidas que permiten visualizar lo que ha producido la simulación de este proyecto.

TABLA 5.1
DESPLAZAMIENTOS NODALES CORRESPONDIENTES A LA CALZADA

Variable X	Coordenada X (valor nodal)
Variable Y	Desplazamiento vertical (valor nodal)
X	Y (m)
24	-9,68E-02
26,563	-9,18E-02
29,125	-9,11E-02
31,688	-9,02E-02
34,25	-8,77E-02
36,938	-8,33E-02
39,625	-7,78E-02
42,313	-7,27E-02
45	-6,94E-02

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO VI

INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA Y ESTRUCTURAL DE LOS CASOS INCLUIDOS EN EL TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

Como ya se ha explicado en capítulos anteriores del presente trabajo, la simple aplicación del método de los elementos finitos para simular y representar trabajos de ingeniería geotécnica no es suficiente, pues son varias las simplificaciones que es preciso hacer para representar la zona de trabajo mediante una malla de elementos finitos, ya sea que dicha malla sea estructurada o no estructurada. Por otra parte la escogencia del modelo al cual se asemejaría el suelo y su geometría no son exactos ni precisos.

Las imprecisiones provienen de la falta de horizontalidad de los estratos en los que se divide el área de trabajo, pues algunos de estos estratos llegan a ser ligeramente inclinados y no todos ellos tienen un mismo espesor, como se puede observar en cualquier planilla de perforación que represente una sección transversal o longitudinal del área de trabajo. En muchos casos se presentan bolsones de material que no son fáciles de representar en la malla, aunque con un esfuerzo considerable sea posible lograr cierta similitud.

Las mismas propiedades físico mecánicas asignadas a cada uno de los materiales aginados a los súper elementos o a los elementos finitos están supuestas a variaciones con respecto a la condición no perturbada, pues a pesar del cuidado que se tenga con la toma de los testigos, empleando los aditamentos más adecuados para cada caso (Shelby, Tubo Denison, Saca muestras Bishop)¹³ siempre queda pendiente lo relativo al manejo del testigo entre el sitio de toma y el sitio de ensayo; además de las perturbaciones que ocurren durante el traslado de los especímenes para ser montados en el equipo de ensayo.

Uno de los factores más importantes en el caso de la manipulación de los testigos extraídos del subsuelo es lo relativo a la pérdida de la humedad natural, por cuanto muchas veces el tallado se hace sin la protección de una cámara húmeda que garantice como mínimo un 98 % de humedad relativa en el área de trabajo. Cuando tal situación ocurre, el testigo pierde humedad y gana resistencia al corte, por pasar de una condición de suelo totalmente saturado a una condición de suelo parcialmente saturada, en la que la succión matriz juega un papel importante en la resistencia al corte del espécimen.

La forma más adecuada de disminuir al máximo este tipo de error es mediante el empleo de los ensayos “in situ”, utilizando para tal fin los aparatos apropiados, tales como el presiómetro autoperforante de Menard, el piezocono, el cono Holandés o el Dilatómetro de Marchetti. Lamentablemente este tipo de equipo es muy escaso en Venezuela y muchos taladros exploratorios están realizados con la cuchara partida y el método Estándar de penetración, bien conocido por todos los geotecnistas como Ensayo SPT.

¹³ Referencia bibliográfica [1]

Por todas las consideraciones antes expuestas resulta imprescindible que los trabajos en los que sea necesario emplear el método de los elementos finitos para simular cada una de las fases constructivas: excavaciones, colocaciones de muros colados, colocaciones de tirantes de anclaje, inclusión de mallas de refuerzo de bloques de tierra, puntales o terraplenes de precarga; estén complementados con la colocación cuidadosa de instrumentos de medición de campo que permitan obtener el desplazamiento de los nodos de la malla en tiempo real y con la precisión que permita el aparato empleado para tal fin.

Los descensos superficiales del terreno ocasionados por excavaciones de túneles por debajo de calles o avenidas principales permiten ir midiendo los asentamientos superficiales a medida que el trabajo de excavación y refuerzo con costillas o con anillos avanza. Esto permite ir controlando en el sitio los referidos asentamientos para compararlos con los que reporta el método de los elementos finitos.

Los movimientos horizontales de los nodos en un corte vertical efectuado en la malla son comprobados por medidas realizadas con inclinómetros, los cuales operan midiendo cambios de inclinación que se produzcan en un torpedo cuya longitud es fija, el cual se va movilizand dentro de un tubo de metal dúctil que lleva cuatro ranuras verticales y perfectamente paralelas obtenidas por proceso de extrusión en fábrica. La integración de todos los cambios de inclinación obtenidos a medida que se moviliza el torpedo dentro del tubo genera los movimientos horizontales, por cuanto las distancias entre medidas son fijas. De esta manera se puede comprobar si una línea vertical de nodos de la malla ha sufrido desplazamiento, aportando a la vez la magnitud y el sentido de dicho desplazamiento. El empleo de los inclinómetros¹⁴ es muy útil para verificar los movimientos horizontales que se llegan a producir durante la excavación de sótanos protegidos temporalmente por muros colados y las deformaciones que se producen alrededor de túneles de cualquier sección que sean excavados bajo la superficie del terreno.

El empleo de piezómetros de cuerda vibrante es de suma utilidad para ir midiendo en tiempo real los excesos de presión de poro que se producen durante las diferentes fases de la construcción, y en especial en el caso del control del tiempo de consolidación de un estrato sometido a precarga.

Todos los ejemplos que se presentan en este trabajo especial de grado han sido verificados con instrumentos colocados en sitios adecuados de trabajo, especialmente cuando las excavaciones han sido realizadas en calles o avenidas de importancia por su alto tráfico de vehículos o por su cercanía a edificaciones importantes, cuyo comportamiento estructural debe ser verificado a medida que avanza el trabajo de excavación o de construcción de túneles, por cuanto es de suponer que cualquier desperfecto que produzca el trabajo de excavación en las estructuras de edificios vecinos deberá ser reparado por quien lo ha causado.

Las mediciones instrumentales que van anexas a cada uno de los ejemplos y que se reportan en el presente trabajo de grado han sido obtenidas con el debido permiso de

¹⁴ Referencia bibliográfica [6]

los propietarios de la obra en construcción, como es el caso de la C.A. Metro de Caracas, las cuales estuvieron a cargo de la competente actuación de los ingenieros Janos Garami y Gladys Achurra, quienes fueron miembros del departamento de instrumentación de la Gerencia de Construcción de la obra. Por razones de protección de la confidencialidad de la información, se han omitido el nombre de las edificaciones vecinas instrumentadas.

En varios edificios se colocaron fisurómetros, para hacer el seguimiento de fisuras o grietas en paredes y en miembros estructurales e inclinómetros superficiales apoyados sobre platos de cerámica para detectar cambios angulares en sus miembros estructurales. Estas mediciones no se reportan en el presente trabajo por ser información de tipo confidencial propiedad de quienes poseen los edificios instrumentados.

En algunos casos fue necesario recurrir a la cementación del terreno con compuestos de silicón mezclados con agua y cemento portland, con la finalidad de aumentar el módulo de Young de las capas superficiales arenosas o limo arenosas.

En otros casos, como los túneles complementarios construidos entre Palo Grande y El Silencio para unir las líneas dos y uno fue necesario ejecutar sombrillas de pilotines tubulares de acero de alta resistencia para proteger el techo de los túneles y evitar el hundimiento de la Avenida San Martín.

Los gráficos que se incluyen en el presente trabajo son reales y muestran las pequeñas diferencias que existen entre los desplazamientos medidos con los instrumentos de campo y los reportados por el método de los elementos finitos. Estos gráficos muestran en los apéndices destinados a reportar las data de instrumentación obtenida en la obra y van montados en la malla de elementos finitos para poder visualizar la diferencia entre lo estimado y lo medido.

Como bien se puede apreciar en los gráficos comparativos, la diferencia entre lo medido y lo estimado es pequeña, con la condición de que se trata de un problema de DEFORMACIÓN PLANA; es decir que no estén presentes problemas asociados con tridimensionalidad, como es el caso de las esquinas de las excavaciones en los sótanos, las curvas pronunciadas en los túneles o cuando las mediciones instrumentales se realizan en el fondo de excavaciones vecinas a elementos estructurales perpendiculares a los que representan deformación plana, como es el caso de los muros colados de cabeza de fosos por donde se introducen las máquinas de perforación de túneles conocidas como TOPAS o TBM.

El programa 2D de SAGE CRISP no permite simular la presión de tierra que se ejerce en el campo para contener el frente de excavación en los túneles, por tratarse de una medición que se realiza en un eje perpendicular a los ejes de la deformación plana. El programa SAGE CRISP de 3d si permite realizar esta tarea, simulando lo que se denomina EARTH PRESSURE BALANCE (EPB). Lamentablemente este programa tiene un costo muy elevado para ser adquirido para trabajos especiales de grado y por otra parte, Venezuela ha preferido encargar este tipo de trabajo a empresas extranjeras que se ocupen de procesar data de campo en tres dimensiones, cobrando por trabajo y depreciando el costo del programa en varios trabajos que realizan para diferentes países.

En todo caso, Venezuela ha sacado mucho provecho al permitir que sus oficinas de ingeniería geotécnica puedan trabajar con el programa SAGE en 2D, pues ha entrenado ingenieros y estudiantes para operar una herramienta que le permite conocer a priori cual será el comportamiento más desfavorable del proyecto.

Modernamente se cuenta con las estaciones totales de topografía operadas con rayos laser con controles muy precisos de temperatura para visualizar diana colocadas en edificios altos. Ello tiene la finalidad de determinar desde un punto de coordenadas geográficas y cota conocida sobre el nivel del mar debidamente apoyado por la dirección de Cartografía Nacional del instituto cartográfico Simón Bolívar. Este trabajo permite apreciar en milímetros los movimientos horizontales y o verticales de los centros de las dianas. Esta metodología está disponible en la oficina del tutor en el año 2009 y ha reportado excelentes resultados en los casos de la línea 4 del metro de caracas y en especial en el caso del edificio.

Con la finalidad de demostrar la fiabilidad del método de los elementos finitos en el caso de los ensayos de laboratorio se realizó un ensayo de consolidación unidimensional en kaolin puro obteniéndose resultados muy similares entre los reportados por el método de la malla de elementos finitos y el ensayo resultado en laboratorio. Finalmente en el caso del terraplén de precarga ejecutado con escoria de alto horno en el astillero de Puerto Ordaz ubicado en la margen derecha del río Orinoco se pudieron simular satisfactoriamente los tiempos de consolidación requeridos para lograr un resistencia al corte en suelo Cam Clay que fuera capaz de soportar sin presentar falla funcional al colocar la grúa que produce una carga excepcional sobre la fundación de escoria y cargas laterales de importancia sobre una cortina de pilotes ubicada en la margen del río, donde atracan las embarcaciones que se utilizan que se fabrican en el astillero. Entre los días 12 y 14 de marzo del 2011 se efectuará el primer movimiento de la grúa que impondrá las cargas excepcionales sobre la fundación y se llevará a cabo el proceso de mediciones instrumentales para determinar el comportamiento in situ de la escoria a medida que la escoria se desplaza sobre la misma.

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1.- Las conclusiones que se derivan son las siguientes:

- El Programa SAGE CRISP en su versión 5.3 para dos dimensiones representa satisfactoriamente el comportamiento de todos los ejemplos resueltos, siempre y cuando el usuario tenga presente las limitaciones que imponen la determinación de los parámetros en muestras obtenidas en el campo trasladadas a laboratorio y ensayadas en el mismo.
- La ejecución de los ensayos de laboratorio y en especial de los ensayos triaxiales debe ser pautadas atendiendo a las trayectorias de esfuerzos representativas de las diferentes fases de construcción. Ello implica el uso adecuado de equipo de laboratorio no siempre disponible en todos los laboratorios del país.
- Los resultados obtenidos en los terraplenes de precarga han indicado inequívocamente que los ensayos in situ realizados con el cono holandés proporcionan parámetros de diseños superiores a los que reportan los ensayos en laboratorio. Solamente ambos tipos de ensayo pudieran llegar a ser comparables si el equipo es adecuado y los operadores están suficientemente entrenados, sugiriéndose que los ensayos triaxiales sean ejecutados por ingenieros geotécnicos y no por técnicos de laboratorio.
- Para el caso de los suelos sometidos a consolidación resulta sumamente importante realizar varias pruebas de permeabilidad in situ para determinar un valor razonable del coeficiente de permeabilidad horizontal del suelo. En el caso de la permeabilidad vertical conviene realizar un mínimo de 10 ensayos de consolidación unidimensional en muestras no perturbadas obtenidas por ejemplo, con tubos Shelby con la finalidad de obtenerlo fundamentándose en los valores c_v , a_v , m_v y la relación de vacíos (e). El valor a escoger para la permeabilidad vertical debe ser el valor promedio de los valores obtenidos, más o menos dos desviaciones estándar realizando corridas para un mínimo de 6 valores de la permeabilidad vertical.
- Como se ha demostrado el programa bidimensional no puede tener consideración elementos constructivos de túneles como la presión aplicada a los segmentos de anillos por medio de gatos hidráulicos ni a la inyección primaria.

- Por tratarse un programa de dos dimensiones no es posible simular la presión de balanceo, lo cual ayuda notablemente a disminuir los asentamientos por encima del túnel.
- El empleo del programa SAGE ya sea en dos (2) o tres (3) dimensiones al igual que otro programa como PLAXIS debe ser completados con mediciones instrumentales por cuanto la heterogeneidad del suelo representa una limitante importante al establecer el modelo de falla y los parámetros correspondientes a los elementos de la malla.
- Finalmente, pese a la alta calidad de los programas de elementos finitos ellos nunca pueden sustituir el juicio del ingeniero geotécnico especialista en la materia y por lo tanto constituyen herramientas muy valiosas que deben ser empleadas con suma prudencia.

7.2.-Recomendaciones:

Por todo lo reportado en el presente trabajo de grado y vista la conveniencia del empleo de los Métodos de Elementos Finitos en la geotecnia con el debido juicio del ingeniero especialista se recomienda:

- Incursionar en el empleo de los programas en 3 dimensiones aplicándolos de forma conjunta con los de 2 dimensiones para poder analizar adecuadamente el aporte de cada uno de ellos a la calidad de la solución
- Se recomienda la incorporación de la materia Elementos Finitos en geotecnia para ser dictada en el último semestre de la carrera, por cuanto ello permite al estudiante de ingeniería graduarse con un conocimiento bien avanzado de la utilidad de los métodos de integración numérica para la integración de problemas complejos.
- Emplear los métodos de exploración fundamentados en los equipos especiales tales como el cono holandés, el piezocono, el presiómetro de Menard o el dilatómetro de Marchetti.
- En el caso de utilizar en ensayo SPT para derivar valores tales como el módulo de Young y el coeficiente de Poisson del suelo se recomienda seguir lo que señalan la ASTM para la ejecución de dichos ensayos y

realizar cualquier correlación reduciendo el valor de golpes obtenidos en el campo, con la energía que le corresponda al equipo utilizado.

- Finalmente el uso de los programas de elementos finitos sin el debido aporte y apoyo de la instrumentación de campo puede traer resultados no cónsonos con la realidad.

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA

LIBROS

- [1] BISHOP AND HENKEL. (1962). *The triaxial test*, publicado. Imperial College. Londres
- [2] CENTENO WERNER, ROBERTO. (2006). *Notas de clase en el Curso de Postgrado sobre Mecánica de Suelos Avanzada*. Departamento de Ingeniería Vial de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela.
- [3] CERROLAZA, MIGUEL. (2007). *El método de los elementos finitos para ingeniería y ciencias aplicadas: teoría y programas*. Universidad Central de Venezuela Consejo de Desarrollo Científico y Humanístico.
- [4] CHANDRAN S DESAI Y JOHN T, CHRISTIAN. (1977). *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. Mg Graw- Hill Book Company, Mc Graw & Hill Company.
- [5] CRISP 2D. (2008). *Geotechnical finite element analysis software. User Manual and Technical Reference manual*.for use with CRISP version 5. The CRISP Consortion.
- [6] DIGITILT DATAMATE & DMM Software. (1994). *Geotechnical & structural instrumentation*. SLOPE INDICATOR.
- [7] GEOKON. (1996) *Instruction Manual. Model 1600 tape extensometer*. USA.
- [8] GARCIA FOMÓNS, JOSÉ MARIA. (1982). *El método de los elementos finitos en la ingeniería de estructuras*. BOIXAREU EDITORES.
- [9] GONCALVES, RAÚL. (2008). *Introducción al Análisis de esfuerzos*. Tercera edición. Editorial Equinoccio Universidad Simón Bolívar. Venezuela.
- [10] LAMBE, WILLIAM. (1960). *Soil testing for engineers*. The Massachusetts Institute of technology. New york. John Wiley & Sons,inc. London.
- [11] T.J. LARDNER – R.R. ARCHER (1996). *Mecánica de Sólidos*. Mc. GRaw Hill. Primera Edición en español. México.
- [12] ORTIGAO, ALBERTO. (1995). *Soil Mechanics in the Light of Critical State Theories*. Universidad de Río Janeiro, Brazil, Balkema editores Rotterdam, Holanda.

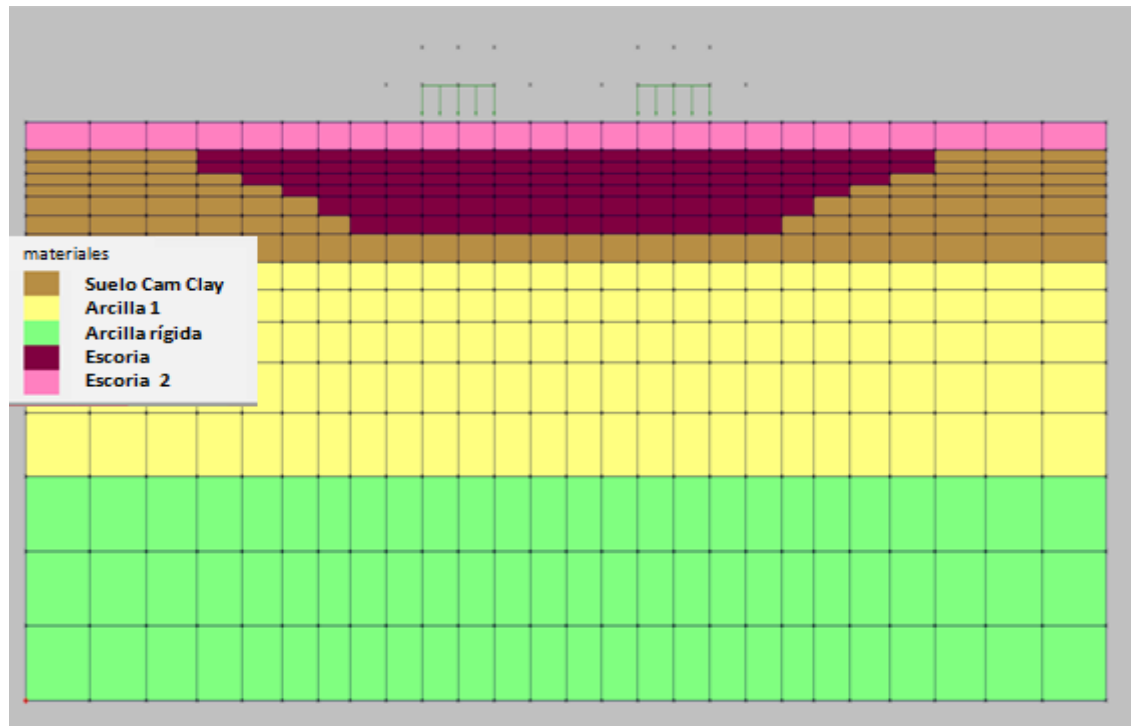
- [13] PÉREZ GUERRA, GUSTAVO. (1982). *Selección de artículos de Ingeniería geotécnica*. Volumen editado por la sociedad Venezolana de Mecánica del Suelo e Ingeniería de Fundaciones.
- [14] TIRUPATHI R. CHANDRUPATLA Y ASHOK D. BELEGUNDU. (1999). *Introducción al estudio del elemento finito en ingeniería*. Segunda edición. Prentice Hall. Pearson .México.
- [15] ZIENKIEWICZ, OC. *El método de los elementos finitos*. Editorial Reverté s.a. Edición en español 1980 impreso en España.

MEDIOS ELECTRÓNICOS

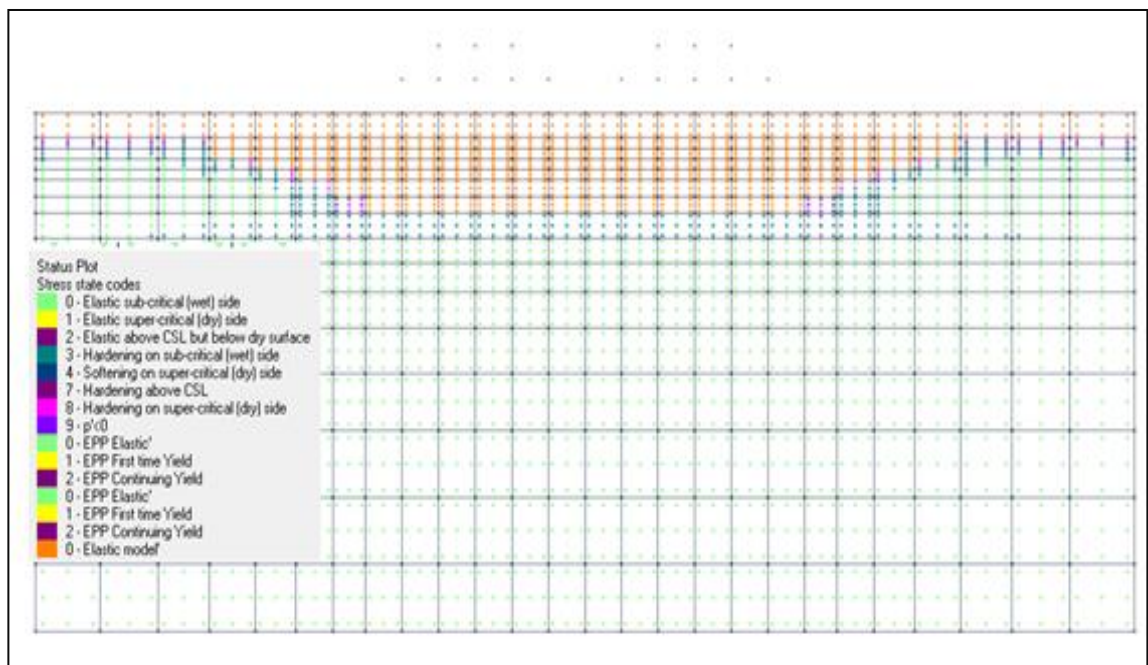
- [16] BARRACHINA MIR, SERGIO. (1999). *Historia y Evolución de la Informática*, [en línea]. Recuperado el 12 de noviembre del 2010 de página de internet
<http://www.jimenez.ruiz.es/historia>.
- [17] GANDELSMAN, MARINA. (1999) *Strain Energy Project*, [en línea]. Recuperado el 10 de enero del 2011 de página de internet
<http://emweb.unl.edu/Mechanics-Pages/Marina-Gandelsman/strain.html>.

ANEXO 1

CASO PRECARGA SOBRE SUELO BLANDO



Última fase del caso terraplén sobre suelo blando



Estados de Esfuerzos en la malla

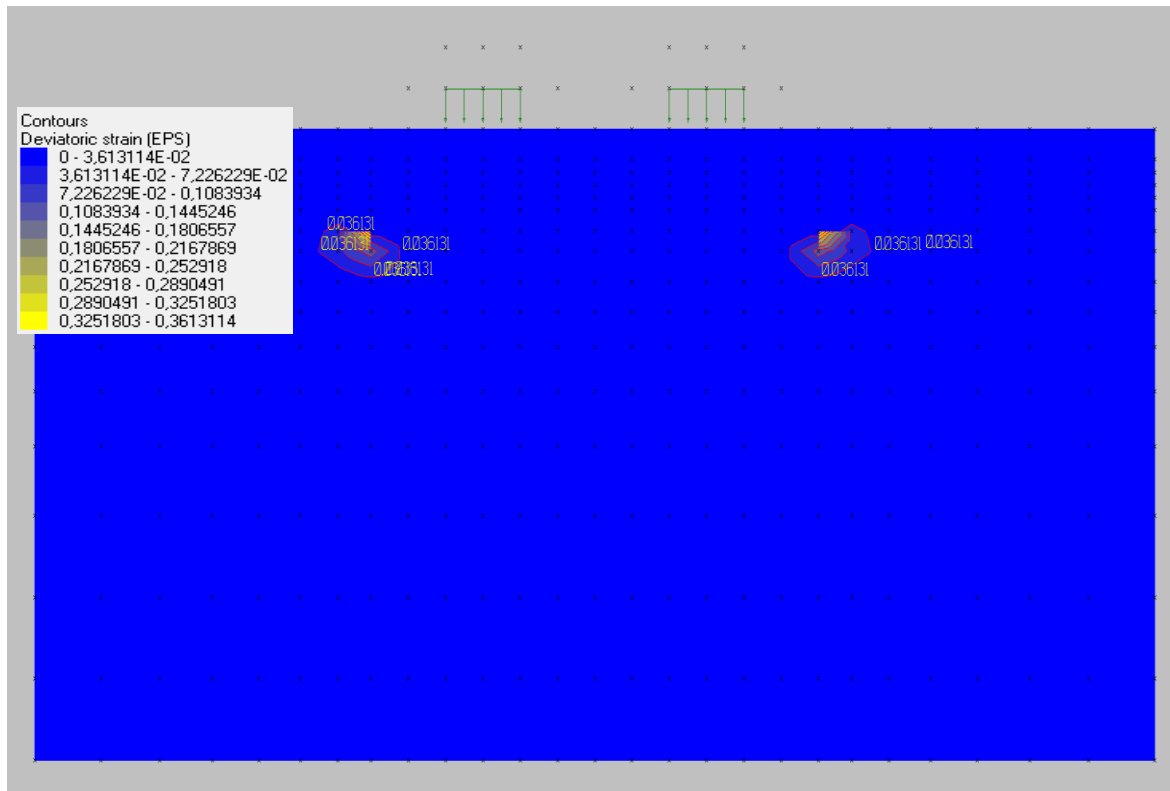
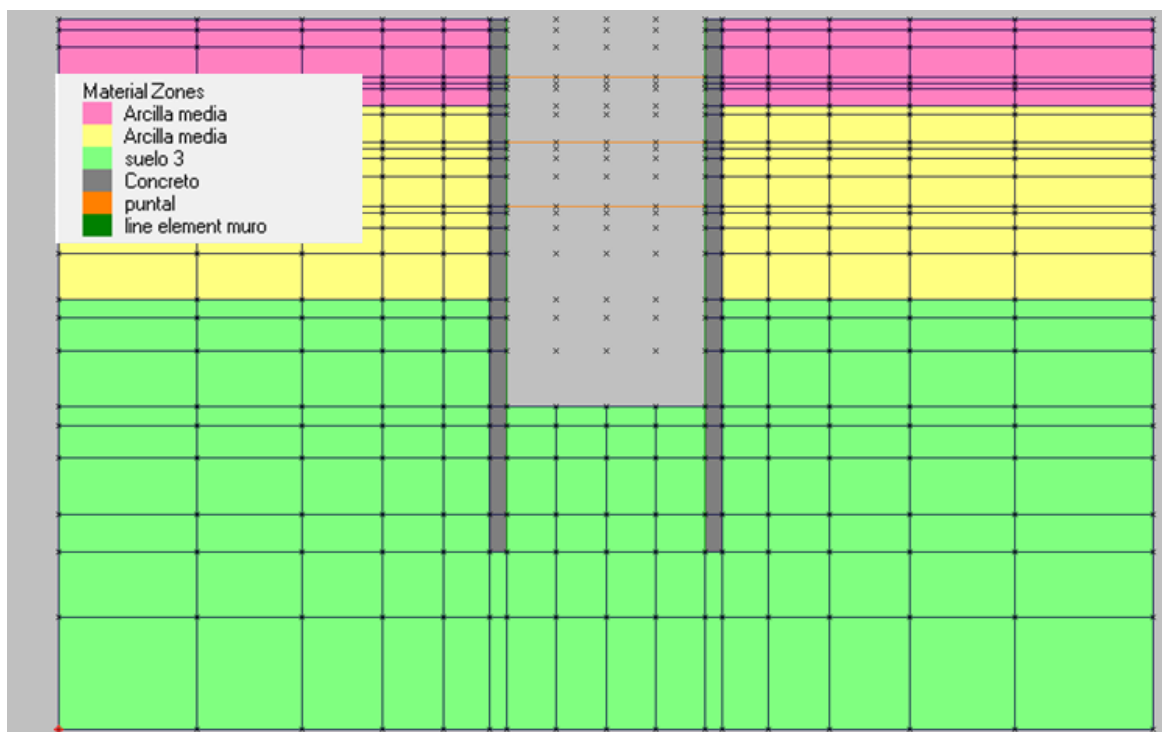


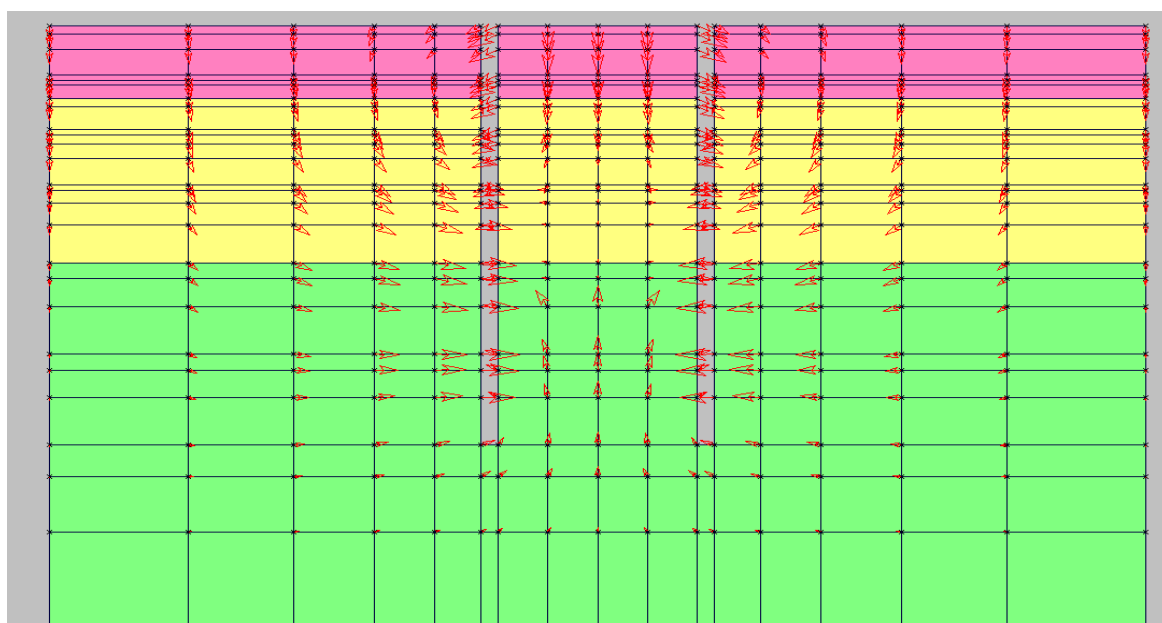
Diagrama de contorno de deformación unitaria

ANEXO 2

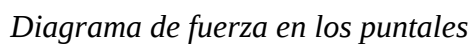
CASO MURO COLADO



Última fase del caso muro colado



Vectores de desplazamientos en la malla

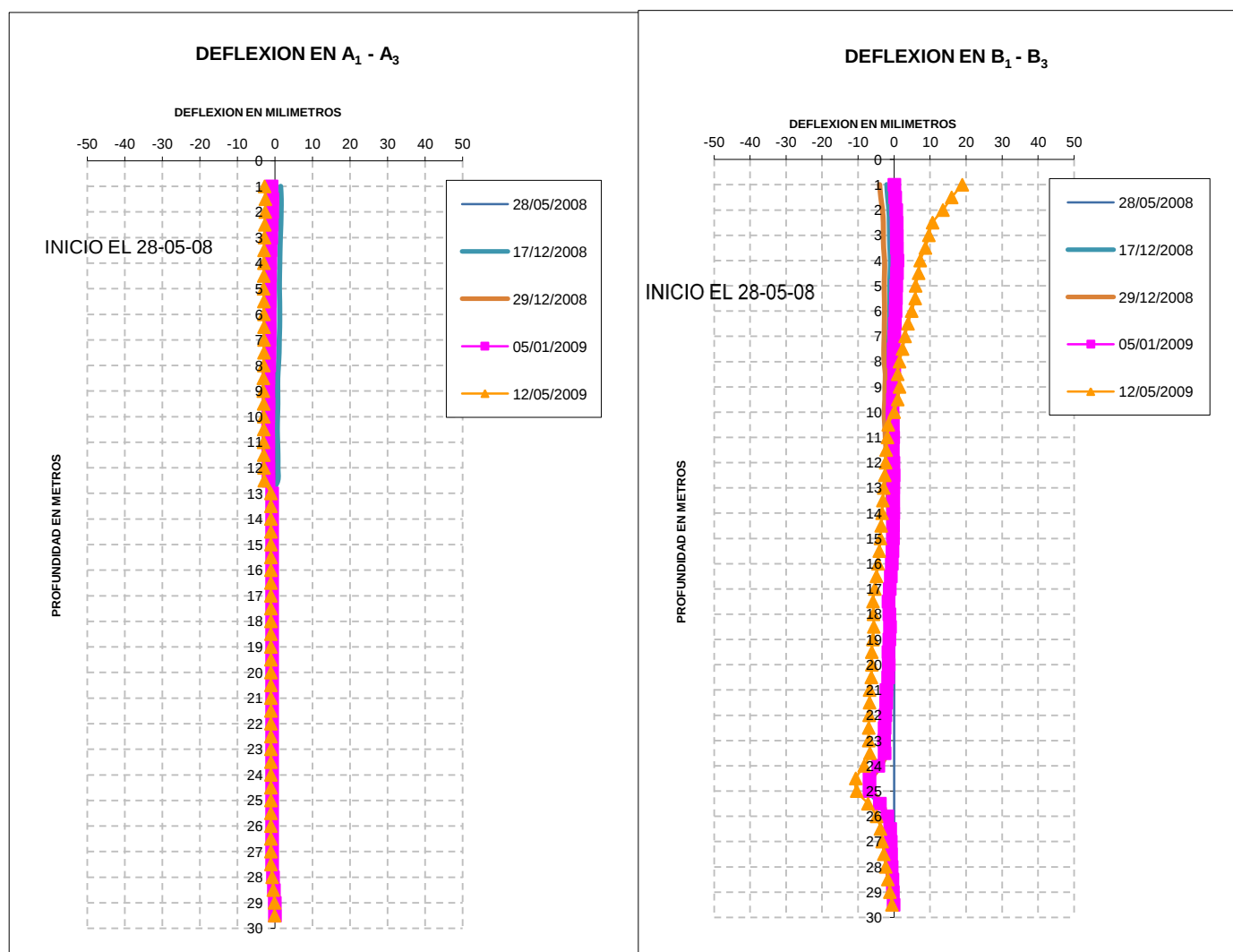
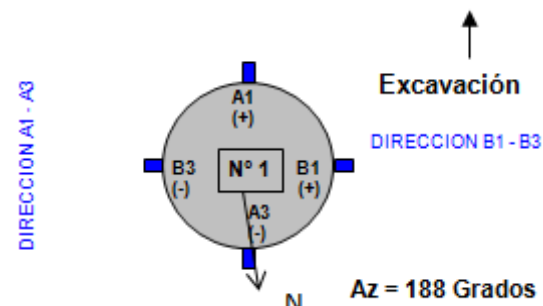


MEDIDAS DEL INCLINÓMETRO PARA EL CASO MURO COLADO

CENTENO-RODRIGUEZ Y ASOCIADOS, S.C
Ingenieros Consultores

CROQUIS INDICATIVO DE LA POSICION DEL INSTRUMENTO

OBRA: Metro de Caracas.
UBICACION: Parque Central
CLIENTE: Constructora Norberto Odebrecht C.A.
COTA TOPE INC.: 869.336 m.
COTA TOPE EXC.: 839.336 m.
INCLINÓMETRO: 1
OBSERVACIONES: Período: 28/05/08 al 12/05/09



ANEXO 3

**CASO TÚNELES DE SECCIÓN CIRCULAR Y COLOCACIÓN DE
FUNDACIONES SUPERFICIALES**

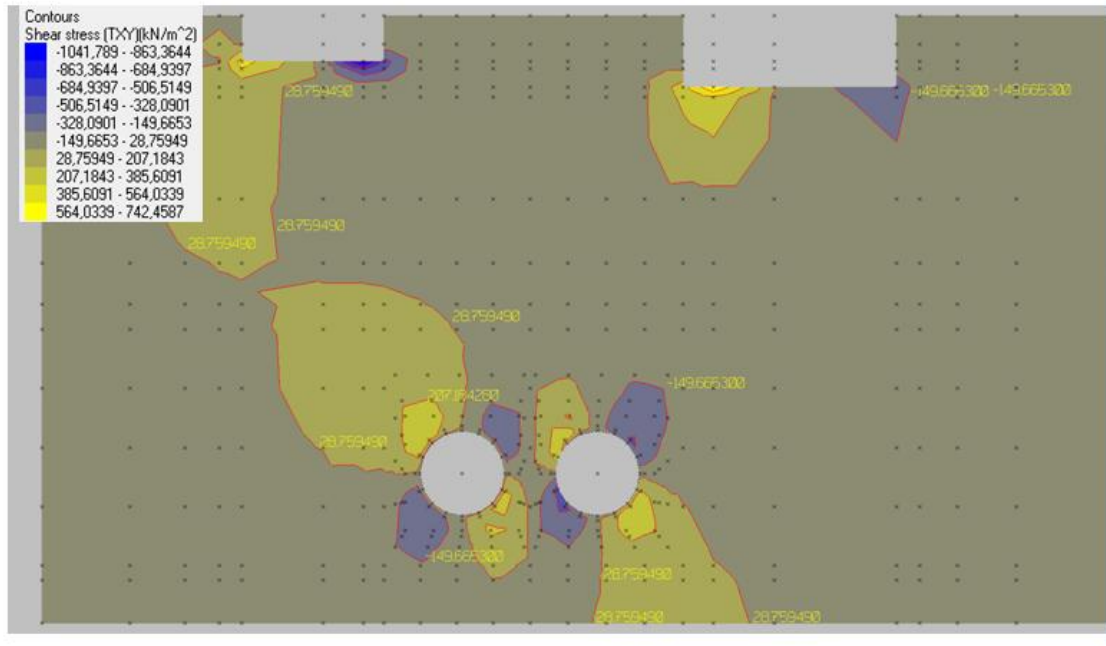
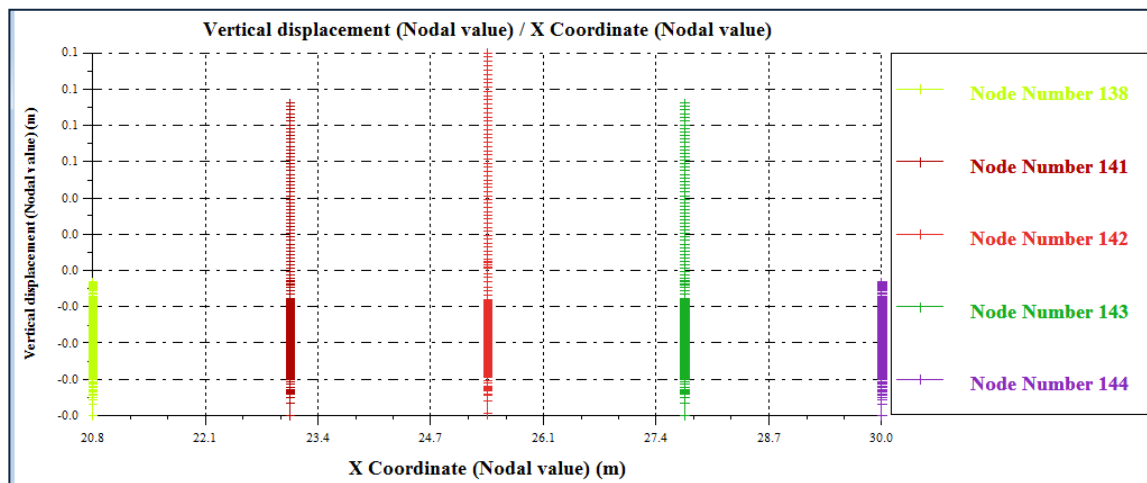


Diagrama de contorno de esfuerzos cortantes



Desplazamiento vertical de los nodos correspondientes a la calzada considerada en el estudio

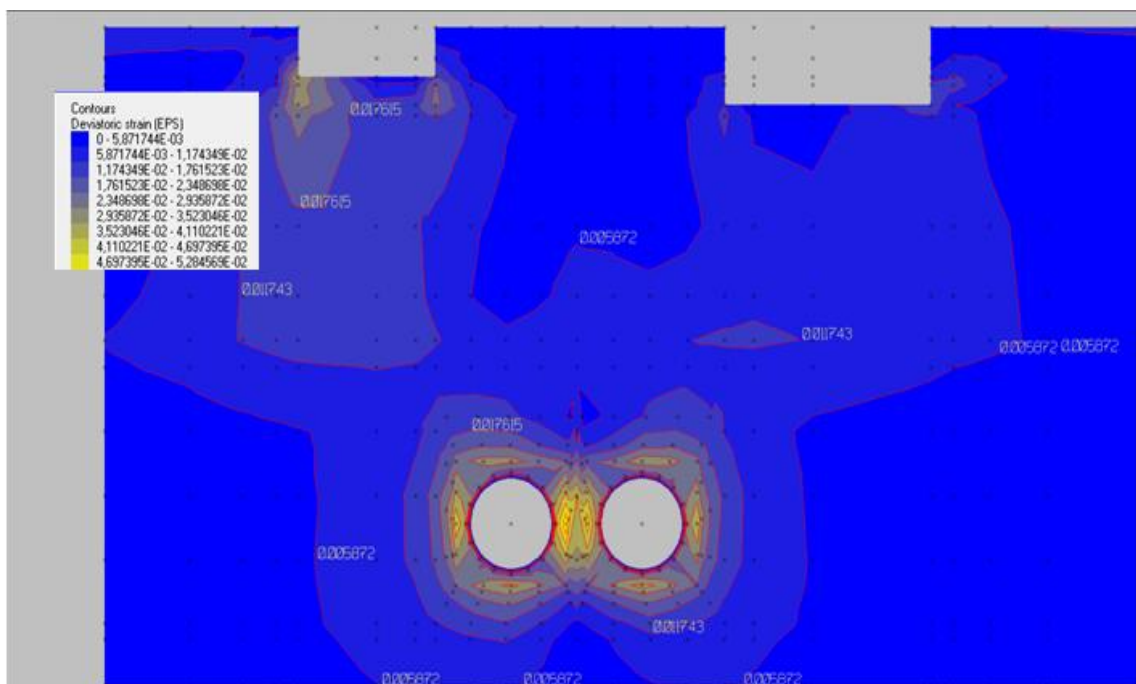


Diagrama de contorno de desviación unitaria

ANEXO 4

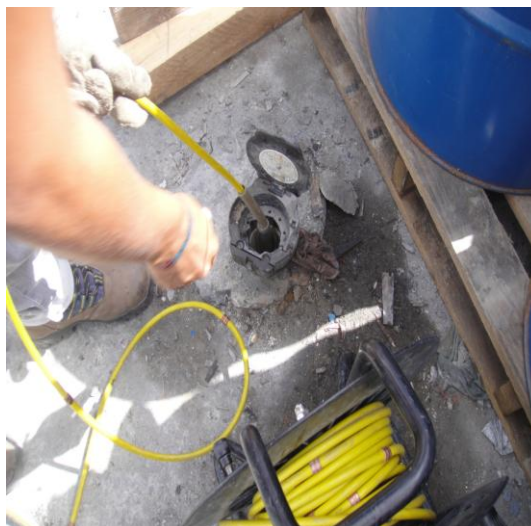
INSTRUMENTACIÓN MEDIANTE TASÓMETROS E INCLINÓMETROS



Cabezal para colocación de tasómetro y piezómetro



Registro de datos con el computador del inclinómetro



Toma de mediciones introduciendo el torpedo del inclinómetro

ANEXO 5

EXCAVACIÓN Y SEGMENTOS DE RECUBRIMIENTO DE TUNELES



Segmentos que se utilizan para revestimiento de túnel



Excavación de túnel

ANEXO 6

**INSTRUMENTACIÓN MEDIANTE EL EMPLEO DE CINTAS
EXTENSOMÉTRICAS**



Instrumento de medición utilizado



Medición de convergencia de las paredes del túnel

