



**UNIVERSIDAD MICHOACANA
DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO**



**DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA FACULTAD
DE INGENIERÍA CIVIL**

***“ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO MECÁNICO EN TERRENOS
CÁRSTICOS EN PRESENCIA DE AGUA Y APLICACIÓN DE CARGAS
ESTÁTICAS”***

**TESIS QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE EN LA RAMA DE LAS
VÍAS TERRESTRES**

PRESENTA:

ING. ALAIN LEONEL CONRADO PALAFOX

ASESOR: DRA. LUISA N. EQUIHUA ANGUIANO

CO-ASESOR: DR. ELEAZAR ARREYGUE ROCHA

Morelia, Michoacán. Septiembre del 2018

ÍNDICE DE CONTENIDO

Agradecimientos.....	i
Resumen.....	ii
Abstract.....	iii
Objetivos.....	iv
Introducción.....	1
Capítulo 1 Marco teórico.....	3
1.1 Carsticidad.....	3
1.2 Formación y factores que influyen en la casticidad.....	4
1.3 Descripciones y clasificaciones del macizo rocoso.....	7
1.4 Mecánica de rocas y suelos.....	7
1.4.1 Ensayo geotécnico <i>in-situ</i>	8
1.5 Esfuerzo-Deformación en roca y suelo.....	9
1.5.1 Criterio de ruptura.....	10
1.5.2 Trayectoria de esfuerzos.....	14
1.5.3 Mecanismo de falla en terrenos cársticos.....	15
1.6 Modelación por elementos finitos (MEF).....	16
Capítulo 2 Estado del arte.....	20
2.1 Relaciones entre las propiedades físicas y químicas.....	20
2.2 Capacidad de carga en cimentaciones asentadas en roca.....	21
2.3 Efecto de la carsticidad en las vías terrestres.....	23
2.4 Investigaciones empleando la modelación numérica en terrenos cársticos.....	28
Capítulo 3 Características del sitio de investigación.....	32
3.1 Carsticidad en Yucatán.....	32
3.2 Parámetros geomecánicos seleccionados para los estratos identificados en el sitio de investigación.....	36
Capítulo 4 Modelación numérica para representar la carsticidad en el medio.....	43
4.1 CasoRef, Deformación máxima permisible en el medio sin alterar o sin oquedades.....	47

4.2	Caso1 (C1), Medio sin carga superficial ni presencia de agua y con oquedades.....	47
4.3	Caso2 (C2), Medio con carga superficial sin presencia de agua y con oquedades.....	50
4.4	Caso3 (C3), Aumentando la dimensión de la oquedad del eje central, para el Caso2.....	51
4.5	Caso4 (C4), Variando el espesor del estrato rocoso, para el Caso2.....	53
4.6	Caso5 (C5), Incluyendo el nivel de agua freática, para el Caso2.....	55
Capítulo 5	Resultados de los diferentes casos realizados.....	57
5.1	Resultados CasoRef, Deformación máxima permisible en el medio sin alterar o sin oquedades.....	57
5.2	Resultados Caso1, Medio sin carga superficial ni presencia de agua y con oquedades.....	62
5.3	Resultados Caso2, Medio con carga superficial sin presencia de agua y con oquedades.....	70
5.4	Resultados Caso3, Aumentando la dimensión de la oquedad del eje central, para el Caso2.....	77
5.5	Resultados Caso4, Variando el espesor del estrato rocoso, para el Caso2.	83
5.6	Resultados Caso5, Incluyendo el nivel de agua freática, para el Caso2....	93
5.7	Discusión y comparación entre los casos estudiados.....	99
5.8	Resultado en el suelo granular (segundo estrato) de los diferentes casos..	104
	Conclusiones y futuras líneas de investigación.....	111
	Referencias bibliográficas.....	115
	Anexos.....	122

AGRADECIMIENTO

Primeramente agradezco a mis padres por la educación que me han dado y así haber forjado mi carácter para realizar los objetivos que me proponga.

Este proyecto que me involucro en la investigación como ingeniero civil no hubiese sido posible sin dos instituciones, las cuales estaré siempre agradecido, el CONACYT por hacer posible que los mexicanos sigamos especializándonos en temas de nuestra elección y a la maestría de infraestructura del transporte en la rama de las vías terrestres perteneciente a la UMSNH por trabajar en una mejora constante para permanecer en los programas de calidad y así brindarnos una mejor educación.

Gracias de antemano a mi asesora la Dra. Luisa Equihua por todas las pláticas y debates que tuvimos durante estos dos años de trabajo y de igual manera a mi co-asesor, sinodales y profesores que tuve la fortuna de conocer, los cuales siempre tuvieron la disponibilidad de transmitir su conocimiento y principalmente sus consejos y recomendaciones.

RESUMEN

Uno de los fenómenos poco estudiados y que se presenta de forma latente en la Península de Yucatán, es la carsticidad de las rocas y suelos denominados calcáreos. Una zona cárstica es aquella en donde las rocas calizas son diluidas por diferentes factores, como el flujo subterráneo del agua, generando oquedades o fisuras en el subsuelo. Este efecto produce un desgaste en la resistencia a los esfuerzos generados por las cargas aplicadas, ocasionando serios problemas de estabilidad, debido a que las deformaciones previstas en el tiempo de las obras de infraestructura, varían debido al aumento de las oquedades de las rocas por la actividad cárstica.

En este trabajo, se aplica el método de elementos finitos (MEF), para simular una zona cárstica y determinar las deformaciones, los esfuerzos y las variaciones debido a la presencia de agua en la zona de estudio. Para el desarrollo, se recopilaron estudios geotécnicos e hidrológicos para obtener los parámetros geomecánicos y geométricos del sitio. Se presentan las trayectorias de esfuerzo, para inducir las variaciones del estado de esfuerzos iniciales y finales ante cargas aplicadas y para diferentes escenarios. Finalmente, a partir de los resultados, se determinarán combinaciones del estado de esfuerzos “in situ” presentándose la problemática que se desarrolla en la superficie del terreno. Este estudio permite apoyar el desarrollo de los futuros proyectos de infraestructura carretera.

Palabras clave:

Carsticidad, Trayectoria de esfuerzos, Deformaciones, Geomecánica, MEF.

ABSTRACT

One of the activities that has been insufficient studied and that is presented latently in the Yucatan Peninsula, is the karsticity of rocks and calcareous soils. A Karstic zone is one in which the limestone rocks are diluted by different factors, such as the underground water flow, generating cavities or fissures in the subsoil. This leads to the change in the resistance and variation of the stresses generated by the applied loads, causing serious stability problems, due to the fact that the vertical deformations predicted in the time of the infrastructure projects, vary due to the increase in rock cavities for karstic activity. For this reason it is necessary to obtain the geomechanical parameters “in situ” of the material, as well as the development and variation of hollows in time, which allow to infer behaviour of the subsoil due the wear of the subsoil.

In this thesis, the Finite Element Method (FEM) is applied to simulate a karstic zone and to determine the deformations, the stresses and the variations when there are presence of water and loads applied in the study area. Behaviour was determined through of the stress paths to know the way of the variation of initial and final stress in different scenarios. From this study, it will be possible to induce the critical scenario for the collapse before the loads applied. Finally, based on the results, the variations or combinations that cause greater problems on the surface and thus propose the improvement it in the infrastructure projects will be determined.

Key words:

Karsticity, Stress Path, Deformations, Geomechanics, Finite Element Method (FEM).

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Definir las propiedades de un medio cárstico para desarrollar un modelo con elementos finitos (MEF) y determinar el comportamiento de esfuerzos y deformaciones en estos terrenos ante cargas aplicadas, así como estudiar la presencia de agua.

OBJETIVOS PARTICULARES

Definir las propiedades geomecánicas de las rocas y del suelo de estudio.

Identificar las cavidades y su posible evolución presentes en el terreno cárstico para generar un modelo en MEF.

Realizar la generación de oquedades en la modelación numérica, en función de una cavidad central.

Evaluar la configuración del terreno cárstico en función de las propiedades mecánicas, para estudiar su comportamiento ante cargas aplicadas.

Analizar el comportamiento de la trayectoria de esfuerzos y las deformaciones del terreno, considerando diferentes configuraciones del medio cárstico.

Evaluar el comportamiento del subsuelo con y sin oquedades para determinar las interacciones que tienen las cavidades con el medio.

Determinar las variaciones en la superficie, cuando las cavidades tienen presencia de agua.

La península yucateca (México), está conformada principalmente por calizas, dolomitas y evaporitas. Al ser una península plana y debido a sus condiciones geológicas, la escorrentía de aguas superficiales y el drenaje son prácticamente inexistentes, ocurriendo el almacenamiento y flujo del agua subterránea en la región cárstica. Las profundidades de las cavidades en la península yucateca varían entre los 10 a 15m y los máximos registrados son de 72m. Los diámetros de las cavidades varían igualmente, observándose incluso mayores de 30m (Bauer-Gottwein, 2010). La carsticidad puede alterarse y acelerarse por la creciente actividad humana en ámbitos subterráneos, como la explotación de los mantos acuíferos, entre otras actividades; y puede llegar a tener un impacto en la sociedad debido a los colapsos del terreno que aparecen súbitamente como es el caso registrado en Indiana, donde se gastaron \$11,000,000 de dólares en la reparación de una oquedad en el aeropuerto del condado de Monroe en el año 2014, o los \$9,400,000 dólares que se utilizaron en la reparación de una oquedad en la carretera 21 en Alabama en el año 2015 (Weary, 2015).

Actualmente los países que sufren mayores colapsos en terrenos cársticos son China y los Estados Unidos Americanos (USA), debido a la actividad humana. Como éstas son ciudades con una gran infraestructura, cuentan con muchas obras de bombeo de agua, cimentaciones, túneles, drenajes, cortes y terraplenes por carreteras entre otros, haciendo un cambio gradual en los acuíferos correspondientes (Mingtang & Yongli, 2015), y acelerando los problemas de colapso en el medio. En México, Yucatán es una de las regiones con mayor crecimiento del País y presenta efectos de carsticidad, aunados a efectos de colapso debidos a este fenómeno.

En este trabajo se estudió la problemática del terreno del Estado debido a que existen pocos estudios al respecto. Se aplicó el método de elementos finitos (MEF) y algunas propiedades geomecánicas del subsuelo yucateco, así como datos obtenidos a partir de estudios técnicos proporcionados, con los que se definió la geometría y las características de las rocas y materiales circundantes en una zona específica. Se determinaron las superficies de las zonas críticas generadas debido a este fenómeno incluyéndose además la consideración de una carga debida a un camino típico de la región, debido a que la zona Yucateca está completamente afectada por

la disolución del material, afectando en gran medida a las vías terrestres. Finalmente se presentan en este estudio, longitudes horizontales máximas de afectación, con las que es posible proponer medidas para mitigar el riesgo de hundimientos debidos a la ruptura o falla de las cavidades.

1 MARCO TEÓRICO

En este capítulo se presentan los conceptos relacionados con el terreno cárstico y el subsuelo, para entender el fenómeno de la concentración de los esfuerzos en términos de trayectoria de esfuerzos, así como para las deformaciones que se presentan en las zonas socavadas por el efecto de la carsticidad.

1.1 CARSTICIDAD

- Etimología: Del alemán Karst, Kras, región de Eslovenia constituida por mesetas calizas.
- Real Academia de la lengua Española: Terreno compuesto de piedra caliza u otros carbonatos que ha sido conformado significativamente por la disolución, creando cavernas o sumideros.
- Geología: Paisaje de relieve accidentado, con grietas y crestas agudas, originado por la erosión química en terrenos calcáreos.
- Cultura Maya: Dz'onot, Cenote, caverna con agua dulce.

El término carsticidad se ha utilizado tradicionalmente para referirse a regiones de la capa superficial soluble o poco enterrada superficialmente, con abundancia de formas de relieves superficiales, como cavidades, hundimiento de arroyos y manantiales que reflejan la presencia de huecos subterráneos (Ford & Williams, 2007).

En este sistema intervienen procesos hidrogeológicos relacionados a su vez con condiciones morfogénicas regionales. En el interior del sistema existe una interacción entre la cinética de los equilibrios químicos responsables de la disolución, la velocidad y características de las circulaciones. Esta interrelación permite explicar la génesis simultánea de una estructura subterránea y de morfología de superficie asociada a ella (Bakalowicz, 1982). Por ello, la reducción de la definición de carsticidad a una morfología resultante de la disolución, es particularmente inadecuada cuando no simplemente errónea. Lo esencial de la carsticidad reside en que se logre establecer una red de drenaje subterráneo que a la vez ocasione la desaparición más o menos completa del drenaje superficial, independientemente de que las rocas involucradas sean más o menos solubles (Galán, 1991).

Dado que la génesis de la carsticidad implica el desarrollo de sistemas de drenaje subterráneos, es necesario estudiar tales sistemas. Los procesos cársticos tienden a ser

imperceptibles porque la mayor parte del desarrollo ocurre bajo períodos largos de tiempo, pero los resultados de estos procesos persistentes se manifestarán, en el hundimiento de los sedimentos de los fondos para formar una oquedad (Lane, 1986).

Referente a la diferencia entre la subsidencia y oquedad cárstica, la primera es la disminución del nivel de la superficie del suelo, ya sea como un proceso gradual y lento o como un colapso repentino y rápido; este hundimiento es a menudo tan lenta que no afecta a las estructuras, aunque en algunos casos puede causar el agrietamiento de la cimentación. Las oquedades son depresiones topográficas cerradas causadas por una disminución de la superficie terrestre por la disolución del manto rocoso o por el colapso de la superficie en un vacío producido por la solución o eliminación de materiales subterráneos. El terreno cárstico es producido por procesos naturales de solución del manto rocoso, a veces seguido por el colapso de los sedimentos o el suelo que lo recubren (Weary, 2015).

Los tipos de terrenos cársticos varían conforme a la evolución geológica que presenta la zona, llegando a ser de tipo cárstico expuesto como el denudado o abierto para la etapa sedimentaria telogenetica de la roca, o la carsticidad dentro de los estratos como el cárstico profundo o el atrincherado que contempla al estrato reciente en la superficie y al estrato cárstico en el fondo de la oquedad para la etapa mesogenetica (Klimchpuk, 2002).

1.2 FORMACIÓN Y FACTORES QUE INFLUYEN EN LA CARSTICIDAD

En rocas carbonatadas como las calizas, es necesario que el estado inicial de la roca sea favorable a la infiltración y que exista en un gradiente hidráulico. En ello interviene la litología de los materiales y su grado de fracturación. Pero el aspecto primordial aparece una vez que una parte de las aguas infiltradas logran crear caminos preferenciales para conducir la infiltración rápida, lo que es condicionado a su vez por las diferencias de potencial hidráulico entre las distintas partes del terreno cárstico que están relacionados a sí mismos con el dispositivo topográfico y la presencia de niveles de base, hacia los cuales pueda drenar subterráneamente el sistema (Galán, 1991).

La meteorización del material calizo es una mezcla de acciones químicas como la disolución, hidratación, sustitución iónica y óxido-reducción, al igual que acciones físicas como la transferencia de masa y difusión. La interface atmósfera-agua-roca presenta 4 fases: 1) una disolución escasa debido a la presencia únicamente de agua pura, referente a una disolución alta

pero con tiempo muy limitado; 2) formación de ácido carbónico disociado debido a la oxidación del carbonato, que presenta una disolución alta a media dependiendo si el pH continua siendo menor al 8.5; 3) intervención del dióxido de carbono atmosférico que esta disuelto en el agua, con una disolución fuerte y agresiva siendo la más importante en la carsticidad superficial; y terminando con 4) la fase total donde interactúan las 3 partes, debido al desequilibrio del dióxido de carbono del agua y aire, que llega a disolver grandes cantidades de material; las tasas de disolución disminuyen dependiendo del flujo y la temperatura del agua; con la reacción química $CaCO_3 + CO_2 + H_2O \rightleftharpoons 2(HCO_3)^- + Ca^{2+}$ (Pedraza, 1996).

Durante las fases tempranas de carstificación, la actividad ocurre tanto dentro de la matriz de roca permeable como a lo largo de las fracturas interconectadas que separan los bloques discretos. Para los anchos pequeños de fracturas iniciales, la conductividad de la matriz de roca puede ser de magnitud similar a la conductividad de las fracturas; conforme las fracturas se agrandan por disolución química, la circulación aumenta rápidamente ya que habrá mayor flujo en las fracturas y es probable que estas fracturas y el flujo se orienten a lo largo de planos de lecho o zonas establecidas en la roca. El aumento de estas fracturas preexistentes es ocasionado a parámetros como la recarga superficial, la distancia de flujo dentro del acuífero cárstico y el ancho inicial de la fractura. El resultado de oquedades sigue las direcciones de las fracturas y las cuevas interconectadas resultan de la ampliación selectiva, ya que algunas fracturas son capaces de adquirir más descarga, expandiendo la zona de capitación (Kaufman, 2000). En la Ilustración 1.1 se muestra como la disolución se incrementa progresivamente, con el desarrollo de los conductos primarios a partir de las fisuras (Pinillos, 2015).

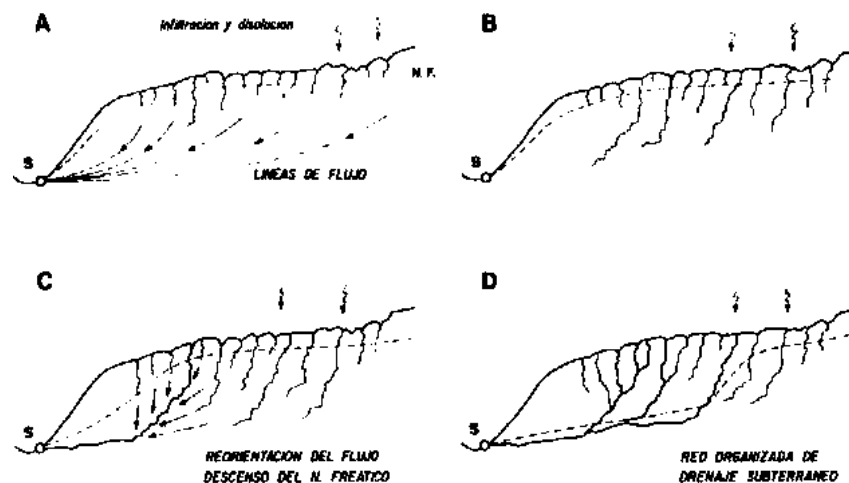


Ilustración 1.1 Imagen de conductos de disolución en un macizo cárstico (Pinillos, 2015).

Cuando los conductos se incrementan y comienzan los procesos de erosión mecánica y ocurre la caída de bloques, la causa es simplemente la inestabilidad de la masa de roca como consecuencia de la formación de los conductos. Los factores para la formación de oquedades varían desde características mecánicas, tamaño y sección de la roca. Cuando las oquedades están inundadas, el peso sumergido motiva a un aumento de la estabilidad, por lo contrario, cuando se produce un descenso del agua, entrando en forma de vadoso, las cargas aumentan hasta un 40%, ocasionando desprendimientos (Pinillos, 2015). Por ello se hace referencia a dos variables importantes independientes del terreno que son el ascenso o descenso del nivel de aguas freáticas conjunto a la alteración del equilibrio disolución-precipitación.

Los procesos de carstificación tienen un límite (LaMoreaux & LeGrand, 1975), esta actividad disminuye con la profundidad y la concentración progresiva de agua en la parte superior de la zona de saturación produce un aumento de los conductos principales en esa zona, pero no origina ningún aumento sensible y disolución a mayores profundidades.

En la Ilustración 1.2 se observan los niveles tanto máximos como mínimos del agua subterránea (Ground Water Level) y se aprecia como después de bajar cierta profundidad por debajo del nivel mínimo, disminuye la oportunidad de circulación y disolución del material. La línea 1 representa el comportamiento más frecuente donde la circulación máxima se encuentra en el nivel mínimo (min GWL) mientras que la línea 2 representa extremos máximos y mínimos en la oportunidad de circulación y llegando a ser nula la circulación y solución a profundidades menores que la línea 1.

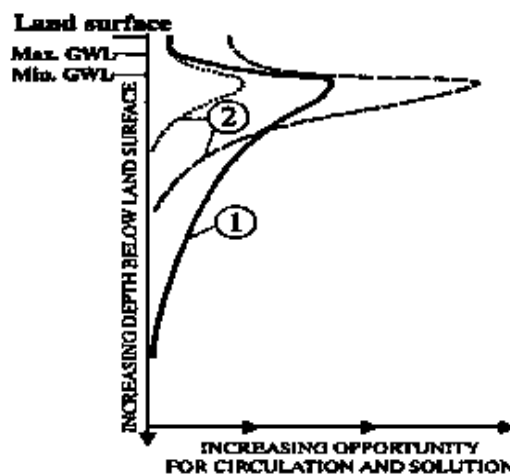


Ilustración 1.2 Evolución de la circulación y disolución de roca con la profundidad (LaMoreaux & LeGrand, 1975).

1.3 DESCRIPCIONES Y CLASIFICACIONES DEL MACIZO ROCOSO

Los macizos rocosos son medios discontinuos que presentan un comportamiento geomecánico complejo, con lo que surgieron las clasificaciones geomecánicas, que mediante la observación directa de las características de los macizos y la realización de ensayos e índices de calidad relacionados con parámetros geomecánicos y con sus características frente a los revestimientos de túneles, taludes y excavaciones, es posible clasificar las características de los macizos (González de Vallejo, 2002).

Referente a la clasificación de macizos rocosos carstificados (Waltham & Fookes, 2003), propusieron una clasificación para el sistema cárstico para ayudar a los ingenieros geotecnistas, a identificar el grado de variabilidad de características cársticas. La clasificación sirve para las investigaciones subsuperficiales y para el diseño de cimentaciones sobre piedra caliza con un macizo continuo de 10 m. Al igual, esta clasificación minimiza el riesgo de inestabilidad de la cubierta de la roca natural sobre la cavidad, como guía informal para la estabilidad del techo de roca natural sobre una oquedad que será estable, siempre y cuando el espesor de la roca sea igual o mayor que su vano. El Anexo I proporciona descripciones esquemáticas de los parámetros seleccionados que proporcionan sólo indicaciones amplias de condiciones de tierra probables que se pueden mostrar en una enorme variación en los detalles locales. Como se explicó para la proyección de la carstificación en profundidad, esta descripción toma en cuenta la estructura del macizo, disposición de estratos, pliegues, fallas y orientación de los sistemas de fracturas.

1.4 MECÁNICA DE ROCAS Y SUELOS

La mecánica de roca y suelos son las ciencias que se ocupan del estudio de las propiedades mecánicas y del comportamiento de las masas de suelo o materiales rocosos sometidos a diferentes tipos de fuerza, lo que nos permite clasificar y determinar el comportamiento mecánico de las rocas y los suelos.

Los primeros parámetros a obtener para conocer el comportamiento del material, son sus propiedades físicas, tales como peso específico, la porosidad, el contenido de humedad, la permeabilidad, así como la durabilidad de la roca. Las pruebas mecánicas establecidas, son las necesarias para obtener la resistencia a compresión simple y/o resistencia al cortante de los suelos por diferentes tipos de prueba triaxial; en la matriz rocosa con una prueba de resistencia uniaxial o por ensayos de compresión triaxial (Braja, 2013).

1.4.1 Ensayo geotécnicos *in-situ*

Entre los procesos para identificar capas de depósitos que subyacen a una estructura propuesta y sus características físicas, a los que se refieren en la práctica generalmente como exploración del subsuelo y que permiten seleccionar el tipo y la profundidad de la cimentación, evaluar capacidades de carga, determinar problemas del suelo propiamente, determinar el nivel freático, etc., se cuenta con las pruebas *in situ* para la determinación de las propiedades geotécnicas. Un método son los sondeos con los que se pueden obtener posteriormente las propiedades mecánicas y físicas a partir de muestras obtenidas o a través de correlaciones por características de la penetración (Braja, 2013).

El sondeo eléctrico vertical (SEV) es un método geofísico, que mediante la resistividad de cada tipo de suelo indica la presencia y localización de los diferentes estratos al igual que el nivel de agua freática; a mayores resistividades corresponden rocas duras, siguiendo rocas suaves, gravas compactas etc., los suelos suaves y saturados representan los valores más bajos de resistividad (Juárez Badillo, 2006). Los SEV por el método de Wenner utiliza la distribución del potencial eléctrico del subsuelo alrededor de un electrodo con corriente, tanto en roca como en suelos, con o sin presencia de agua, se generan gráficas de resistividad que son útiles para detectar las profundidades de cada estrato del área de estudio (ASTM 57-95a, 2001). El ensayo de penetración estándar (SPT) es el método de exploración de suelos, más usado en México; en suelos puramente friccionalantes la prueba permite gracias a las correlaciones del N_{SPT} conocer la compacidad de los mantos y el ángulo de fricción interna; en suelos plásticos permite adquirir una resistencia a la compresión simple del manto de manera muy superficial; las muestras que se recogen de la prueba son alteradas (Juárez Badillo, 2006). EL SPT descrito en la Norma (ASTM D 1586-11) consta de penetrar el subsuelo en tres intervalos de 15cm, el número de golpes necesarios para los dos últimos intervalos se registra y la suma es el número de penetración estándar N. Se ha visto en investigaciones que la resistividad por SEV y los números de golpes para la penetración del SPT tienen una relación débil entre la resistividad y el SPT en materiales sedimentarios, pero para obtener un panorama general es una buena opción (Akinlabi, 2014).

La perforación rotatoria con extracción continua es una perforación que al ir avanzando la corona va cortando un cilindro de roca que va quedando alojado en un tubo roscado a la corona, llamado batería. Mientras la roca esté más fracturada o alterada, se recomienda avanzar (extraer)

continuamente menos profundidad que en una roca intacta (ASTM D 6286, 1998). Posterior a la extracción, se coloca en una caja de testigos y se cuantifica el porcentaje de recuperación y el valor de RQD (Rock Quality Designation), para obtener los parámetros geomecánicos del subsuelo. La clasificación usando el índice RQD se obtiene con la relación entre la suma de las longitudes de los fragmentos de testigos mayores de 10 cm y la longitud total del tramo considerado, $RQD = \sum \text{longitud de testigos} > 10 \text{ cm} / \text{Longitud total}$ (González de Vallejo, 2002). En la Ilustración 1.3 se presenta una muestra de extracción continua para obtener el RQD.



$$RQD = \frac{\sum \text{testigos} \geq 10 \text{ cm.}}{\text{longitud del taladro}} \times 100\%$$

Ilustración 1.3 Ejemplo de testigo de una extracción continua, fotografía obtenida de los ensayos *in situ* facilitados por (GEEA Géologos, 2016).

1.5 ESFUERZO-DEFORMACIÓN EN ROCA Y SUELO

Los estados de esfuerzo en la masa de suelo son un factor importante que afectan en la estabilidad, los esfuerzos *in situ* en una profundidad determinada están relacionados con el peso de la sobrecarga y la historia geológica del macizo rocoso o del material granular. Cualquier cuerpo sólido se considera afectado por tres esfuerzos principales, σ_1 , σ_2 y σ_3 . La orientación del esfuerzo máximo principal determina el plano de los otros dos esfuerzos, como el esfuerzo σ_1 está orientado en el plano normal (para este ejemplo), los otros dos esfuerzos estarán orientados perpendicularmente del sólido (Ilustración 1.4a). El esfuerzo vertical σ_1 resulta de la sobrecarga del punto de estudio teniendo $\sigma_v = \gamma z$ y el esfuerzo horizontal σ_3 bajo condiciones ideales, está representado por la relación entre el coeficiente de Poisson y el esfuerzo vertical $\sigma_h = \sigma_v (\nu / (1 - \nu))$; aunque en 1980 Hoek y Brown señalan que con la relación anterior se sobre estima el esfuerzo horizontal *in situ* y basándose en muchas mediciones predicen un rango de esfuerzos horizontales debido a la profundidad $(100/z) + 0.3 < k < (1500/z) + 0.5$ (González de Vallejo, 2002). Los valores límite de esfuerzos horizontales que se han observado en macizos rocosos calizos

carstificados, en el proceso de estudio de los casos de túneles desarrollados por carsticidad, son de una magnitud de 0.5 a 1.5 del esfuerzo vertical (Pinillos, 2015).

La cavidad, al igual que la masa de suelo, puede estar sujeta de igual manera a esfuerzos normales internos, que representa una presión interna, σ_T . En la Ilustración 1.4b se ejemplifica la presión interna (Augarde, 2003), la que además permite mantener a la oquedad estable dentro de la roca

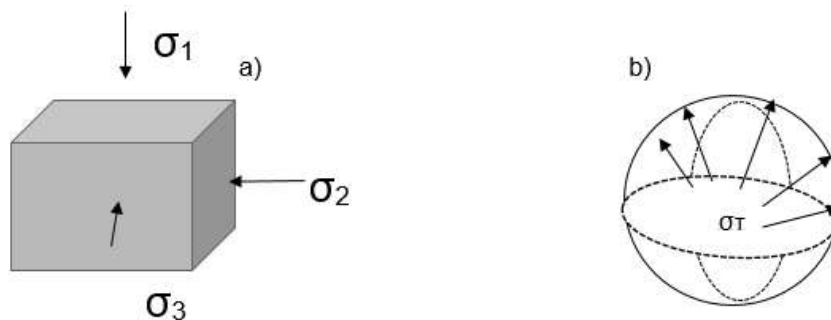


Ilustración 1.4 a) Diagrama esfuerzos verticales en un sólido y b) esfuerzos internos en una cavidad.

1.5.1 Criterios de ruptura

La resistencia cortante de un suelo es la resistencia interna por unidad de área que la masa de suelo puede ofrecer a la falla en el deslizamiento supuesto a lo largo de cualquier plano en su interior. La teoría de Mohr-Coulomb sostiene que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y un esfuerzo cortante, y no debido a la acción individual de cada uno. La envolvente de falla o ruptura está definida por una curva como se ve en la Ilustración 1.5, que simplemente se representa como la pendiente de la línea que se forma en los puntos tangentes del círculo de Mohr. Esta pendiente que es la resistencia del suelo ante el esfuerzo cortante es la suma de la denominada cohesión y del ángulo interno (rozamiento) del material. El ángulo de fricción interna (ϕ) es la pendiente del valor límite del esfuerzo cortante (envolvente de falla), mientras que la cohesión (c) es una resistencia aparente del suelo que representa una resistencia al deslizamiento (Braja, 2013).

El criterio contempla características elásticas y plásticas y para determinar los parámetros referentes a la post-falla, es necesario conocer el ángulo de dilatancia del material. Dicho ángulo es el encargado de representar la variación de la deformación plástica de corte con respecto a la volumétrica del material durante los esfuerzos cortantes, estos cambios son los representativos a las deformaciones plásticas del suelo. Cuando no se tengan valores del comportamiento crítico

del material se puede representar el material como un elasto-plástico perfecto y esto se logra igualando los parámetros a la falla con los residuales (Bartlett, 2012).

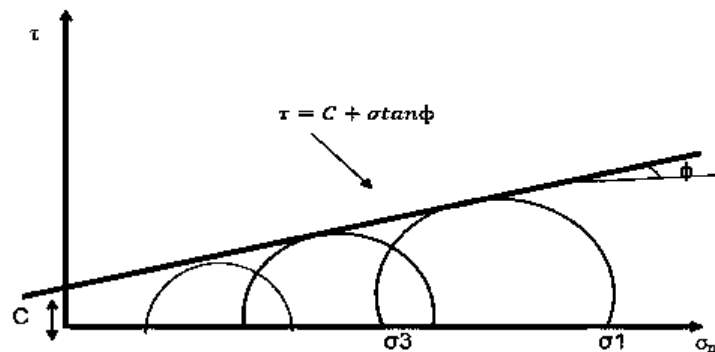


Ilustración 1.5 Círculos de Mohr y envolvente de falla o ruptura.

Otro criterio de ruptura es el de Hoek y Brown, el que se desarrolló para determinar la resistencia de los macizos de roca dura; aunque se ha generalizado hasta rocas de muy mala calidad (Hoek y Brown Generalizado). El criterio es meramente empírico, y se trata de un criterio no lineal, que permite valorar la ruptura de un medio rocoso mediante la introducción de las características geológicas y geotécnicas. Cuando se aplica este criterio a macizos rocosos muy fracturados, se supone un comportamiento isotrópico que incluye la falla de las discontinuidades. En estos casos, las presiones de poro que controlan los esfuerzos efectivos serán aquellas que se generan en las discontinuidades que definen los bloques en un medio isotrópico equivalente. El criterio generalizado está definido por:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b x \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^\alpha \quad 1$$

Donde los σ son los esfuerzos efectivos principales a la falla, la resistencia a compresión uniaxial está representada por σ_{ci} la constante m está relacionado al tipo de roca según Hoek y Brown y las constantes s y α dependen de las características del macizo rocosos.

En orden de evaluar la resistencia y la deformabilidad de los macizos rocosos fracturados se deben evaluar tres propiedades: la resistencia a compresión uniaxial, el valor de la constante m y el valor del Índice de Resistencia Geológica GSI (Ver Anexo II).

Una vez que se obtiene el GSI representativo se procede a obtener las constantes de Hoek y Brown. Las constantes s y α dependen de la magnitud de nuestro índice geológico, como lo muestran las ecuaciones (2), (3) y (4) respectivamente. Los parámetros mecánicos de la roca (5),

tienen una relación lineal entre los esfuerzos principales, la resistencia a la compresión y el parámetro de la relación de los esfuerzos principales k (Hoek & Brown, 1980).

$$m_b = m_i \times \exp\left(\frac{GSI-100}{28}\right) \quad 2$$

$$GSI \geq 25, s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9}\right), a = 0.5 \quad 3$$

$$GSI < 25, s = 0, a = 0.65 - GSI/200 \quad 4$$

$$\sin\phi' = \frac{k-1}{k+1}, \quad c' = \sigma_{cm}/2\sqrt{k} \quad 5$$

Hoek y Diederichs propusieron el módulo de deformación (6) con una relación entre el módulo de deformación de la roca intacta y la resistencia geológica GSI, donde el módulo E_{rm} se reduce progresivamente con forme al grado de degradación del macizo rocoso (Hoek & Diederichs, 2006).

$$E_{rm} (MPa) = E_i \left(0.02 + \frac{1-D/2}{1+e^{\left(\frac{60+15D-GSI}{11}\right)}} \right) \quad 6$$

En la Ilustración 1.6 se grafica la corrección de la envolvente de falla con el modelo Hoek y Brown generalizado. En la Ilustración 1.7 se observan los comportamientos post-falla de macizos rocosos de distintas calidades geotécnicas, observándose un criterio de fluencia con la teoría de la plasticidad.

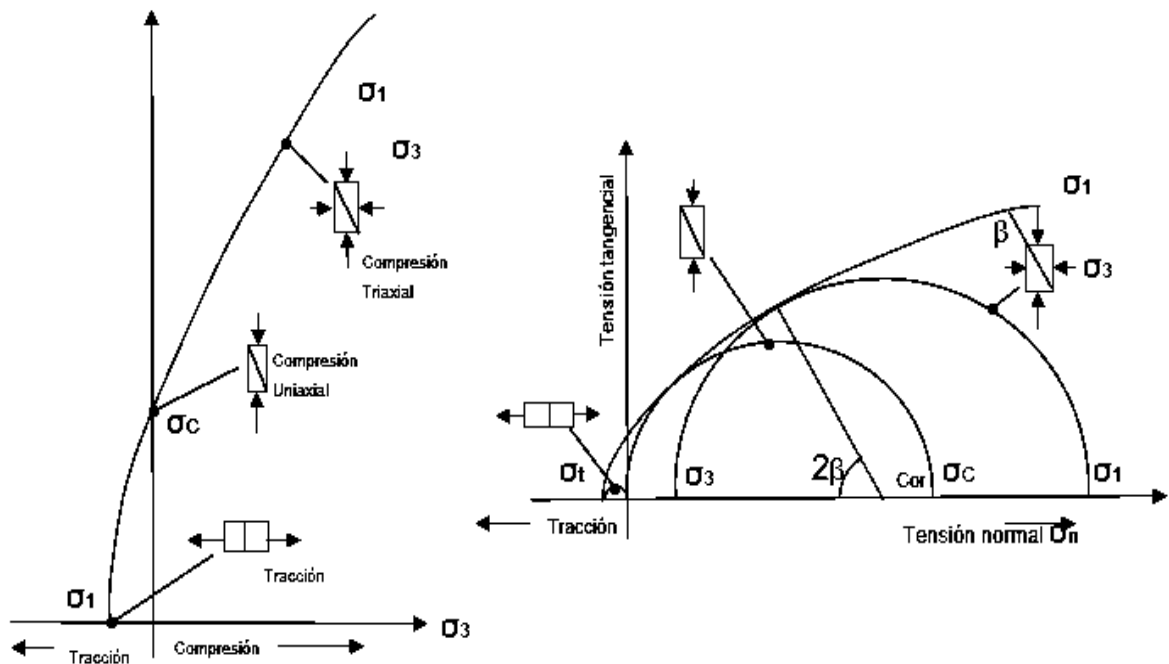


Ilustración 1.6 Envolvente de falla para el criterio de ruptura de Hoek y Brown Generalizado.

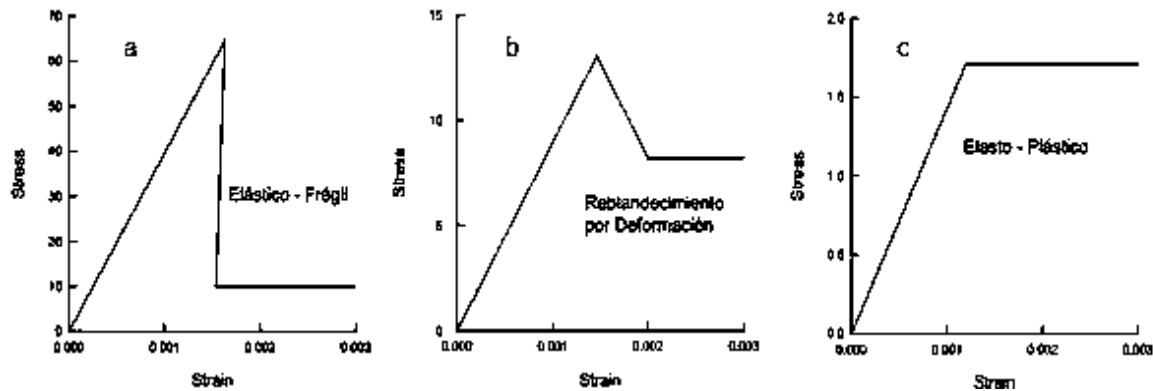


Ilustración 1.7 Comportamiento post-falla a) Macizo rocoso de muy buena calidad geotécnica, b) Macizo rocoso de regular calidad geotécnica, c) Macizo rocoso de mala calidad geotécnica (Hoek & Brown, 1997).

Para simular un comportamiento elasto-plástico en los macizos, es necesario obtener los parámetros residuales o de post-falla y con el intercambio de estos valores se observa el comportamiento del macizo rocoso en su estado de fluencia. Existen diversos ajustes o proposiciones para encontrar los parámetros residuales, uno de ellos es el establecido por el Dr. E. Hoek descrito en la revisión de Crowder (Crowder & Bawden, 2004), donde señalan que los parámetros posteriores al pico en el modelo generalizado de Hoek y Brown se pueden determinar dependiendo del rango del GSI del macizo rocoso. Para un macizo entre los rangos de $40 < \text{GSI} < 50$ se asumen deformaciones por reblandecimiento, pérdida de esfuerzo por tensión y la conservación de esfuerzos de corte, parametrizando estas suposiciones obtenemos un $s_r = 0$, $m_r = 0.5m_b$, y una dilatación muy pequeña. Para un macizo muy débil con $\text{GSI} \leq 30$ se supone un comportamiento elasto-plástico perfecto y sin dilatación, es decir que los parámetros de punta son iguales a los parámetros de post-falla. Cabe recalcar que el esfuerzo uniaxial de compresión de la matriz rocosa no varía debido a que este parámetro no toma sentido físico en el rango residual.

Por otro lado, Ribacchi basándose en pruebas triaxiales a rocas calizas, estima una relación entre los parámetros de falla y los residuales quedando como: $m_r = 0.65m_b$, $s_r = 0.04s$ o disminuyendo la resistencia a la compresión uniaxial, σ_{ci} a un 20% (Ribacchi, 2000). Al igual existen otros autores que disminuyen en porcentaje el GSI del macizo rocoso para obtener los parámetros plásticos, como es el caso de Russo que señala que el $\text{GSI}_{\text{residual}}$ es el 36% del GSI inicial del macizo rocoso (Russo & Kalamaras, 1998). En el 2007 el Dr. Cai realizó un estudio para la determinación de los parámetros de esfuerzos residuales de los macizos rocosos con base

en el índice de resistencia geológica obteniendo así la ecuación empírica $GSI_r = GSIe^{-0.0134GSI}$ (Cai, Kaiser, & Tasaka, 2007).

Las descripciones anteriores, nos permiten elegir parámetros y modelos constitutivos adecuados para el tipo de material y corresponden a los dos criterios adoptados en esta investigación.

1.5.2 Trayectoria de esfuerzos

Los parámetros de esfuerzo compuesto como es el esfuerzo desviador, ecuación (7), y el esfuerzo efectivo medio, ecuación (8), son ampliamente utilizados en la geotecnia (Parry, 2004). El camino de los esfuerzos indica el comportamiento de los esfuerzos iniciales y finales del material, por ejemplo, si comenzamos en cualquier punto del esfuerzo *in situ* (K_0) y después aumentamos el σ'_1 , el camino se moverá al área “A”, pero si el σ'_3 disminuye al mismo tiempo, la trayectoria de esfuerzos se trasladará al punto “B”. Por otra parte, si se disminuye σ'_1 , la trayectoria se moverá al punto “C”. Las trayectorias se describen con la Ilustración 1.8, teniendo en cuenta que el σ'_1 está actuando en el plano vertical.

$$q = \tau_{mob} = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2 \quad 7$$

$$p' = s' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2 \quad 8$$

Donde:

τ_{mob} = esfuerzo cortante movilizado, σ'_1 = esfuerzo principal mayor efectivo, σ'_3 = esfuerzo principal menor efectivo y s' = esfuerzo medio efectivo.

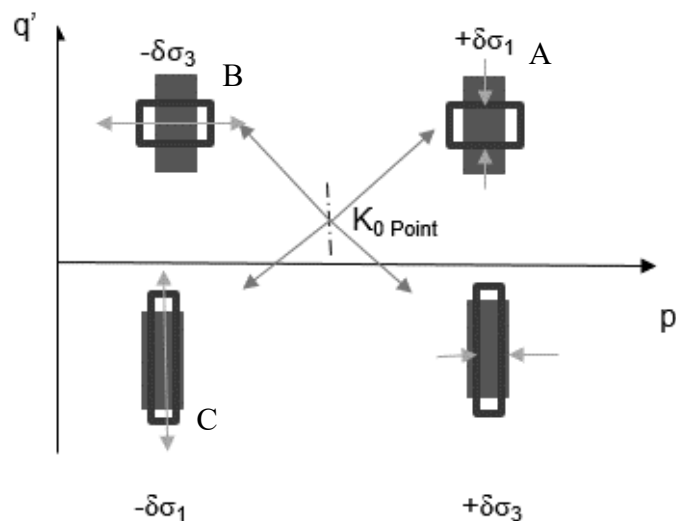


Ilustración 1.8 Trayectoria de esfuerzos considerando al esfuerzo principal σ_1 actuando verticalmente.

Un parámetro importante que se puede obtener gracias a los esfuerzos cortantes en el medio, es el Factor de Seguridad (F_s); éste se determina con la ecuación (9); donde el esfuerzo cortante movilizado (τ_{mob}) es el que se genera dependiendo de la localización del punto a estudiar y por la modificaciones al entorno como por ejemplo la aplicación de una carga, mientras que el esfuerzo cortante máximo (τ_{max}) es el esfuerzo que llega hasta el límite de la envolvente de falla, en función de las condiciones que se están estudiando y del criterio de ruptura aplicado. Como se puede observar cada cambio que se presente en el medio, generará nuevos esfuerzos cortantes actuantes (movilizados) y nuevos esfuerzos cortantes máximos. Si el valor numérico del F_s es igual a 1, esto significará que en esa combinación el esfuerzo actuante llegó al límite de su envolvente de falla, y si $F_s < 1$ se da por entendido que en ese punto estamos en la seguridad debido a que el esfuerzo actuante aún no llega a su punto límite para esa combinación (Plaxis, 2017).

$$F_s = \tau_{mob} / \tau_{max} \quad 9$$

Al realizar obras de infraestructura tales como las carreteras, uno de los objetivos primordiales es el desarrollo de las poblaciones aledañas a estas carreteras, por ello además de centrarse en el estudio del ancho de calzada, se debe estudiar la superficie aledaña al mismo; en términos de Factores de Seguridad (F_s); para determinar si habrá problemáticas en la superficie del terreno.

1.5.3 Mecanismo de falla en terrenos cársticos

Para analizar una estructura es necesario revisar los posibles mecanismos de falla, en este apartado se describen los modos comunes de falla consideradas en las cimentaciones desplantadas en rocas carbonatadas (Ilustración 1.9). En la Ilustración 1.9 se observa que (a) en un terreno homogéneo la ruptura se desarrolla por cizallamiento; (b) se presenta una falla por corte local en terrenos blandos o rocas compresibles; (c) si los estratos son horizontales y en la superficie se encuentra una capa delgada rocosa y relativamente rígida, la cimentación puede fallar en tensión como en una viga; (d) con un estrato de roca rígida sobre un estrato compresible por material poroso o altamente degradado la falla es por cizalladura de perforación; (e) las fallas en rocas fuertes están fuertemente influenciados por discontinuidades y soluciones; (f) si el estrato está conformado por bloques individuales por espaciamiento estrecho o por un

espaciamiento amplio y (g) la falla se presenta entre las juntas abiertas; si el estrato está conformado por puntas de material rígido alrededor de la roca degradada (h), la capacidad de carga lo rige cada punta individual (Francis, 1984).

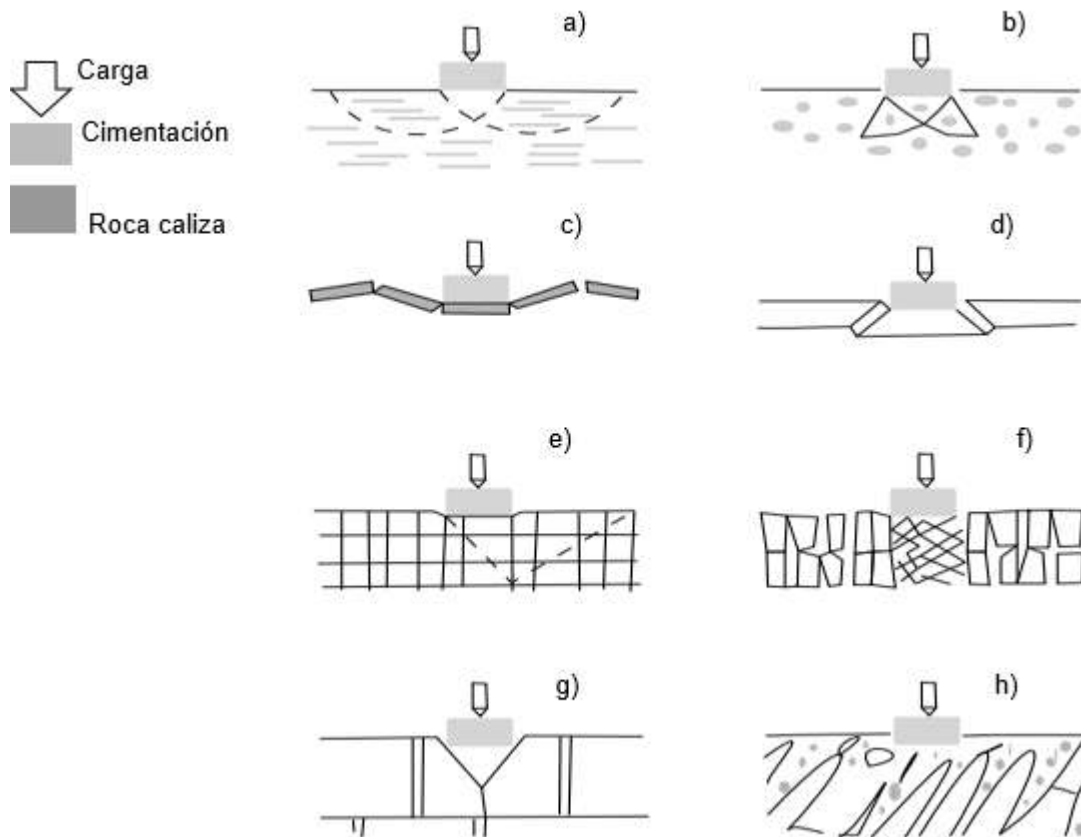


Ilustración 1.9 Mecanismos de falla desarrollados en terrenos cársticos de acuerdo a su estructura geotécnica (Francis, 1984).

1.6 MODELACIÓN POR ELEMENTOS FINITOS (MEF)

Este método es altamente socorrido en la resolución de problemas prácticos y fue el adoptado en esta investigación. El método de elementos finitos consta de una expresión matemática equivalente a la ecuación diferencial que gobierna el problema como se determina en la ecuación (10) creando un sistema lineal de ecuaciones y considerando la contribución de cada uno de los elementos en que se ha dividido el dominio original. Con ello se obtiene un sistema global de ecuaciones donde hay una matriz de rigidez $[K]$, un vector de fuerzas $\{b\}$ y un vector de desplazamientos (incógnitas) $\{u\}$. Al aplicar las condiciones de frontera, se podrá resolver la ecuación para obtener las soluciones próximas (Rubio & Romero, 2010).

$$[K]\{u\} = \{b\} \quad 10$$

El continuo se divide en un número finito de partes denominados elementos, cuyo comportamiento se especifica mediante un número finito de parámetros asociados a ciertos puntos característicos, denominados nodos. Estos nodos son los puntos de unión de cada elemento con sus adyacentes, (véase Ilustración 1.10).

El sistema completo se forma por ensamblaje de los elementos, el comportamiento en el interior de cada elemento queda definido a partir del comportamiento de los nodos mediante las adecuadas funciones de interpolación o funciones de forma. Las incógnitas del problema dejan de ser funciones matemáticas y pasan a ser el valor de estas funciones en los nodos (Zienkiewicz & Taylor, 1993).

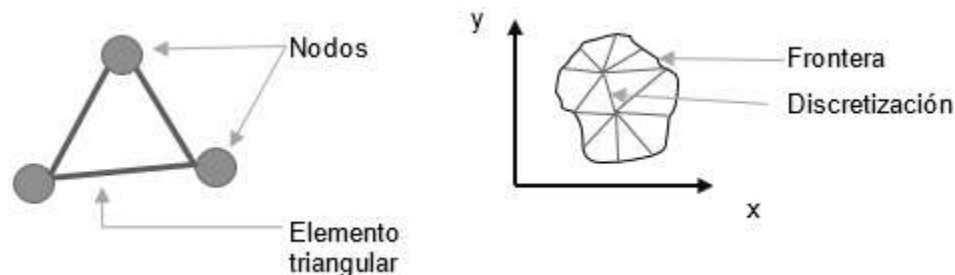


Ilustración 1.10 Sistema de nodos y elementos en MEF.

Los programas computacionales basados en MEF calculan esfuerzos y desplazamientos para diferentes tipos de elementos. Los softwares bidimensionales con cálculos geotécnicos, se dividen en subprogramas, el programa de entradas, el programa de cálculo y el programa de salidas, en el cual lleva consigo las opciones de graficar diferentes especificaciones en diferentes posiciones en el material (Plaxis, 2006).

La condición de deformaciones planas expresa que las deformaciones en una dirección son cero. Esta condición se cumple si el medio bidimensional tiene una sección transversal uniforme en la dirección donde la deformación es cero. El subprograma de entradas contiene la interface para construir la geometría del modelo en las dimensiones “x-”, horizontalmente, y la dirección “y-”, profundidad, en esta etapa se puede subdividir el medio en diferentes capas de suelo y elementos estructurales. Posteriormente se genera la malla de elementos triangulares con posibilidad de incrementar o disminuir los elementos. Las condiciones de fronteras son aplicadas en términos de restricciones horizontales y/o verticales, estas condiciones dependen del comportamiento del medio que se desea estudiar (Svensson & Johan, 2010).

Los softwares pueden utilizar diferentes modelos constitutivos para suelos y/o rocas, como el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb y/o el Hoek y Brown respectivamente, estos modelos sirven para que el software modele el comportamiento del suelo como lo especifican los modelos; aplicando cargas externas que de igual manera se pueden definir de manera puntual, distribuida o por momentos externos. Cuando el modelo está definido con las propiedades de los materiales, restricciones y cargas, se procede al cálculo del medio y los resultados son obtenidos en términos de esfuerzos o desplazamientos (Ibíd.) (Véase Ilustración 1.11).

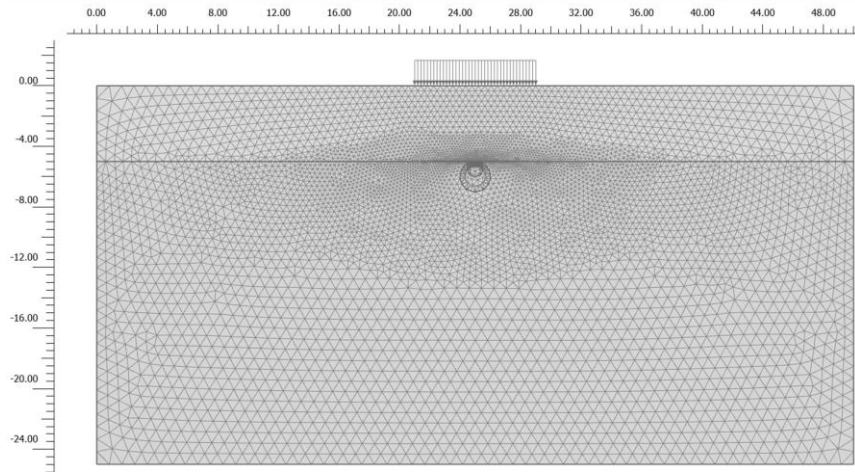


Ilustración 1.11 Ejemplo de un medio en MEF usando software Plaxis 2D®.

Los primeros modelos constitutivos en los que se basan los softwares de elementos finitos para problemas geotécnicos (Plaxis, 2017), son los que determinan las deformaciones en el medio. Los modelos de material para suelo y roca son expresados generalmente como una relación entre incrementos infinitesimales de esfuerzo efectivo e incrementos infinitesimales de deformación (pequeñas deformaciones) esto se expresa como:

$$\sigma' = D^e * \varepsilon \quad 11$$

En donde D^e es la matriz de rigidez elástica del material. Esta matriz utiliza dos parámetros, el módulo de Young (E') y la relación de Poisson (ν'). La ley de Hooke puede expresarse de la siguiente manera:

$$\begin{bmatrix} \dot{\sigma}'_{xx} \\ \dot{\sigma}'_{yy} \\ \dot{\sigma}'_{zz} \\ \dot{\sigma}'_{xy} \\ \dot{\sigma}'_{yz} \\ \dot{\sigma}'_{zx} \end{bmatrix} = \frac{E'}{(1-2\nu')(1+\nu')} \begin{bmatrix} 1-\nu' & \nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & 1-\nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & \nu' & 1-\nu' & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.5-\nu' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.5-\nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.5-\nu' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_{xx} \\ \dot{\varepsilon}_{yy} \\ \dot{\varepsilon}_{zz} \\ \dot{\gamma}_{xy} \\ \dot{\gamma}_{yz} \\ \dot{\gamma}_{zx} \end{bmatrix} \quad 12$$

Conforme a las leyes de Hooke se puede relacionar el E con otros módulos de rigidez como el módulo de elasticidad transversal G, el módulo de compresibilidad K, y el módulo edométrico E_{oed} . Usando estos parámetros, la ley de Hooke puede presentarse de la forma:

$$\begin{bmatrix} \dot{p} \\ \dot{q} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K & 0 \\ 0 & 3G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\epsilon}_v \\ \dot{\epsilon}_q \end{bmatrix} \quad 13$$

Donde:

p = esfuerzo medio, q = esfuerzo desviador, ϵ_v = deformación volumétrica y ϵ_q = deformación desviadora.

Los modelos con elasticidad lineal, las propiedades elásticas son constantes; pero en los modelos elásticos no lineales, las propiedades dependen de algunas medidas de esfuerzos o deformaciones. En Plaxis 2D® utilizan la ley de Hooke para relacionar los incrementos de esfuerzos con los incrementos de deformación, ecuación (14); y acorde a la teoría clásica de la plasticidad, los incrementos son proporcionales a la derivada de la función de fluencia del material con respecto a los esfuerzos (Hill, 1950), como se sobreestima la dilatación del material, se introduce una función de potencial plástico, g , y así se obtiene la deformación plástica, ecuación (15).

$$\sigma' = D^e \epsilon^e = D^e (\epsilon - \epsilon^p) \quad 14$$

$$\epsilon^p = \lambda dg / d\sigma' \quad 15$$

Las funciones de fluencia definen el límite entre el comportamiento elástico y plástico del material y estas funciones se representan como un cono hexagonal (Ver Ilustración 1.12) en los espacios de los esfuerzos principales constituyendo un contorno con superficie de fluencia fija.

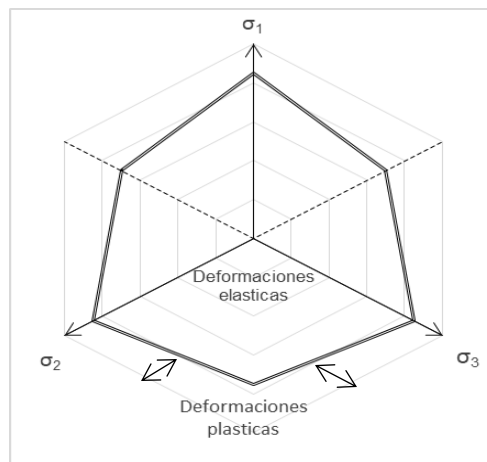


Ilustración 1.12 Envoltorio de falla de Mohr-Coulomb que define la zona elástica (Plaxis 2D®, 2017)

2 ESTADO DEL ARTE

En esta sección se recopiló la información de cómo la carsticidad afecta el entorno en el que se desarrolla; para comparar los resultados obtenidos en la modelación numérica con los estudios previos, en analogías como parámetros de resistencia, deformaciones en la superficie o equilibrio del medio.

2.1 RELACIONES ENTRE LAS PROPIEDADES FÍSICAS Y QUÍMICAS

En la geotecnia se sigue trabajando en la interacción entre las propiedades físicas naturales de los materiales y sus propiedades físicas de las rocas calizas para obtener correlaciones que faciliten el trabajo de los ingenieros.

En esta sección se describe como las porosidades en la muestras de material, tienen una afectación a los parámetros de resistencia del material (compresión uniaxial). La porosidad como parámetro físico tiene una gran relación con la resistencia a compresión uniaxial de la roca, teniendo en cuenta que al aumentar el contenido de humedad de la roca la resistencia a compresión uniaxial de la muestra se ve reducida aproximadamente un 48%, mientras que a mayor porosidad efectiva la perdida de la resistencia de la roca varía entre un 15% y un 59% (Galván-Ceballos, 2016).

El daño por las grietas, referido como el esfuerzo al inicio de la dilatación de la roca hasta el nivel del esfuerzo para que el volumen de la roca disminuya; se ha analizado en pruebas de compresión uniaxial, donde las muestras mostraron que cuando la porosidad disminuye y el modulo elástico aumenta, el esfuerzo de daño aumenta rápidamente y se acerca a su valor máximo, por otro lado, cuando la porosidad aumenta y el módulo elástico disminuye, el esfuerzo de daño disminuye rápidamente y se aproxima a su valor mínimo (Palchik, 2002).

En ensayos triaxiales con una presión de confinamiento bajo, la deformación volumétrica evoluciona de una compresión elástica a una dilatación plástica, debido al proceso de corte plástico; en tanto que a confinamientos altos la deformación volumétrica evoluciona de una compresión elástica a una compactación plástica debido al colapso de los poros y luego llega a la dilatación plástica por el proceso de corte; entonces la compactación y la dilatación son controlados esencialmente por el proceso de corte dependiendo de la magnitud del confinamiento. La permeabilidad también es afectada por los procesos plásticos, primeramente decrece bajo la compresión hidrostática debido a la compactación volumétrica inducida por el

colapso del poro; la permeabilidad aumenta por la dilatación volumétrica que es inducida por el corte en confinamientos bajos y si la muestra está siendo ensayada con confinamientos elevados la permeabilidad es afectada por el proceso de colapso de poro disminuyendo la magnitud de la permeabilidad (Han, 2016).

Para el ensayo de durabilidad por desmoronamiento (Slake Durability) se encontró que el peso unitario seco, saturado y el valor Schmidt (martillo de rebote); las muestras dieron la mejor relación con la durabilidad del primer ciclo, mientras que la compresión uniaxial tiene una fuerte relación con la durabilidad del sedimento del cuarto ciclo de la prueba, con esto se concluyó que el primer y el cuarto ciclo de la prueba de durabilidad proporcionan datos suficientes sobre la durabilidad sin tener que llegar a realizar más ciclos (Yagiz, 2011).

Entonces si manejamos las cavidades como una porosidad, como resultante tendríamos una variación de nuestro material sin la cavidad. En relación con el desgaste del material, en las pruebas de durabilidad se ha concluido que después de cierto número de ciclos, la alteración del material con relación a su resistencia, la afectación ya no es representativa.

2.2 CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIONES ASENTADAS EN ROCA

La determinación de la capacidad última en cimentaciones superficiales sobre roca es un tema que se continúa analizando, debido a la complejidad del material. La mayoría de los macizos rocosos proveen un material excelente para cimentar, sin embargo aún no hay rigurosamente una teoría en la literatura sobre cimentaciones en estratos rocosos. La resistencia de las discontinuidades en el macizo rocoso es notoriamente difícil de evaluar, por lo tanto el análisis de deformaciones llega a complicarse por el hecho de poder existir deformaciones en las discontinuidades y en la roca intacta.

Merifield, Lyamin & Sloan, 2006, utilizaron el criterio de Hoek y Brown para realizar su investigación sobre la capacidad ultima en macizos rocosos, concluyendo que el factor $N\sigma$ (Factor de capacidad de carga que depende de las constantes s , a y m_b del criterio de Hoek-Brown) es el primordial en la capacidad de carga de los macizos facilitando así su análisis. En esta investigación se despreció el peso propio del macizo rocoso llegando a resultados conservadores y al comparar sus resultados con un análisis lineal (criterio de Mohr-Coulomb), se determinó que se sobreestima la capacidad de carga en un 157% debido al criterio de linealidad.

Tang & Lui, 2012, realizaron un método para calcular la capacidad ultima utilizando el software Matlab con el modelo constitutivo de Hoek-Brown; los resultados evidenciaron que los parámetros GSI y m_i son los factores clave para la mejoría de la capacidad ultima, aunque el peso muerto y la carga superficial llegan a afectar la capacidad cuando los rangos de GSI son pequeños. De igual manera (Javid, Fahimifar, & Imani, 2015) llegaron a la conclusión de que en el criterio de Hoek y Brown los valores de GSI y m_i son los parámetros determinantes, sin embargo si el GSI disminuye a valores menores de 30 la influencia del peso específico aumenta y el parámetro que determina la capacidad última es el relacionado con los valores de la compresión uniaxial en la roca intacta (σ_{ci}); estos resultados los obtuvieron por medio de modelaciones numéricas.

Xiao-Li & Jian-Hua, 2005 consideraron al macizo rocoso como isótropo y homogéneo, con la dirección de las discontinuidades distribuidas al azar, la separación de las fracturas son pequeñas comparadas con la magnitud de la estructura rocosa y el peso muerto del macizo si contempla una carga adicional en la superficie. En esta investigación se concluye que la sobre carga tiene un efecto relacionado con la capacidad ultima, mientras que la resistencia a compresión uniaxial puede analizarse de manera separada para obtener la capacidad ultima de manera conservadora. Esto se traduce que al contemplar el peso propio del macizo rocoso la capacidad ultima aumenta con una diferencia de hasta el 0.43%, y de igual manera si el peso específico del material es mayor la capacidad ultima será mayor.

Los investigadores Serrano & Olalla (2000), determinaron la capacidad última incorporando un nuevo parámetro “ n ”, el que dependen del grado de fracturamiento del macizo rocoso, este método es válido para el caso de deformaciones planas y sin peso propio del material; concluyendo que al aumentar la magnitud de n , el factor de la capacidad ultima disminuye.

La Dirección General de Carreteras de España en el 2009, señala en el euro código que por la complejidad de los macizos rocosos, se recomienda que si el macizo rocoso es de muy baja calidad ($RQD \leq 10$), se deben diseñar las cimentaciones en términos de un material como suelo. Si el macizo rocoso tiene mejores cualidades los parámetros a incluir para el diseño de cimentaciones deben ser la resistencia a la compresión simple, tipo de roca, grado de alteración y el RQD. Este sistema sobreestima la capacidad del macizo rocoso para las cimentaciones y entre las limitaciones se encuentran el no incluir pendientes o inclinaciones en el terreno, no

contemplar la influencia del flujo de agua y las presiones superficiales no deben exceder los 5MPa.

Con base en estas investigaciones se observa lo complejo que ha sido determinar una única ecuación para determinar la capacidad última o los asentamientos en macizos rocosos, y al ir aumentando las variables como el peso propio del macizo se hacen más complejas las soluciones analíticas. De igual forma el interés por estudiarla es primordial, debido a esta ausencia de criterios normados al respecto.

2.3 EFECTO DE LA CARSTICIDAD EN LAS VÍAS TERRESTRES

Los problemas ingenieriles que se pueden presentar en la localización de rutas de comunicación en regiones cársticas son primordialmente tres: contactos altamente irregulares del suelo con el macizo rocoso, desarrollo de disoluciones como cavernas u oquedades expuestas y el cambio de la roca degradada a suelos residuales altamente plásticos (Francis, 1984).

Estos problemas geotécnicos afectarán el rendimiento del pavimento, pero generalmente son asociados al diseño geométrico (no al diseño del pavimento), estos problemas incluyen: fracturas y escalones en pisos y caminos, frecuentemente mostrando patrones curvos, cuyos lados cóncavos apuntan al centro del área del hundimiento y eventualmente el desplazamiento vertical también ocurre en estos puntos. La subsidencia del suelo, a veces produce en las zonas de hundimiento deformaciones en el pavimento sin fracturas, las que son fáciles de reconocer al observar las diferencias de varios centímetros en la superficie de pisos y caminos debajo de su posición normal (Soriano & Simón, 2002).

A lo largo de la historia del diseño de pavimentos, se han encontrado problemas especiales en relación con el soporte del pavimento, debido que al realizar obras de infraestructura como carreteras o puentes en topografías cársticas muchas oquedades son encontradas, durante la etapa de proyecto o mientras se ejecuta la construcción y la práctica común es rellenarlas con concreto o con otro material compactable que se encuentre en la obra (Slabe, 1997). Al realizar la actividad de rellenado se puede desviar el drenaje local de una formación inicial (oquedad) a una nueva formación, generando un asentamiento por subsidencia en una área adyacente, por lo que el problema no es solucionado. Construir una nueva carretera puede actuar de manera similar, causando su propio socavamiento por nuevas oquedades si el terraplén es permeable y

el drenaje interno no es controlado. Al realizar obras hidráulicas que conlleven tuberías subterráneas y el terreno indica una baja subsidencia por terrenos cársticos, no presentará riesgo alguno a la tubería, pero si hay evidencias de colapsos en el área, las consecuencias de esos eventos pudiesen ser serios, por la formación de fracturas en la tubería (Waltham, Bell, & Culshaw, 2005).

En Tennessee se presentó un caso de subsidencia, donde la zona presenta varios hundimientos, al construir la carretera un hundimiento fue rellenado por la misma construcción y el drenaje fue dirigido a otra zona deprimida en dirección Este de la carretera. El nivel freático regional se inclinaba en dirección Oeste para que la escorrentía de la carretera se vaciara en el hundimiento y luego fluyera por debajo del terraplén. La erosión en esa zona durante el creciente nivel de agua freática debajo del terraplén debido a las intensas lluvias produjo un hundimiento sobre una vieja cavidad rellenada, en la zona Sureste. Después de un programa de exploración sub-superficial que constó de perforaciones e instalación de piezómetros, se determinó la causa; llegando a la solución de sellar los hundimientos aguas arriba y el drenaje directo debajo de la carretera, para así descargar en un punto aguas abajo del flujo de agua subterránea (Francis, 1984).

Otro caso estudiado (Francis, 1984) en Tennessee sobre el efecto de la carsticidad pero con resultado de inundaciones, fue por una oquedad expuesta a la superficie contigua a una autopista y con un área que se llenó de agua e inundó el área circundante. Esta oquedad expuesta se formó sobre un pináculo de piedra caliza, donde los hundimientos y los ductos se desarrollaron debido a la acción de flujo en los conductos desarrollados a lo largo del contacto suelo-roca. La solución para este caso fue reforzar y mejorar la capacidad de drenaje de las oquedades, y esto se logró excavando la zona de roca e instalando pilotes de arena de 1.22m de diámetro, entre cada pilote rellenándolo con material drenante; así el agua pudo dirigirse a los ductos que se encontraban en el subsuelo para aumentar la velocidad de filtración.

Si se involucra la instrumentación adecuada o a la medición constante de niveles en zonas cársticas es posible determinar, en algunos casos, la posición exacta de la subsidencia o del centro de la oquedad cárstica para poder recurrir a una forma de mitigación. Por ejemplo el caso cerca del límite Oeste de El Portazgo en España, existe una oquedad con 100m de diámetro, esta zona fue pavimentada en 1973 y en 1991 no se había notado ninguna deformación en el pavimento. Sin embargo, se detectaron fracturas en paredes después de 1989. La subsidencia

acumulada medida entre 1989 y 1999 fue de 80cm, con un promedio de 8cm/año. Si se considera como fecha inicial el 1973 el promedio sería de 3.1cm/año. Las fracturas que aparecieron en el pavimento fueron reparadas en 1998 y algunas padecieron de una nueva abertura de 6cm después de un año. El daño superficial en calles y carreteras se ha resuelto con renivelaciones con asfalto, llegando a espesores de relleno estimados entre 2.5 y 3m (Soriano & Simón, 2002).

En el caso de la zona urbana de Alcalá de Ebro en España, la oquedad fue rellenada con grava y concreto después de su colapso, además de inyectar concreto a lo largo de la calle principal para prevenir formaciones de oquedades. Aunque la posición exacta de estas depresiones no es conocida, se presume que se localizaron a lo largo de la calle y están relacionadas con perforaciones. En algunas nuevas perforaciones a 10m de la zona de inyección, se ha encontrado concreto a profundidades de 17m, sugiriendo que el concreto migro lateralmente durante la inyección. El daño alrededor de las estructuras sugieren que el concreto inyectado pudo producir un cambio en el comportamiento del subsuelo y subsecuentemente produciendo nuevos desniveles entre la zona reforzada y el área circundante. En este caso se concluye que el proceso de subsidencia relacionado al caso único de la inyección del concreto contribuyo al cambio de las condiciones hidrogeológicas locales (Pueyo-Anchuela & Soriano, 2010).

En el condado de Cerro Gordo en Iowa, se ha intentado monitorear la amenaza de formaciones de nuevas oquedades para mitigar el daño. En el área de estudio que se seleccionó no se identificaron espacios vacíos debajo o entre la superficie del pavimento, aun así se decidió seguir monitoreando el área. En el año 2005 se desarrolló una oquedad expuesta en su superficie afuera del lado derecho de los límites del área del pavimento, aun así no se identificaron oquedades en el área pavimentada. Por estas formaciones se designó un proyecto para instalar una capa de refuerzo al pavimento y se instaló un deflectómetro de dominio de tiempo (TDR), este sistema se seleccionó por ser de monitoreo en tiempo real. En el caso de presentarse una oquedad, el encofrado de concreto (se encuentra debajo de la superficie pavimentada) se fracturará y causará una deformación del cable metálico. Una vez que el cable ha sido deformado produce un pulso que es llevado a la unidad computacional del TDR y la magnitud y el tipo de reflexión son indicativos de la deformación del cable. Consecuentemente los datos son identificados en la zona exacta donde se produjo la deformación para ir a verificar el suceso de la deformación (O'Connor & Trainum, 2015).

La estabilidad de la superficie de las cavidades depende de diversos factores, incluyendo el grado de degradación de la roca, discontinuidades, espaciado y orientación de las juntas en el techo de la roca, y los esfuerzos impuestos por una carga adicional como un terraplén (Francis, 1984). Un caso estudiado en Inglaterra de una carretera, que se encuentra sobre una oquedad de grandes dimensiones, cubierta de 2m y un ancho de 4m, mostró en la historia de desplazamientos el centro de la cavidad, gracias al modelado numérico, resultando un comportamiento vertical gradual del material de la cubierta hacia el espacio vacío. Debido a que la carga superficial es pequeña que ocasionan pequeños movimientos superficiales; darían suficiente tiempo para tomar acciones preventivas y así evitar catástrofes en la Infraestructura vial (Waltham & Swift, 2004).

Debido a la deformación cárstica en diferentes momentos ha habido la necesidad de resolver la cuestión del grado de estabilidad en los estratos de cavernas descubiertas superficialmente, esto para fortalecer la capacidad de carga de la cimentación o descargarla en el grado deseado y determinar la terminación de los procesos cársticos en términos de espesor de los huecos en la superficie, asegurando el funcionamiento de las estructuras. La deformación en forma de subsidencia en los estratos superficiales no se corta (falla) en el desplazamiento verticalmente, pero si se comprime lateralmente dentro del espacio vacío, debido a que el desplazamiento de la roca hacia el centroide del espacio vacío es también formado a lo largo del movimiento horizontal a vertical, el cual causa alargamiento o acortamiento de las estructuras superficiales. Con la formación repentina de la falla en el suelo en algunas partes de la estructura se provoca una redistribución desigual de la carga de las estructuras sobre el subsuelo, en el que la carga no se puede redistribuir uniformemente (Sharapov & Lodigina, 2017).

Al haber cargas superficiales pesadas sobre cavernas con espesores de suelo no suficientes, una técnica a emplear es la losa de tierra reforzada. Un caso en Pensylvania donde se encontró una cavidad de 22.86m de diámetro se propuso construir una losa de concreto de dos vías de 0.91m de espesor sobre un área de 45.72 por 335.3m para soportar el terraplén de la carretera sobre el lecho rocoso cavernoso. La losa fue diseñada para abarcar un vacío de 45.72m de diámetro sin una deflexión apreciable. Mientras que la alternativa de remplazar el concreto con una losa de tierra reforzada con la misma capacidad de carga de diseño, las losas de tierra obtiene su resistencia de la fricción desarrollada a partir de la fuerza normal ejercida por la sobrecarga a lo largo de tiras de acero especialmente diseñadas. Este diseño particular requirió un terraplén

de 4.6m para proporcionar suficiente presión de sobrecarga; la losa de tierra reforzada fue elegida debido a su costo mucho menor (Francis, 1984).

En el año del 2012 el Gobierno Estatal de Yucatán realizó el Informe Ejecutivo sobre el Atlas de riesgos por fenómenos naturales del Estado de Yucatán, el cual contempla una sección de hundimientos, referentes a los problemas de carsticidad que presenta la zona; con base en el análisis bibliocartográfico, casos de estudio a nivel mundial, disponibilidad de datos y escala de trabajo, obtienen el mapa de zonificación del grado de susceptibilidad por hundimiento en el Estado, contemplando el Centro y el Noreste del territorio Yucateco con susceptibilidad muy alta y alta. A partir del cruce de información entre el mapa de susceptibilidad y la infraestructura urbana, generaron el mapa de amenaza en vialidades federales y estatales, véase en la Ilustración 2.1, concluyendo que de los 1,556km de carreteras federales, 90km se considera en amenaza muy alta mientras que 247km y 313km corresponden amenaza alta a media; teniendo un costo por afectación en el año de estudio (2012) de \$33'157,623.00 pesos. Por otra parte las carreteras estatales presentan 921km y 1,072km de grado alto a medio, dando un costo total por afectación de \$9'648,013.00 pesos (Servicio Geológico Mexicano, 2012).

Generalmente la mitigación para este caso de problemas puede incluir operaciones de excavación y relleno, inyección de lechadas de concreto o columnas de concreto. Para áreas muy localizadas y en regiones cársticas donde los vacíos son aleatorios pero se anticipa que sean pequeños, se ha resuelto con el tendido de losas de concreto armado o bases reforzadas y sub-bases usando geo-mallas o malla de alambre electro-soldada (NHI-05-037, 2006).

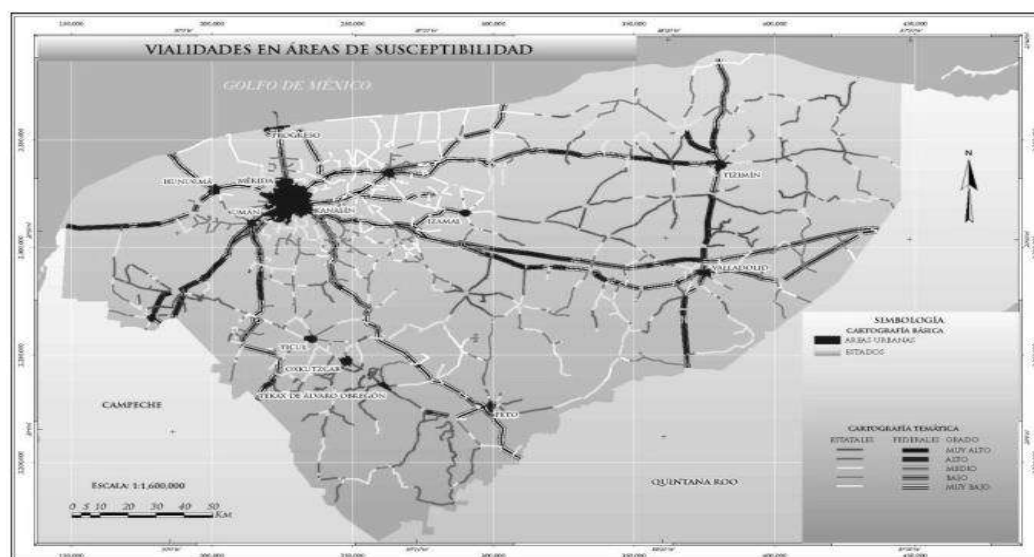


Ilustración 2.1 Mapa de amenaza por hundimiento en vialidades federales y estatales (Servicio Geológico Mexicano, 2012).

En esta sección se revisó el efecto de la carsticidad en las vías terrestres, como primera afectación de la posible subsidencia de la carretera y zonas aledañas por el efecto de cavidades. El principal efecto que se tiene en la superficie por la carsticidad, es el hundimiento de las carreteras, que se encuentren aledañas a oquedades. Con la instrumentación en las obras de infraestructura se ha detectado que el punto con mayor depresión en la superficie es debido al centroide de la oquedad. De igual manera se llega a presentar la subsidencia en zonas cercanas a las oquedades que se rellenan con materiales más rígidos que el subsuelo. La deformación en el estrato superficial se ha corroborado como una subsidencia en el eje vertical, y en el eje horizontal se presenta una compresión de las paredes laterales de las cavidades. Como las cargas de una carretera son de magnitudes pequeñas, un parámetro para determinar la afectación en la carretera y así realizar actividades de mitigación, son las deformaciones que se llegan a presentar en la calzada. Si las oquedades que se desean estudiar son de anchos considerables, los estudios señalan como pertinente realizar una losa reforzada en el espacio vacío de la cavidad, para que la losa sostenga las cargas superficiales. En Yucatán se presentan diferentes tipos de amenazas dependiendo de la localización de la obra de infraestructura, pero se contempla como una afectación de todo el Estado de Yucatán.

2.4 INVESTIGACIONES EMPLEANDO LA MODELACIÓN NUMÉRICA EN TERRENOS CÁRSTICOS.

El trabajo de Long Jia, 2015; presenta que, al llegar a cierto valor de esfuerzos en la cavidad ocurre la falla, por ello afirman que las formaciones de oquedades se pueden estudiar desde los cambios del nivel de agua en el acuífero de la zona. Concluye que los desplazamientos máximos ocurren en la bóveda del subsuelo y estos desplazamientos crean esfuerzos tensionales que a la larga producen fallas y colapsos en la oquedad; para determinar el tamaño máximo que puede llegar a tener la oquedad para que se produzca la falla. El autor utiliza una de las herramientas que contiene la simulación para ir expandiendo gradualmente el tamaño de la bóveda hasta llegar a las tensiones máximas que resiste dicho macizo rocoso. Dicha evolución la realiza de manera geométrica y estandarizada hasta llegar a un tamaño máximo. En este trabajo aparte de encontrar la combinación de esfuerzos para que produzca la falla en la superficie se realizaron gráficas de la evolución de la distribución de los esfuerzos y deformaciones dependiendo de tamaños y distribuciones de la oquedad.

En la investigación de Waltham, 2004; la que se realizó con arenisca y en oquedades construidas por el hombre en Nottingham, indagaron sobre la relación de esfuerzos máximos que pueden soportar oquedades de 4m de ancho, variando su espesor de 1 hasta 3m de espesor, corroborando que a mayor espesor resisten mayores esfuerzos. De la misma manera concluyeron que el ancho de las oquedades es menos significativo al momento de dar resistencia al sistema del subsuelo. Además de revisar la capacidad de carga en un ambiente cárstico, modelaron el caso real de una oquedad subyacente de una carretera para analizar la estabilidad de la carsticidad tubificada. Comenzaron analizando la estabilidad actual de la oquedad únicamente con el peso propio del subsuelo, posteriormente colocaron la cara distribuida de la vía terrestre y adicionando una carga puntual en el centro de la oquedad, observaron que la falla se produciría en el centro del techo de la oquedad, posteriormente siguieron aumentando la carga puntual para determinar las zonas de falla alrededor de la oquedad. Con este estudio pudieron realizar nomogramas sobre anchos y espesores de oquedades que demuestran cierta estabilidad en cargas superficiales, esto para poder lograr una guía de construcción.

Con la investigación de Zhengxin Lu, 2005; sobre la evaluación de la estabilidad con modelado numérico para la construcción sobre oquedades, Waltham realizó un capítulo en su libro de carsticidad sobre capacidad portante en los techos de oquedades. El trabajo de Lu se centró en la simulación de varios casos en elementos discretos para llegar a correlaciones; se generalizo un ambiente con una oquedad con cierta profundidad y una carga impuesta cuadrada. Se fueron variando las propiedades del macizo rocoso y de igual manera fueron variando los parámetros resistentes geotécnicos de los macizos. Con varias simulaciones se obtuvieron nomogramas para distintos índices de macizos rocosos que llegarían a ser inestables dependiendo de la geometría de la oquedad y de la profundidad de la misma. Al concluir esta investigación dejan en claro que a pesar de que las propiedades de la roca no fueron determinadas en un sitio real y que la investigación representa un modelo generalizado y no particular; la metodología fue exitosa y proporciona información útil sobre posibles casos particulares para el estudio de problemas de colapsos en oquedades.

Por su parte Rawal, 2016 en su artículo para la cuarta conferencia Geo-China en el 2016 expuso la dificultad de recrear la actividad cárstica debido a las interacciones químicas y físicas que con llevan estas catástrofes geológicas; por ello lleva a cabo la simulación en elementos discretos, para analizar el comportamiento geomecánico alrededor de la oquedad debido a la

disminución del nivel de agua freática; el suelo simulado es aquel que sufre flujo plástico al momento de llegar a su límite de fluencia. La porosidad y la permeabilidad fueron datos esenciales en estas simulaciones debido a características hidrológicas que se querían observar. En las simulaciones se verificó que en las zonas donde bajaba el nivel de aguas freáticas, la deformación alrededor de la cavidad comenzaba a crecer. Por su parte a mayores rangos de permeabilidad del suelo producirá colapsos a corto tiempo, los colapsos eran determinados cuando las deformaciones cambiaban de magnitudes de centímetros a metros; y para observar si el suelo falla por corte analizaron las gráficas de plasticidad del suelo, y donde generaban esfuerzos en su punto de fluencia o corte eran las zonas donde las deformaciones se presentarían. Con esta presentación concluyeron que un modelo químico-mecánico es necesario para la representación realista de la disolución y fallas geológicas de las rocas calizas en actividad cárstica.

Investigaciones comparativas entre métodos analíticos y usando elementos finitos se han desarrollado por Charles Augarde, 2003; sobre la predicción de colapsos de oquedades no drenadas en suelos puramente cohesivos y usando teorías elasto-plásticas; verificando que el mecanismo de falla se debe a una falla local que depende de la profundidad de la cavidad debido a los esfuerzos verticales que se generan a partir del peso propio del suelo. Aunque el autor concluye que los resultados obtenidos son limitados debido a las pocas soluciones analíticas ya disponibles.

El proyecto de tesis de Stephen Foley, 2006; se centra en el análisis de la estabilidad de cavernas en relación con el almacenamiento de gas natural en rocas calizas, teniendo en cuenta que son cavernas creadas por el hombre inyectando ácido para posteriormente poder extraer el gas natural que se encuentra almacenado en el subsuelo. Con simulaciones en elementos discretos concluyo que los esfuerzos *in situ* representan un efecto sustancial en la estabilidad de las cavernas, establece que las fallas pueden ocurrir para cualquier tipo de geometría debido a bajos rangos de coeficientes k (relación de esfuerzos horizontales con verticales), y la estabilidad generalmente aumenta cuando se incrementa el coeficiente k , y al obtener valores elevados la estabilidad dependerá de la geometría de la caverna. De igual manera comparo la estabilidad de las cavernas dependiendo de la profundidad de dicha oquedad, concluyendo que a mayores profundidades las cavernas serán menos estables.

En las investigaciones tanto de Yao et al., 2018 y de Joon et al. 2014; se enfocaron en estudiar numéricamente el comportamiento de la capacidad de carga en cimentaciones superficiales sobre arcillas que contenían cavidades (única o múltiples) y determinaron que la capacidad de carga decrece como la distancia entre la cimentación y la cavidad. Mientras que a mayores profundidades y distancias mayores entre la cimentación y la cavidad el sistema se vuelve más rígido, haciendo que el sistema no reduzca significativamente la capacidad última. De igual manera concluyen que existe una locación de cavidades donde el efecto de la estabilidad de la cimentación se vuelve insignificante. Si se contempla más de una oquedad la capacidad última decrece a mayores rangos si el espacio entre las oquedades es menor.

En la investigación de Makoto et al., 2007; la que se centra en una región de Japón, se hace hincapié en las características desfavorables que se contemplan en la capacidad de carga, como los valores irregulares de la distribución de esfuerzos, alternancia de capas cementadas y no cementadas y numerosas oquedades de diferentes tamaños. Por ello su análisis numérico con diferentes oquedades en el modelo; y la distribución uniforme de una carga, en este trabajo se fue incrementando la carga hasta encontrar la falla en el material. Nuevamente concluyen que la profundidad y el centro de la oquedad con respecto a la carga son sumamente importantes para la determinación de la capacidad última. Si se colocan dos oquedades la falla tenderá a producirse en la oquedad más próxima a la carga. Si se generan más de dos oquedades la reducción de la capacidad de carga será proporcional a cuando se tenían únicamente dos.

Existen diversos trabajos sobre el modelado de los terrenos cársticos, sin embargo como se ha revisado, la actividad cárstica depende de varios factores que varían dependiendo de la geoposición, como las propiedades químicas de la roca, la durabilidad de la roca, los intervalos de tiempo en que la roca está en presencia de agua, y todo esto producirá un desgaste diferente en el subsuelo, por ello es un tema al que hay que seguir investigando para lograr un modelo estadístico y general sobre el comportamiento de los terrenos cársticos y no padecer en el futuro de colapsos repentinos.

3 CARACTERÍSTICAS DEL SITIO DE INVESTIGACIÓN

Como los terrenos cársticos varían con la geología y esta depende de su posición geográfica, en este capítulo se hará referencia al terreno cárstico en Yucatán, México y a los parámetros específicos encontrados en la zona de estudio y a las cavidades que se pueden formar en esta zona.

3.1 CARSTICIDAD EN YUCATÁN

Geológicamente la península de Yucatán muestra en general dos unidades morfológicas principales: la primera está ubicada en el Norte, y en ella predominan las planicies y las rocas sedimentarias neogénicas; en el Sur, las planicies alternan con lomeríos de hasta 400m sobre el nivel del mar en rocas sedimentarias oligocénicas (Lugo-Hubp & Aceves-Quesada, 1992). La secuencia de plataformas son estructuralmente no complicadas, formadas de carbonatos y evaporitas casi horizontales de las eras del Cretácico Inferior al Cuaternario; en la parte Norte de Yucatán, la secuencia de la plataforma tiene al menos 3,500m de espesor (Hildebran & Penfield, 1991); mientras que la secuencia de rocas paleogénicas se encuentra en todo el subsuelo y consiste principalmente en caliza, arenisca y evaporita del Paleoceno y Eoceno (López Ramos, 1975).

El patrón de formación de piedra caliza del Terciario y Cuaternario es de dirección de Sur a Norte, esto significa que la era geológica del material aumenta conforme nos alejamos de la costa. El macizo rocoso de calcio llega hasta los 1,066m de profundidad y bajo esta plataforma se encuentra un estrato de andesita y en estudios diversos se ha visto que no se haya arenisca en su interior (Instituto Geología Mexicana, 1896). En la península existen fallas normales y probablemente fallas de carácter transcurrente, que se pueden relacionar con el movimiento de rotación de la plataforma y al desplazamiento lateral izquierdo (Ross, 1988). En la Ilustración 3.1 se observa la clasificación geológica de Yucatán donde se puede observar el relieve plano que predomina por la costra de roca caliza conformada por material marino y se observa la mayor altitud entre la llanura y el lomerío que se encuentra al Sur del Estado, el cerro de Benito Juárez con 210m sobre el nivel del mar; igualmente se encuentra una elevación muy estrecha y alargada en dirección Noroeste-Suroeste a la que se le conoce como Sierrita de Ticul con 150m sobre el nivel del mar (INEGI).

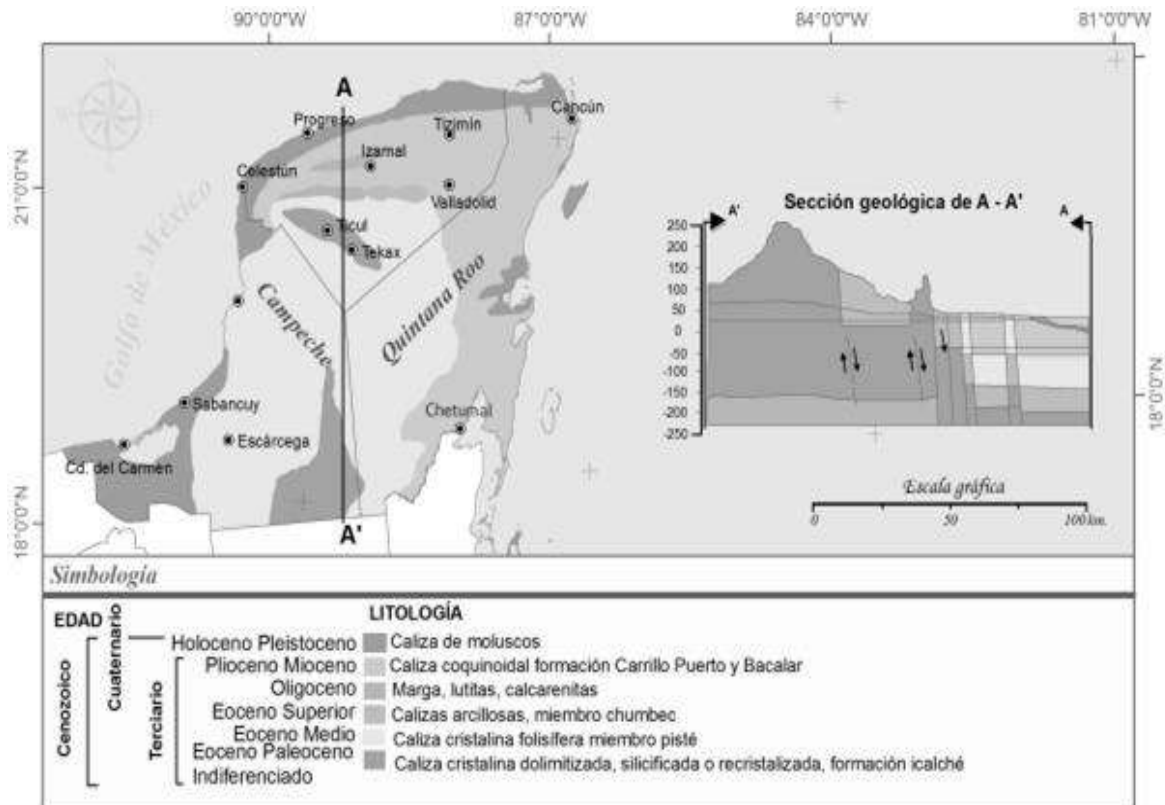


Ilustración 3.1 Clasificación geológica de la península de Yucatán (García & Graniel, 2010).

La región de Yucatán está conformada por rocas carbonatadas y evaporitas. La roca carbonatada es aquella que está formada por más del 50% de minerales carbonatados (aragonito, calcita baja o alta en Magnesio, dolomita); los minerales pueden estar constituidos por tres principales componentes: Aloquímicos, que son partículas carbonatadas generales en la propia cuenca, como los fósiles o restos de organismos, ooides, pellets o intraclastos diversos. Ortoquímicos, que corresponden a precipitados directos del agua del mar como la micrita (constituye la matriz; calcita micro cristalina) y esparita (cementos que rellena poros; cristales de calcita). Terrígenos, partículas incorporadas desde fuera de la cuenca, como fragmentos de rocas, cuarzos, feldespatos, micas y arcillas (Caracuel, 2004).

Con respecto al suelo, existe un substrato desmenuzable, blanquecino, que es una roca calcárea no consolidada, cuya consistencia parece indicar que el lodo calcáreo del cual procede se depositó como calcita y, por lo tanto, no ocurrió la recrystalización de aragonita a calcita, proceso necesario para la consolidación de la roca. El espesor de este substrato denominado Sahcab usualmente es de 2 a 4m, siendo en ocasiones menor o mayor. Cuando se le encuentra, subyace a la capa superficial de la caliza compacta, descansando sobre caliza suave.

El otro sustrato de suelo que se encuentra en la región es el denominado Kancab, designa al grupo de materiales de color rojizo con propiedades de limos arcillosos plásticos, este material no es tan abundante ni tan extenso como lo es el Sahcab (González Herrera, 2002).

En la planicie Yucateca se encuentran diferentes características cársticas, dividiéndose en dos grandes grupos, las menores y las mayores; las primeras hacen referencia a los afloramientos calizos en todo el estado que presentan depresiones circulares en forma de fosas, surcos y crestas trezadas las que resultan de la erosión de la solución, el ejemplo claro son las disoluciones cercanas a la superficie. Mientras que los cenotes se encuentran en la característica más importante de la carsticidad Yucateca, contemplando oquedades de varios metros, otra característica importante son las cavernas secas o inundadas desarrolladas por dolinas en forma de túneles que se presentan mayormente en el Este de la costa yucateca (Spingal & Espinosa, 1972).

En el estudio de William Finch en 1968, se presentan 3 primordiales zonas cársticas en el Estado de Yucatán: la costera, la central y la región de la colina. La región costera está definida por toda la longitud de la costa con un ancho aproximado de 8km. Esta región cárstica está definida por ojos de agua y por pequeños cenotes y oquedades inundados. Aunque sin lugar a dudas, la plataforma de piedra caliza que forma la llanura costera está llena de un laberinto de pasadizos y cámaras subterráneas. En la parte Oeste de la región central se encuentra el macizo calizo quebrado y cuarteado cubierto de huecos pocos profundos y formando pequeños montículos, mientras que en el este a medida que aumenta el relieve (topografía) desaparecen los huecos y los montículos y comienzan a aparecer las oquedades más profundas con forma de túneles. En la frontera de estas dos regiones se encuentran lapiaces que son los afloramientos calizos con surcos y la superficie rugosa por el efecto cárstico; los montículos y las depresiones superficiales tienen una geometría aproximada de 6m de diámetro con 3m de elevación (William, 1968). En la Ilustración 3.2 se muestra gráficamente la ubicación de diferentes tipos de depreciaciones en el estado de Yucatán.

El nivel de agua freática que se presenta en la costa Yucateca, contempla la trayectoria cuando el nivel del agua aumenta con la distancia del mar, así se cuenta con un nivel de aguas freáticas de 1.5m en Dzilam de González y en la región de Sotuta el nivel aumenta hasta llegar a 2.1m, sin embargo los niveles de agua caen en Kantunil que se encuentra en el Anillo de Cenotes y continua aumentando al seguir la dirección sur del anillo de los centones (Marín &

Perry, 1994). En la Ilustración 3.3 se puede observar la interacción del flujo de agua subterránea en el estado de Yucatán con las rocas calizas y el subsuelo que presenta diversas formas, representando un terreno cárstico. La imagen localizada en la parte superior derecha establece la reacción química del agua de lluvia para poder diluir la roca caliza (Sección 1.2).

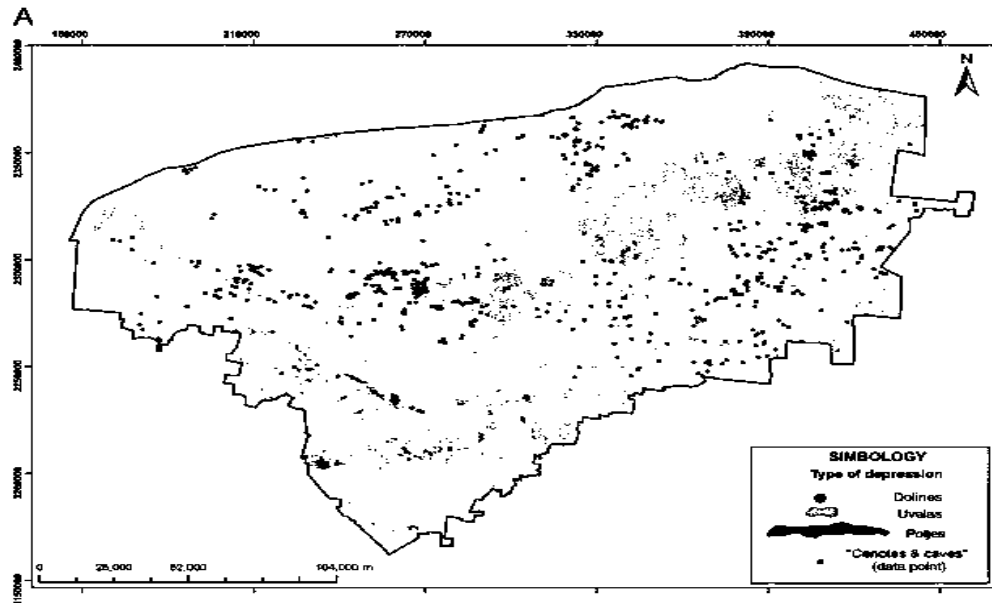


Ilustración 3.2 Distribución geográfica de tipos de depresiones cársticas en Yucatán (Aguilar & Bautista, 2016).

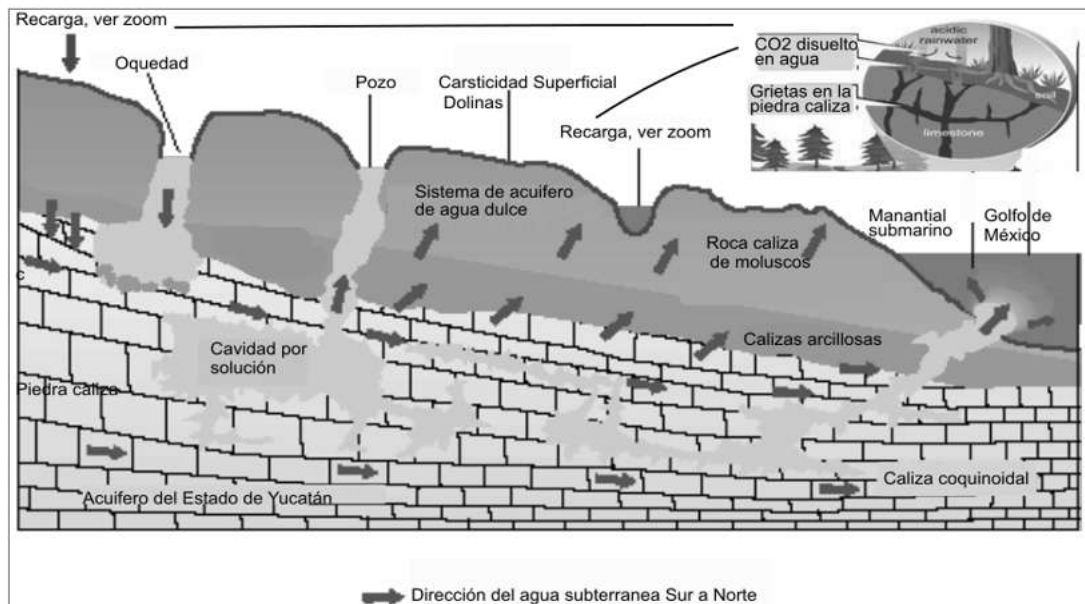


Ilustración 3.3 Terreno cárstico con acuífero del estado de Yucatán, sin escala.

3.2 PARÁMETROS GEOMECÁNICOS SELECCIONADOS PARA LOS ESTRATOS IDENTIFICADOS EN EL SITIO DE INVESTIGACIÓN

La zona de estudio se encuentra en la parte Noroeste del estado de Yucatán, en el lado izquierdo de la carretera que une a las ciudades de Dzilam González y Dzilam de Bravo, en la Ilustración 3.4 se aprecia la fotografía satelital del polígono de la zona elegida; las coordenadas geográficas del centro del polígono está compuesto por Latitud: $21^{\circ}21'34.06''N$ y una Longitud: $88^{\circ}55'34.59''O$. En la imagen se encuentra el polígono que está situado a 1.6km del litoral costero que está sujeto al manglar de la costa Yucateca; y en la colindancia de Este y Oeste se encuentra terrenos de uso ganadero y agrícola. En la Ilustración 3.5 se muestra una de las oquedades superficiales que se encuentran en la zona de estudio.

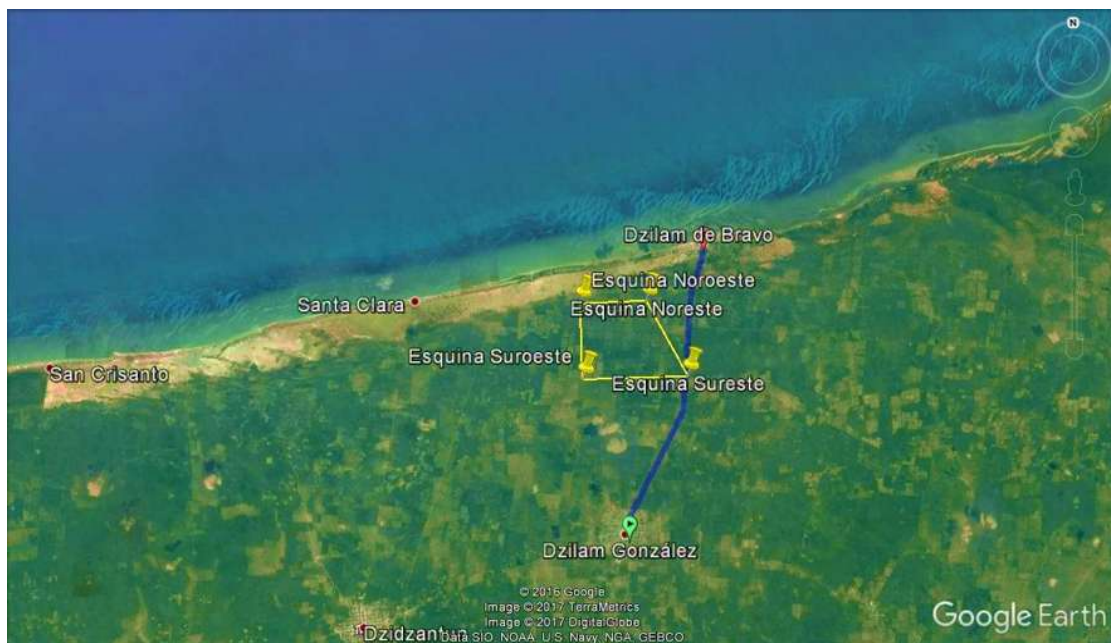


Ilustración 3.4 Fotografía satelital de Google Earth© de la zona de estudio.



Ilustración 3.5 Relieve de Yucatán (izquierda) y oquedad superficial (derecha) encontrada en la zona de estudio.

Para la descripción del macizo rocoso de la zona Norte costera del Estado de Yucatán, se comenzó con el análisis de los estudios geotécnicos que se tienen actualmente y que se llevaron a cabo por GEEA Géólogos, 2016. En la zona de estudio existen dos estratos importantes en la zona costera yucateca el primero y superficial corresponde a una macizo rocoso formado por residuos marinos no consolidados, que mediante la acción de la disolución, cristalización, compactación; han dado resultado un material consolidado, de consistencia masiva, que tiende a endurecerse al transcurrir el tiempo (Leet & Judsón, 1980). En los trabajos realizados por Estrada Héctor, 2010; utilizando un georadar (GPR) con una antena de 200MHz, se hace referencia a que el primer estrato coloquialmente llamado “laja”, se encuentra entre de 0.3 a 2.5m de profundidad, dicha investigación se realizó en el centro del Estado. Subyacente a esta capa se encuentra el “Sahcab” o material granular que resulta de la descomposición de las calizas que lo subyacen, dicho estrato de igual manera, Estrada Héctor lo reconoce como segundo estrato horizontal sin cambio con un espesor variable hasta 5m, después de la coraza calcárea. Cabe recalcar que ambos estratos explicados en literatura (Sección 3.1) como los encontrados por Estrada y como los que presentan los estudios geotécnicos que se realizaron en el área de estudio, ambos estratos “superficiales” presentan una condición horizontal, que indicaría que aún no se presentan fuerzas que actúen sobre ellas, esto habilita la decisión de no contemplar en el modelo numérico, la representación de discontinuidades independientes como lo hace el criterio de Barton o Hoek y Brown no generalizado.

En los estudios geotécnicos *in situ* que se realizaron en el área, comenzaron realizando estudios geofísicos para verificar los estratos y la posición del nivel de aguas freáticas. Con sondeos eléctricos verticales (SEV) se corroboró la presencia de ambos estratos anteriormente señalados, con un promedio de 4.09m de espesor la coraza calcárea y los consiguientes 15.5m se encontró el material no consolidado; mientras que el nivel de agua freática se encontró a los 3.0m de profundidad (valor medio). En ciertas zonas se encontraron espacios vacíos, que se presentan por la actividad cárstica de la zona, dichos espacios vacíos se encontraron como separación de estratos diferentes o incluidos en un mismo estrato.

A partir de los estudios geofísicos realizaron un estudio mixto, debido a que se encontraron dos estratos con las mismas características y en las mismas posiciones, la roca como estrato superficial y la grava como material subsuperficial. Los valores para dividir los estratos en magnitudes de velocidad de onda sísmica fueron los siguientes: para la identificación del macizo

rocoso se contemplaron magnitudes mayores a de 760m/s, mientras que menores a esta velocidad se clasificó como material alterado, degradado (coloquialmente denominado “Sahcab”). Estos valores se pueden verificar con las profundidades en los sondeos mixtos.

Al contemplar que el diseño geotécnico presentará un ambiente compuesto entre un macizo rocoso y un suelo, se justifica la utilización de un sondeo mixto para la obtención de los parámetros geomecánicos, primeramente una perforación rotatoria con extracción de testigo continuo y posteriormente la prueba de penetración estándar (SPT).

En las muestras obtenidas por este método se puede extraer cierta información relevante para nuestra investigación. El macizo rocoso superficial se clasifica como un estrato muy grueso, debido a que tiene más de 1.2m de espesor, se encuentra como una roca fresca debido a que no presenta signos visuales de descomposición, aunque el macizo rocoso en realidad se encuentra en la clasificación de intensamente fracturada debido a que la mayoría de los especímenes que se obtuvieron de la batería de la perforación se observan en rangos de 3 a 10 cm (DOT, 2015). Esto conllevó a que de los 28 sondeos que se realizaron en la zona de estudio únicamente se realizaron 10 pruebas de carga puntual y 3 pruebas a compresión simple.

En las perforaciones realizadas al macizo rocoso, se observa una matriz rocosa con resistencia a compresión simple moderadamente resistente con promedio de 356kg/cm^2 que en la clasificación de Bieniawski tiene una puntuación de 4pts, y en promedio el RQD del macizo es de un 30% con 6pts en la clasificación, siendo una roca de calidad pobre. Las perforaciones que se obtuvieron en esta zona se realizaron avanzando aproximadamente 65cm para cada recuperación, y los testigos que se observan en la fotografías son máximos de 20cm y en casos muy concretos; la mayoría presenta muestras menores a los 10cm de longitud, donde la orientación de las divisiones era paralela a la horizontal del lecho rocoso, no se observaron fallas que representen movimientos en el macizo. Con esta información se puede contemplar una perspectiva geomecánica de nuestro macizo rocoso superficial. La descripción cuantitativa de la estratigrafía obtenida de acuerdo a lo establecido por la I.S.M.R. (International Society for Rock Mechanics) como una roca de grado IV, muy meteorizada, donde más de la mitad de la roca está descompuesta y/o desintegrada en suelo, pudiendo haber zonas de roca sana o decolorada formando un marco continuo o como bloques y/o núcleos sanos.

Para representar estas características en la estimación de la resistencia del macizo rocoso (Hoek & Brown, 1997), hay que seguir 3 pasos primordialmente, la resistencia a compresión no

confinada, el valor de la constante m_i de Hoek-Brown para esta roca intacta y el valor del índice de resistencia geológica GSI.

El índice geológico de resistencia para nuestra zona de estudio es de $GSI=30$, este valor se obtuvo con las gráficas de caracterización geotécnica del macizo rocoso según el grado de trabazón de los bloques o trozos de la roca (Anexo II). Se concluyó este valor debido a que la estructura del macizo rocoso está representado por la forma “perturbado” debido a que está fracturado, esto se observa en los testigos recuperados en la perforación rotatoria donde las longitudes de los trozos extraídos fueron menores de 15cm, debido a la presencia de demasiadas juntas (fractura en la roca, en la cual no ha habido movimiento observable). Referente a la condición de las discontinuidades se optó por la condición regular donde se señalan superficies lisas y con cajas moderadamente intemperizadas o afectadas, esto debido a que el nivel de aguas freáticas se encuentra a poca profundidad y esto ocasiona que el flujo subterráneo elimine la rugosidad de las paredes de la junta y altere la calidad de la roca. Condiciones más desfavorables contemplan el relleno arcilloso en las juntas y en los testigos no se observó dicha condición al igual que en los estudios seleccionados no indican sedimentos arcillosos encontrados.

Con base a los estudios de compresión simple el σ_{ci} resultante es de 34.91MPa, la constante de origen de la roca sedimentaria no clástica del grupo de los carbonatos (calizas, dolomitas) es de m_i de 8pts, con estos valores se obtienen los parámetros de no linealidad s y α ; mientras que el esfuerzo principal de la roca intacta se obtiene con la formula sintetizada del criterio de Hoek y Brown.

$$GSI= 30$$

$$m_i= 8$$

$$m_b= m_i * e^{((GSI-100)/28)}= 8 * e^{((30-100)/28)}= 0.6566$$

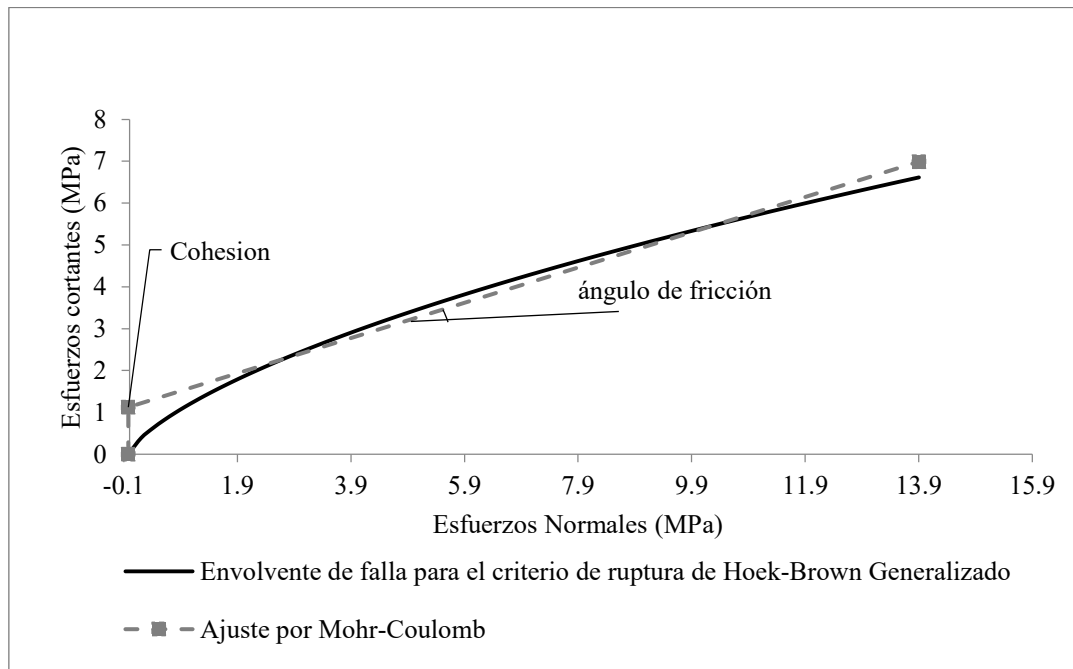
$$s= e^{((GSI-100)/9)}= e^{((30-100)/9)}= 0.0004189$$

$$\alpha=0.516$$

$$\sigma'_1= \sigma'_3 + \sigma_{ci} (m_i * (\sigma_3 / \sigma_{ci}) + 1)*0.5= (0.25*34.91) + 34.91 (8 * (8.7275 / 34.91) + 1)*0.5= 69.19MPa.$$

Con estos parámetros se procede a entrar al programa RockLab® del software Rockscience, para obtener los valores picos de la falla representados por el ángulo de fricción y la cohesión corregida de nuestro macizo rocoso, utilizando el ajuste por Mohr-Coulomb y la regresión lineal (Ver Gráfica 3.1) para la determinación de los esfuerzos principales como el esfuerzo principal

menor máximo, que representa el límite superior de confinamiento; al igual determina parámetros del macizo rocoso, se detallan en la Tabla 3.1.



Gráfica 3.1 Ajuste por Mohr-Coulomb de la envolvente de falla de Hoek-Brown Generalizado

Tabla 3.1 Parámetros geomecánicos del macizo rocoso

Parámetro	Valor
Cohesión (c')	1.252MPa
Ángulo de fricción (ϕ)	24.304°
Esfuerzo Principal menor máximo ($\sigma'_{3\max}$)	8.75MPa
Esfuerzo a tensión (σ'_t)	-0.032MPa
Uniaxial compression strength (UCS)	0.841MPa
Esfuerzo global (σ'_{cm})	3.878MPa
Módulo de deformación de la roca intacta (E_i)	31,563.135MPa
Módulo de deformación del macizo rocoso (E_{rm})	2,550,000 MPa

Para ejemplificar los estudios geotécnicos facilitados de la zona, se realizaron los histogramas con los parámetros correlacionados a partir del estudio geotécnico (SPT), (ver Anexo III).

El estrato del macizo rocoso meteorizado, presenta los mismo parámetros geomecánicos a lo largo de la sección, a diferencia del estrato sub superficial donde el módulo de elasticidad varía dependiendo de la profundidad donde se encuentre, estas variaciones en el módulo de elasticidad, se deben a la compacidad del material friccionante. Para la obtención de los pesos específicos

saturados y el ángulo de fricción interna efectiva (ϕ') del suelo se utilizó la tabla obtenida en el estudio publicado por el Departamento de Transporte de Virginia (VDOT, 2013). Con relación al módulo de Elasticidad se utilizó la ecuación para las arenas de grava descrita en la publicación realizada por la primera conferencia europea sobre SPT en 1974 (First European Conference on Standard Penetration Testing, 1974) (Tabla 3.2).

Tabla 3.2 Resumen de correlaciones del N_{SPT} (VDOT, 2013 y First European Conference on SPT, 1974)

$N_{spt} (60)$	Ángulo de fricción ϕ'	peso volumétrico saturado $\gamma_s (kN/m^3)$	módulo de elasticidad $E (kPa)$
$3 > N \leq 10$	24	19.17	-
$10 > N \leq 30$	26	19.95	-
$N > 30$	28	21.52	-
$N \leq 15$	-	-	$E = 600(N + 6)$
$N > 15$	-	-	$E = 600(N + 6) + 2000$

Con base en las columnas estratigráficas se seleccionan los valores más comunes que se encontraron en el terreno, para el suelo granular el peso específico sumergido ($\gamma_{sat} - \gamma_{agua}$) es de 10.14 kN/m^3 , el ángulo de fricción efectivo de 26° con una cohesión de 0 y el módulo elástico es de $20,000 \text{ kN/m}^2$. En el macizo rocoso un $\gamma_{sum} 12.16 \text{ kN/m}^3$ y un módulo elástico para el macizo rocoso de $2,550,000 \text{ kN/m}^2$ utilizando la ecuación 6 de la sección 1.5.1.

El coeficiente de Poisson (ν) seleccionado fue el $\nu = 0.25$ para roca muy meteorizada y $\nu = 0.33$ para el estrato de material friccionante. Para el coeficiente de relación de esfuerzos (k) se utilizó el 0.33 para el material granular, mientras que para el macizo rocoso se utilizó $k = 3.837$ con base en la ecuación (16) (Sheorey, 1994), que relaciona el módulo de elasticidad del macizo en kN/m^2 (E_{rm}) y la profundidad en metros (y).

$$k = 0.25 * 7 * E_{rm}(0.001 + 1/y) \quad 16$$

Los parámetros seleccionados en este capítulo, son los utilizados en las modelaciones numéricas en la Ilustración 3.6 se describen los parámetros con su respectiva capa en la estratigrafía.

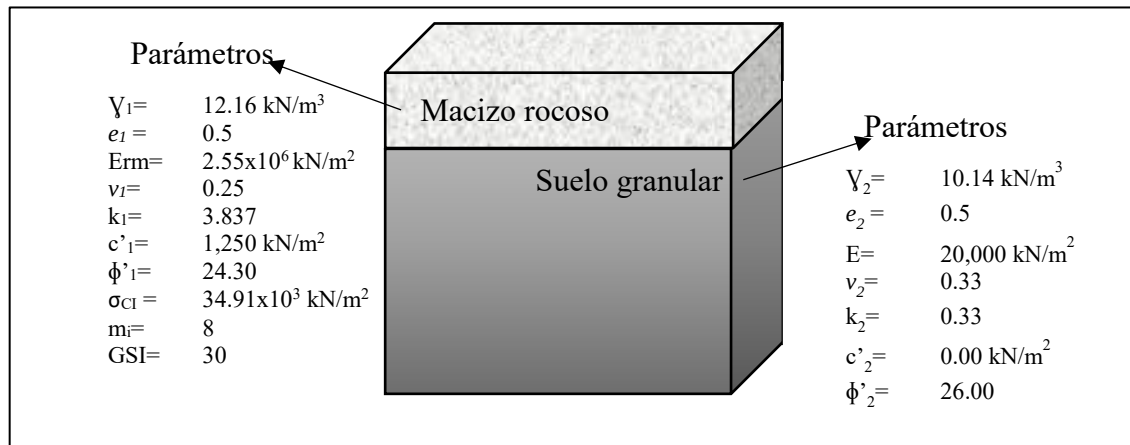


Ilustración 3.6 Estratigrafía y propiedades del sitio de investigación.

4 MODELACIÓN NUMÉRICO PARA REPRESENTAR LA CARSTICIDAD EN EL MEDIO

La Ilustración 4.1, representa el medio idealizado el que representa las dimensiones de las oquedades y la localización de su centroide según los ensayos “in situ” y tomando en consideración lo expuesto por William, 1968; el que determinó la presencia de oquedades pequeñas a poca profundidad, a lo largo de toda el área. A partir de las revisiones presentadas anteriormente. En función del objetivo de este trabajo de simular una vía terrestre, se contempló una geometría del modelo con una longitud de 200m, para imponer una oquedad a cada 10m de longitud, finalizando con 19 oquedades en el espacio.

Se decidió generar oquedades con un diámetro de 1m en función de las características de la carsticidad costera de Yucatán, así como en los perfiles estratigráficos mostrados en la sección 3.2. Se consideró la generación de oquedades en el medio con el mismo diámetro y en forma simétrica a cada 10m de espaciamiento, simulándose de esta forma la generación de más cavidades en diferente tiempo. Las cavidades están protegidas por la costra de roca caliza superficial, ilustrándose en las columnas estratigráficas (Anexo III).

La generación de las oquedades se inició con la abertura de la oquedad del eje central, con su límite superior a una profundidad de 5m entre el macizo rocoso y el suelo friccionante; para posteriormente ir generando las oquedades aledañas a esta, en forma simétrica. La carga superficial impuesta, encima de la capa de macizo rocoso, fue de una carretera con 8m de ancho teniendo su centro en el eje central.

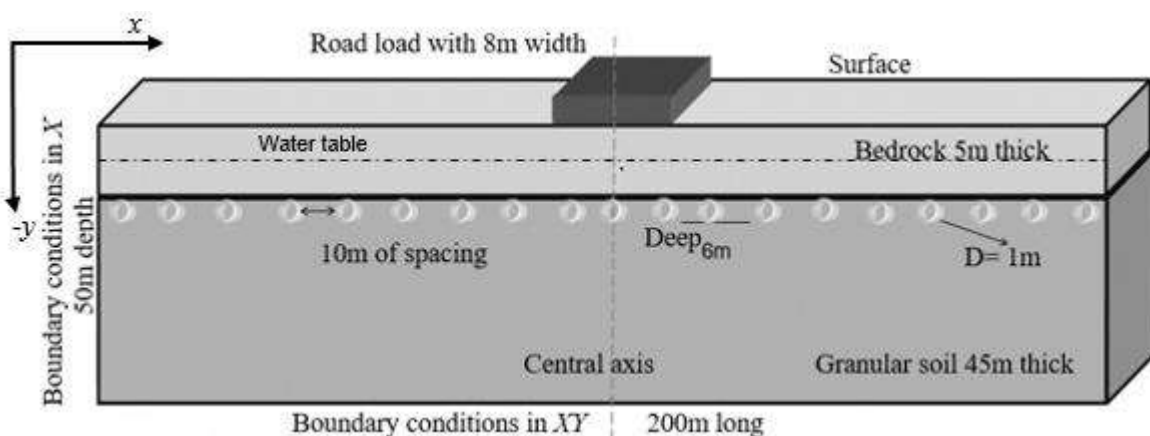


Ilustración 4.1 Representación gráfica del sitio de investigación.

La representación gráfica (Ilustración 4.1) cuenta con 6 medidas, los espesores de las capas del macizo rocoso y del suelo granular. El nivel freático (NAF) que se colocó a 3m a partir de la superficie del terreno. El diámetro y la longitud de espaciado entre las oquedades, que se tomó de centro a centro, y el esfuerzo superficial (σ_s) que es el generado a partir de la carga estática de una carretera. Es claro que el medio es idealizado y simplificado en cuanto a la geometría, pero permite estudiar el efecto del aumento del número de oquedades en el medio de una forma simétrica.

Se utilizó el software Plaxis 2D® (Plaxis, 2017), el que trabaja en dos dimensiones basado en MEF. El modelo geométrico se observa en la Ilustración 4.2, donde se aprecian las oquedades, las condiciones de contorno (restricciones), al igual se ilustra un acercamiento de la imagen de la oquedad del eje central.

En los bordes laterales del modelo se restringió en el eje x -, permitiéndose el movimiento vertical (eje y -), y en la parte inferior se restringieron los movimientos verticales y horizontales (x - y -). El primer estrato se caracterizó mediante el modelo constitutivo de Hoek-Brown Generalizado mientras que el segundo estrato se caracterizó por el modelo constitutivo elasto-plástico perfecto de Mohr-Coulomb.

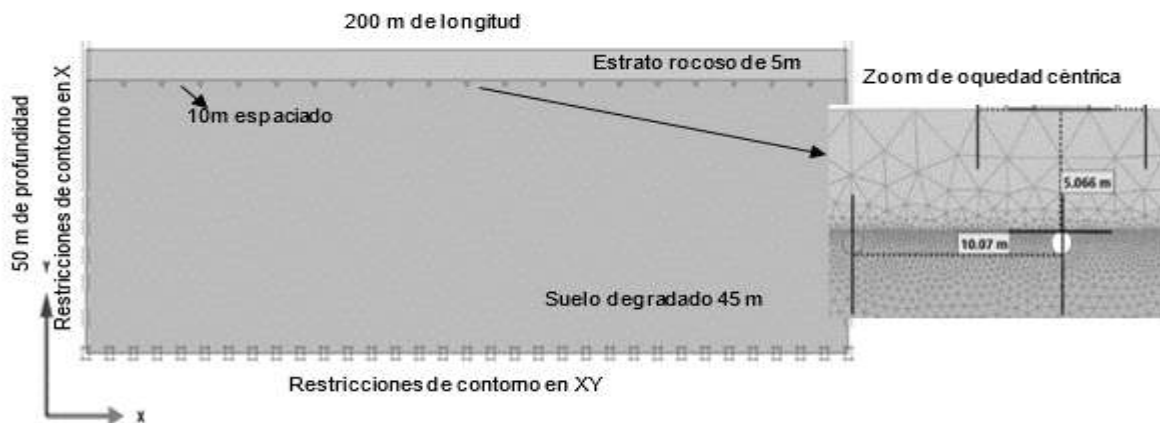


Ilustración 4.2 Modelo geométrico realizado en Plaxis2D®.

Posterior a la designación de las condiciones de contorno, la caracterización de los modelos constitutivos y de la geometría de las cavidades, el modelo se discretizó. La discretización es la malla que se forma con la combinación de elementos seleccionados, tamaño de elementos y refinamientos locales. En este trabajo se utilizaron los elementos triangulares de 6 nodos que contienen 3 puntos Gauss (puntos de tensión) que se acopla a la perfección para geometrías no complejas y brindan suficientes puntos de análisis. El tamaño promedio de los elementos fue de

$\pm 0.45\text{m}$ teniendo como tamaño máximo de 8.96m cerca de los bordes laterales e inferior del modelo y como tamaño mínimo de 0.01m en las zonas donde se refino el modelo numérico; cabe mencionar que estos tamaños se forman con base a las distancias máximas y mínimas de los ejes y - y x -. El mallado se refino en la interface entre el estrato rocoso y el suelo granular, en la localización del esfuerzo superficial y principalmente en las áreas próximas a las cavidades, la decisión se toma con base a que son las zonas donde existirán los saltos de rigidez. En la Ilustración 4.3 se ilustra el mallado de las zonas anteriormente mencionadas para ejemplificar la localización de los tamaños máximos (cuadro con líneas punteadas), medios (cuadro con líneas discontinuas) y mínimos (cuadro con líneas continuas) de los elementos.

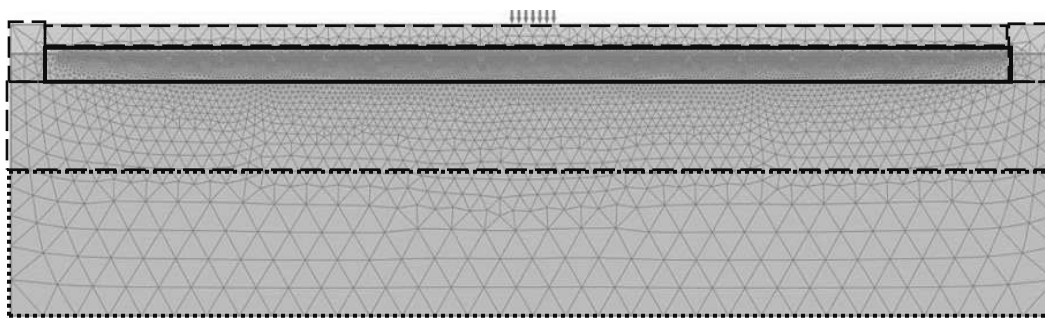


Ilustración 4.3 Discretización del modelo numérico, señalando los elementos triangulares de tamaño grandes (cuadro con líneas punteadas), medianos (cuadro con líneas discontinuas) y pequeños (cuadro con líneas continuas).

CASOS ESTUDIADOS

Se llevaron a cabo diferentes modelaciones, para determinar el comportamiento del aumento del número de oquedades en el medio y cómo éstas afectan a las carreteras debido a la subsidencia superficial. La Tabla 4.1 hace referencia a los casos que se realizaron.

Tabla 4.1 Casos estudiados

Casos	Descripción
<i>CasoRef</i>	Deformación máxima permisible en el medio sin alterar o sin oquedades
<i>Caso1</i>	Medio sin carga superficial ni presencia de agua y con oquedades
<i>Caso2</i>	Medio con carga superficial sin presencia de agua y con oquedades
<i>Caso3</i>	Aumentando la dimensión de la oquedad del eje central, para el Caso2
<i>Caso4</i>	Variando el espesor del estrato rocoso, para el Caso2
<i>Caso5</i>	Incluyendo el nivel de agua freática, para el Caso2

Los casos estudiados y referenciados en la Tabla 4.1, se describen a continuación:

1. El CasoRef, estudia la deformación máxima permitida en las carreteras, de acuerdo a las deformaciones permisibles utilizado en la práctica (FHWA, 2014). Esta modelación se hizo en un entorno inalterado, sin contemplar oquedades. Con esta modelación se obtuvo la combinación de esfuerzos medios efectivos con cortantes movilizados (s' y τ_{mob}) que generaron la deformación máxima; para tener el punto de referencia en la trayectoria de esfuerzos en un medio sin oquedades.
2. En el Caso1, se estudió la evolución de las deformaciones y la trayectoria de esfuerzos debido al incremento del número de oquedades en el medio sin esfuerzo superficial (σ_s) y sin presencia de agua (u). Este modelo permitió establecer una presión interna (P_i) (Sección 2.4) mínima en la oquedad para no generar colapso en el medio debido a la abertura de cavidades (Augarde, 2003) y evitar igualmente la no iteración numérica del modelo en Plaxis 2D®. Este desarrollo se llevó a cabo modelando varias etapas de iteración en su proceso matemático (Desarrollo en la sección 4.1.2).
3. En el Caso2 se modela el aumento del número de las oquedades y se contempla la presencia de la carga superficial σ_s ; con dos diferentes hitos, la primera considerando la aplicación de la carga y posterior a ésta la abertura de las oquedades, la segunda considerando primero la generación de las oquedades y posteriormente se aplica el esfuerzo. Estas dos variaciones fueron con el objetivo de estudiar el cambio del comportamiento y la afectación que se produce en ambos casos y cual es más desfavorable en el medio poroso.
4. Para el Caso3, únicamente se varió la oquedad del eje central, aumentando el área de vacío en forma proporcional, cabe recalcar que las 18 oquedades aledañas siguen estando en el modelo pero sin modificarlas, terminando con 18 oquedades del diámetro inicial (1m), y una oquedad mayor y con el esfuerzo superficial aplicado.
5. En el Caso4 se varió el estrato rocoso hasta llegar a 1m de espesor, como fue el mínimo señalado en el informe geotécnico referenciado, y para determinar la influencia del espesor del estrato en los desplazamientos del medio, de igual manera se contemplaron las 19 oquedades con la misma geometría del Caso1 y considerando la aplicación del esfuerzo superficial.
6. Para el Caso5, se incluye la presión de poro (u) al medio contemplándolo con un NAF estático a 3m de profundidad y así contemplar los esfuerzos totales al igual que los efectivos en el medio.

Con base en el capítulo 3, la Tabla 4.2 describe los parámetros geotécnicos utilizados en la modelación numérica.

Tabla 4.2 Información geotécnica usada en las modelaciones numéricas

MACIZO ROCOSO		SUELO GRANULAR	
Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
γ_1	12.16 kN/m ³	γ_2	10.14 kN/m ³
e_1	0.5	e_2	0.5
E_{rm}	2.55x10 ⁶ kN/m ²	E	20,000 kN/m ²
ν_1	0.25	ν_2	0.33
k_1	3.837	k_2	0.33
c'_1	1,250 kN/m ²	c'_2	0.00
ϕ'_1	24.30	ϕ'_2	26.00
σ_{ci}	34.91x10 ³ kN/m ²	-	-
m_i	8	-	-
GSI	30	-	-

4.1 CASOREF, DEFORMACIÓN MÁXIMA PERMISIBLE EN EL MEDIO SIN ALTERAR O SIN OQUEDADES

Este caso es el punto de referencia de nuestra modelación carstica, debido a que obtendremos la trayectoria de esfuerzos de referencia para posteriormente compararlas con las trayectorias de esfuerzos generadas con la presencia de las cavidades en el medio.

Los pavimentos son diseñadas por deformación permanente, donde la deformación máxima permisible es de 2.54cm (FHWA, 2014), en este caso se impuso una carga linealmente distribuida en 8m lineales, debido al ancho de la carretera considerado. El esfuerzo superficial aplicado (σ_s), se fue incrementando hasta obtener el desplazamiento de 2.54cm en la superficie del eje central. Caber recalcar que si se varía el ancho del σ_s , varearan las magnitudes de desplazamientos y esfuerzos en el eje central, debido a que la geometría de la carga implica una variable importante en el análisis geomecánico.

4.2 CASO1 (C1), MEDIO SIN CARGA SUPERFICIAL NI PRESENCIA DE AGUA Y CON OQUEDADES

Este caso estudia el proceso de la generación de oquedades en el medio, para este estudio se utilizó una P_i mínima actuando normalmente a la cavidad con la finalidad de evitar la falla debido a la iteración numérica del programa y determinar el comportamiento de los desplazamientos en la superficie del terreno debido al incremento del número de oquedades.

Esta decisión se basó en la idea de que al momento de generarse la cavidad en el terreno esta irá perdiendo su estabilidad por el desgaste del material y la pérdida de la cohesión que contemplan sus partículas, por lo que se tendrá una presión mínima.

En la Ilustración 4.4 se observa el mallado el que tiene 31,313 elementos con un total de 62,728 nodos. Este mallado se utilizó del Caso1 al Caso2 sin variación alguna, los casos posteriores se modificaron conforme a la nueva geometría pero siguiendo la misma metodología.

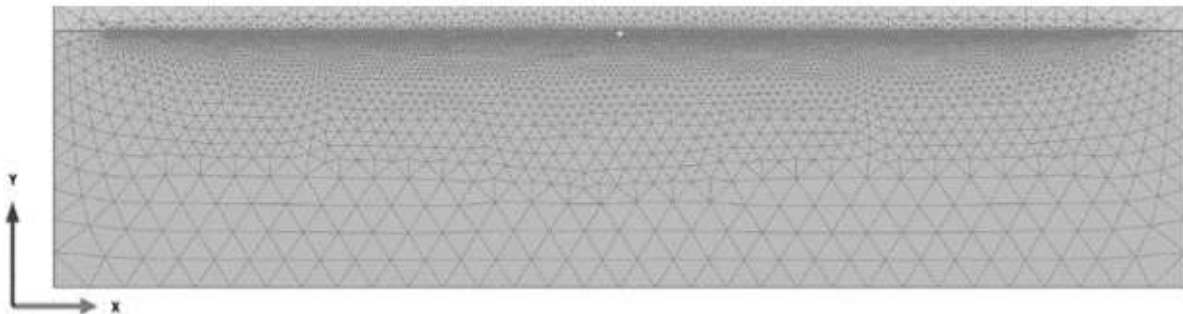


Ilustración 4.4 Mallado de las modelaciones para el Caso1 y Caso2

Las presiones internas en las oquedades se fueron variando hasta alcanzar la magnitud mínima para no generar el error numérico. La presión interna utilizada en el software es una línea uniforme a lo largo del perímetro interno de la oquedad, con vectores en dirección normal a la oquedad (Ilustración 4.5). La magnitud de la P_i fue variando de acuerdo a lo descrito a continuación.

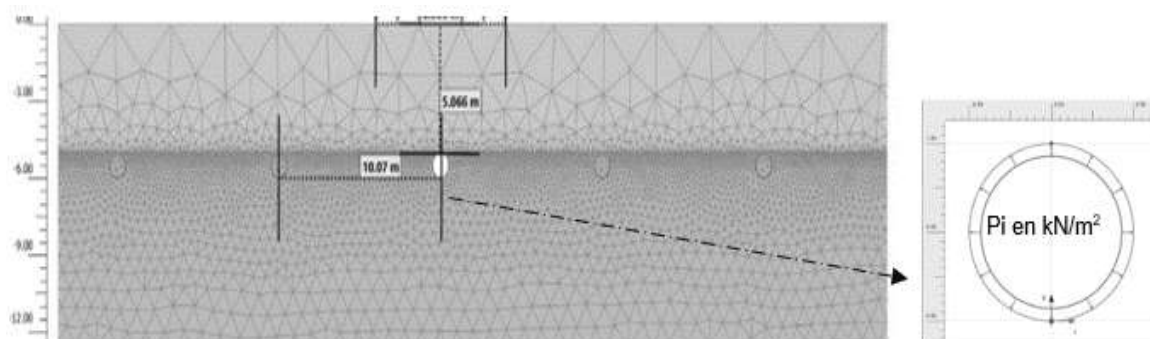


Ilustración 4.5 Presión interna P_i (normal) en las oquedades.

En la Tabla 4.3 se describen las fases o etapas que integraron el Caso1 de la modelación. Cada fase representa el número de oquedades que se encuentran activadas en el terreno, iniciando con la Fase1 que representa las condiciones *in situ*, con cero oquedades en el medio, la Fase2 representa la condición en donde se genera la primera oquedad en el centro del modelo, a partir de esta etapa, las oquedades se generaron de forma simétrica hasta terminar en la Fase11

que contempla las 19 cavidades abiertas en el medio. De la misma manera en la Tabla 4.3 se describe las magnitudes mínimas de presión determinadas con el software para cada fase y las oquedades correspondientes.

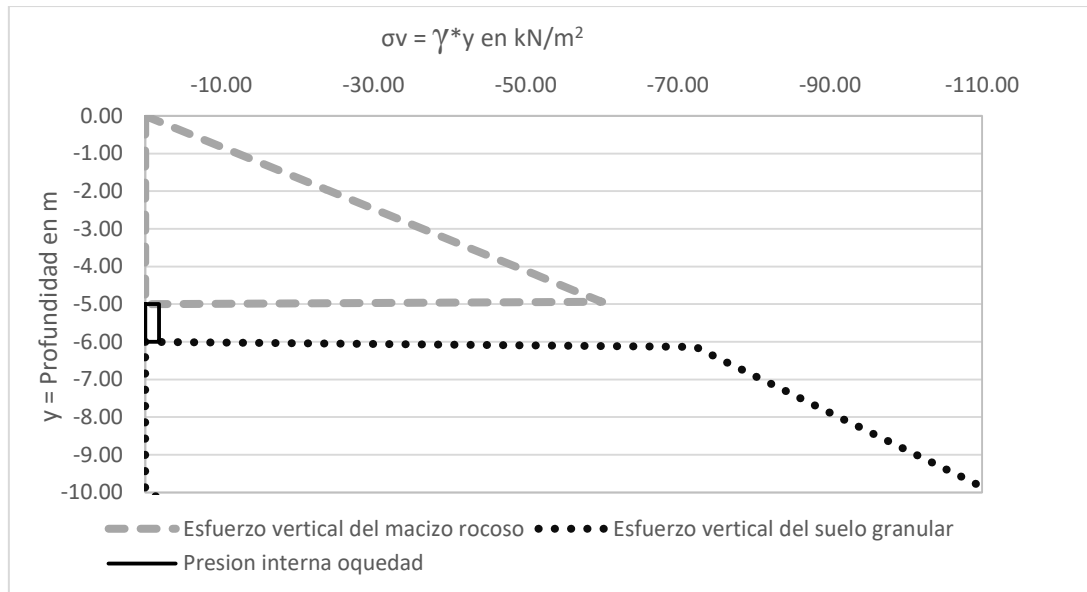
Tabla 4.3 Fases o Etapas que compone el caso 1, con los cambios en presiones internas mínimas en kN/m^2 Caso1 [C1]

Oquedades / Fase	1 o	3 o	5 o	7 o	9 o	11 o	13 o	15 o	17 o	19 o
Fase 1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fase 2	2.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fase 3	2.5	2.0	-	-	-	-	-	-	-	-
Fase 4	2.5	2.0	1.45	-	-	-	-	-	-	-
Fase 5	3.0	2.0	1.45	1.45	-	-	-	-	-	-
Fase 6	3.0	2.2	1.45	1.45	1.45	-	-	-	-	-
Fase 7	3.0	2.2	1.6	1.45	1.45	1.45	-	-	-	-
Fase 8	3.0	2.5	1.8	1.6	1.5	1.45	1.45	-	-	-
Fase 9	3.0	2.5	1.8	1.6	1.5	1.5	1.5	1.5	-	-
Fase 10	3.0	2.6	2.1	1.6	1.5	1.5	1.5	1.5	1.45	-
Fase 11	3.0	2.6	2.1	1.6	1.5	1.5	1.55	1.5	1.5	1.5

Nota: Las casillas con el guion (-) indican que no se ha generado esa oquedad en el modelado.

Para obtener la Tabla 4.3, se realizaron varias iteraciones, debido a que al generar nuevas oquedades, el modelo requería cambio de magnitudes en las P_i mínimas. Por ejemplo la Fase7 que representa 11 oquedades, alcanza el equilibrio numérico con una presión mínima de 1.45kN/m^2 en las oquedades 8 y 9, pero al generar 2 oquedades más (Fase8 con 13 oquedades), la P_i se incrementó a 1.50 kN/m^2 para las oquedades 8 y 9. La magnitud mínima que se tuvo fue de 1.45 kN/m^2 , en ningún caso se alcanzó una magnitud menor a lo largo de las cavidades.

Comparando el esfuerzo que se implantó con el esfuerzo vertical generado por el peso propio, en la Gráfica 4.1 se aprecia la diferencia entre magnitud de los esfuerzos, si se colocará una capa de poliestireno expandido que tiene un peso específico de 0.367kN/m^2 (Ellis, H.S., G., & Dawson, 2008) generaría el esfuerzo que se tiene a la profundidad de entre 5.0 y 6.0m.



Gráfica 4.1 Comparación esfuerzos verticales *in situ* con la presión interna de la oquedad del eje central [C1].

4.3 CASO2 (C2), MEDIO CON CARGA SUPERFICIAL SIN PRESENCIA DE AGUA Y CON OQUEDADES

En estas simulaciones se impuso el esfuerzo por la carretera (σ_s) en la superficie del terreno. El esfuerzo aplicado corresponde al de una carretera de red local sin control de accesos y libre, con características de un camino Tipo A, debido a que la carga vehicular máxima que transitará en cierto periodo de tiempo corresponde a la de un tractocamión doblemente articulado T3-S2.R4 (tractocamión semirremolque-remolque) con la configuración de 9 ejes y 34 llantas. Este vehículo es el que representa la máxima carga que transitará en la vía. Lo anterior con base a la NOM-012-SCT-2-2014 y al Manual de proyecto geométrico de carreteras del 2016.

En la Tabla 4.4 y en la Ilustración 4.6 se desglosa la geometría, estructura y los pesos específicos de la estructura vial considerada. El ancho de la carretera se tomó de 8m y la carga puntual vertical del tractocamión se repartió a lo largo del ancho de calzada, para simplificar la transferencia de carga de la superficie a las oquedades (Waltham & Swift, 2004). Al igual no se tomó la estructura del pavimento porque no se está analizando la transferencia de carga a las capas de cimentación de la estructura vial; sino como las oquedades recibirán las cargas finales repartidas por la carretera como un único elemento en la superficie del terreno.

Las P_i mínimas no se modificaron en este Caso2, debido a que no se presentó el error numérico (Tabla 4.3). Para este caso se añadió una fase seguida de la fase de equilibrio de esfuerzos (*in situ*), debido a que posterior a la Fase1, se aplicó el $\sigma_s=4.84\text{kN/m}^2$ (Fase con sólo

la carga de la carretera sin cavidades). Las fases sucesivas fueron las mismas que en el Caso1. Esta simulación se puede resumir como Carga + Oquedades.

Tabla 4.4 Desglose de la carga superficial

Capa	Pesos específicos en kN/m^3	Espesores en m	Carga en kN/m^2
Terraplén	0.015	0.45	0.0067
Subrasante	0.015	0.30	0.0045
Base hidráulica	0.017	0.15	0.0026
Concreto Asfáltico	0.023	0.08	0.0018
T3-S2-R4	--	--	4.824
Total			4.84



Ilustración 4.6 Estructura de pavimento flexible

Posteriormente, se consideró el caso opuesto a lo descrito en este mismo Caso2 pero con la condición de generar la oquedad primero y posteriormente aplicar la carga superficial (Oquedades + Carga). La finalidad fue analizar la variación de la trayectoria de esfuerzos en el material debido a dos formas de aplicar la carga y determinar cuál es el caso más desfavorable.

Los parámetros generales del modelado numérico se mantuvieron iguales de acuerdo a la Tabla 4.2.

4.4 CASO3 (C3), AUMENTANDO LA DIMENSIÓN DE LA OQUEDAD DEL EJE CENTRAL, PARA EL CASO2

En este caso se realizó el aumento de las dimensiones de la oquedad del eje central; este caso se decidió conforme a lo expuesto en la sección 1.2, donde se explica que en la carsticidad existirán algunos conductos capaces de adquirir más descarga (flujo de agua), ocasionando que

este ducto comience a incrementar los procesos de erosión mecánica y así aumentar su disolución.

Para realizar esta modelación, se partió de la última fase del Caso1 (Fase11) y posteriormente a ésta se agregó el esfuerzo de la carretera (σ_s) (19 Oquedades + Carga). El primer cambio realizó en la tercera etapa, se hizo aumentando la oquedad al doble, terminando con un diámetro de 2.0m; se mantuvo el límite superior en la interface del estrato de bloques de roca con el suelo granular (5.0m de profundidad, ver Ilustración 4.7) mientras que el límite inferior de la oquedad se encuentra a 7.0m de profundidad. Al generar el aumento de la oquedad del eje central, la P_i se modificó de 3.0kN/m² a 3.3kN/m² para evitar la no iteración numérica, por lo que la magnitud del P_i no se modificó significativamente, las oquedades aledañas se mantuvieron con la misma presión interna.

El segundo aumento de la oquedad fue de 0.5cm del radio para generar un diámetro de 3.0m (cuarta etapa). La superficie se conservó en el mismo límite en la parte superior y en la parte inferior se posicionó a 8.0m de profundidad. En esta fase, la P_i de la oquedad del eje central terminó con 6.9kN/m², debido al aumento del 100% de la presión interna, se concluyó como fase final este aumento de oquedad, debido al aumento las presiones indicadas en la Tabla 4.3, lo que concluye en la falla de la oquedad debido a su incremento de dimensiones y la necesidad de la cavidad de necesitar una mejoría en el terreno o aumento de su presión interna.

En la Tabla 4.5 se desglosan las fases que conforman esta modelación y en la Ilustración 4.7 se detalla de manera gráfica las etapas que conforman el Caso3.

Los parámetros generales del modelado numérico fueron los mismos que para el Caso2, mientras que los números de elementos se modificaron, debido a la nueva generación de estructuras en el modelado. La fase3.3 contempla 30,529 elementos con un total de 61,160 nodos. Mientras que la fase3.4 contempla 30,457 elementos con 61,016 nodos (Ver Ilustración 4.8).

Tabla 4.5 Fases para el Caso3

Caso	Descripción
3.1	19 oquedades generadas en el medio del Caso 1 (Fase 11 Tabla 4.3)
3.2	19 oquedades más carga superficial del Caso2, (Fase 11 Tabla 5 + Carga)
3.3	Fase3.2 con la oquedad del eje central de radio 1m
3.4	Fase3.3 con la oquedad del eje central de radio 1.5m

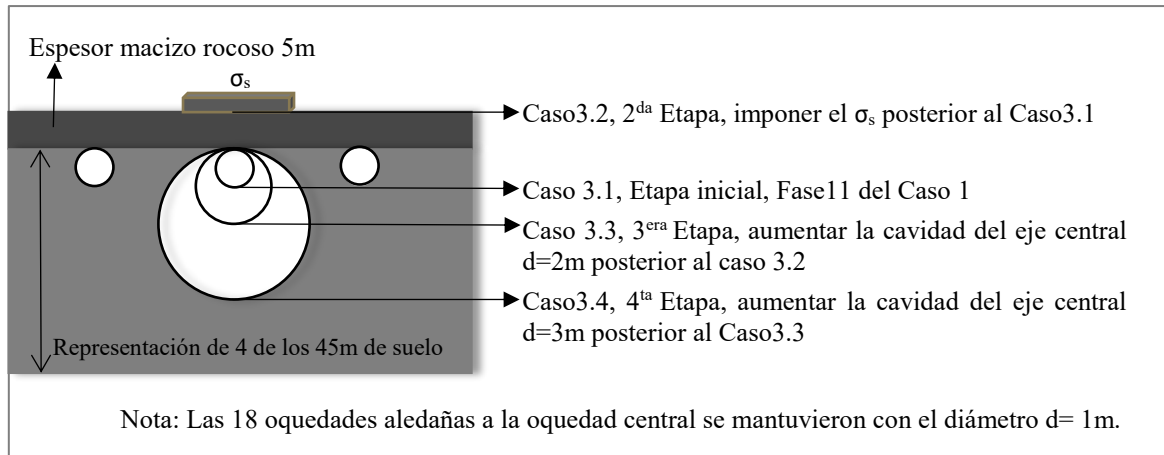


Ilustración 4.7 Representación gráfica de las etapas estudiados en el Caso3 (C3)

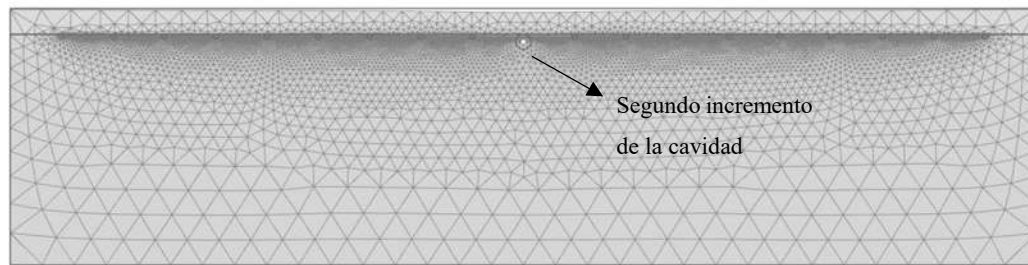


Ilustración 4.8 Mallado de las modelaciones para el Caso3.4, diámetro de la oquedad central de 3m

4.5 CASO4 (C4), VARIANDO EL ESPESOR DEL ESTRATO ROCOSO, PARA EL CASO2

En esta simulación numérica se modifica el espesor del estrato rocoso del modelado (Ilustración 4.9), esta disminución se decidió con base a la sección 3.2 donde en las gráficas de las columnas estratigráficas señalan una variación del estrato superficial y de igual manera a lo expuesto en la sección 3.1 donde se señala el origen del macizo rocoso superficial a base de la cementación de fósiles ricos en carbonatos creando espesores diversos. Para esta simulación se mantuvieron las mismas fases que en el Caso2 en la combinación Carga + Oquedades, debido a que en esta combinación obtenemos gráficamente la trayectoria del σ_s , y posterior a este movimiento obtenemos la trayectoria de las oquedades. En las gráficas de resultados se puntualiza el comportamiento de la disminución del espesor del estrato, para la carga y las oquedades. En la Tabla 4.6 se detallan los espesores estudiados en esta sección.

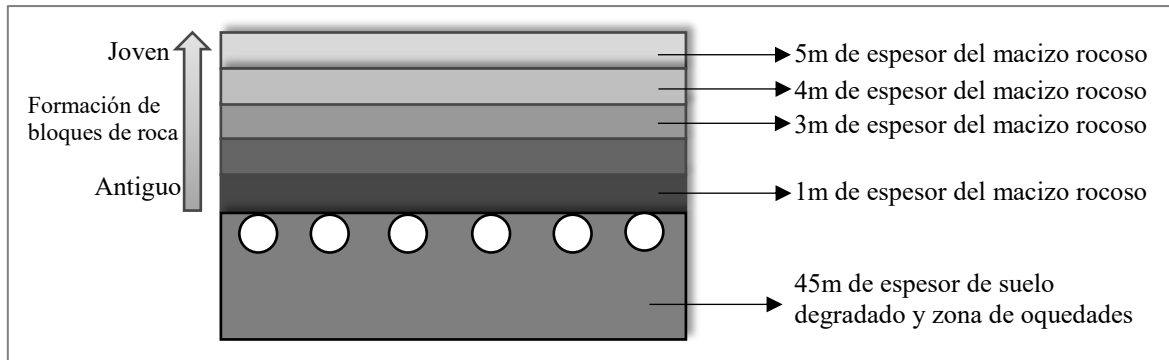


Ilustración 4.9 Representación gráfica de las etapas estudiadas en el Caso4 (C4)

Tabla 4.6 Espesores del estrato superficial para el Caso4

División de los casos estudiados en esta sección	Fases o Etapas	Descripción
Todas las fases están realizadas para: Caso4a (4m de espesor del macizo rocoso), Caso4b (3m de espesor del macizo rocoso), Caso4c (1m de espesor del macizo rocoso)	Fase1	<i>In situ</i>
	Fase0	Carga superficial σ_s
	Fase2	Carga + 1 oquedad
	Fase3	Carga + 3 oquedades
	Fase4	Carga + 5 oquedades
	Fase5	Carga + 7 oquedades
	Fase6	Carga + 9 oquedades
	Fase7	Carga + 11 oquedades
	Fase8	Carga + 13 oquedades
	Fase9	Carga + 15 oquedades
	Fase10	Carga + 17 oquedades
	Fase11	Carga + 19 oquedades

Las presiones internas (Tabla 4.3) no se modificaron en ninguna de las etapas adicionales, aunque cabe recalcar que estas presiones estarán sobre estimadas, debido a que el estrato que está por encima de las oquedades disminuye y por ende disminuye la presión vertical que este genera a las oquedades. Aunque estos valores sobre valores de la P_i sean conservadores, la dirección de las trayectorias de esfuerzo sería la misma, variando las magnitudes de los esfuerzos.

Los parámetros generales del modelado numérico fueron los mismos que para el Caso2, mientras que los números de elementos se modificaron, debido a la reubicación de elementos por la disminución del estrato superficial. El caso4a contempla 31,689 elementos con un total de 63,480 nodos, el caso4b contempla 30,865 elementos con 61,840 nodos, y el caso 4c se formaron 31,593 elementos con 63,382 nodos (Ver Ilustración 4.10).

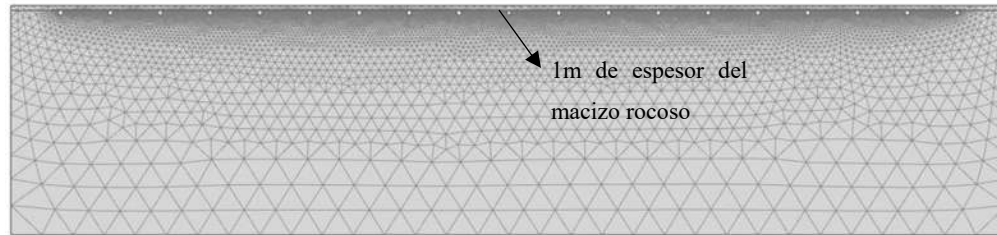


Ilustración 4.10 Mallado de las modelaciones para el Caso 4c, 1m espesor del macizo rocoso

4.6 CASO5 (C5), INCLUYENDO EL NIVEL DE AGUA FREÁTICA, PARA EL CASO2

En esta simulación se consideró el nivel de aguas freáticas (NAF) a 3m de profundidad, debido a que fue el nivel promedio según los estudios consultados. Para este caso se utilizó la geometría del Caso2, con un estrato de roca de 5m, oquedades con 1m de diámetro a 10m de separación y la colocación de la carga uniformemente repartida.

Se decidió a utilizar el nivel estático debido a la proximidad del mar, el NAF se conserva sin tener variaciones extremas y para simplificar el modelo. Al momento de analizar los casos previos cabe recalcar que son con esfuerzos efectivos, que corresponden a la resistencia real de los materiales, por el esqueleto del suelo y de la roca (Juárez Badillo, 2006); en este caso se consideran además los esfuerzos totales debido a la presión de poro (u).

En la Ilustración 4.11 se observan las condiciones de contorno para la consideración del NAF, el número de elementos se mantuvo en 31,313 con un total de 62,728 nodos (Caso2).

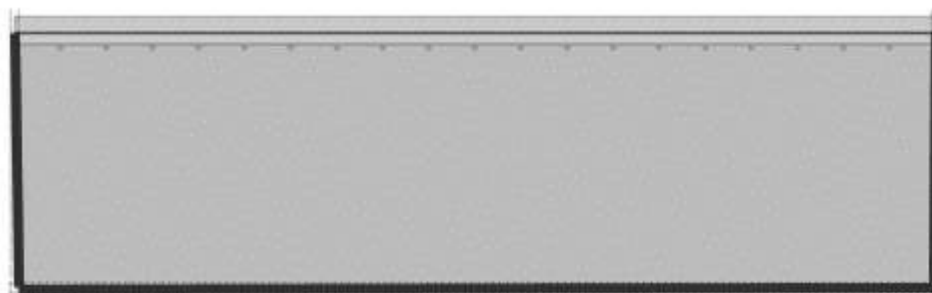


Ilustración 4.11 Condiciones de contorno para generar el nivel de aguas freáticas (NAF) a 3m de profundidad

La comprobación del nivel, se realizó verificando la saturación del medio, donde se observó que aunque se generen diferentes fases en el modelo (generación de oquedades) la saturación se mantenía, al igual que la presión de poro, donde se observa el incremento lineal por profundidad. Esto se representa en la Ilustración 4.12 y en la Gráfica 4.2 respectivamente, en la gráfica se comprueba que existe un aumento de las presiones internas en la cavidad al ser generada, debido

a la presión de poro (u) compuesta por el nivel de aguas freáticas (NAF), de igual manera el aumento de los esfuerzos verticales totales comparados con los efectivos de la Gráfica 4.1.

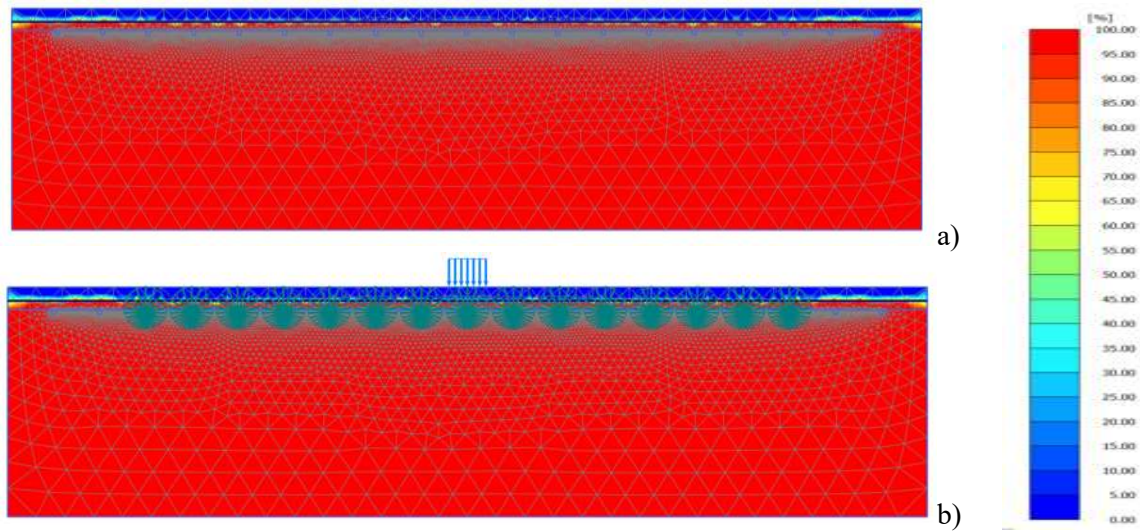
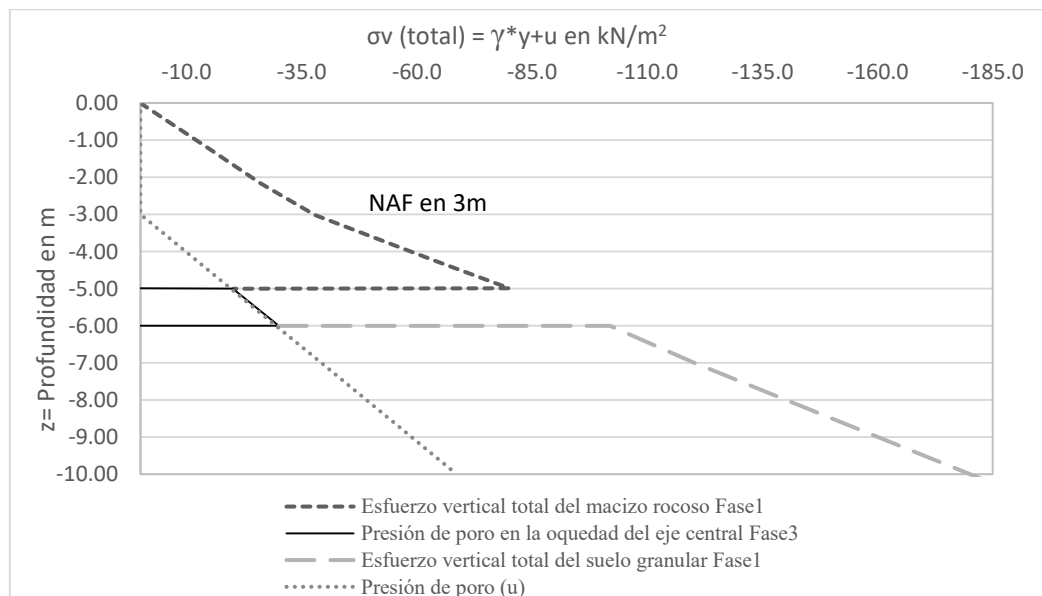


Ilustración 4.12 Porcentaje de saturación en la fase inicial con 0 oquedades (a) y en la fase 9 con 15 oquedades (b).



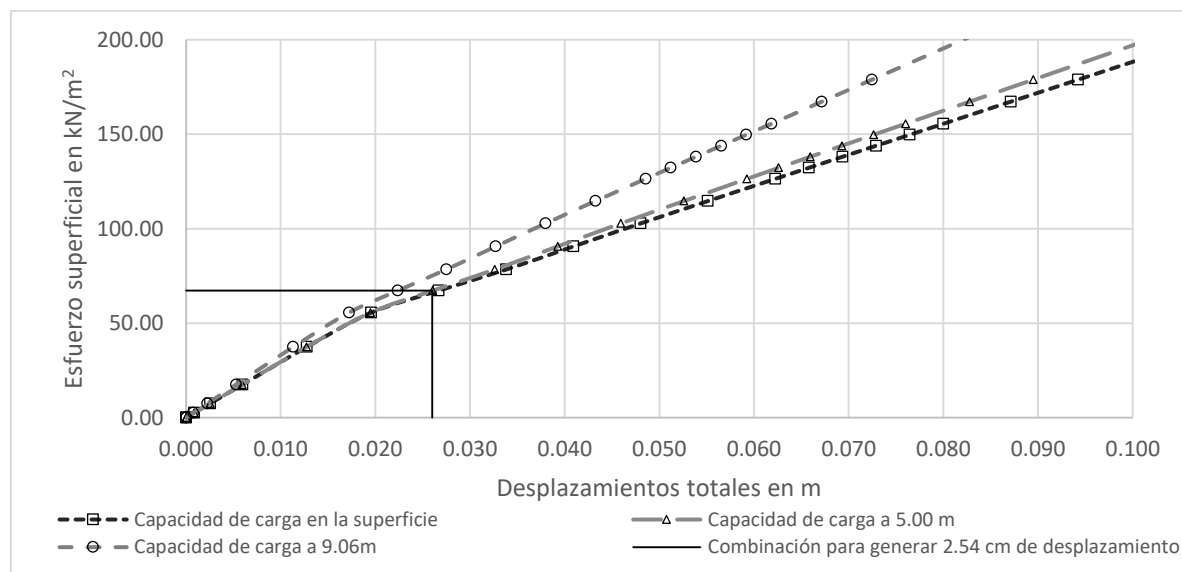
Gráfica 4.2 Comparación esfuerzos verticales totales *in situ* con presión de poro en la oquedad del eje central.

5 RESULTADOS DE LOS DIFERENTES CASOS REALIZADOS

En este capítulo se presentan los resultados de los análisis presentados en las secciones anteriores.

5.1 RESULTADOS CASOREF, DEFORMACIÓN MÁXIMA PERMISIBLE EN EL MEDIO SIN ALTERAR O SIN OQUEDADES

En la Gráfica 5.1 se presentan los esfuerzos contra los desplazamientos totales, se observa el comportamiento del macizo rocoso al irse incrementando la carga. El punto para generar la deformación de 2.54cm, fue el esfuerzo de $P_{2.54} = 67.24 \text{ kN/m}^2$.



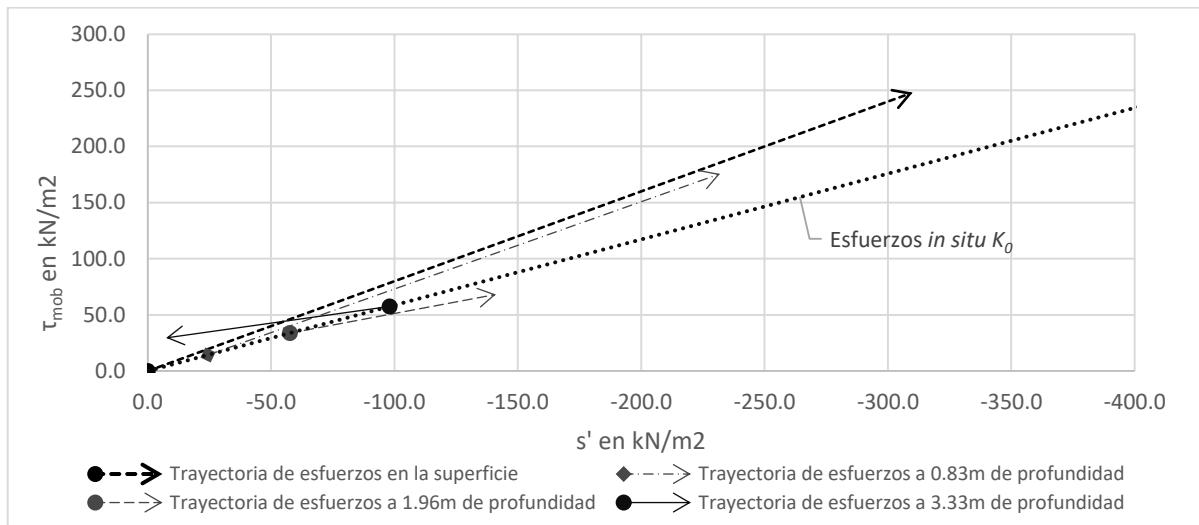
Gráfica 5.1 Esfuerzo contra desplazamientos totales, para obtener el esfuerzo $P_{2.54}$, en tres diferentes profundidades en el eje central del modelo.

A partir de la carga que produce el desplazamiento permisible, se obtuvieron las combinaciones de los esfuerzos medios y cortantes (Gráfica 5.2), para obtener la trayectoria de esfuerzos en el terreno.

Para el estrato del macizo rocoso, el σ'_1 está actuando en el plano x- y para el estrato del suelo granular el esfuerzo principal mayor está en el eje vertical y-. La Gráfica 5.2 muestra el esfuerzo medio efectivo (s') contra el esfuerzo cortante movilizado (τ_{mob}), la línea K_0 representa el estado de esfuerzos inicial de nuestro modelo (tierras en reposo), esta gráfica se obtiene principalmente con el esfuerzo vertical (σ_v) de los estratos y con la constante k (constante de variación de

esfuerzos) se determina el esfuerzo horizontal (σ_h); esta línea es la referencia para la trayectoria de esfuerzos que se genera por cambios en el modelo.

La trayectoria de esfuerzos en el estrato del macizo rocoso muestra un cambio de dirección en función de la profundidad analizada al momento de generar el esfuerzo superficial. En la superficie del modelo (línea discontinua negra) se presenta una compresión del material debido al incremento de los esfuerzos σ'_1 y σ'_3 por la colocación del esfuerzo superficial, al moverse la trayectoria a la derecha genera mayores esfuerzos actuantes. A partir de los 3m de profundidad (línea continua negra), el valor del σ'_1 comienza a relajar el material, ocasionando el cambio de dirección de la trayectoria a la izquierda y por lo tanto la deformación vertical en la superficie y el desplazamiento lateral del material a partir de esta profundidad, en la Ilustración 5.1 se observa la imagen de la movilización de la trayectoria de esfuerzo que dan como resultados el desplazamiento total observado en la Ilustración 5.2.



Gráfica 5.2 Trayectoria de esfuerzos cuando se genera el desplazamiento de 2.54 cm en la superficie del eje central.

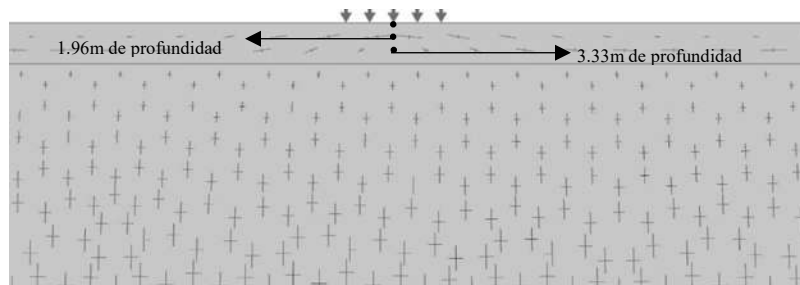


Ilustración 5.1 Movimiento de esfuerzos efectivos principales en el medio al momento de aplicar el esfuerzo superficial y los puntos tomados de referencia para la trayectoria de esfuerzos de la Gráfica 4.

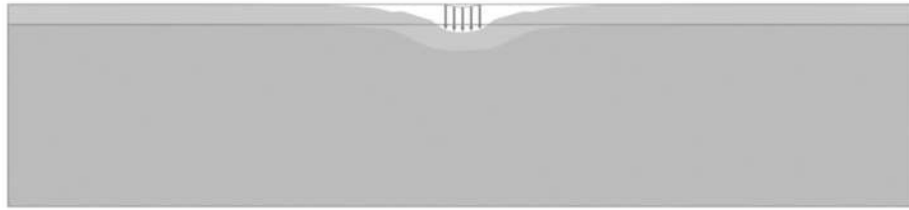
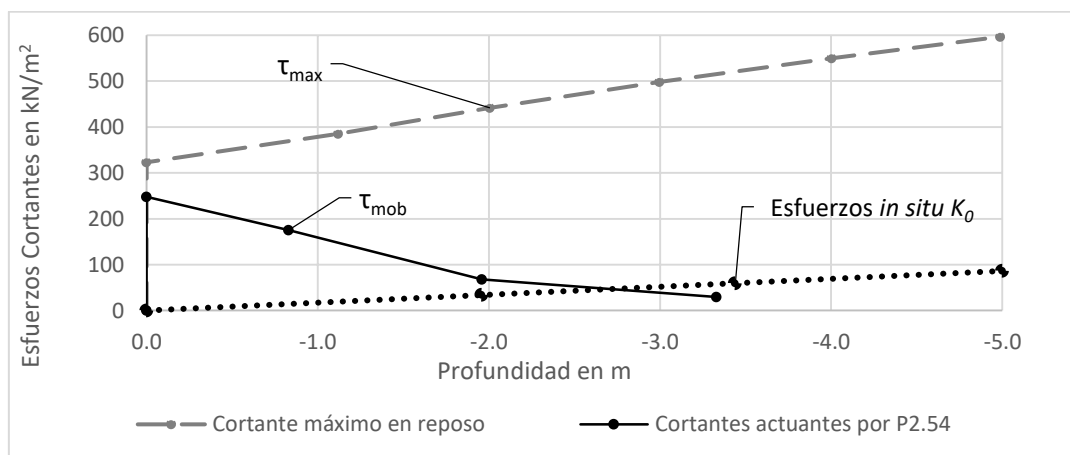


Ilustración 5.2 Cinemática de desplazamientos totales (2.54cm) debido al esfuerzo $P_{2.54}$.

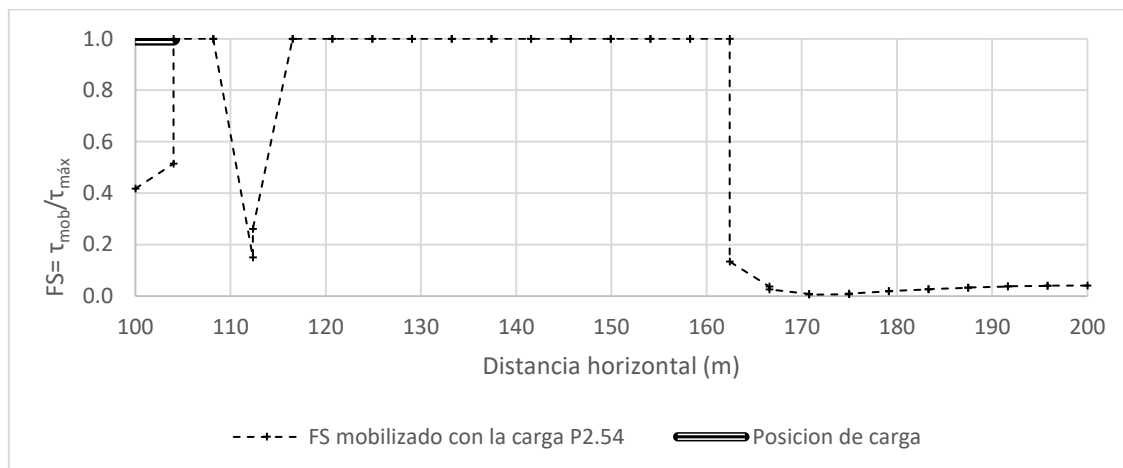
Para realizar los análisis de los F_s , se observa la movilización de los esfuerzos cortantes (Ver Gráfica 5.3) en las diferentes etapas de la modelación. La línea de esfuerzos *in situ* o esfuerzos en reposo denominada K_0 está representada por la línea punteada negra; el material puede alcanzar esfuerzos cortantes máximos denominados τ_{max} , que igual varían dependiendo de la profundidad y se representa con la línea discontinua gris. La primera movilización del esfuerzo cortante máximo se presenta después de la superficie esto conforme a la Gráfica 3.1, donde la envolvente de falla por el criterio de Hoek-Brown, señala que para nuestro macizo rocoso con un esfuerzo normal de 0kN/m^2 , no se presenta el esfuerzo cortante, aunque con el ajuste al criterio de Mohr-Coulomb se presenta la cohesión con el esfuerzo normal a 0kN/m^2 .

Al momento de generarse el esfuerzo superficial externo al medio en reposo, los esfuerzos cortantes se movilizan creando τ_{mob} , que igual dependiendo de la profundidad generaran diferentes esfuerzos por la interacción del esfuerzo vertical y horizontal en el medio (línea continua negra), como se aprecia en la Gráfica 5.3 el cortante comienza a disminuir a mayores profundidades. En este caso en la superficie (nivel 0.0) se contempla un τ_{mob} debido a que el material ya no se encuentra en reposo ($\sigma_n = 0\text{kN/m}^2$) por la aplicación de $P_{2.54}$, este cortante es debido por la compresión del material y se observa que no llega al límite de la envolvente.



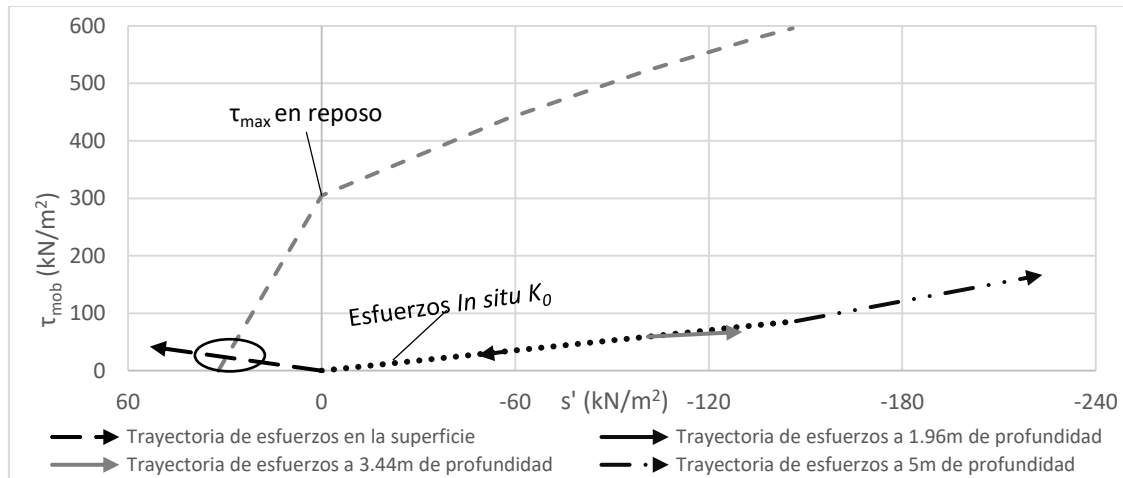
Gráfica 5.3 Comparación de τ_{max} con los τ_{mob} generados por $P_{2.54}$ en el estrato del macizo rocoso.

En la Gráfica 5.4 se presenta la distancia horizontal del modelo numérico considerado a partir del centro del mismo (100m) contra el Factor de seguridad F_s . En esta gráfica se aprecia como debajo de la carga el F_s es 0.45 (<1), esto indica que el τ_{mob} es 45% del esfuerzo cortante máximo del material, mientras inmediatamente después de la aplicación de la carga, a 9.0m a partir del centro del modelo (109m), el esfuerzo actuante τ_{mob} se iguala al esfuerzo cortante máximo τ_{max} . Seguido a esta característica se localiza una disminución del F_s , para volver a retomar el valor crítico de los 116m hasta 162m, afectando 46m de superficie.



Gráfica 5.4 Factor de Seguridad F_s a lo largo de la superficie, a partir del eje central, por el esfuerzo $P_{2.54}$.

En la Gráfica 5.5 se ilustra la trayectoria de esfuerzos en la distancia $x=130m$, esto para observa la combinación de los esfuerzos s' y τ_{mob} , para obtener el $F_s=1$, y se aprecia que se llega a la falla por la tensión generada en la superficie, ya que el esfuerzo normal actuante a tensión es mayor que el esfuerzo a tensión de nuestro macizo rocoso. La trayectoria de esfuerzos en las profundidades siguientes, no se acercan a la envolvente de ruptura, de hecho la movilización son con magnitudes pequeñas, como a los 5m de profundidad donde el esfuerzo s' se incrementa pero los esfuerzos cortantes no incrementan demasiado, siguiendo la misma línea de tendencia que la línea K_0 de esfuerzos *in situ*, sin embargo si se aprecia un cambio de dirección en las trayectorias si se comparan con las de la Gráfica 5.2. Con este análisis se concluye que los Factores de Seguridad iguales a 1, a lo largo del modelado numérico fallarían debido a esfuerzos a tensión en el macizo rocoso.



Gráfica 5.5 T Trayectoria de esfuerzos cuando se genera el desplazamiento de 2.54 cm en la superficie a en la distancia $x=130m$.

En la Ilustración 5.3 se muestran los puntos plásticos que se generan en el medio al momento de finalizar con $P_{2.54}$. Cabe recalcar que en la Fase1 (*in situ*) de las modelaciones el suelo degradado inicia completamente en estado plástico ($\tau_{mob} = \tau_{max}$). Al implementar el esfuerzo superficial, los círculos de Mohr comienzan a movilizarse, haciendo zonas con $\tau_{mob} < \tau_{max}$; por ende la zona donde no generó puntos plásticos es la zona donde hubo una disminución de esfuerzos actuantes y las zonas donde se aprecian los puntos plásticos es donde el material sigue en la envolvente de falla. El macizo rocoso inicia únicamente con puntos elásticos (Fase1), cuando se genera el esfuerzo superficial, los círculos de Mohr se incrementan, ocasionando que en ciertos puntos se llegue a la plasticidad ($\tau_{mob} = \tau_{max}$).

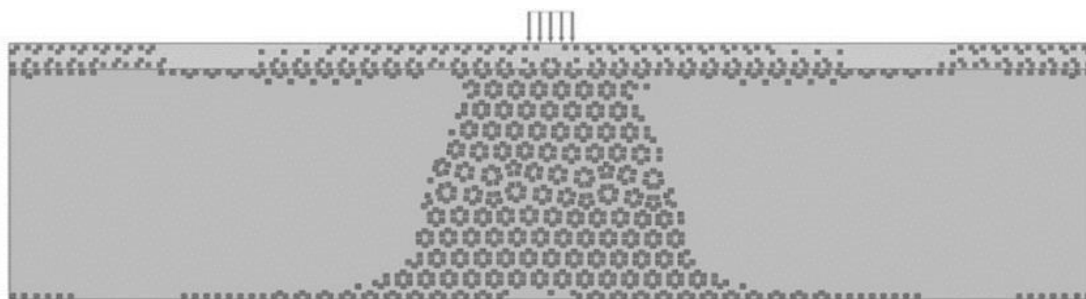


Ilustración 5.3 Puntos plásticos debido al esfuerzo $P_{2.54}$.

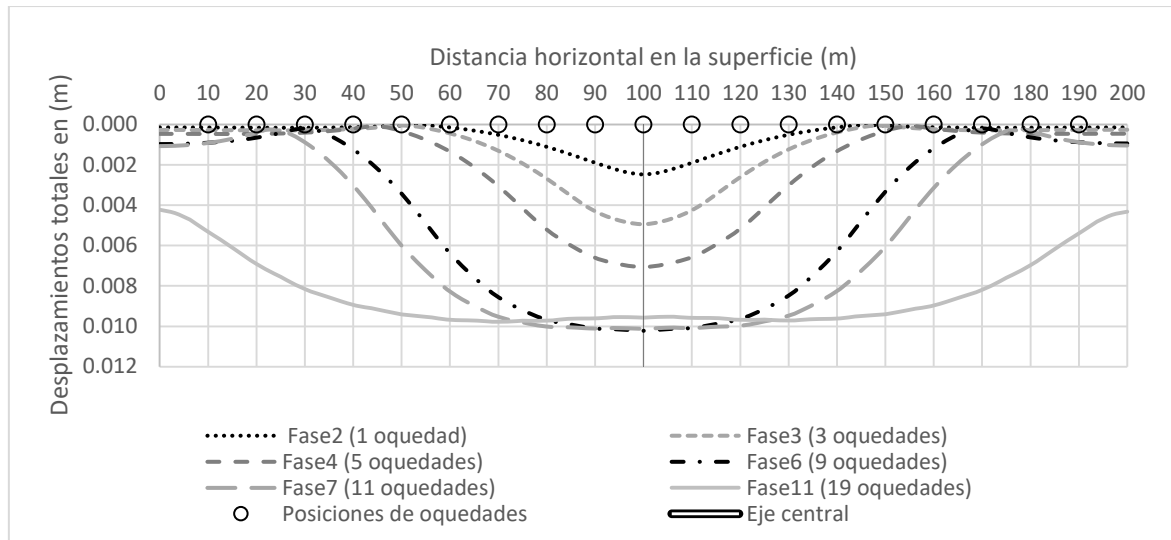
En este caso de referencia se observa que para desarrollar un desplazamiento elástico con un punto máximo y la disminución de la deformación conforme se aleje del centro del esfuerzo superficial, es necesario que el estrato superficial tenga dos direcciones en sus trayectorias de esfuerzo, al principio una trayectoria a compresión y a profundidades posteriores la trayectoria

cambie de dirección a una de tensión para que el medio se deforme como lo observado en la Ilustración 5.2. Cabe recalcar que el esfuerzo superficial al ser de magnitud pequeña y el estrato superficial tener un módulo elástico elevado, no se llega a la falla del material; si el esfuerzo superficial llega a incrementarse de tal manera que llegue a los esfuerzos cortantes máximos los desplazamientos superficiales cambiarían y se desarrollaría una falla por cortante (cizallamiento). La trayectoria de esfuerzos en el caso de la falla del material tendrían la misma dirección, únicamente aumentaría la magnitud de los esfuerzos, teniendo esto en cuenta analizar el comportamiento de las trayectorias de esfuerzo brindan la simplicidad de analizar los problemas geomecánicos, sin contemplar las variaciones de los parámetros de los materiales.

5.2 RESULTADOS CASO1, MEDIO SIN CARGA SUPERFICIAL NI PRESENCIA DE AGUA Y CON OQUEDADES

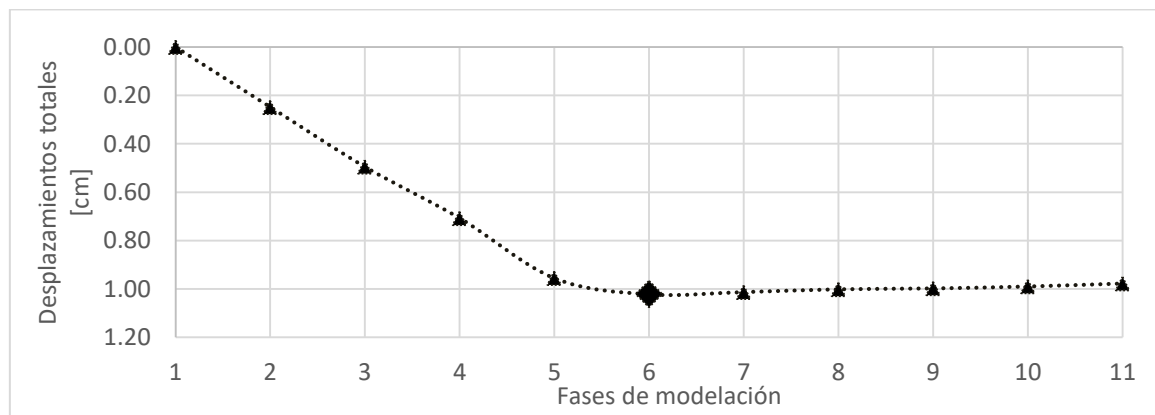
1) Desplazamientos

En la Gráfica 5.6 se representa la superficie de nuestro modelo en el eje de las $-x$ y se presentan los desplazamientos generados en el eje de las $-y$, para diferentes etapas en las que se fueron generando las oquedades en la modelación. Las cavidades en el subsuelo hacen que el suelo y el borde del macizo rocoso se deformen acorde a sus módulos elásticos y al comportamiento plástico asociado al modelo correspondiente. En la Fase2 (1 Oquedad) se aprecia un ancho de influencia de 80m, con una cinemática de desplazamientos mayores en el punto medio del modelo, y disminuyendo éstos conforme se aleja de la oquedad, por lo que conforme se van generando las oquedades adyacentes el ancho de influencia se incrementa hasta alcanzar los 140m con 9 oquedades generadas (Fase6). A partir de esta etapa, se aprecia una variación en el comportamiento, definido por la estabilización del desplazamiento (línea negra discontinua con puntos), en la Gráfica 5.7 se observa el cambio de pendiente a partir de la Fase6 haciendo su variación más asintótica al eje x -, que concuerda con la estabilidad en los desplazamientos de la Gráfica 5.6, formando una horizontal con el máximo desplazamiento perdiéndose la deformación puntual debida a 1 sola oquedad (Fase11 con 19 oquedades) (línea gris continua). Esta gráfica representa el efecto de la subsidencia que se genera en la superficie del terreno, debido a la generación de oquedades en el medio.



Gráfica 5.6 Distancia horizontal en la superficie contra desplazamientos totales, sin carga superficial y con 19 oquedades generadas en secuencia del eje central hacia el exterior del modelo [C1].

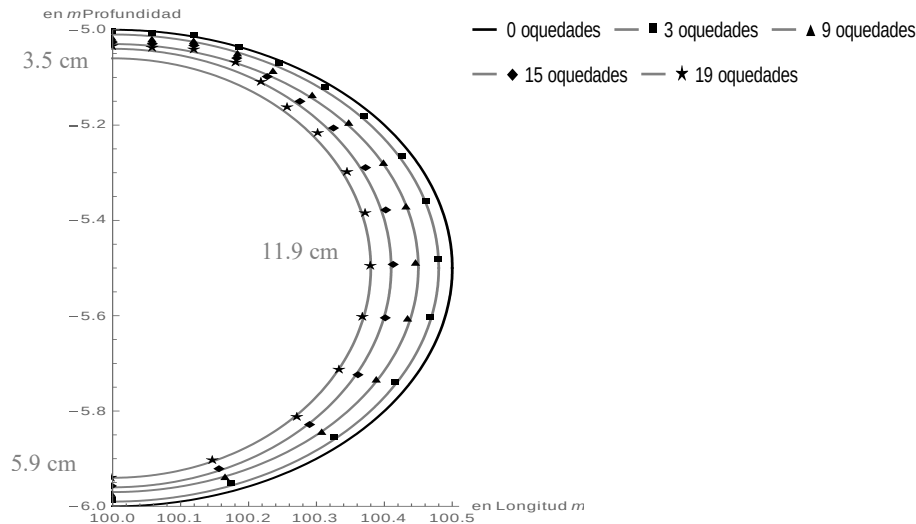
En la Gráfica 5.7 se representaron los desplazamientos máximos que se formaron en el centro del modelo para cada una de las etapas simuladas. La gráfica contempla dos pendientes, la primera (negativa) referente al aumento de los desplazamientos al aumentar el número de las oquedades, y a partir de la Fase5 (punto con rombo en la Gráfica 5.7) la pendiente es casi nula observándose el equilibrio de los desplazamientos con las oquedades generadas, lo que indica que hay cierto número de oquedades crítico para que se desarrollen los desplazamientos máximos.



Gráfica 5.7 Fases de modelación (Tabla 4.3) contra desplazamientos totales máximos desarrollados en el centro del modelo sin considerar carga en la superficie [C1].

Se graficaron las deformaciones de las oquedades en cada etapa, para observar la cinemática de deformación de la oquedad con base en los vectores de desplazamientos. Las deformaciones desarrolladas en la oquedad central, se aprecian en la Gráfica 5.8; los desplazamientos en la parte inferior de la oquedad son mayores que en su parte superior en una relación de 1.7, debido

a que el estrato rocoso contempla módulos de elasticidad mayores que las del suelo granular, haciendo que las deformaciones sean menores en la parte superior. Los desplazamientos horizontales son mayores que los verticales, teniendo una disminución aproximada en el perímetro de la oquedad de un 20% en la etapa final.



Gráfica 5.8 Desplazamientos totales en la oquedad del eje central [C1].

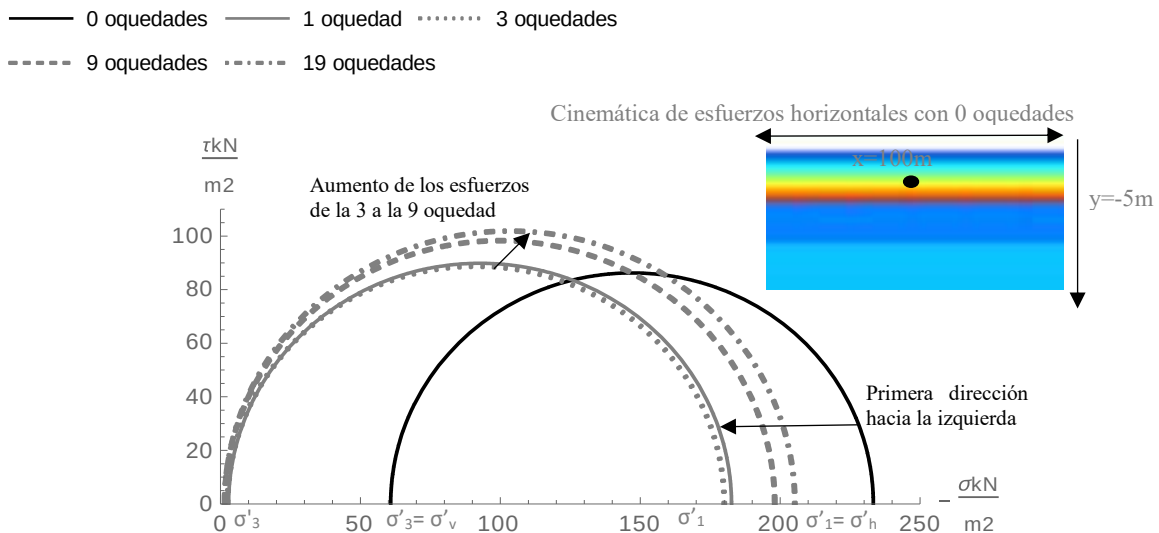
II) Esfuerzos en el primer estrato

Para presentar los resultados de las trayectoria de esfuerzos, cabe recalcar que el σ'_1 (el esfuerzo principal mayor) es el correspondiente al esfuerzo mayor en magnitud. En el caso del estrato rocoso, el esfuerzo mayor es el que corresponde al esfuerzo horizontal (σ_h) obtenido con el k_2 , Tabla 4.2.

En la Gráfica 5.9 se observa en los círculos de Mohr, la reducción de los esfuerzos que tiene el medio, al irse generando las cavidades, el esfuerzo vertical disminuye al mínimo ($\cong 0$ kPa), y los cambios que sufre el σ_h , muestran el comportamiento del material y por lo tanto de la cinemática de las oquedades. Al tener 1 y 3 oquedades los esfuerzos horizontales disminuyen (línea gris continua y línea negra punteada respectivamente), lo que indica que se relaja el material, mientras que al generar la 9 oquedad, que se encuentra a 40m de la oquedad central (línea gris discontinua), se comienza a recuperar el esfuerzo interno en el medio debido a la compresión generada por el esfuerzo vertical y el incremento el σ_h .

Debido a la creación de oquedades se presenta un cambio en los estados de esfuerzo de tierras en reposo, principalmente por el cambio de los esfuerzos horizontales (σ_h), debido a que el esfuerzo vertical por la creación del espacio vacío disminuye, al momento de generar la oquedad,

entonces el σ_h es el encargado de la determinación de recuperación o pérdida de esfuerzo en el medio, en este caso por corresponder al esfuerzo principal.



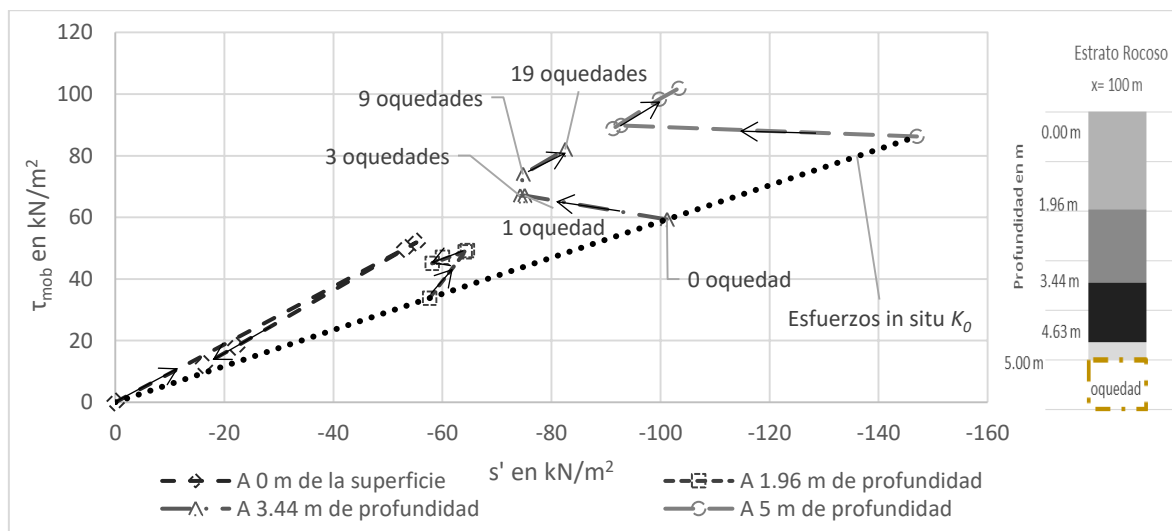
Gráfica 5.9 Círculos de Mohr en el punto superior de la oquedad del eje central [C1].

En la Gráfica 5.10 se ilustra el cambio de comportamiento de la trayectoria de esfuerzos en la superficie del estrato rocoso y presentándose 4 profundidades (1.96m, 3.44m, 4.63m y 5m), donde en la superficie del estrato (línea discontinua con rombos) al generarse las primeras etapas, se incrementan los esfuerzos debido al cambio en el medio, generando un aumento en el σ_h (esfuerzo principal). Posteriormente de la generación de 9 oquedades el esfuerzo horizontal se relaja, movilizand la trayectoria en dirección al K_0 inicial. A la profundidad de 1.96m el comportamiento es similar (línea discontinua con cuadrados), con la variación en la forma de relajación de los esfuerzos al desarrollarse 9 oquedades. A esta profundidad la reducción es más pequeña y sin acercarse a la K_0 y los esfuerzos cortantes actuantes son mayores. A mayores profundidades el comportamiento es diferente, comenzando con la relajación del esfuerzo principal (σ'_1 disminuye) y movilizand a los esfuerzos cortantes (τ_{mob}), posterior a la Fase6 un incremento de los esfuerzos principales se va desarrollando (líneas discontinuas con triángulos y círculos).

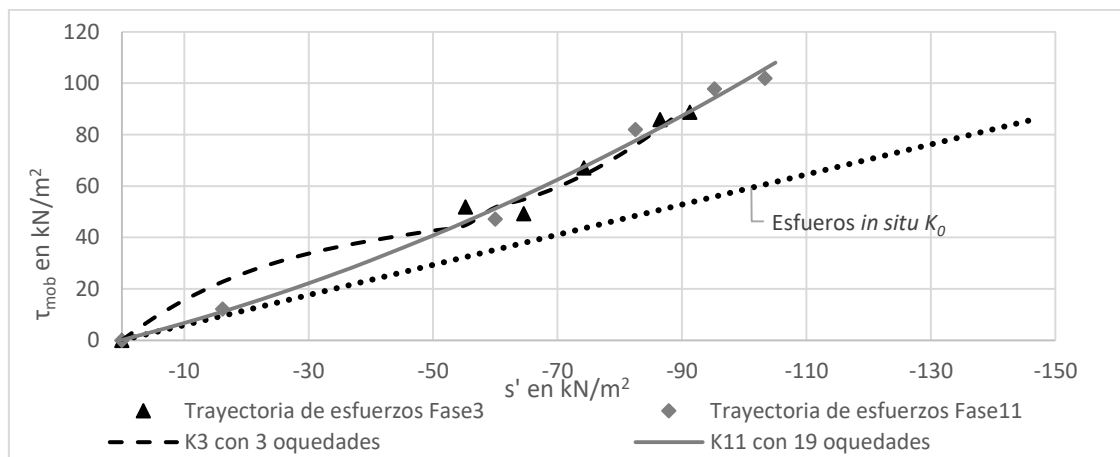
La Gráfica 5.11 ilustra la variación de las líneas de esfuerzos de tierras (K), al generarse las oquedades, las pendientes fueron ajustadas a una parábola, uniend los esfuerzos de cada profundidad y de cada una de las fases del modelado (marcas triangulares y rombos). Al generar las oquedades las líneas K se van separando de la línea de esfuerzos *in situ* (K_0) ocasionando que con menores esfuerzos medios efectivos s' se generen mayores esfuerzos cortantes

actuantes τ_{mob} . En la Fase3 (línea discontinua negra) se aprecia un cambio de concavidad en la variación de la línea K , con las primeras oquedades los esfuerzos cortantes son mayores a menor profundidad, al ir acercándose al borde de la oquedad central, el esfuerzo cortante se moviliza con una tendencia lineal. Por su parte en la última fase (Fase11) el esfuerzo cortante en la superficie es menor debido a que ya se relajó el esfuerzo horizontal por las oquedades anteriores, eso se refleja con la forma de la línea K_{11} (línea continua gris).

Si comparamos la Gráfica 5.6 y la Gráfica 5.10 se observa como en la Fase6 (9 oquedades) en la que se representan los desplazamientos totales máximos en el modelo, de igual manera representa el cambio en la trayectoria de esfuerzos en nuestro estrato.



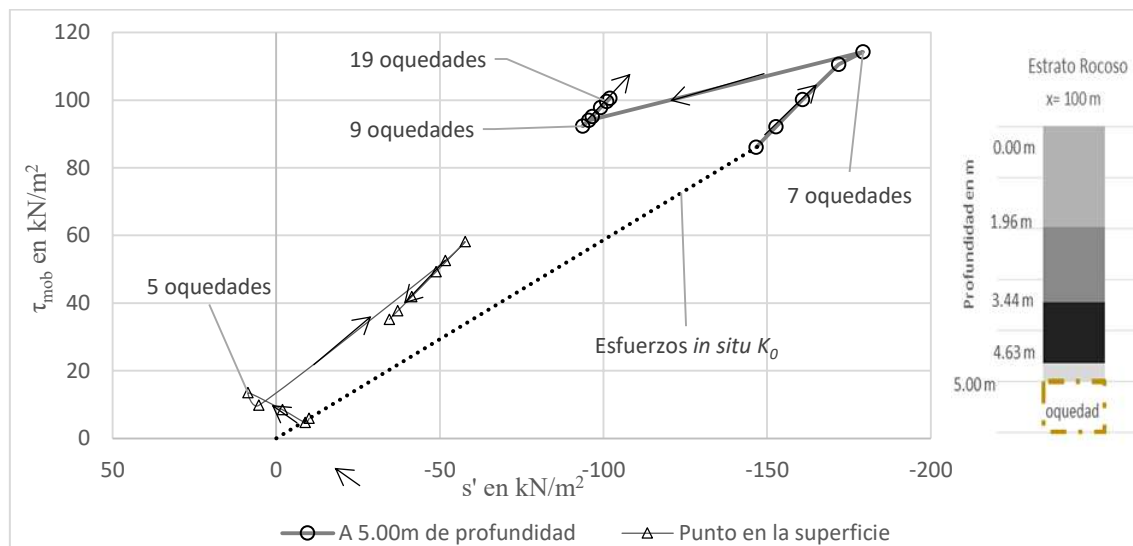
Gráfica 5.10 Trayectoria de esfuerzos por la generación de las oquedades en el eje central del estrato rocoso [C1].



Gráfica 5.11 Variaciones de la constante K (condiciones *in situ*), en la parte superior de la oquedad del eje central en función de la generación de las oquedades [C1].

Como en el eje central del modelo, el esfuerzo horizontal (principal) está disminuyendo con las primeras oquedades, en la Gráfica 5.12 se presenta el comportamiento a 40m del eje central para estudiar la cinemática de la subsidencia en la superficie. En las primeras 7 oquedades (Fase2 a la Fase5) en el punto a 4.63m de profundidad, se incrementan los esfuerzos con la misma dirección que la línea K_0 (línea gris continua con círculos); y se produce la reducción de esfuerzos al momento de generar la 9 oquedad, para posterior a esta etapa seguir incrementando sus esfuerzos principales, sin llegar a los máximos alcanzados en la Fase5. En la superficie comienzo con una reducción de esfuerzos para posterior intercambiar su dirección en la Fase6 y seguida a esta el regreso a la línea de esfuerzos *in situ*.

En la Gráfica 5.6, de distancia horizontal contra desplazamientos totales, se aprecia que a 40m de la oquedad central en las primeras fases (1 y 3 oquedades) es la longitud de afectación por las cavidades en el medio, corroborando esta cinemática en la Gráfica 5.12 donde los esfuerzos se movilizan en pequeños incrementos, con 5 y 7 cavidades los esfuerzos en la superficie ya contemplan esfuerzos a tensión ($s' = \text{positivos}$) y en el borde superior de la cavidad alcanza los valores máximos de cortante, en la gráfica de desplazamientos, la cinemática de afectación por las cavidades se moviliza a mayores longitudes. Al tener el cambio de trayectorias (Fase6), los desplazamientos verticales a esta longitud ya se comienzan a incrementar, y al finalizar las modelaciones contemplar la depresión topográfica.

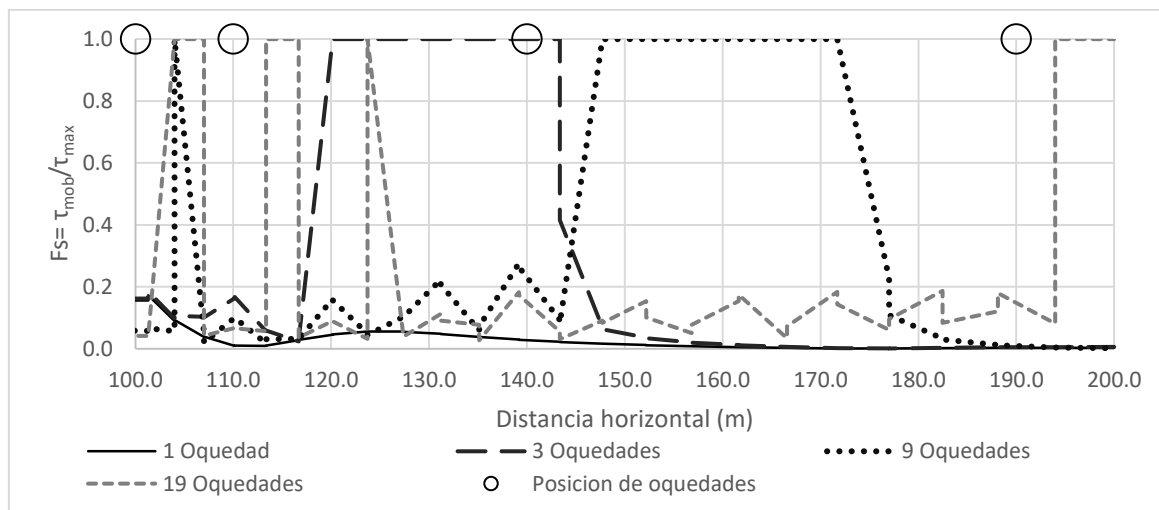


Gráfica 5.12 Trayectoria de esfuerzos por la generación de las oquedades a 40m del eje central del estrato rocoso [C1].

III) Factor de Seguridad

Las modificaciones de la trayectoria de esfuerzos en el medio, por la generación de oquedades, producen movimientos en los estados de esfuerzo cortante en las capas, si bien ya se revisaron los desplazamientos que se producen por la carsticidad, otro tema de importancia, es el F_s del terreno (sección 2.3.2)

La Gráfica 5.13 representa el movimiento del F_s a lo largo de la superficie, como se observa en la gráfica al generar una única oquedad (línea continua negra) no genera problemas en nuestra superficie, sin embargo al presentarse 3 oquedades se generan 20m de relación $F_s=1$ (con una afectación de 40m si se toman los 200m de longitud), esta afectación está a 10m de la 3 oquedad (línea discontinua negra). Estos 20m de afectación se irán trasladando de forma horizontal conforme se generen las otras oquedades (como se aprecia al tener 9 oquedades, línea punteada negra). Al contemplar las 19 oquedades en el medio, se suman picos pequeños en el eje central (línea discontinua gris), sin embargo el cortante no se moviliza de forma que alcance el estado crítico del medio.

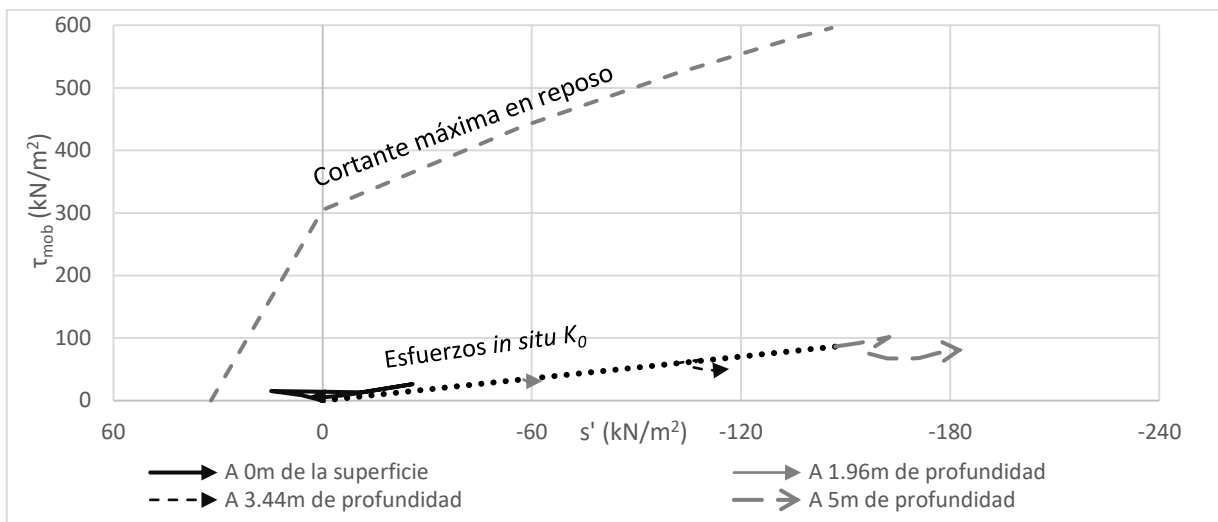


Gráfica 5.13 Factor de Seguridad (F_s) a lo largo de la mitad de la superficie, por la generación de oquedades en el terreno [C1].

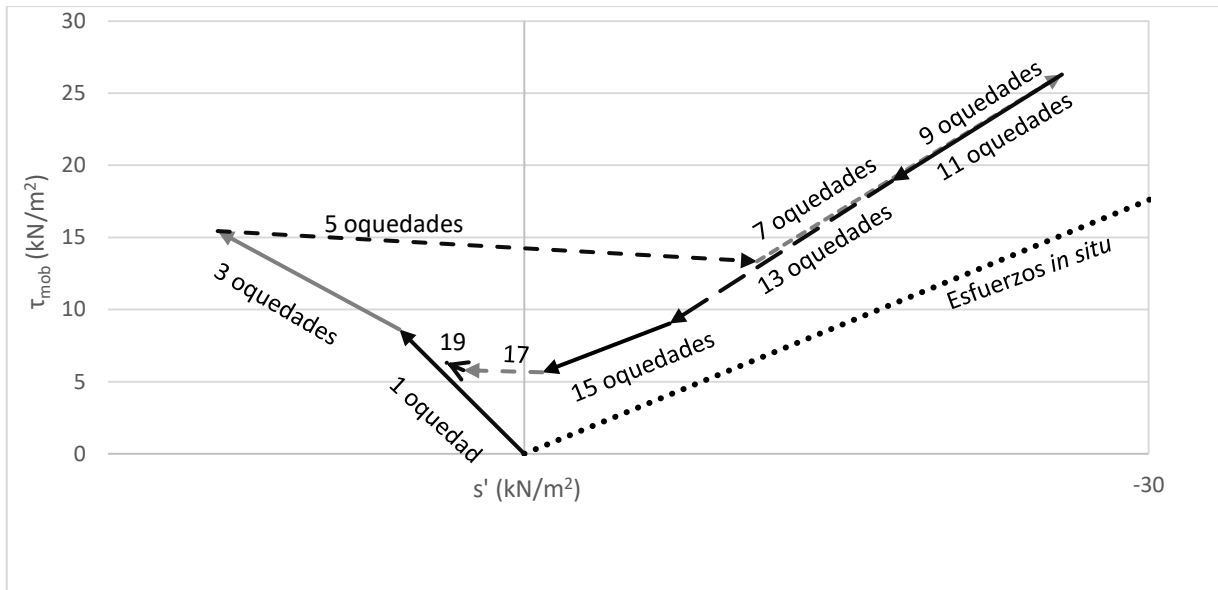
En la Gráfica 5.14 se aprecia la trayectoria de esfuerzos en la distancia de 123.7m, en esta distancia se describió en la Gráfica 5.13, que en la fase de 3 cavidades y 19 cavidades los esfuerzos alcanzan la cortante máxima para llegar al $F_s=1$. Sin embargo en la Gráfica 5.14 se observa que los esfuerzos no alcanzan la envolvente de falla; en la superficie se observa una trayectoria que cambia de dirección dependiendo de las cavidades que se generaron en el medio.

A profundidades mayores la trayectoria de los esfuerzos es con un aumento del esfuerzo medio normal (s') pero los cortantes actuantes disminuyen separándose de los esfuerzos en reposo (K_0).

En la Gráfica 5.15 se detallada únicamente la trayectoria de esfuerzos en la superficie, para detectar el cambio que debe suceder en esta posición para fundamentar que el $F_s=1$; y como se aprecia en la gráfica la etapa de 1 y 3 cavidades tienen una dirección hacia la cortante máxima pero sin tocarla, posterior a esta etapa (5 cavidades) los esfuerzos regresan a su estado en compresión, sin movilizar el cortante. En la fase de 3 oquedades es donde se determinó que en la superficie ya se encuentra con el $F_s=1$, concluyendo que si se cambian los esfuerzos de manera abrupta el material se comporta de manera plástica. En las fases siguientes con 7, 9 el material sigue comprimiéndose generando cortante, para posterior a las demás cavidades comience a tensionarse la superficie disminuyendo el esfuerzo cortante hasta llegar a esfuerzos medios a tensión con 17 y 19 cavidades y con la cortante en crecimiento. En este punto el $F_s=1$, y se determina que la trayectoria va a encontrarse con la trayectoria formada por 1 cavidad, debido a este tensionamiento, la superficie ya estipula un punto en su envolvente máxima.



Gráfica 5.14 Trayectoria de esfuerzos por la generación de las oquedades en la distancia de $x=123.7m$ del estrato rocoso [C1].

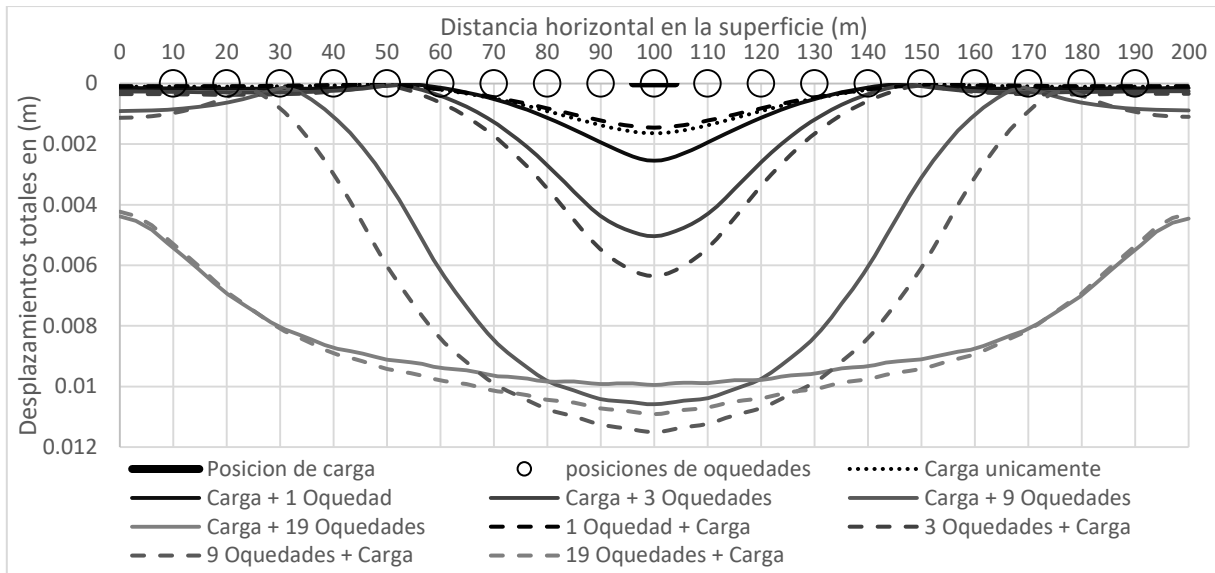


Gráfica 5.15 Trayectoria de esfuerzos en la superficie a los 123.7m, movilidad por cavidades.

5.3 RESULTADOS CASO2, MEDIO CON CARGA SUPERFICIAL SIN PRESENCIA DE AGUA Y CON OQUEDADES

1) Desplazamientos

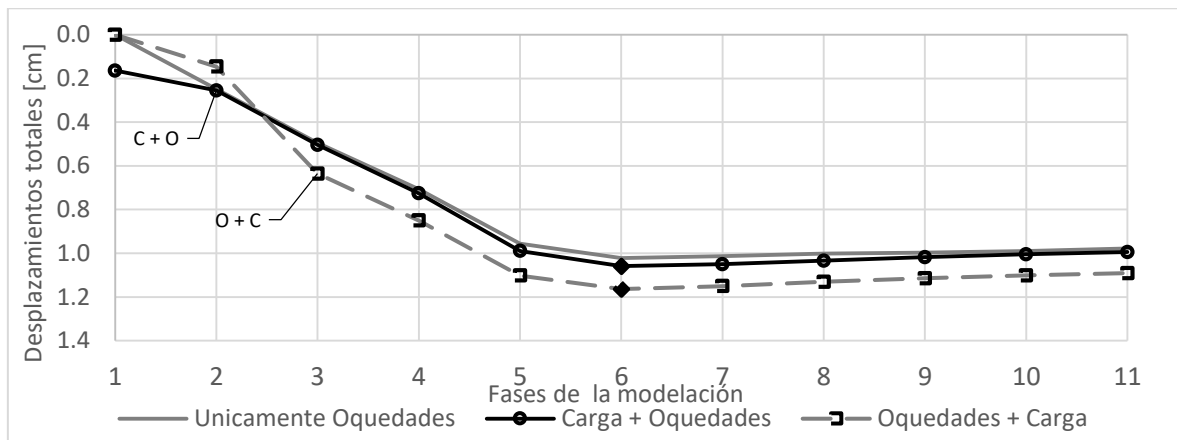
La Gráfica 5.16 corrobora que los máximos desplazamientos son en el eje central, donde se colocó la carga superficial como el eje principal para la generación de oquedades en el terreno y posterior a la Fase6 (9 oquedades) se aprecia la subsidencia en la superficie; cabe recalcar que en este caso se hicieron dos hitos, Carga + Oquedades (C + O) y Oquedades + Carga (O + C). En la fase carga más 1 oquedad (C + O) (línea continua negra), se observa el efecto de la generación de la oquedad, donde el desplazamiento total llega a ser más alargado y con un desplazamiento puntual más significativo en el centro; mientras que el desplazamiento debido únicamente al σ_s forma una concavidad menos pronunciada (línea punteada). En la gráfica se observa que para el momento de sólo contemplar 1 oquedad más carga (O + C) (línea discontinua negra), la magnitud del desplazamiento es menor comparándolas con únicamente la carga o la carga más 1 oquedad. Al momento de generarse las 9 oquedades, se presentó el máximo desplazamiento, seguido de esta etapa los desplazamientos fueron disminuyendo y no sobrepasaron el desplazamiento de esta etapa (Fase6).



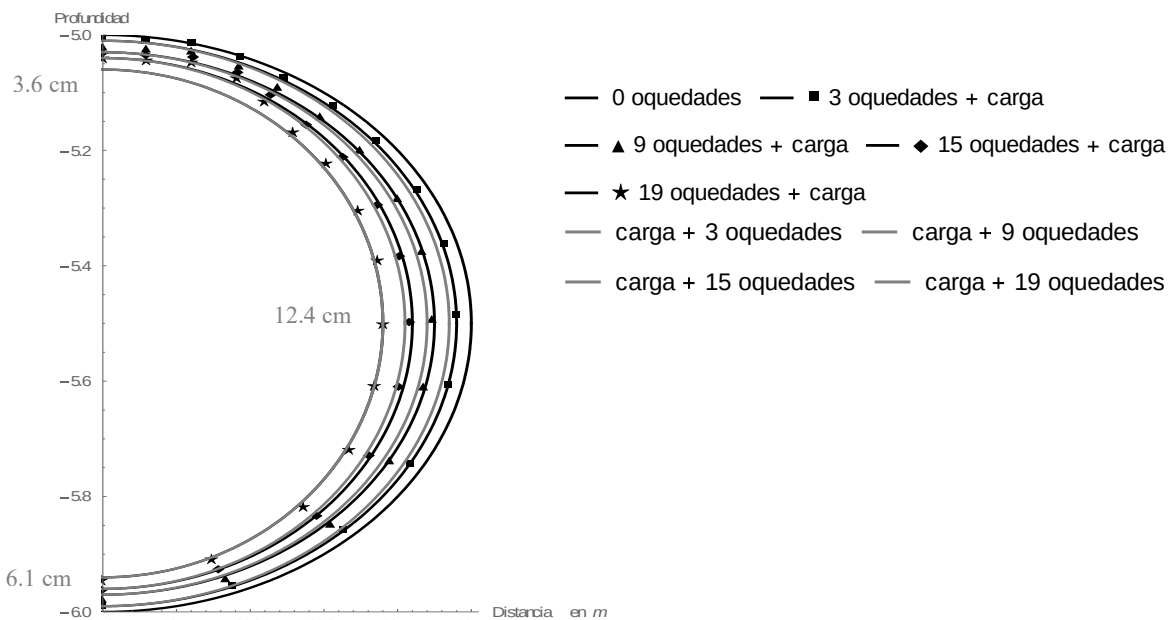
Gráfica 5.16 Distancia horizontal en la superficie del modelo contra desplazamientos totales, con esfuerzo superficial (σ_s) de 4.84 kN/m² colocada antes y después de las oquedades generadas en secuencia simétrica a partir del eje central hacia el exterior del modelo [C2].

En la Gráfica 5.17 se ilustran las pendientes que se generan por el efecto de la carga superficial más las oquedades, aplicadas en el orden C + O (línea continua); de igual forma si se coloca la carga superficial después de generar las oquedades O + C, representada por la línea discontinua); presentándose cuatro pendientes. La combinación de carga al final (O + C), contempla los desplazamientos mayores a partir de la generación de 3 oquedades, sin embargo en la Fase2 (con 1 oquedad) presenta desplazamientos menores. El comportamiento de las pendientes para ambas combinaciones se iguala en la Fase3 y se aprecia como los desplazamientos máximos (marcas con rombos) son en la Fase6 para después estabilizar el medio. Esta gráfica nos señala que los desplazamientos son diferentes en función de la aplicación de la carga (antes o después del efecto de la carsticidad), observándose que los desplazamientos son más desfavorables cuando la obra de infraestructura se construye en un ambiente ya con cavidades en el medio.

La Gráfica 5.18 ilustra el desplazamiento que se genera en la oquedad del eje central, donde se comparan las dos combinaciones de colocación de la carga, para revisar si hay un cambio en el comportamiento, la combinación con la carga impuesta al inicio (C + O) es la que presenta mayores desplazamientos en la cavidad (línea gris continua sin marcas). En la Fase11 se tiene una disminución del 24% en el perímetro inicial de la cavidad.



Gráfica 5.17 Fases de modelación (Tabla 4.3) contra desplazamientos totales máximos desarrollados en el centro del modelo colocando la carga al inicio de generar las oquedades (C + O) y cuando se aplica la carga después de las oquedades (O + C) [C2].

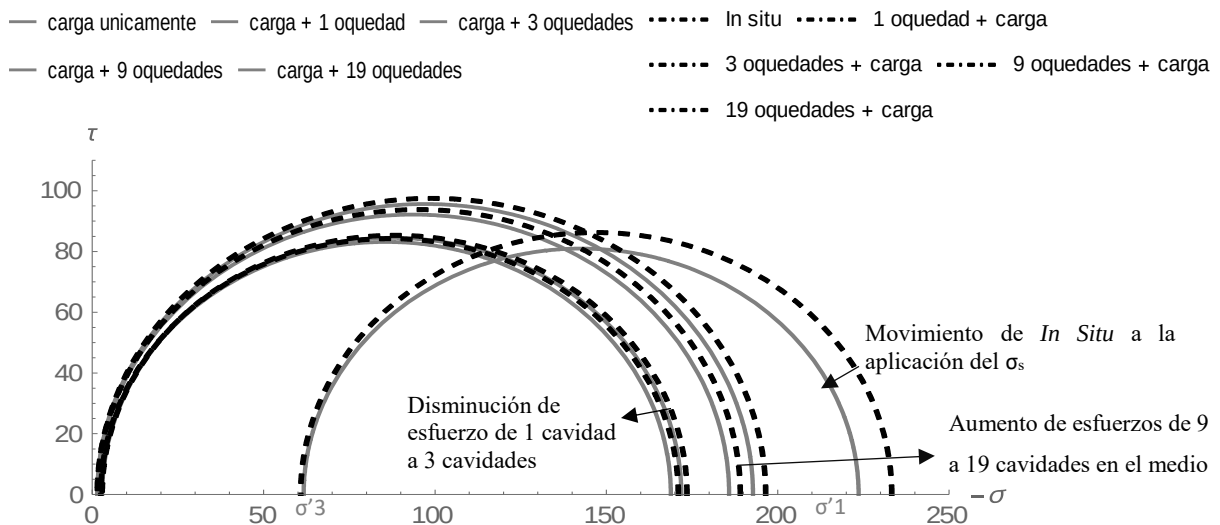


Gráfica 5.18 Desplazamientos totales en la oquedad del eje central para las dos combinaciones de la imposición de la carga de la carretera [C2].

II) Esfuerzos en el primer estrato

Para ambas combinaciones cuando la carga superficial es colocada antes o después de las oquedades, el comportamiento de los esfuerzos principales (σ'_1 y σ'_3) se detallan con los círculos de Mohr (Ver Gráfica 5.19), la gráfica ejemplifica el punto superior de la oquedad, el que corresponde a la interface con el macizo rocoso, donde vemos una reducción del esfuerzo horizontal (línea continua gris, carga únicamente) en el borde entre el macizo rocoso y el suelo

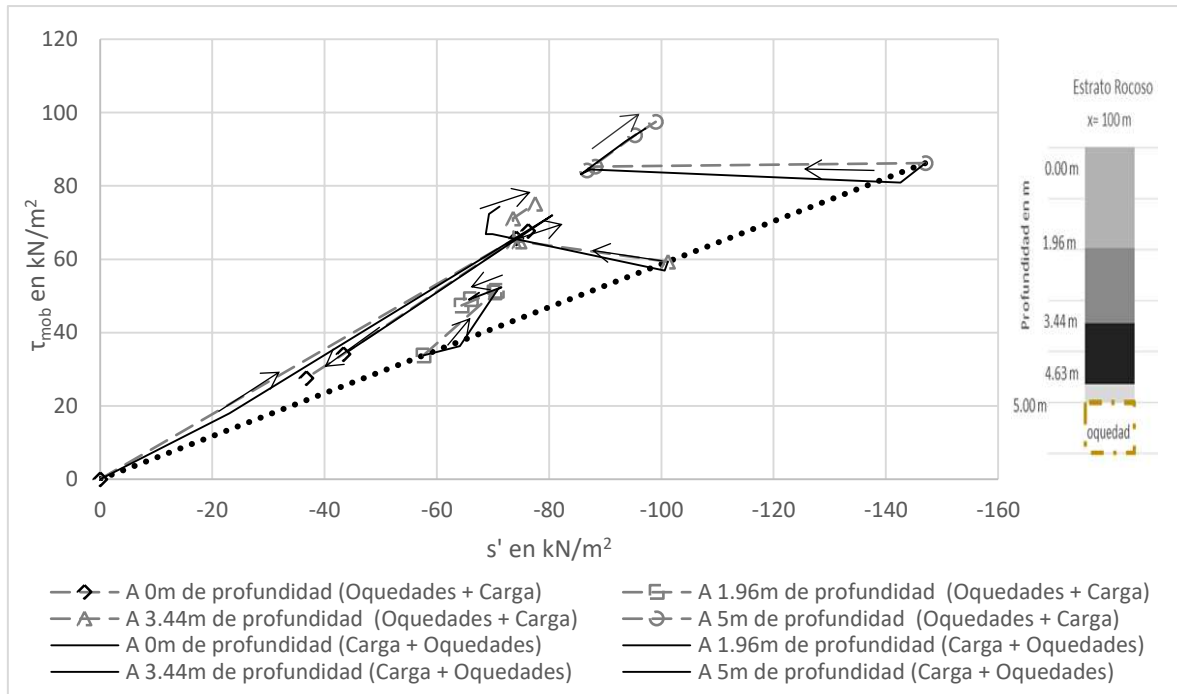
granular al momento de generar la carga (CasoRef, Gráfica 5.2), al generarse la oquedad el σ_v tiende a cero y el círculo de Mohr disminuye y el σ_h comienza a recuperarse a partir la 3ª oquedad, esto en cuestión únicamente con el esfuerzo horizontal debido a que el esfuerzo vertical se mantiene casi nulo. En la gráfica se observa que los esfuerzos principales con mayor magnitud se presentan cuando la carga es impuesta posterior a las oquedades (O + C) para este punto.



Gráfica 5.19 Círculos de Mohr en diferentes fases del modelado para el punto superior de la oquedad (y= -5m) del eje central [C2]

En la trayectoria de esfuerzos (Gráfica 5.20) a lo largo de todo el estrato del macizo rocoso en las diferentes etapas de la modelación, se observa que se movilizaron con mayores esfuerzos (τ_{mob}) cuando se colocó la carga al inicio de la generación de las oquedades (líneas continuas). La Trayectoria de esfuerzos debido únicamente a la carga superficial de la carretera sin cavidades, se observa en la combinación de C + O (línea continua), donde el primer movimiento que se genera es un aumento de esfuerzos s' y τ_{mob} para las profundidades menores a 3.0m, debido al incremento de los esfuerzos vertical y horizontal. Seguido de este movimiento se genera la oquedad y el esfuerzo (s') aumenta en menor medida y el τ_{mob} aumenta pronunciadamente por el aumento del esfuerzo horizontal. A profundidades mayores a los 3.0m el comportamiento es inverso. Los cambios en las trayectoria de esfuerzos debido a las cavidades son determinados en la Fase6 donde antes de 3.0m se presenta un aumento del esfuerzo medio efectivo (s') para después realizar su cambio de dirección, disminuyendo el s' ; en profundidades mayores se da un comportamiento inverso a los puntos superiores.

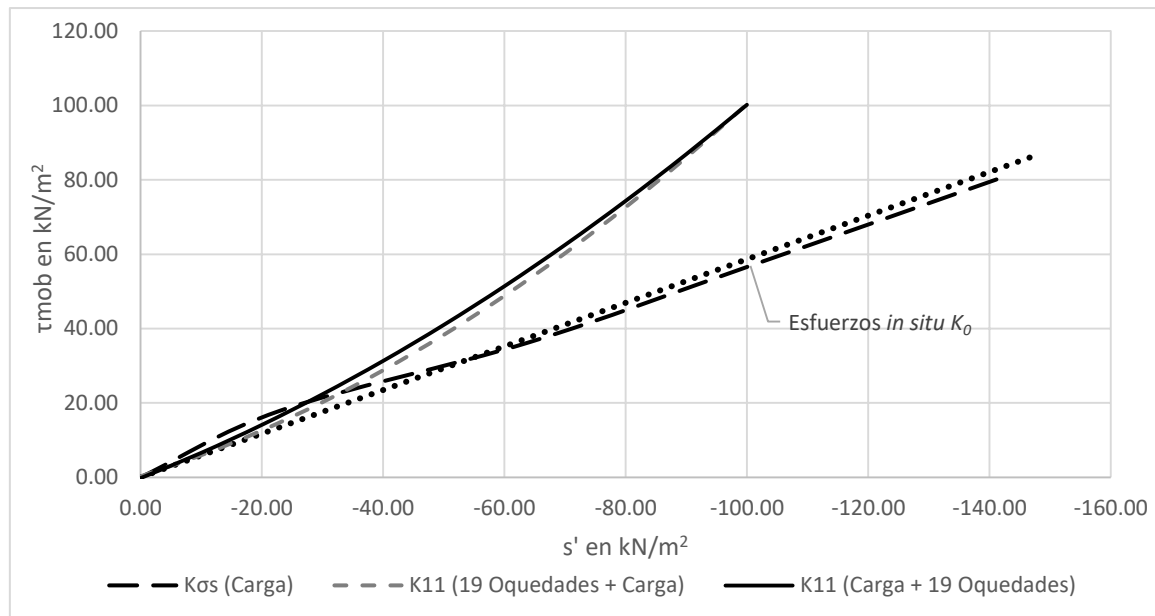
En la sección de desplazamientos se concluye que la combinación O + C es la que ocasiona mayores desplazamientos esto se puede apreciar en las trayectorias, debido a que esta combinación produce un aumento mayor constante en los esfuerzos, ya que en la combinación C + O la trayectoria cambia posterior a la implementación de la carga, produciendo menores desplazamientos en la superficie.



Gráfica 5.20 Trayectoria de esfuerzos en el estrato rocoso en el eje central, [C2]

Bajo los resultados obtenidos anteriormente, se propusieron las variaciones en la línea K_0 considerando las variaciones en los esfuerzos debido a la presencia de oquedades. Los cambios en las líneas K_0 son diferente en ambas combinaciones debido a que en la primera combinación el primer movimiento de esfuerzo es la colocación de la carga, mientras que en la segunda combinación, la carga se coloca después de la oquedad y como se aprecia en la Gráfica 5.21, por la magnitud de la carga, la variación de K_0 es determinada por las oquedades más que por la carga. Se graficaron únicamente las Fases 11, debido a que representa el final de la modelación. En etapas posteriores a la Fase 3 la línea K se aleja más de la K_0 . Comparando ambas combinaciones la línea K más alejada a la línea de esfuerzos *in situ* es la referente al caso donde se coloca la carga antes de las oquedades (C+O) (línea continua gris), mientras que la línea cuando las oquedades se generaron antes de la carga (O + C) (línea discontinua), se encuentra más próxima a la K_0 inicial.

Para la variación de esfuerzos K únicamente por la carga de la carretera (línea continua con triángulos), se observan perfectamente las dos trayectorias de esfuerzo dependiendo de la profundidad en el estrato rocoso. Al principio se separa de la K_0 inicial para que posterior a los 3m comience el cambio de pendiente hasta intersectar la línea de *in situ* y seguir con la tendencia hasta quedar debajo de la línea de esfuerzos *in situ*.

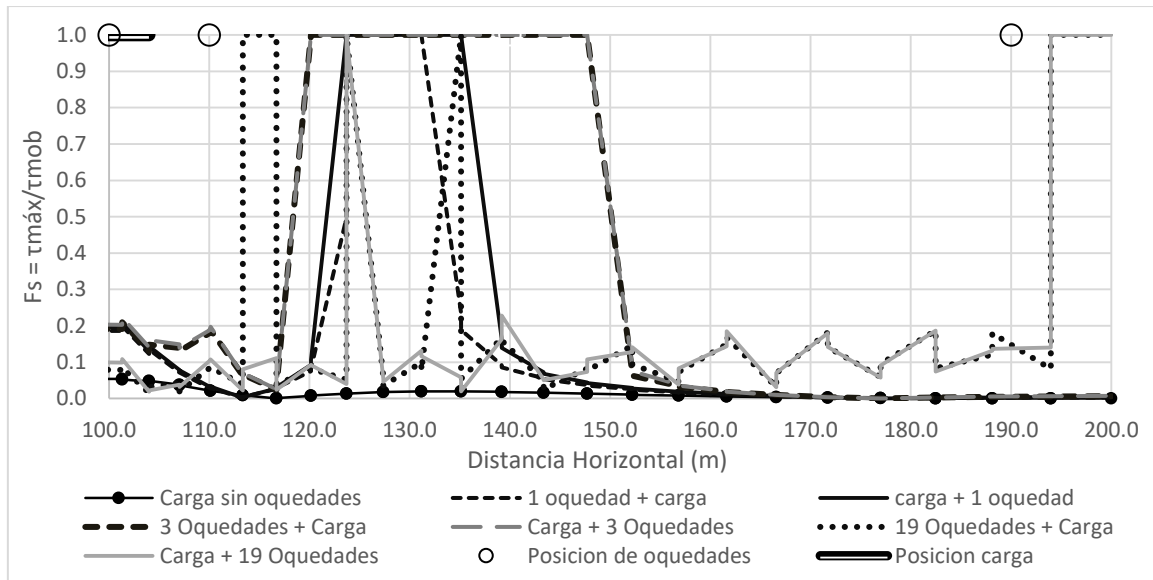


Gráfica 5.21 Variaciones de la constante K (condiciones *in situ*), en la parte superior de la oquedad del eje central con diferentes combinaciones de esfuerzo superficial [C2].

III) Factor de Seguridad

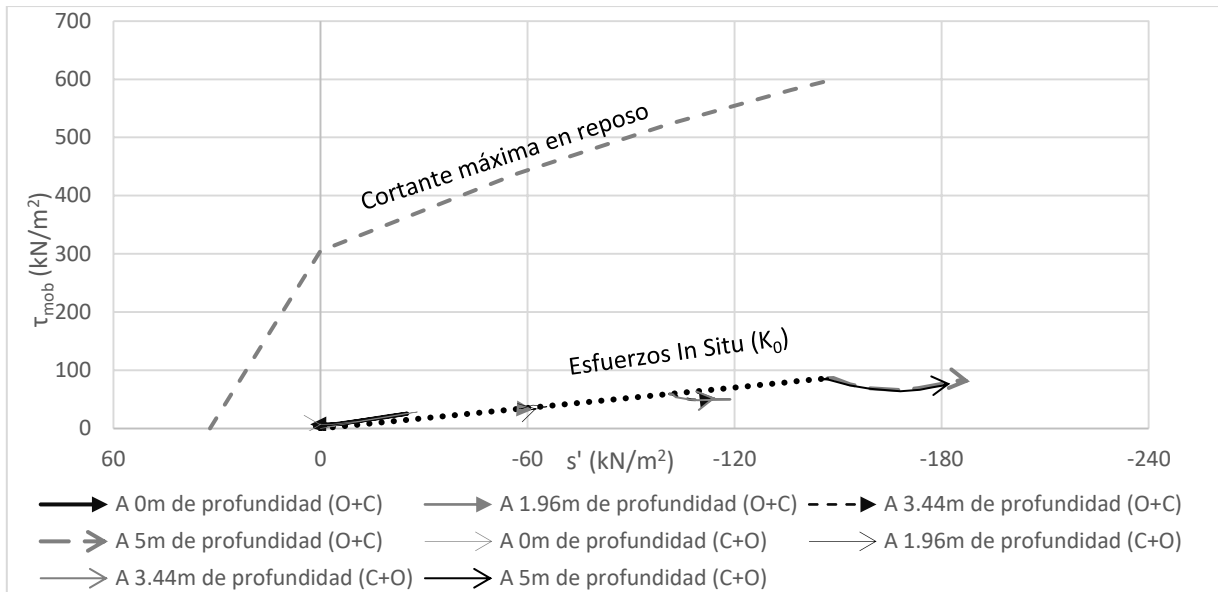
En el caso dos con la implementación de la carga de una carretera los F_s en la superficie, varían conforme la aplicación de la carga. Como se aprecia en la Gráfica 5.22, el esfuerzo de la carretera (línea continua con puntos negros), no se produce ningún cambio significativo en los factores de seguridad. Al generar la primera oquedad, está produce aproximadamente 10m de una zona de inestabilidad (línea negra continua), en la fase siguiente (3 oquedades), los F_s son movilizados a la derecha de la oquedad alejándose de la oquedad que produjo los que los esfuerzos actuantes lleguen a los esfuerzos máximos en ese combinación.

Si se aplica la carga de la carretera, posterior al efecto de la carsticidad, la longitud de afectación por la primera oquedad disminuye y al generar las 19 oquedades en el medio, estas producen picos próximos a la localización de la carretera, donde la combinación previa no producía estos efectos.

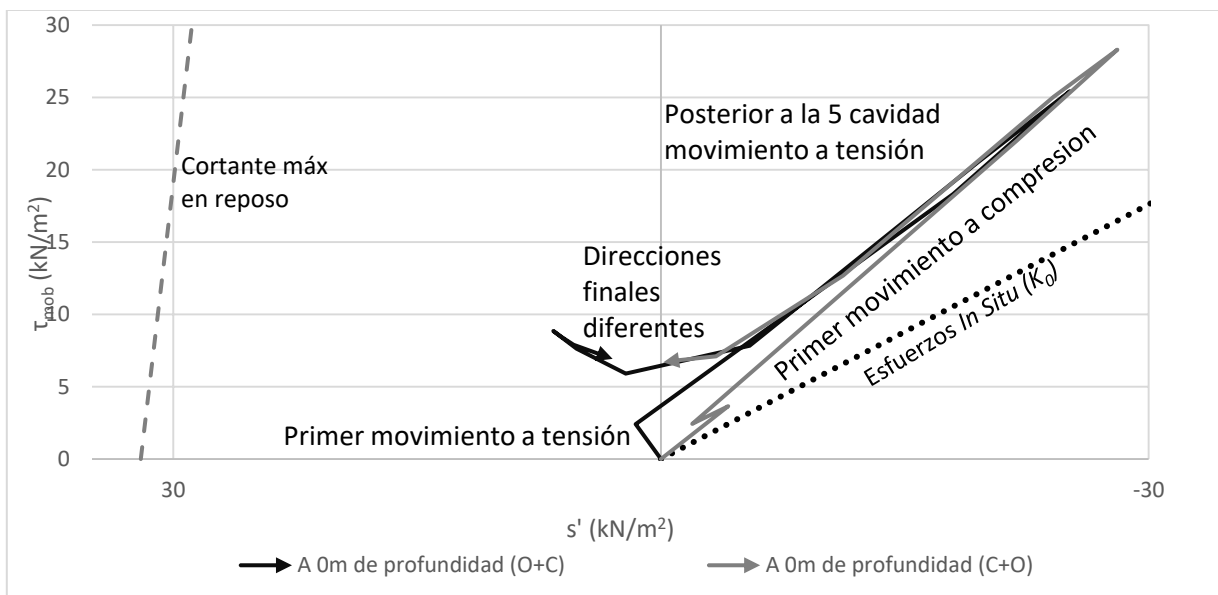


Gráfica 5.22 Factor de Seguridad (F_s) a lo largo de la mitad de la superficie, por la implementación de la carga superficial antes y después de generar las oquedades [C2]

Para determinar la trayectoria de esfuerzos que generaron el Factor de Seguridad a 1, se analizó el punto $x=113.4\text{m}$ en la superficie, esto debido a que se observa que cuando se produce la cavidad después de las oquedades si se produce un punto plástico en esa posición, sin embargo al tener la combinación de C+O se observa que no se presenta ese punto plástico al momento de tener 19 cavidades en el medio. En la Gráfica 5.23, se graficaron las dos trayectorias de esfuerzos que se generaron con ambas combinaciones Oquedades + Carga (O+C) y Carga + Oquedades (C+O), se determina que no se llegó a la envolvente de cortantes máxima en reposo, sin embargo se ven cambios en la superficie, donde en la Gráfica 5.24 se corrobora el primer cambio en dirección contrario en la superficie, con la combinación O+C se produce una tensión por la disminución del esfuerzo horizontal, con la combinación C+O este movimiento es inverso generando una compresión en el terreno, ambos casos hasta la generación de 5 cavidades se producen compresión que generaran un aumento de los esfuerzos medios efectivos y cortantes actuantes, para cambiar de dirección con la séptima cavidad. Al final se observa que la combinación O+C produce trayectorias que llegan a los esfuerzos s' en tensión (+), y con la combinación C+O, no sobrepasa al eje de las tensiones. Por ende la combinación de Oquedades antes que la Carga produce el $F_s=1$. Estas variaciones sutiles hicieron el cambio de los F_s en la superficie con respecto a la horizontal.



Gráfica 5.23 Trayectoria de esfuerzos en el estrato rocoso en la distancia $x=113.4\text{m}$ [C2]



Gráfica 5.24 Trayectoria de esfuerzos en la superficie a los 113.4m , movilidad por cavidades.

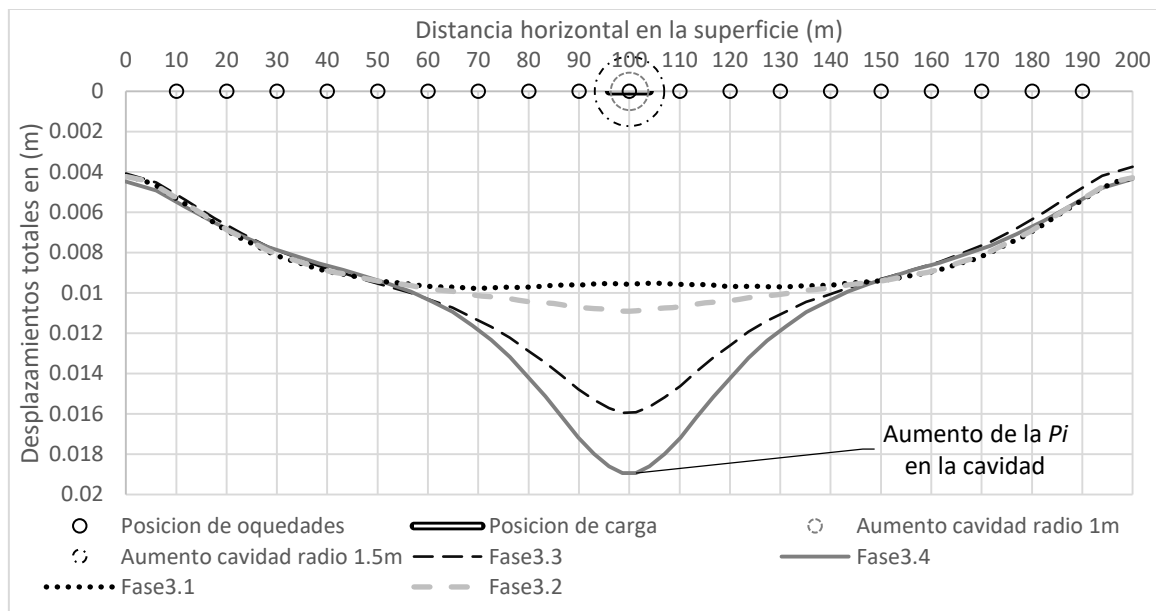
5.4 RESULTADOS CASO3, AUMENTANDO LA DIMENSIÓN DE LA OQUEDAD DEL EJE CENTRAL, PARA EL CASO2

1) Desplazamientos

En la Gráfica 5.25 está representada la superficie de nuestro modelo con los desplazamientos totales generados con 19 oquedades, nuestra fase inicial para este caso (Fase3.1, ver Tabla 4.5). La gráfica ilustra perfectamente lo señalado en la sección 3.2, donde el epicentro de la oquedad principal genera las deformaciones mayores en la superficie. Los desplazamientos totales para

la Fase3.2 (implementación del σ_s), difiere de los desplazamientos por el aumento del diámetro de la oquedad (Fase 3.3, aumento de la oquedad del eje central $D=2m$) debido a que la Fase3.2 genera unos desplazamientos en forma más sutil a lo largo de la superficie, mientras que la Fase3.3 genera un pico en la deformación de la superficie. La deformación total máxima aumenta conforme se aumentó el diámetro de la oquedad; la afectación de 40m desde el eje central, fue la misma sin importar el diámetro de la oquedad del eje central. Se puede concluir que la estabilidad que generó las 9 oquedades en el medio se pierde al momento de modificar la oquedad del eje central.

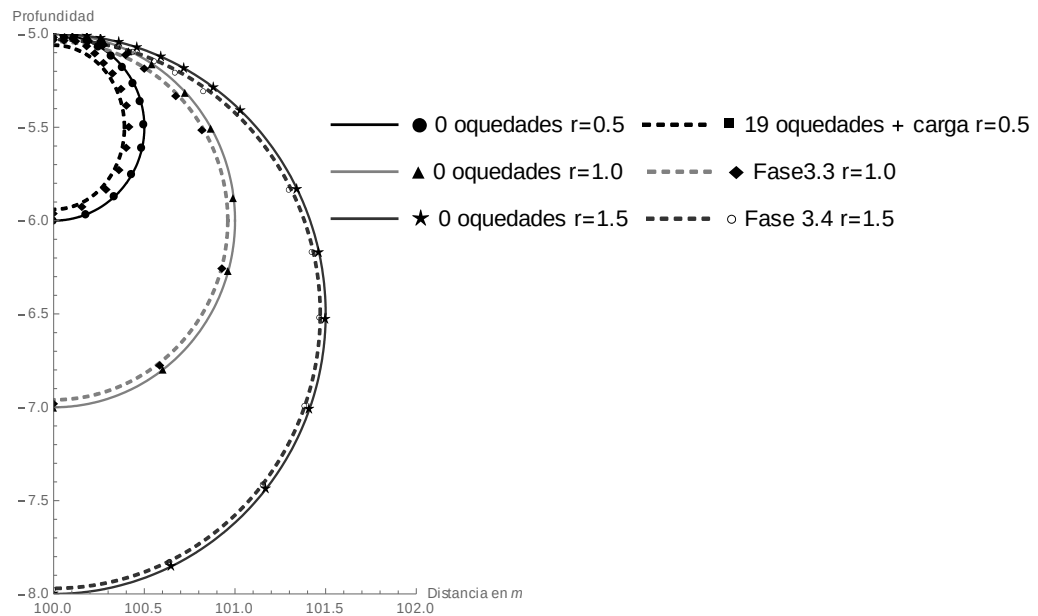
Cabe recalcar que la Fase3.4 (diámetro de la oquedad central 3m) fue la última fase de la modelación numérica, debido a que se tuvo que aumentar la presión interna en la oquedad para no producir un colapso, concluyendo que con 18 cavidades en el subsuelo más el incremento de una cavidad al doble del diámetro, el material lo llega a resistir, sin embargo si la cavidad aumenta su geometría, existiría un colapso en la superficie.



Gráfica 5.25 Distancia horizontal en la superficie contra desplazamientos totales, con 19 oquedades y esfuerzo superficial, variando el diámetro de la oquedad del eje central [C3].

En la Gráfica 5.26 se ilustra la deformación de la oquedad del eje central en las últimas 3 fases, en la que los desplazamientos nos permiten analizar el comportamiento de la trayectoria al momento de incrementar el diámetro de las oquedades. Al generarse las 19 oquedades en el medio se observan mayores desplazamientos en la oquedad, comparándolos con las Fases en las que se modifica la geometría de la cavidad (Fases 3.3 y 3.4), aunque se aumentó el radio de la

cavidad esta modificación no incrementa la deformación en la cavidad como el seguir aumentando el número de cavidades en el medio, ya que esta afectación continua generando deformaciones en la cavidad del eje central, finalizando con deformaciones mayores. El comportamiento de la deformación fue la misma en todas las Fases, donde en la parte superior de la cavidad genera menos desplazamientos que en el borde inferior o en las laterales de la cavidad; esto debido a la rigidez del estrato rocoso.



Gráfica 5.26 Desplazamientos totales en la oquedad del eje central, aumentando el radio de la oquedad [C3].

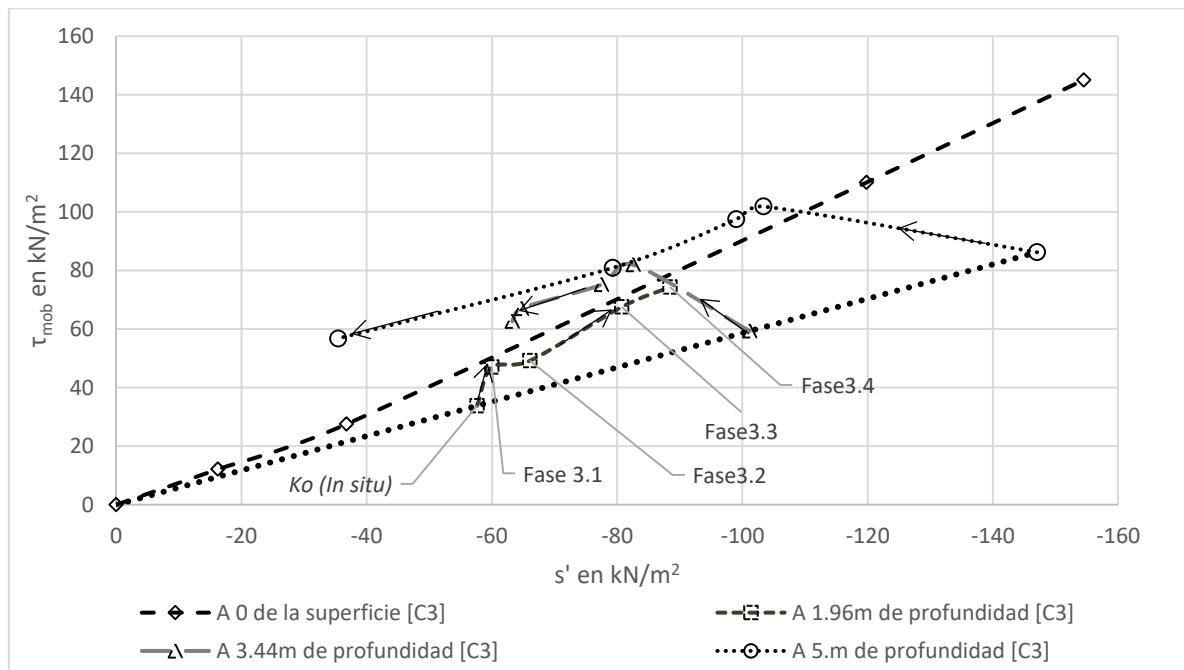
II) Esfuerzos en el primer estrato

La trayectoria de esfuerzos descrita en la Gráfica 5.27 tiene como línea de referencia la de esfuerzos iniciales *in situ* (K_0) (línea punteada negra), y de ahí se traslada a los esfuerzos principales generados por 19 oquedades en el medio (Fase3.1), cabe recalcar que para llegar a ese punto la trayectoria se ilustra en la Gráfica 5.10 (representa la Fase11 para el Caso1 de la sección 5.2).

En la superficie (línea discontinua negra con rombos) se observa un incremento de los esfuerzos principales (s' y τ_{mob}) en las fases posteriores a la Fase3.1, el primer movimiento es debido al incremento del σ_v generado por el esfuerzo superficial (σ_s), al momento aumentar el diámetro de las oquedades se genera un aumento pronunciado en el σ_h , siendo la que genera los últimos movimientos en la trayectoria de esfuerzos, y sobrepasando el esfuerzo cortante máximo generado a los 5m de profundidad por la Fase3.1.

A 1.96m de profundidad (línea discontinua gris con cuadrados) se presenta el mismo comportamiento que en la superficie con la variante, que al generar el σ_s , en esta profundidad el σ_v disminuye y no aumenta por este esfuerzo superficial, por ello la trayectoria se desplaza con menos esfuerzo s' pero genera esfuerzo cortante.

Posterior a los 3.0m de profundidad las trayectorias cambian de dirección, disminuyendo los esfuerzos s' y los esfuerzos τ_{mob} . En estas profundidades el esfuerzo horizontal disminuye haciendo el cambio de dirección de la trayectoria, produciendo una relajación de los esfuerzos en estos puntos. Aunque se modificó la P_i en la Fase3.4 se observa la misma trayectoria de esfuerzos para los diferentes puntos analizados, corroborando que los desplazamientos se comporten de la misma manera que en la Fase3.3.

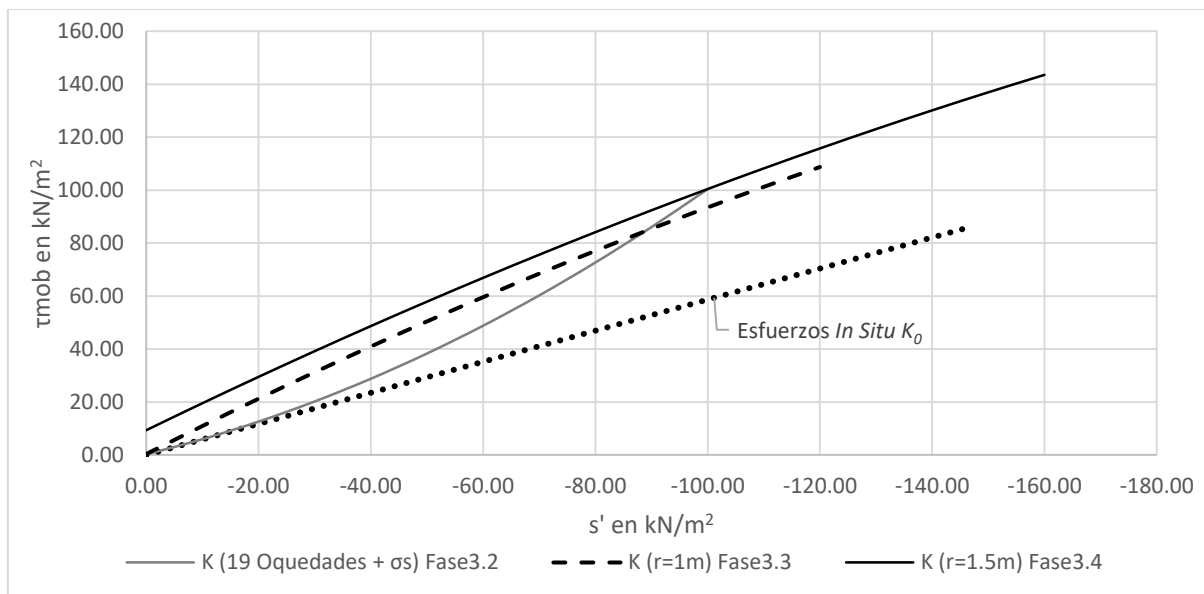


Gráfica 5.27 Trayectoria de esfuerzos en el estrato rocoso en el eje central variando el diámetro de la oquedad central [C3].

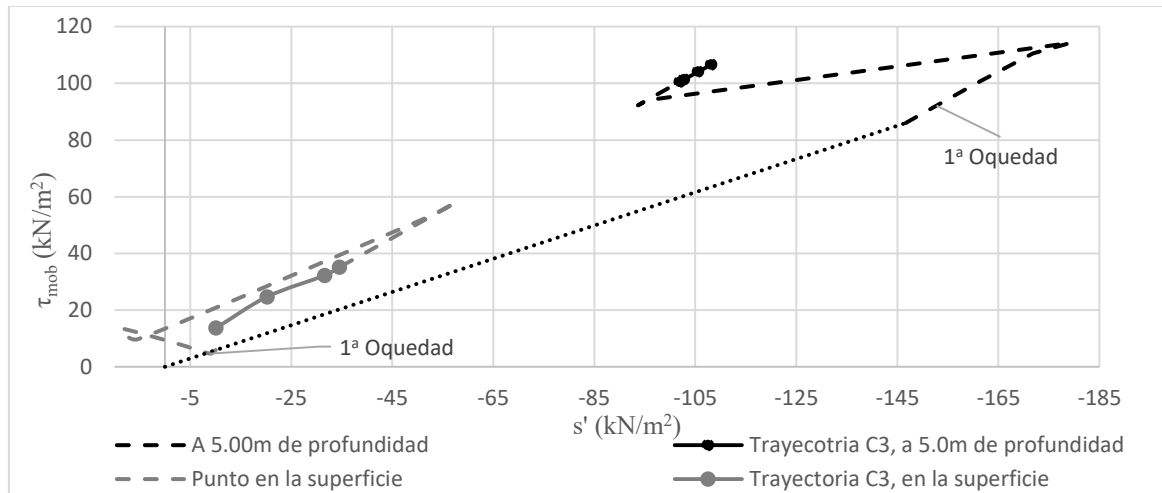
Al unir los esfuerzos que se generan en las diferentes profundidades y realizar una línea de tendencia, se observa que para este caso, el aumento de la geometría de la oquedad del eje central produce un movimiento mayor a la línea de esfuerzos *in situ* (K_0 , línea negra punteada) y comparándolo con la línea final de la Fase3.2 produce un cambio en la concavidad de la línea de esfuerzos K (Gráfica 5.28). El cambio en la concavidad de la línea K es debido a que en los primeros tres metros de profundidad, los esfuerzos son movilizados en dirección a la derecha creando una línea cóncava hacia abajo. Para la Fase3.4 el cortante movilizado fue tal que se

aprecia en el inicio de la gráfica un cortante, como se fuese una cohesión en el material, esto por las compresiones generadas en este punto.

En la Gráfica 5.29 se ilustra la trayectoria de esfuerzos a 40m de la oquedad del eje central, las primeras 19 oquedades (líneas discontinuas) representan el Caso1 (sección 5.2), y como se aprecia en la gráfica, la trayectoria de esfuerzos continua en la misma dirección en ambas profundidades (superficie y a 5.0m de profundidad) y se aprecia que en la superficie las magnitudes son mayores y el comportamiento es de relajación, mientras que a los 5.0m de profundidad el comportamiento es de incremento de esfuerzos principales, aunque las magnitudes son menores. La trayectoria al aumentar el diámetro de la cavidad tiene la misma dirección que al momento de generar la primera cavidad.



Gráfica 5.28 Variaciones de la constante K (condiciones *in situ*), en la parte superior de la oquedad del eje central debido al aumento del diámetro de la cavidad central [C3]

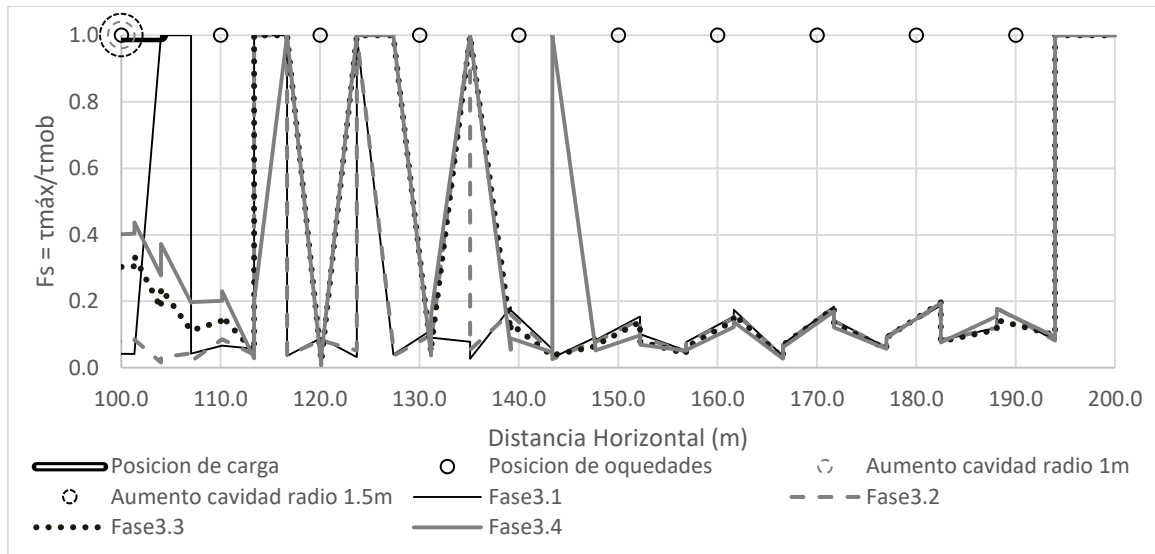


Gráfica 5.29 Trayectoria de esfuerzos por el aumento del diámetro de la cavidad central a 40m del eje central del estrato rocoso [C3]

III) Factor de Seguridad

La movilización de los F_s en este caso se presentó hasta los 50m, posteriores a esta distancia (Ver Gráfica 5.30), los F_s para las diferentes fases se mantuvieron igual. En la Fase3.2 (línea discontinua gris) se observa un mejoramiento en el esfuerzo actuante, haciendo que disminuya el F_s , esta mejora se produce en los primeros 10m, después de esta distancia continua generando picos en la superficie. En las Fases 3.3 y 3.4 en los primeros 10m genera un aumento en el Factor de Seguridad, concluyendo con el aumento del esfuerzo actuante (τ_{mob}) en la superficie, llegando. Posterior a los 10m los picos en la superficie fueron los mismos en estas dos fases, exceptuando el pico a los 143m que fue ocasionado por el aumento de la oquedad a 3.0m de diámetro.

La variación de τ_{mob} en la localización de la carretera producirá problemas de capacidad de carga en esa zona, debido a que el estrato está siendo estresado por la actividad carstica y al llegar a cierta combinación de esfuerzos se tendrían fallas en la superficie y próximas a la carretera.



Gráfica 5.30 Factor de Seguridad (F_s) a lo largo de la superficie, por el aumento del diámetro de la oquedad central [C3].

5.5 RESULTADOS CASO4, VARIANDO EL ESPESOR DEL ESTRATO ROCOSO, PARA EL CASO2

I) Desplazamientos

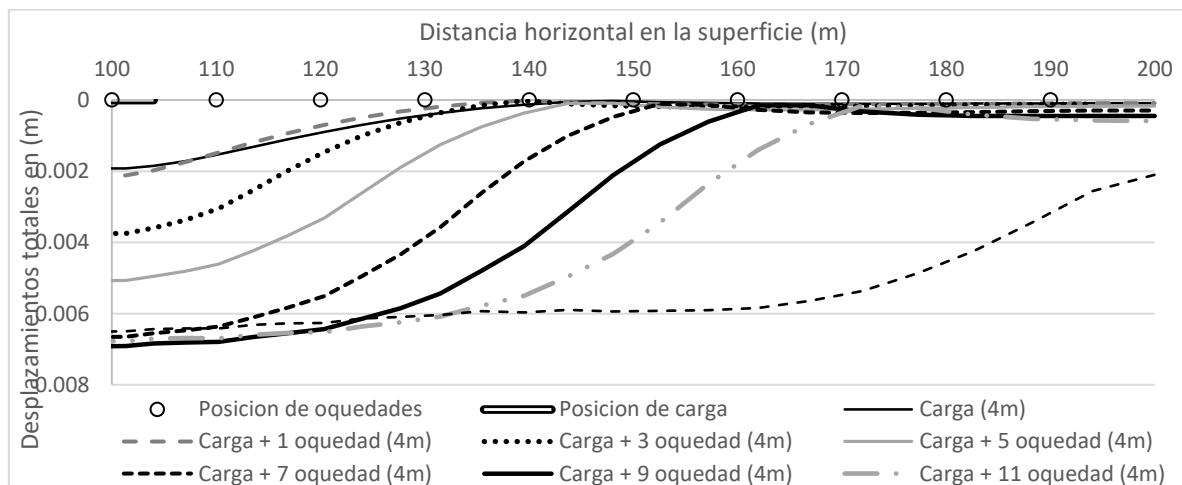
En las gráficas siguientes (Gráfica 5.31, Gráfica 5.32, Gráfica 5.33) se detalla el comportamiento de los desplazamientos totales dependiendo del espesor del primer estrato. Uno de los cambios que se generó con la disminución del espesor del estrato rígido, fue la disminución de los desplazamientos totales a lo largo de la superficie en cada uno de los casos donde se disminuyó el espesor del macizo rocoso. La disminución de magnitud se debió a que no se modificó la P_i mínima (Tabla 4.3) al disminuir los espesores del macizo rocoso, por ende las P_i llegan a estar sobrevaloradas para estos casos. Este comportamiento se daría si en la práctica se mejora el terreno de las cavidades o la misma cavidad, al aumentar su esfuerzo interno generaría menores desplazamientos superficiales ayudando a problemas de asentamientos.

Con respecto al comportamiento de colocar primero el esfuerzo superficial y después generar la oquedad, se observa que con 4m de espesor (Gráfica 5.31) la oquedad genera un aumento de desplazamientos en el eje central después de los generados por el σ_s y el comportamiento por las cavidades es el mismo que en el Caso2 donde se tiene 5m de espesor. Con 3m de espesor (Gráfica 5.32) el área de afectación disminuye a 30m (por el excedente de la presión interna), aunque el comportamiento general es el mismo, los desplazamientos se estabilizan y finaliza con una depresión topográfica en la superficie. La estabilidad en los desplazamientos totales

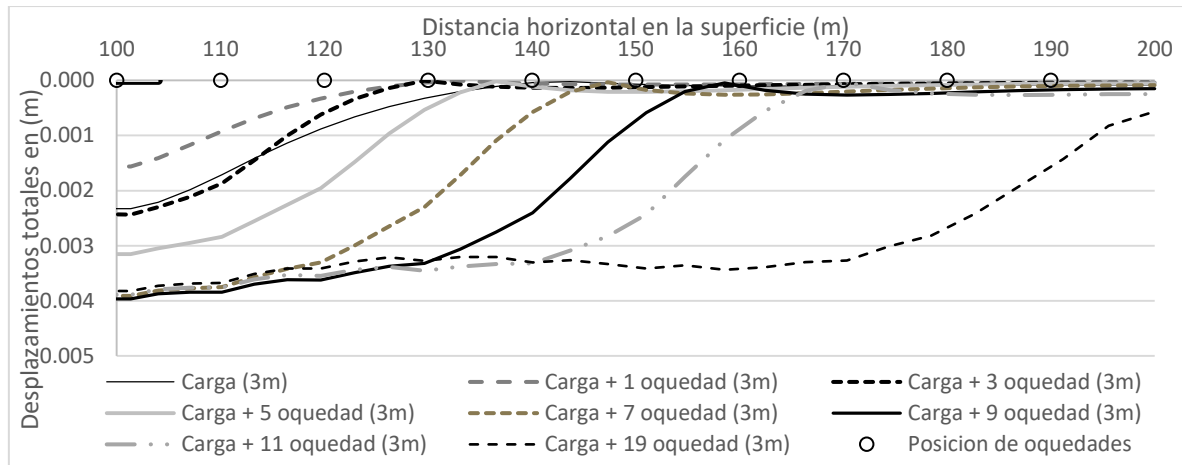
para el Caso 4a y 4b se presentan en la Fase6 (9 oquedades) y se presenta la subsidencia después de 11 oquedades en el medio, comienza a presentarse a lo largo de la superficie una subsidencia más que un desplazamiento puntual en el eje central

Al disminuir el espesor a 1m (Gráfica 5.33) el comportamiento de los desplazamientos superficiales difiere de los espesores anteriores; los espesores anteriores se comportaban como una cimentación flexible realizando un desplazamiento con un punto máximo y disminuyendo este desplazamiento conforme se aleja del centro del esfuerzo superficial. Con 1m de espesor el desplazamiento es de la forma de punzonamiento esto debido a que el material falla en el área de la cavidad, aunque se continúen generando más número de oquedades estas ya no logran la subsidencia en la superficie, debido a que la oquedad central absorbe todos los desplazamientos finalizando con una falla por punzonamiento como lo indica Francis (1968) en su descripción de mecanismo de fallas en terrenos cársticos (Ver Sección 1.5.3, Ilustración 1.9 Mecanismos de falla desarrollados en terrenos cársticos de acuerdo a su estructura geotécnica (Francis, 1984).).

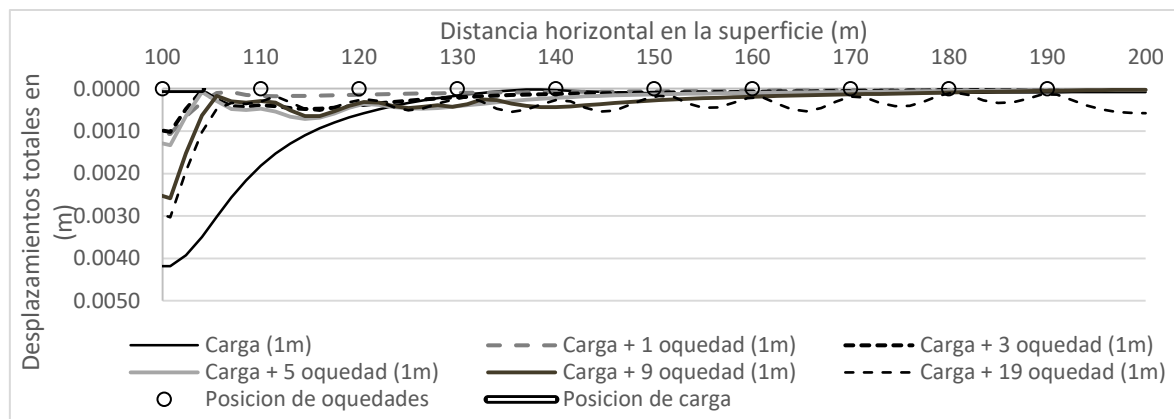
Para el Caso 4c, los desplazamientos totales se generaron en el eje central y la longitud de afectación fue de 5m a partir del eje central, para que a lo largo de la superficie se presente un desplazamiento uniforme. El desplazamiento uniforme a lo largo de la superficie y una falla puntual nos ayudaría en las obras de ingeniería debido a que el área a mejorar es menor, ya que sólo se centraría en los metros donde se construirá la carretera o la obra de infraestructura.



Gráfica 5.31 Distancia horizontal en la superficie contra desplazamientos totales, con esfuerzo superficial de 4.84 kN/m^2 antes de las oquedades generadas en secuencia simétrica del eje central hacia el exterior del modelo, con un espesor del macizo rocoso de 4m [C4a]



Gráfica 5.32 Distancia horizontal en la superficie contra desplazamientos totales, con esfuerzo superficial de 4.84 kN/m^2 antes de las oquedades generadas en secuencia simétrica del eje central hacia el exterior del modelo, con un espesor del macizo rocoso de 3m [C4b]

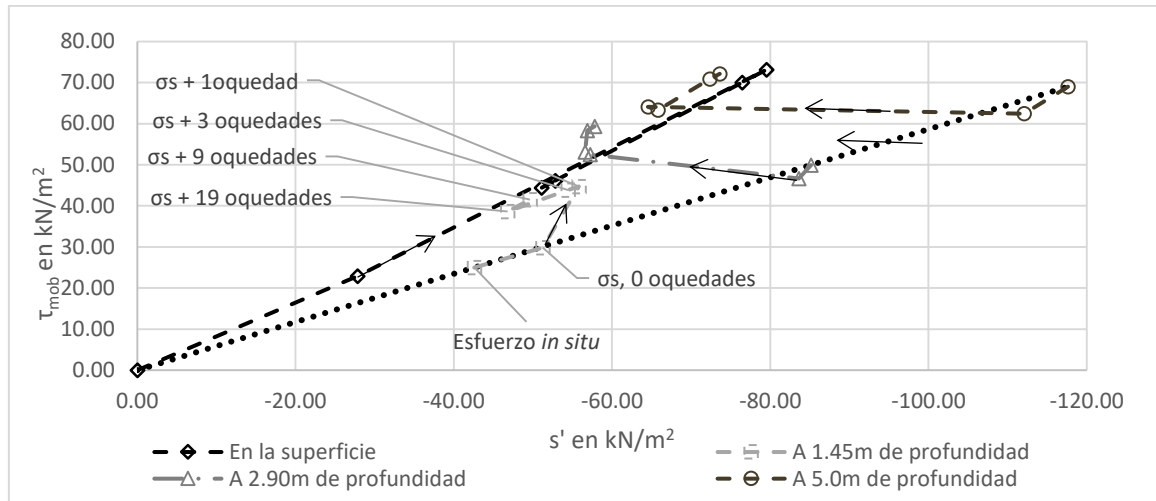


Gráfica 5.33 Distancia horizontal en la superficie contra desplazamientos totales, con esfuerzo superficial de 4.84 kN/m^2 antes de las oquedades generadas en secuencia simétrica del eje central hacia el exterior del modelo, con un espesor del macizo rocoso de 1m [C4c]

II) Esfuerzos en el primer estrato

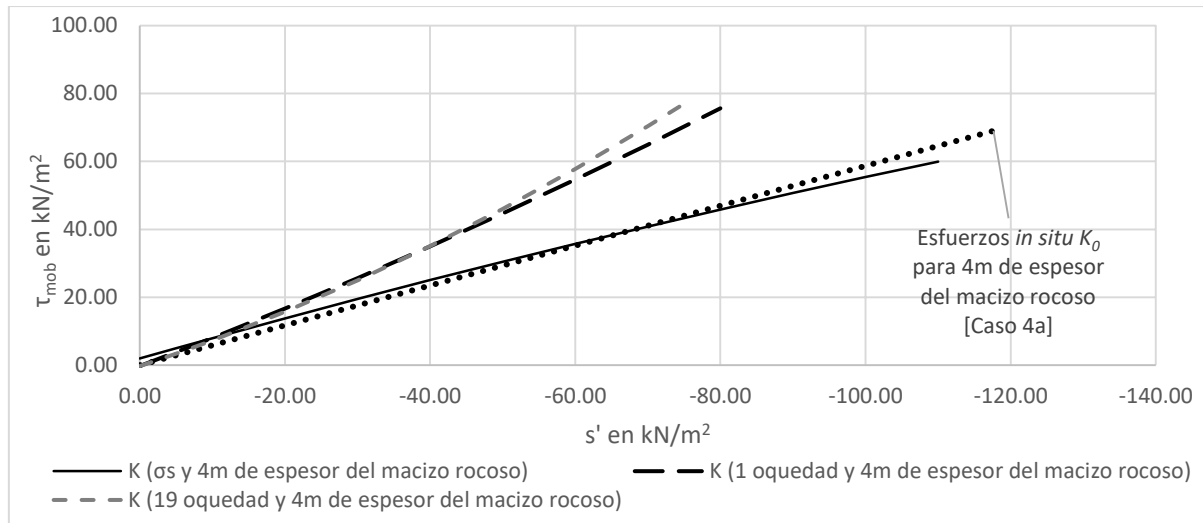
La trayectoria de esfuerzos, al disminuir el estrato rocoso a 4m, se describe en la Gráfica 5.34, en la superficie (línea negra discontinua con rombos) se observa una línea recta alejada de la línea de esfuerzos *in situ* (línea punteada negra), esta separación se debe primeramente por el movimiento generado por el esfuerzo superficial (σ_s), generando mayores esfuerzos s' y τ_{mob} , por el aumento de los esfuerzos verticales y horizontales, al momento de generar la 1 oquedad el σ_h aumenta a tal grado de generar mayor esfuerzos cortante que con la aplicación de carga, para las siguientes fases el esfuerzo cortante disminuye en conjunto con el esfuerzo s' , haciendo que los puntos sigan la misma trayectoria anterior descrita por las primeras dos fases. A los 1.45m se observa un cambio en las Fases 3, 6 y 11 donde el esfuerzo principal mayor y el τ_{mob} disminuyan en menor proporción debido a cambios menores del σ_h . Posterior a los 2m la

trayectoria de esfuerzos cambia de dirección, iniciando con una relajación en los esfuerzos horizontales para posterior a la 3 oquedades incrementar este esfuerzo y generar mayores τ_{mob} .



Gráfica 5.34 Trayectoria de esfuerzos en el estrato rocoso con la disminución del estrato rocoso a 4m [C4a].

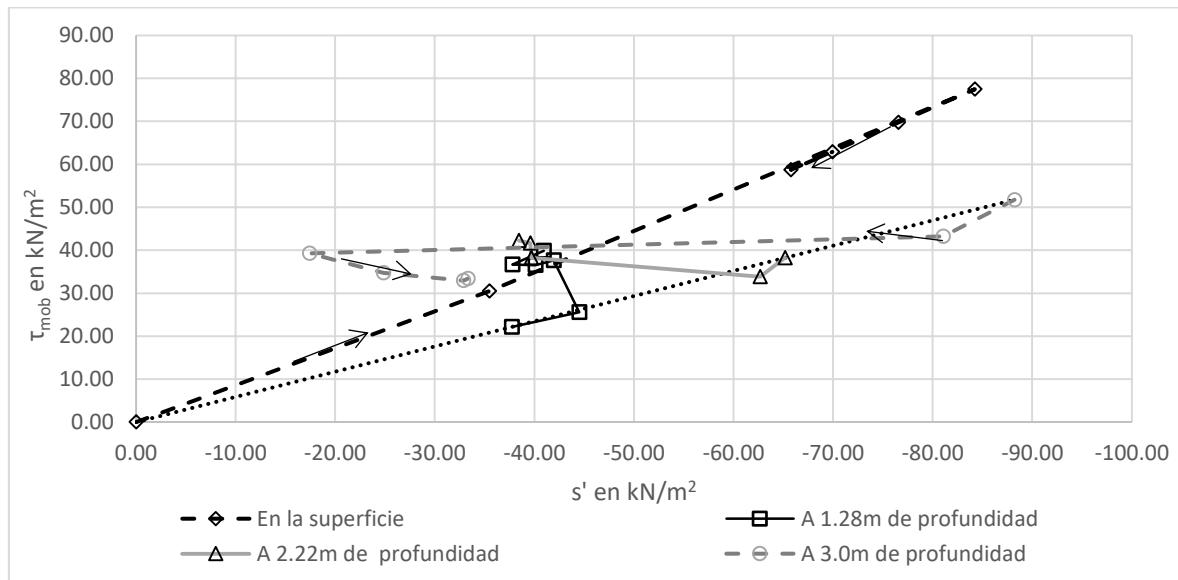
Al unir los esfuerzos generados por cada profundidad analizada, y realizando una línea de tendencia polinómica, se obtiene la Gráfica 5.35, la variación del esfuerzo superficial (línea continua negra) contiene un cambio de pendiente después de los 2m de profundidad donde intersecta la K_0 , donde antes de esta profundidad se generan esfuerzos cortantes mayores que los de *in situ*, para que posterior a los 2m se generen menores esfuerzos cortantes actuantes, haciendo que la línea esté por debajo de la inicial. La variación por las oquedades (líneas discontinuas) generó la misma línea de tendencia, con la variación que a mayores oquedades se generó mayores esfuerzos cortantes. La línea polinómica hace referencia que a mayores esfuerzos medios efectivos s' , obtendremos mayores esfuerzos cortantes τ_{mob} sin intersectar la línea K_0 .



Gráfica 5.35 Variaciones de la constante K (condiciones *in situ*) debido a la disminución del estrato rocoso a 4m [C4a]

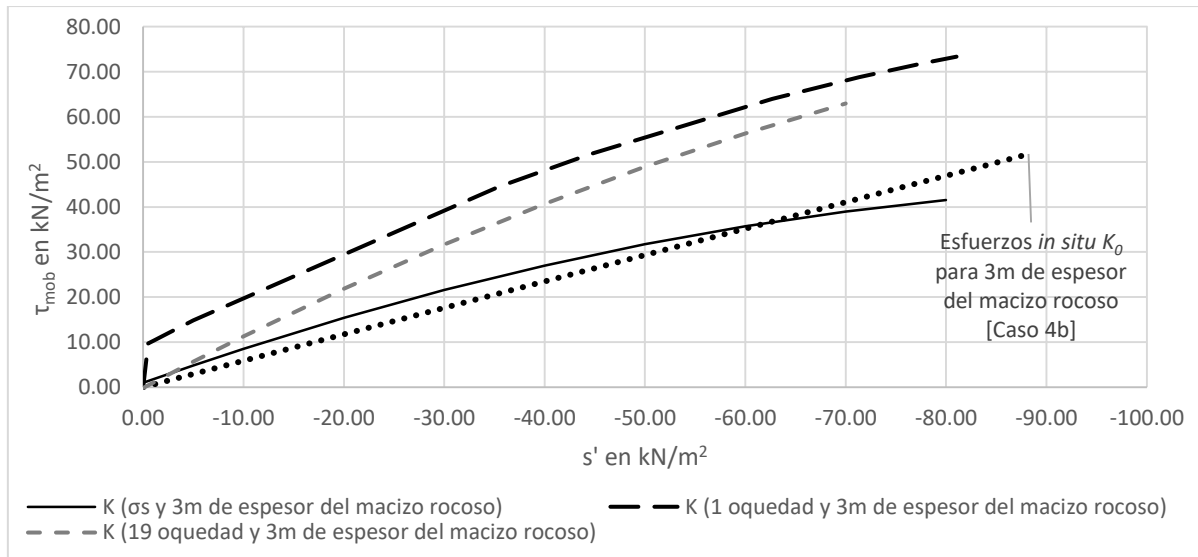
Al momento de reducir el estrato a 3m de espesor (Gráfica 5.36), en la superficie del macizo recoso (línea discontinua negra con rombos) el comportamiento de la trayectoria fue el mismo que con el espesor de 4m, con la diferencia que con 3m de espesor generó mayores esfuerzos principales y cortantes (s' , τ_{mob}) y por lo tanto al momento de finalizar con la Fase 1 se obtienen mayores esfuerzos que con el espesor de 4m, esto nos ocasiona que los esfuerzos actuantes en esta combinación se acercan más a la envolvente de falla en los círculos de Mohr. En profundidades mayores se obtienen trayectorias de esfuerzo diferentes a las que hemos estado analizando, a los 2.28m (línea continua negra con cuadrados) observándose que al generar la primera oquedad el esfuerzo s' se mantiene intacto más sin embargo si se producen esfuerzos cortantes, al momento de generar las oquedades aledañas el esfuerzo principal mayor efectivo disminuye ligeramente y el esfuerzo cortante se mantiene aproximadamente con la misma magnitud, esto debido a que los esfuerzos horizontales y verticales varían sutilmente. A los 2.22m (línea continua gris con triángulos) de profundidad observamos claramente la disminución del esfuerzo cortante debido a la combinación de la disminución del σ_h con el aumento del σ_v , seguido de este punto se da una disminución mayor de esfuerzos horizontales y de igual manera de esfuerzos verticales, pero esta vez generando mayores τ_{mob} , posterior a la 1 oquedad los cambios en s' y en τ_{mob} fueron mínimos pero crecientes. A los 3m de profundidad se observa un cambio significativo en comparación con espesores mayores, donde en la interface del estrato con el suelo granular y con más de 3 oquedades, los esfuerzos tendían a crecer (s' y

τ_{mob}), para 3m de espesor esta tendencia cambio, haciendo que a partir de la fase3 el esfuerzo cortante disminuya, debido a la disminución del σ_h . Este comportamiento generará que nos alejemos de la envolvente de falla en los círculos de Mohr.



Gráfica 5.36 Trayectoria de esfuerzos en el estrato rocoso con la disminución del estrato rocoso a 3m [C4b].

En la Gráfica 5.37 se observa que el esfuerzo superficial genera mayores esfuerzos cortantes que con espesores mayores, pero de igual manera cuando se llega al límite del estrato genera menores cortantes y menores esfuerzos medios efectivos, haciendo que los esfuerzos actuantes sean menores. Las oquedades producen una concavidad en las líneas de tendencia, con 1 oquedad se observa una línea de tendencia más alejada a la línea de esfuerzos *in situ*, cuando se van generando las oquedades aledañas la línea de tendencia tiende a acercarse a la línea de esfuerzos K_0 , apreciándose una mejora de los esfuerzos. La K con 1 oquedad produce un esfuerzo asimilándose a la cohesión, esto se aprecia al tener un esfuerzo medio $s' = 0$ y contemplando ya esfuerzos cortantes en ese punto.



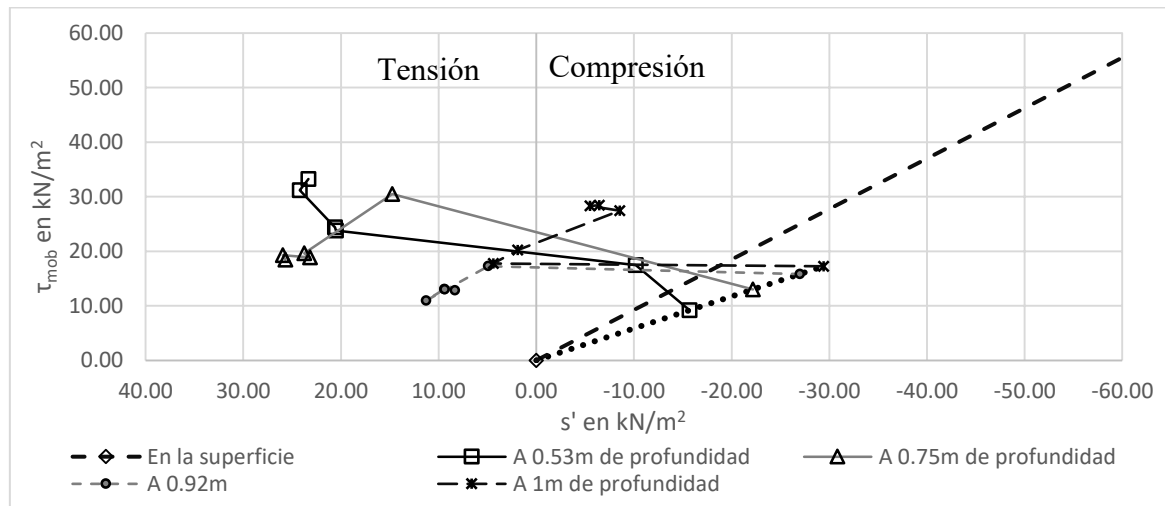
Gráfica 5.37 Variaciones de la constante K (condiciones *in situ*) debido a la disminución del estrato rocoso a 3m [C4b].

Con 1m de espesor del macizo rocoso (Gráfica 5.38, caso 4c), genera cambio en las trayectoria de esfuerzos en menores profundidades, esto para hacer el equilibrio del medio, en la superficie del macizo se observa como la trayectoria ya no cambia de dirección por el aumento del número de cavidades, como en los espesores anteriores, esto debido a que cada fase siguiente genera mayores esfuerzos medios efectivos (s') que la fase anterior y de igual manera con los esfuerzos cortantes actuantes. A profundidades mayores (0.53m con 0.75m y 0.92m con 1m) se observa que en la primera profundidad genera esfuerzos cortantes mientras que la siguiente el esfuerzo cortante disminuye. Como particularidad de este espesor se observan esfuerzos muy alejados a la línea de esfuerzos iniciales, esto genera cortantes trayectorias en dirección a la envolvente de falla.

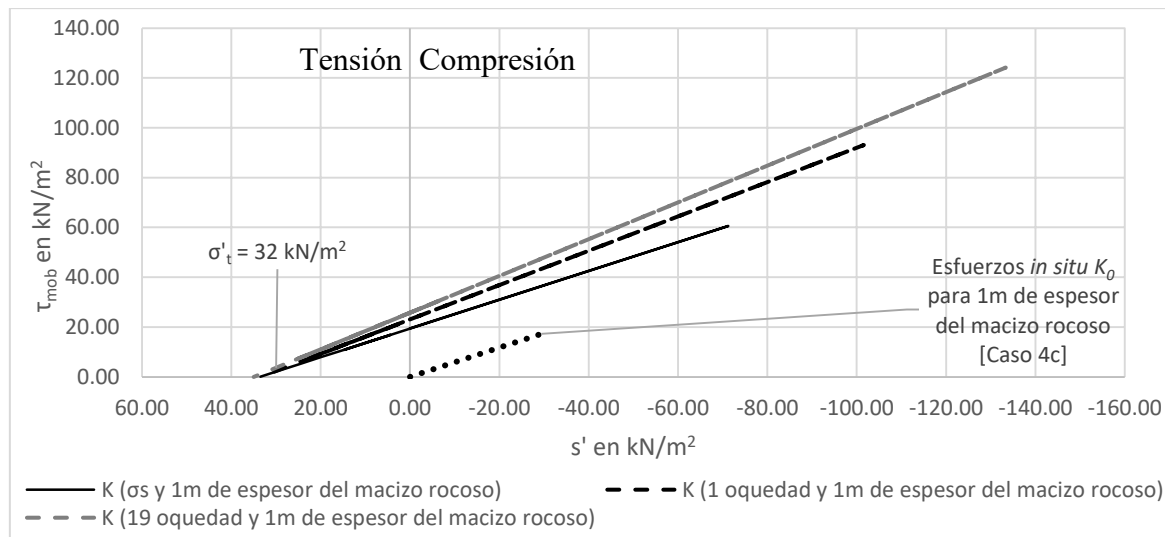
En las variaciones de las líneas K se simplificó a tendencias lineales, esto debido a los cambios desiguales de los esfuerzos, y como se aprecia en la Gráfica 5.39 se observa un desprendimiento de la línea inicial muy grande; la línea de esfuerzos *in situ* (línea negra punteada) representa únicamente el metro de espesor del macizo rocoso, con esto se puntualiza el exceso de esfuerzos generados en este espesor por las cavidades; además de que las líneas propuestas K están teniendo esfuerzos tensionales haciendo que nuestras líneas K se dirijan al cuadrante con esfuerzos medios positivos.

Cabe recalcar que en la Tabla 3.1 Parámetros geomecánicos del macizo rocoso, se tiene el esfuerzo a tensión que resiste nuestro macizo rocoso ($\sigma'_t = 0.032 \text{ MPa}$), las líneas propuestas

llegan a intersectar los 30 kN/m^2 con estos parámetros se puede concluir que esta combinación de carsticidad producirá fallas por tensión en nuestro macizo rocoso



Gráfica 5.38 Trayectoria de esfuerzos en el estrato rocoso con la disminución del estrato rocoso a 1m [C4c].



Gráfica 5.39 Variaciones de la constante K (condiciones *in situ*) debido a la disminución del estrato rocoso a 1m [C4c].

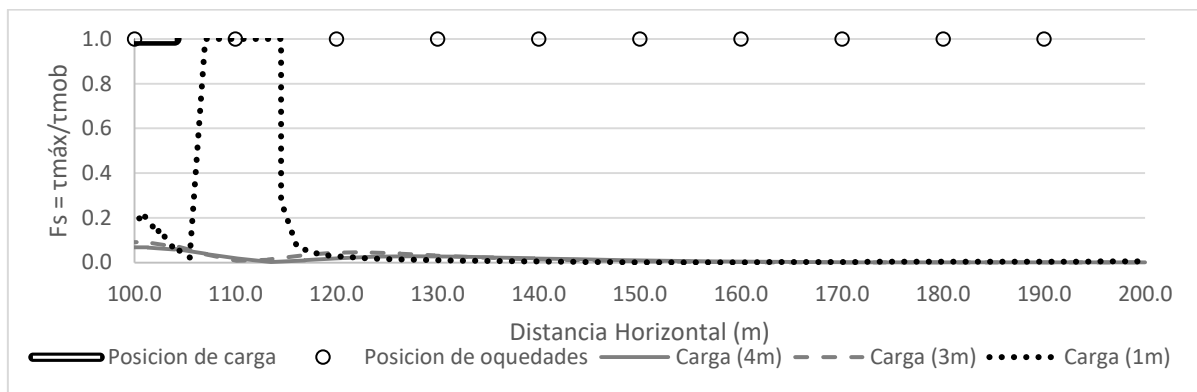
III) Factor de Seguridad

Para visualizar la movilización del F_s dependiendo del espesor del primer estrato se hicieron graficas dependiendo del número de oquedades generadas. En la Gráfica 5.40, se verifica que con 1m de espesor del macizo rocoso, genera $F_s=1$, donde en ninguno de los casos anteriores se ha presentado, debido a la carga de la carretera en la superficie, aunque la afectación es la misma 20m de longitud a partir del eje central. Al momento de generar la primera oquedad

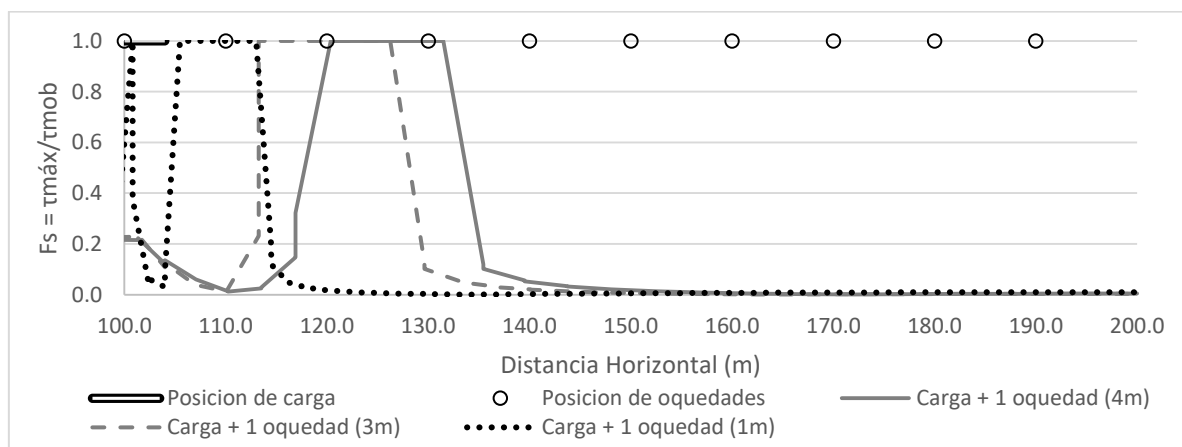
(Gráfica 5.41) con 4m y 3m de espesor del primer estrato, el comportamiento del F_s es similar con la variante que en el caso 4b, el $F_s=1$ se presenta en posiciones más cercanas a la localización de la carretera, mientras que en el caso 4c el F_s se trasladó a mayores distancias. En el caso 4c, las posiciones críticas (F_s) aumentaron en la posición de la carretera.

En la fase3 para el caso 4a y 4b el $F_s=1$ comienza en la misma longitud, sin embargo para el caso 4a generó más longitud, para 1m de espesor se corrobora que tanto con 1 o 3 oquedades la longitud de afectación es menor para este espesor que para los otros casos.

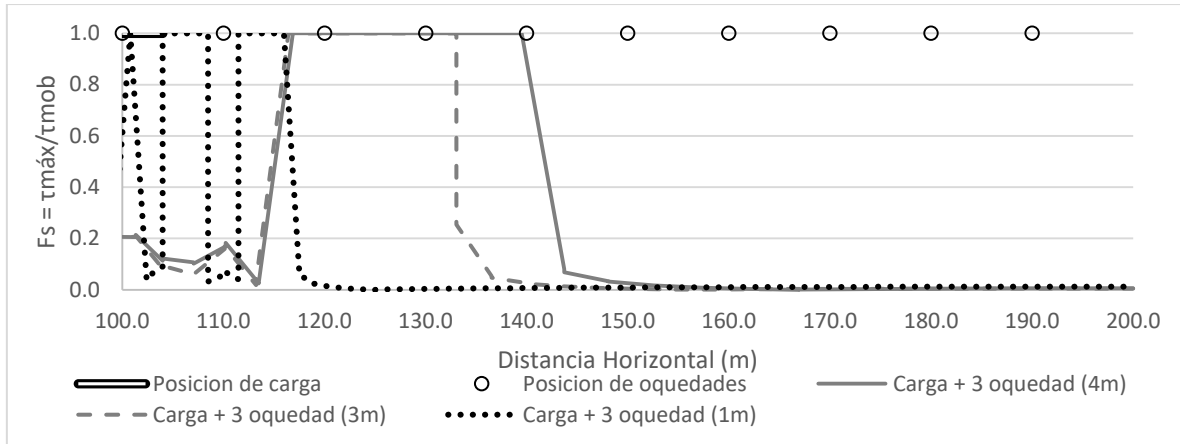
Al contemplar 9 o 19 oquedades (Fase6 y Fase11 respectivamente) con mayores espesores del estrato superficial, los esfuerzos cortantes actuantes en la superficie se recuperan, haciendo que disminuya el F_s , entonces para 3m y 1m de espesor este comportamiento no se presenta, haciendo que en varias longitudes de la superficie continúe con $F_s=1$. Esta modificación se aprecia después de los 150m de distancia en la Gráfica 5.44, donde en el caso 4a el F_s disminuye a magnitudes menores de 0.2 mientras que en el caso 4b y 4c existen picos con F_s críticos.



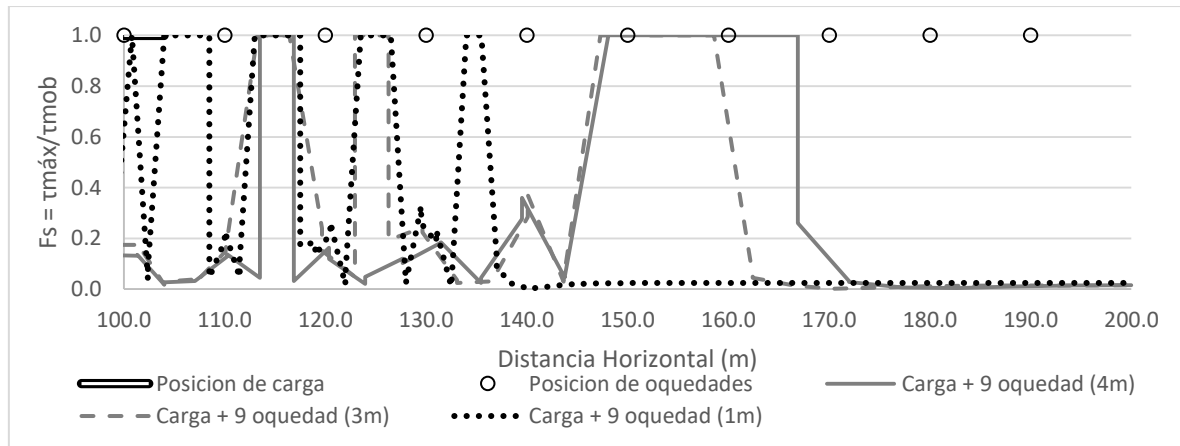
Gráfica 5.40 Factor de Seguridad en la fase σ_s con diferentes espesores del macizo rocoso [C4].



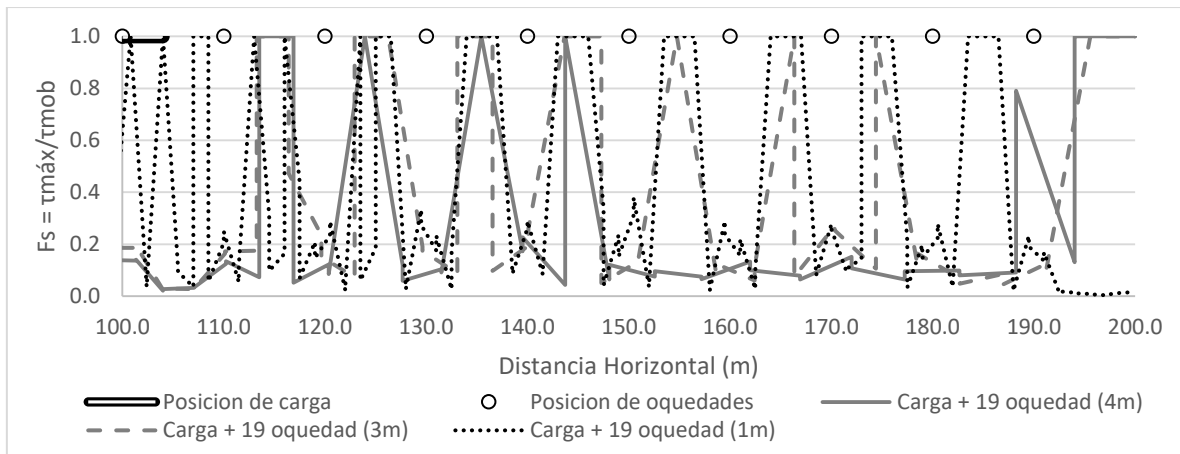
Gráfica 5.41 Factor de Seguridad en la fase1 y σ_s con diferentes espesores del macizo rocoso [C4].



Gráfica 5.42 Factor de Seguridad en la fase3 y σ_s con diferentes espesores del macizo rocoso [C4].



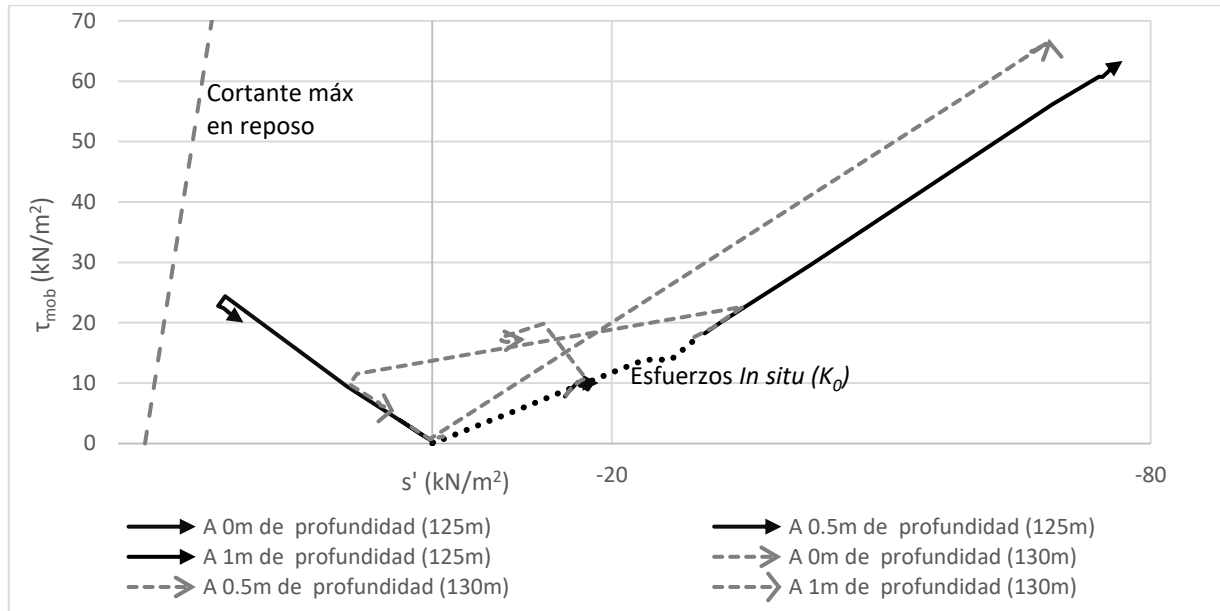
Gráfica 5.43 Factor de Seguridad en la fase6 y σ_s con diferentes espesores del macizo rocoso [C4].



Gráfica 5.44 Factor de Seguridad en la fase11 y σ_s con diferentes espesores del macizo rocoso [C4].

En este caso la trayectoria de esfuerzos que generan el $F_s=1$ para el macizo rocoso con 1m de espesor y 19 cavidades se observa que en la posición de la cavidad esta no genera puntos

plásticos, sin embargo antes o después de la cavidad si la generan. Para determinar la trayectoria que realiza este cambio se realizó la Gráfica 5.45, donde se graficaron dos posiciones, la de 125m (línea continua negra) y a 130m (línea discontinua gris), como se corrobora en la superficie se generan tensiones a los 125m donde se generaron los puntos plásticos, mientras que a la distancia de 130m se generaron compresiones en el medio, cabe recalcar que esta posición es donde se genera una cavidad, entonces como en el borde inferior (a 1m de profundidad) en esta distancia se encuentra una cavidad, en el borde se comienza generando compresiones hasta que la apertura de la cavidad donde la trayectoria de esfuerzos se dirige al lado de las tensiones, pero como en la superficie se continúan generando compresiones debido al aumento del esfuerzo horizontal, esto produce que no se presente el punto plástico a diferencia de la distancia 125m donde si se presenta el $F_s=1$.



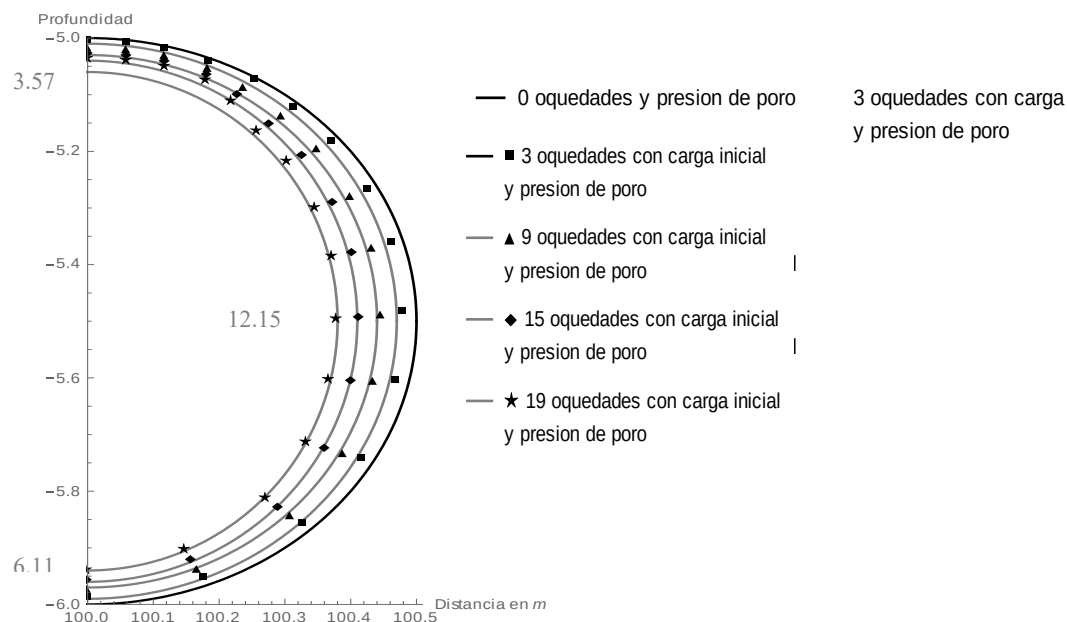
Gráfica 5.45 Trayectoria de esfuerzos en el estrato rocoso con la disminución del estrato rocoso a 1m en la distancia $x=125m$ y $x=130m$ [C4c]

5.6 RESULTADOS CASO5, INCLUYENDO EL NIVEL DE AGUA FREÁTICA, PARA EL CASO2

1) Desplazamientos

En cuestión de las P_i en las oquedades, no fue necesario modificarlas, los valores mínimos encontrados en los Casos 1 y 2 son los mismos que para este caso, las fases se mantuvieron como en la Tabla 4.3 y en cuestión al σ_s únicamente se contempló cuando se impone al antes de las oquedades (C + O).

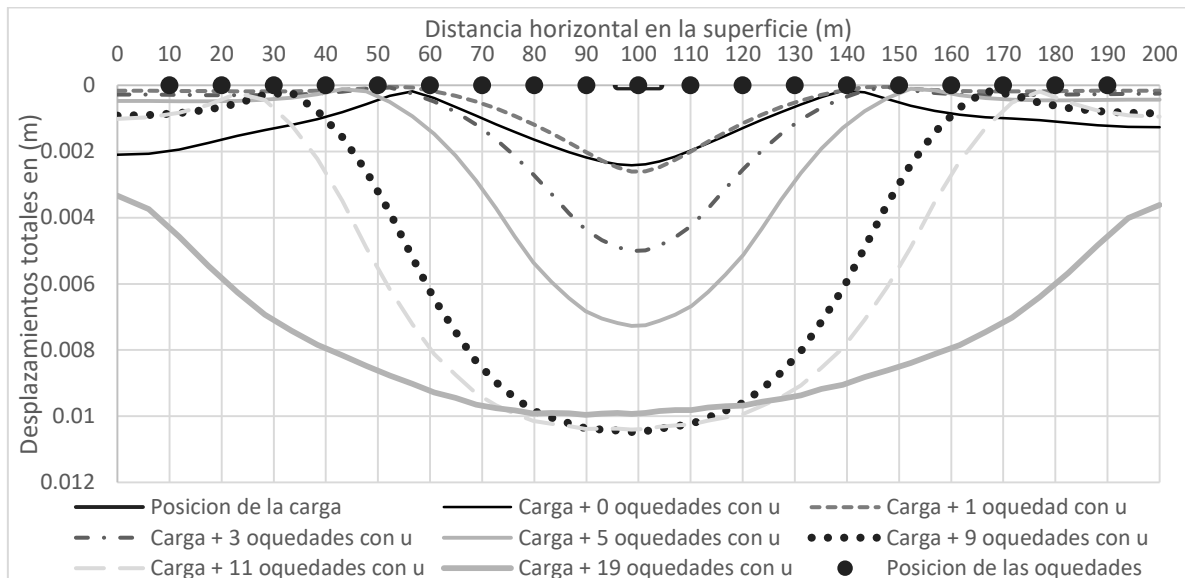
Aunque se tenga la presión interna más la presión de poro en la oquedad, el comportamiento de las deformaciones que sufrió la oquedad del eje central al momento de ir generando las oquedades fue las mismas que en el Caso 1 y 2; siendo que en la parte superior de la oquedad contemplo desplazamientos menores que en la parte inferior de la oquedad, y en las laterales es donde se generó las mayores deformaciones con una disminución del perímetro del 22.6%. Si se comparan las deformaciones de las cavidades se corrobora que gracias a la presión de poro la Gráfica 5.46 tiene menores desplazamientos que el Caso2, donde no se contempla la presión de poro en el medio; aunque el Caso1, sin esfuerzo superficial ni presión de poro, contempla las menores deformaciones en la cavidad.



Gráfica 5.46 Desplazamientos totales en la oquedad del eje central [C5].

En la Gráfica 5.47 Distancia horizontal en la superficie contra desplazamientos totales, con carga superficial de 4.84 kN/m² con 19 oquedades en total, en el caso de contemplar presiones de poro en el medio [C5] Gráfica 5.47 se ilustran los desplazamientos totales contemplando la presión de poro (u) en el medio y se observa el mismo comportamiento a los Casos 1 y 2, teniendo como valores máximos la Fase con 9 oquedades y la estabilidad posterior a esta etapa. La longitud de afectación por la carga y por la carga más una oquedad fueron de 80m totales, en el centro se observa como la carga más 1 oquedad (línea discontinua gris) genera mayores desplazamientos en el centro del eje, e igual se verifica que posterior a la fase6 se estabilizan los desplazamientos totales en el medio. Aunque es prácticamente el mismo desplazamiento. Aunque en el caso de las deformaciones de la cavidad la presión de poro ayudo a disminuir las

deformaciones, en la superficie no se ve ninguna mejora comparándolo con los desplazamientos obtenidos en el Caso2.



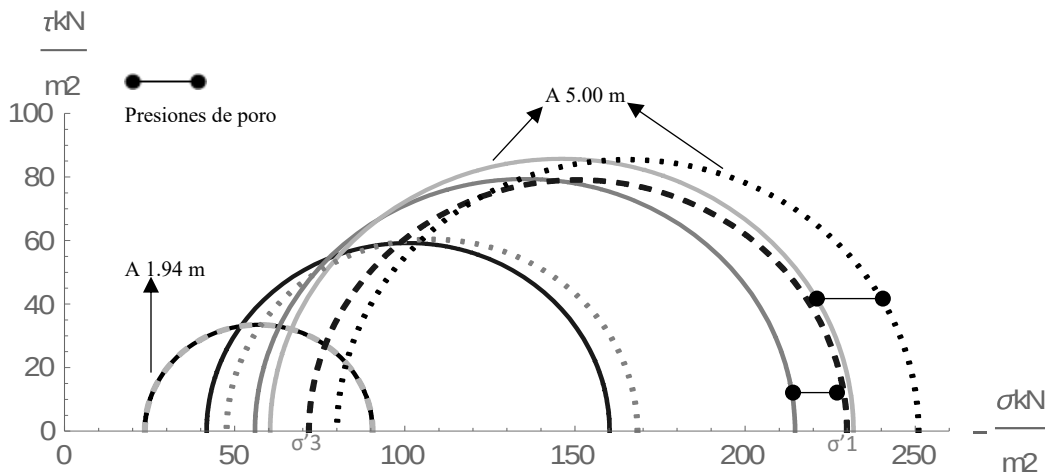
Gráfica 5.47 Distancia horizontal en la superficie contra desplazamientos totales, con carga superficial de 4.84 kN/m² con 19 oquedades en total, en el caso de contemplar presiones de poro en el medio [C5].

Esfuerzos en el primer estrato

En esta sección se verifica que no existe ningún cambio en los esfuerzos cortantes del material (τ_{mob}), esto debido a que el análisis que se realiza es en parámetros efectivos, aunque se presenta el aumento de los círculos de Mohr por la presión de poro, esta presión no debe contemplarse como parámetro de resistencia, debido a que la resistencia del suelo se debe al esqueleto del mismo (Juárez Badillo, 2006).

Los esfuerzos totales se pudieron graficar en esta modelación, por tener el componente u en el medio, como se observa en la Gráfica 5.48, los esfuerzos cortantes son los mismos en las diferentes profundidades tanto para los esfuerzos efectivos (líneas continuas) como para los esfuerzos totales (líneas punteadas); para los esfuerzos totales si hay un desplazamiento de los esfuerzos medios totales y efectivos (s y s') este desplazamiento que presenta es debido a la presión de poro. El desplazamiento se inicia a partir de los 3m debido a que en esa posición se colocó el NAF.

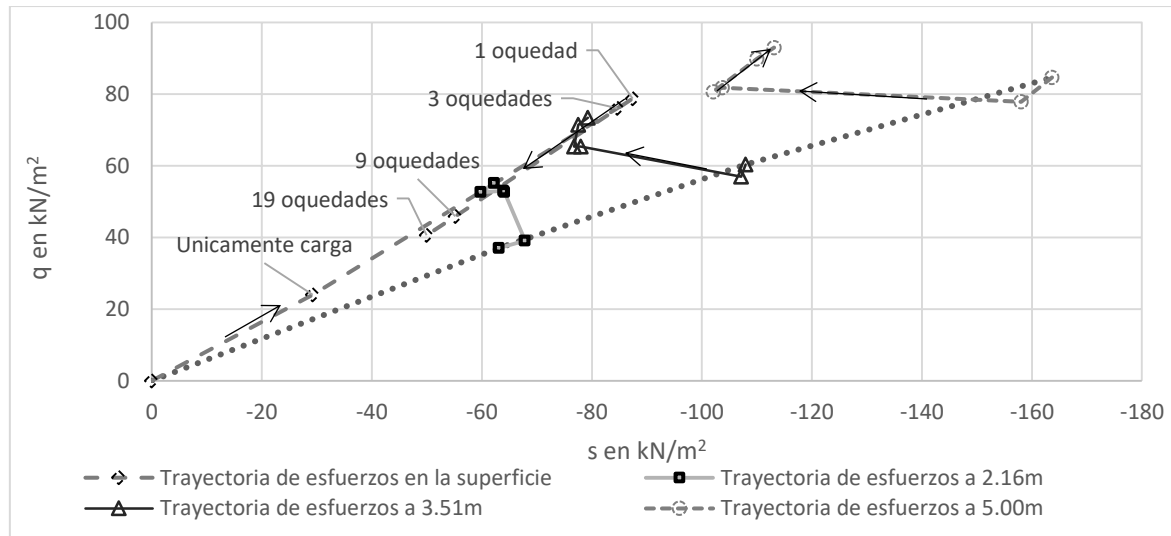
----- 0 oquedades a 1.94m totales 0 oquedades a 3.51m totales — 0 oquedades a 1.94m efectivos — 0 oquedades a 3.44m efectivos
 ----- 0 oquedades a 4.61m totales 0 oquedades a 5.00m totales — 0 oquedades a 4.63mm efectivos — 0 oquedades a 5.00m efectivos



Gráfica 5.48 Círculos de Mohr de los esfuerzos efectivos y esfuerzos totales, a diferentes profundidades del eje central, sin la generación de oquedades [C5].

La trayectoria de esfuerzos en términos de esfuerzo medio s , se aprecia en la Gráfica 5.49, para el primer punto movilizado de las diversas trayectorias, es la ocasionada por el σ_s , se observa el aumento tanto del esfuerzo vertical como del horizontal en el estrato rocoso. Al momento de generar la primera oquedad, a la profundidad de 2.16m (línea continua con cuadrados), existe un aumento del esfuerzo principal mayor y menor en el medio, con la diferencia que este aumento de esfuerzos, genera mayor esfuerzo cortante, que la carga de carretera impuesta, en la siguiente fase (3 oquedades) existe una disminución leve de esfuerzos y la tendencia continua hasta la generación de la 9 oquedad, haciendo que la trayectoria de esfuerzos cambie de dirección a la izquierda, y disminuyendo el esfuerzo cortante. En la superficie del estrato rocoso, la disminución de esfuerzos a partir de la 3 oquedad está intentando llegar a la línea de esfuerzos *in situ*.

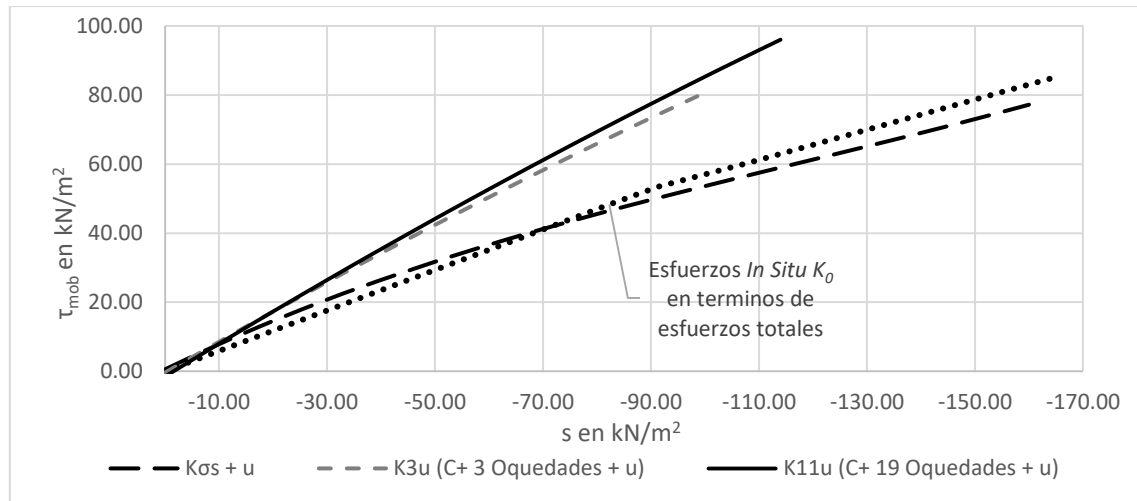
Posterior a los 3m, la trayectoria cambia (dirección izquierda), debido a la disminución del esfuerzo vertical, aunque la disminución del esfuerzo principal mayor total sólo ocurre con la primera oquedad, al generar más números de oquedades el esfuerzo aumenta tanto en s' como en τ_{mob} . A partir de la Fase3 en el medio el σ_h incrementa haciendo que el esfuerzo cortante igual incremente en el medio, terminando con una dirección constante.



Gráfica 5.49 Trayectoria de esfuerzos en términos de esfuerzos totales, en los primeros 5m de profundidad en la parte superior de la oquedad del eje central [C5].

Al unir la trayectoria de esfuerzos pero de cada fase con la profundidad, se obtiene la gráfica de la variación de los esfuerzos *in situ* (K_0), en la Gráfica 5.50 ilustra 3 variaciones, la que se presenta debido al esfuerzo de la carretera, carga más 3 oquedades y la de la última fase con carga más 19 oquedades; las demás fases que no se incluyen debido a que se encuentran entre estas líneas de tendencia. La primera es la generada únicamente por el esfuerzo superficial en la superficie de estrato rocoso, y como se observa la curvatura generada es por la presión de poro, mientras que el cambio de pendiente de la curva es por la trayectoria de esfuerzos, en los primeros metros es un aumento del esfuerzo vertical mientras que en los últimos metros de la capa se encuentra una disminución del esfuerzo horizontal para que la curva descienda pero siga incrementando el esfuerzo cortante.

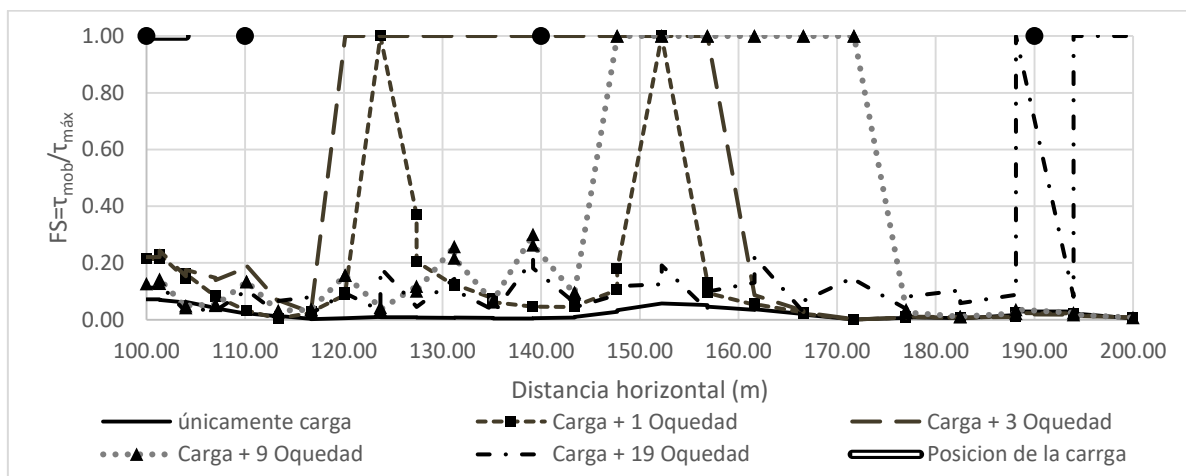
Las curvas generadas por contemplar oquedades en el medio, se alejan de la línea de K_0 , con una pequeña curvatura por la continuidad de la presión del poro en el medio ya que mantienen constante la suma de la presión de poro, la línea con 19 oquedades representa mayores esfuerzos cortantes con menores esfuerzos totales (s) en comparación con la línea formada en la fase3.



Gráfica 5.50 Variaciones de la constante K (condiciones *in situ*), en la parte superior de la oquedad del eje central con esfuerzo superficial aplicado antes de las cavidades y presión de poro (u) [C5].

Factores de Seguridad

En el caso donde se toma en cuenta la presión de poro en el modelado, el comportamiento de los F_s en la superficie del estrato rocoso, es alejarse de la última oquedad que se generó en el modelo; el esfuerzo de la carretera no contempla $F_s=1$, al generar la 1 oquedad consigue desarrollarse puntos críticos (123m y 152m) en la superficie, en las fases siguientes ya se contemplan longitudes de afectación, como los 40m de afectación que se desarrollan al tener 3 oquedades en el subsuelo. El comportamiento de los factores F_s no contempla cambios respecto al Caso2 (C+O), esto debido a que ambos están siendo analizado con esfuerzos cortantes que los obtenemos con base a los esfuerzos efectivos del medio dando el mismo resultado.



Gráfica 5.51 Factor de Seguridad a lo largo de la mitad de la superficie, por la implementación de la carga superficial y el aumento del número de oquedades, con presencia de agua [C5].

5.7 DISCUSIÓN Y COMPARACIÓN ENTRE LOS CASOS ESTUDIADOS

Desplazamientos

Para determinar los mayores desplazamientos, se graficaron los máximos desplazamientos del Caso1, Caso2 (ambas combinaciones), Caso4 (las tres disminuciones de estratos) y el Caso5, los cuales se generaron en la fase6, 9 oquedades en el medio, y para el Caso3, se graficaron las fases del incremento del radio de oquedad. Los desplazamientos máximos se dieron en el eje central del modelo, y como se aprecia en la Gráfica 5.52, los desplazamientos con menor magnitud fueron para los referentes al Caso4, teniendo como mínimo desplazamiento el Caso4c con el espesor de 1m del macizo rocoso. Estos casos tuvieron las menores magnitudes debido a la Presión interna de las cavidades no se modificó, y al no disminuirlas estas P_i estarían sobrevaloradas dando un soporte mayor a la cavidad. Con estas características se concluye si en la realización de obras de ingeniería se desea disminuir los asentamientos por las cavidades, una excelente opción es mejorar el suelo para aumentar el módulo elástico en el borde superior a las cavidades para tener menores desplazamientos. Otro parámetro que nos indica que la P_i de la cavidad no sea la mínima es que conforme esta presión normal de la cavidad va disminuyendo (por el efecto del desgaste del material) los desplazamientos en la superficie irán aumentando conforme a la disminución de la P_i .

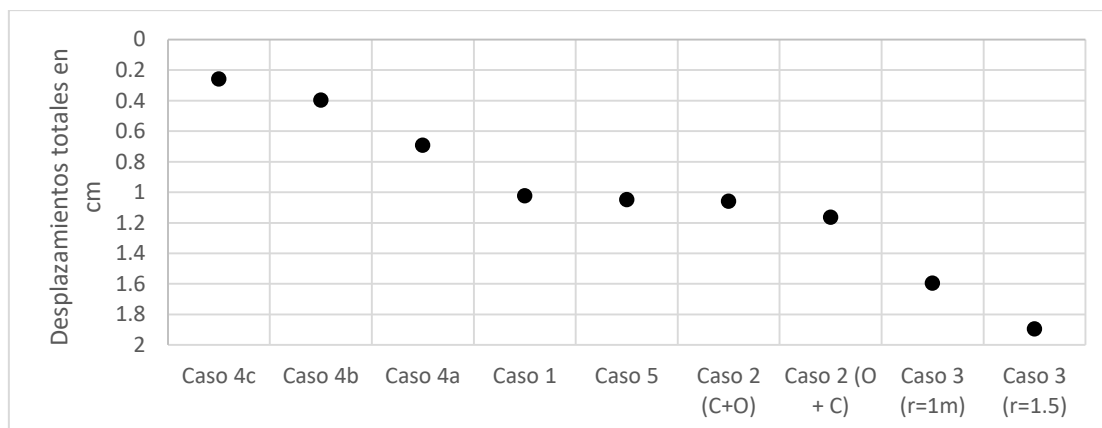
Los cambios de desplazamientos conforme aumenta la carsticidad están confirmadas por el estudio de Waltham, Bell & Culshaw (2005) que indican que los desplazamientos serán mayores y la capacidad de carga disminuirá con dos factores principalmente las dimensiones de la cavidad y el porcentaje inicial de GSI del macizo rocoso, entonces si tenemos encuentra que nuestro análisis fue variando la Presión interna de material como sustento de sus bordes es análogo a la disminución de la resistencia del material.

Los Casos 1, 5, 2 (C+O) tienen la misma magnitud como desplazamiento máximo, determinando que la presión de poro únicamente ayuda a la disminución de la deformación en la cavidad y en la superficie los esfuerzos efectivos son los que determinan los asentamientos. Al colocar el esfuerzo superficial después de las oquedades generó un desplazamiento mayor concluyendo que si el medio ya tiene cavidades producirá mayores problemas de asentamientos. Esta conclusión es importante en el ámbito de la ingeniería civil en Yucatán, debido a la falta de proyectos geofísicos, con énfasis en la identificación de cavidades, previos a la construcción así como lo indica O'Connor & Trainum (2015) la importancia de la utilización de

instrumentación en áreas carsticas para prever zonas con cavidades y con la determinación de nuevas oquedades, para mitigar los daños antes de los colapsos repentinos.

En la sección 2.4 en los trabajos de monitoreo de la subsidencia generada por el aumento de la cavidad cerca de la carretera o de edificaciones (Pueyo-Anchuela & Soriano, 2010), (Soriano & Simón, 2002) indican la subsidencia que se genera por este aumento, en este trabajo se comprueba la subsidencia en el área por el aumento de la carsticidad, en términos de incremento en el número de cavidades, concluyendo que el aumento en la geometría de una cavidad produce el mismo efecto que el aumento en el número de cavidades en un área, debido al asentamiento del terreno debido a los espacios vacíos.

Los resultados del Caso5 (incluyendo la presión de poro) sobre los desplazamientos superficiales o los puntos plásticos en el terreno son idénticos al Caso2, confirman el hecho de la solución práctica para problemas de carsticidad, no es necesario el uso del nivel freático para el análisis de estabilidad como los estudios señalados en la sección 2.4. Recalcando que el estudio realizado por Rawal (2016) que tiene énfasis en la disminución del nivel freático y el aumento de la permeabilidad, coincide que a menores niveles freáticos existirán mayores desplazamientos en la cavidad, de igual manera si aumenta la permeabilidad los esfuerzos cortantes serán mayores produciendo fallas y desplazamientos más prominentes. En este trabajo no se modificó la permeabilidad del modelo pero si se toma en cuenta el aumento de la cavidad central (Caso3) como un aumento de permeabilidad por el aumento de vacíos, nuestro modelo indica que en este caso se darán los desplazamientos máximos por el incremento de espacios vacíos en subsuelo.



Gráfica 5.52 Comparación de desplazamientos máximos en los diferentes casos estudiados.

Esfuerzos en el primer estrato

Para realizar esta comparación se tomaron las líneas K generadas por las 19 oquedades en el medio, de igual manera se graficaron las variaciones debido al σ_s en los diferentes casos, para observar el efecto de un esfuerzo impuesto y por la disipación de esfuerzos (generación de oquedades) (Ver Gráfica 5.53). La base inicial de nuestros análisis es la de los esfuerzos en reposo, K_0 (línea punteada negra), de ahí partimos si nos acercamos a nuestros cortantes máximos, generados por los parámetros de nuestro material, en este caso el macizo rocoso.

El caso con mayores esfuerzos cortantes y además generando esfuerzos a tensión (+s') fue el caso 4c con 19 oquedades generadas para un espesor de 1m de macizo rocoso, donde a menores esfuerzos principales medios máximos, genera mayores cortantes y además al momento de la relajación de esfuerzos fue tal que genera esfuerzos a tensión, este comportamiento igual sucede cuando se aplica el esfuerzo superficial en el macizo con un estrato de 1m de espesor.

El hecho que el Caso4c contemple mayores movilidades de los esfuerzos cortantes es por lo que indica Waltham & Swift (2004) que con menores espesores de material por encima de las cavidades, mayores esfuerzos generara produciendo problemas de estabilidad, esto debido a que el material por encima de las cavidades es uno de los parámetros que indican si la cavidad es o no es problemática. Este espesor de material lo muestra Augarde (2003) que para determinar la Presión interna de las cavidades antes del colapso es necesario la determinación del esfuerzo que existe entre la cavidad y la superficie, debido a que a mayores distancias los vectores de desplazamiento serán menores.

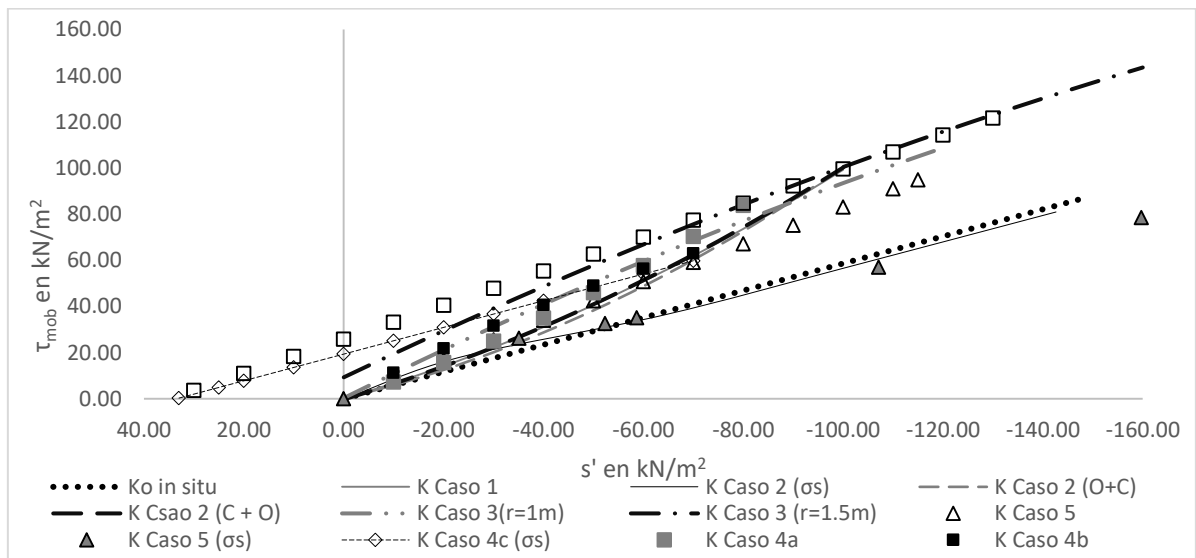
Las líneas que le prosiguen son las del Caso3 en ambas fases (aumento de la oquedad) donde para el caso con radio de 1.5m de cavidad llega a intersectar y seguir la misma proporción que el caso 4c con 19 oquedades generadas. El Caso4b (con 3m de espesor) tiene la misma proporción de esfuerzos que el Caso3 con radio de 1m. Los resultados de aumento de cavidad que generan mayores movilidades de esfuerzos cortantes están indicados en el trabajo de Long & Yang (2015) donde incrementan la cavidad hasta la rotura, en este proyecto se confirma en términos de trayectoria de esfuerzos que habrá un incremento de las dimensiones de la cavidad que producen la falla, para nuestros parámetros la dimensión de ruptura fue de 3m de diámetro debido a que este caso requirió un aumento de la P_i de la cavidad.

Los casos anteriores tienen la cualidad de presentar una línea de tendencia con concavidad hacia abajo, mientras que el Caso1 y ambas combinaciones del Caso2 la línea de tendencia

presento concavidades hacia arriba. La combinaciones de Carga + Oquedad presento desplazamientos mayores en la línea K, y la combinación Oquedades + Carga se mantuvo abajo del Caso2 C+O. La movilización generada por el Caso1 quedo ligeramente por debajo de la combinación C+O.

Al momento de introducir la presión de poro en el Caso2 C+O la variación que se obtuvo fue la concavidad de la línea de tendencia, esto debido a que la presión u incrementaba los valores de s por ser totales, pero en referencia a los τ_{mob} , se mantuvieron con la misma magnitud.

El esfuerzo superficial para el caso de la disminución de espesores (Caso 4) se observó que con espesores menores de macizo rocoso, genera mayores esfuerzos cortantes en la primera mitad de la profundidad para posteriormente generar una disminución de esfuerzos ocasionando que terminen por debajo de la línea K_0 .



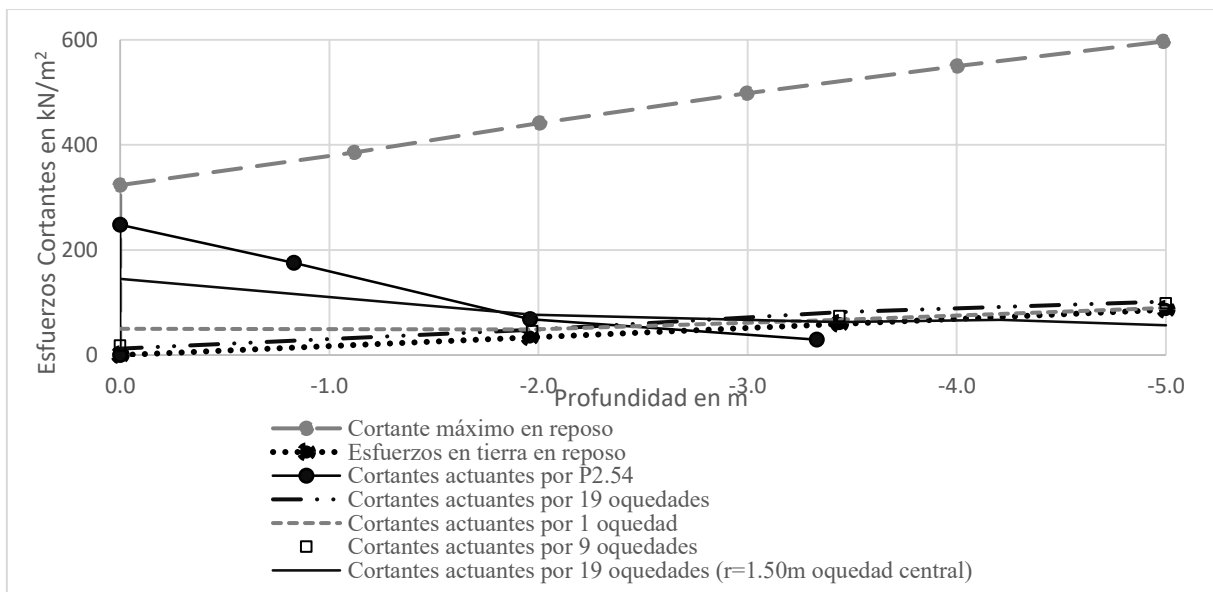
Gráfica 5.53 Variaciones de la línea K para los diferentes casos estudiados en la fase con σ_s y en la fase (19 oquedades).

Factores de Seguridad

Como se explicó en la sección 5.1, el esfuerzo actuante se movilizara dependiendo de las acciones externas al medio en reposo, en la superficie existen esfuerzos cortantes por estresar el terreno por cavidades o el esfuerzo superficial (puntos en el eje de las abscisas con cero en el eje de las ordenadas), como se puede verificar en la Gráfica 5.54 el mayor esfuerzo cortante que se genera en la superficie fue por la carga superficial de $P_{2.54}$, seguido a este esfuerzo cortante se encuentra el producido por las 18 oquedades de $r=0.5m$ y la oquedad del eje central con radio de $1.5m$. Otra verificación fue que posterior a la 9 oquedad generada la magnitud de los

esfuerzos actuantes se mantuvo, por ello la estabilidad de esta fase hasta la generación de las 19 oquedades en el medio.

Los trabajos realizados con base a elementos finitos con más de una cavidad en el subsuelo (Makoto et al, 2007 y Joon et al, 2014) indican que si se aumenta la distancia entre las cavidades produce menores efectos negativos que si la distancia entre las cavidades es menor. En nuestro proyecto (Gráfica 5.54) indica que con un mayor número de cavidades en el subsuelo los esfuerzos cortantes disminuyen (comparación de la línea gris discontinua -1 oquedad-, marcas cuadradas sin línea -9 oquedades- y línea discontinua con puntos negra -19 oquedades-), indicando que si me genera desplazamientos en la superficie pero por esfuerzo cortante hay una reducción alejándose así del cortante máximo.



Gráfica 5.54 Comparación de esfuerzos cortantes en diferentes casos en el eje central

En la sección 2.2 se explicó la capacidad de carga en cimentaciones superficiales sobre estratos rocosos, donde se concluye como parámetro calve el valor de GSI para la determinación de la capacidad de carga. En este proyecto con base a la movilidad de esfuerzos actuantes debido a varias condiciones cársticas sin la modificación de los parámetros del macizo rocoso, indica que la capacidad de carga se verá afectada por este efecto. Teniendo puntos clave como, si la cavidad está presente antes de la construcción de la obra o se presentará después, el número de cavidades en el subsuelo, diámetro de la cavidad y espesores del macizo rocoso. Concluyendo que hasta el momento siga siendo un análisis específico dependiendo de la carsticidad en el área

a trabajar, pero con el incremento de estudios de este problema se pretenderá llegar hacer análisis generalizados.

5.8 RESULTADO EN EL SUELO GRANULAR (SEGUNDO ESTRATO) DE LOS DIFERENTES CASOS

En las secciones anteriores se analizaron y compararon, el comportamiento del macizo rocoso ante la generación de las cavidades, en esta sección se analizara el comportamiento del suelo granular tras la generación de las cavidades. En el punto inferior de la oquedad ($y = -6m$) del eje central, genera una relajación continua de ambos esfuerzos, la reducción después de la generación de la oquedad, es tal en estos puntos que los esfuerzos son nulos (0 kN/m^2); esta reducción se presenta en los 4 puntos da cavidad (superior, inferior y bordes laterales). Aunque los esfuerzos sean nulos existen desplazamientos generados por la creación del espacio vacío, donde el material intenta trasladarse en la Ilustración 5.4 se muestran los vectores de desplazamiento corroborando que en los bordes laterales existe una mayor deformación como lo indican los vectores, y en la parte superior es menor el desplazamiento debido a la rigidez del macizo rocoso.

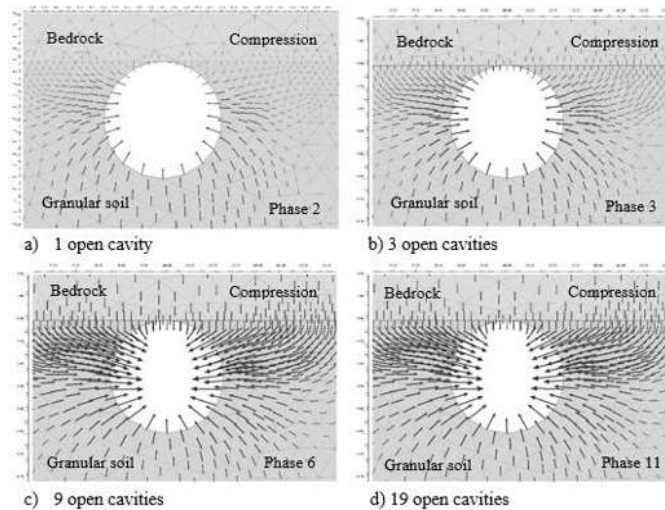
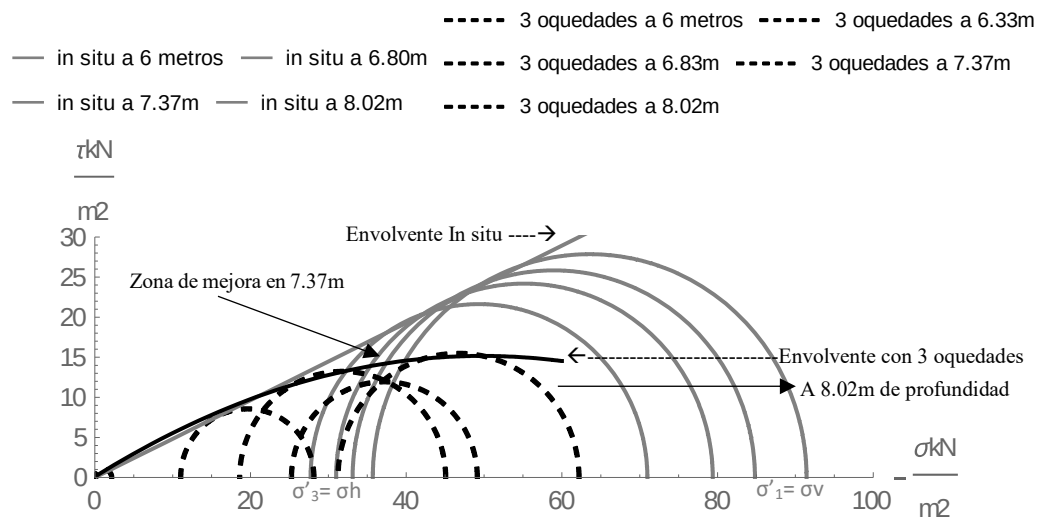


Ilustración 5.4 Vectores de desplazamiento de la cavidad central, en las Fases 2, 3, 6 y 11 [C1]

En la Gráfica 5.55 se representa el comportamiento del estrato con los círculos de Mohr en estado *in situ* del medio (sin cavidades) representado por las líneas grises, cabe recalcar que el modelo es elastoplástico perfecto, por ello los círculos de Mohr están en la envolvente de falla al inicio de la modelación, cabe mencionar que para este estrato el esfuerzo principal mayor (σ'_1) está actuando en el eje vertical correspondiente al esfuerzo por el peso propio (σ_v).

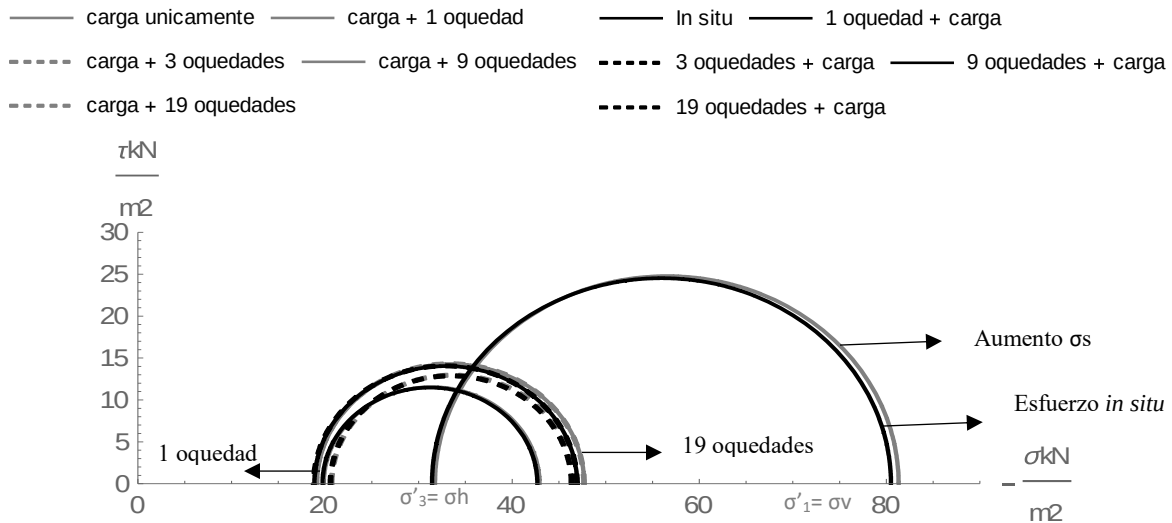
Al generar las cavidades, el círculo de Mohr inicia con una menor magnitud de esfuerzos en el punto cercano a la cavidad (línea punteada negra) y al ir aumentando la profundidad se recuperan esfuerzos medios y cortantes. En la envolvente generada por las cavidades se observa una disminución de esfuerzos a comparación a los esfuerzos *in situ*, y una localización (7.37m) donde el esfuerzo cortante (τ_{mob}) es menor aunque el esfuerzo medio (s' o centro del círculo de Mohr) aumento, concluyendo como una zona de mayor resistencia debido a que se aleja de la envolvente (Ver recuadro zona de mejora).



Gráfica 5.55 Círculos de Mohr en el estrato del suelo granular a diferentes profundidades en el eje central [C1]

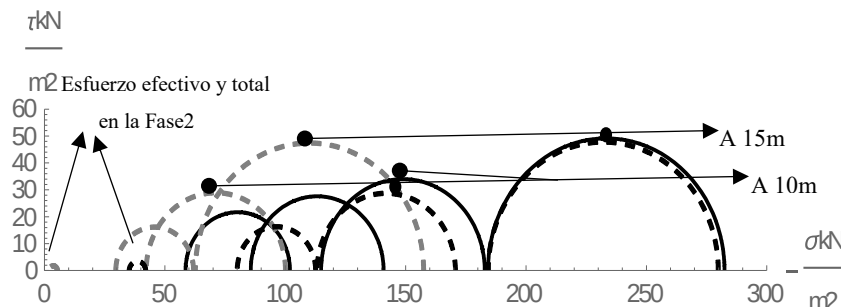
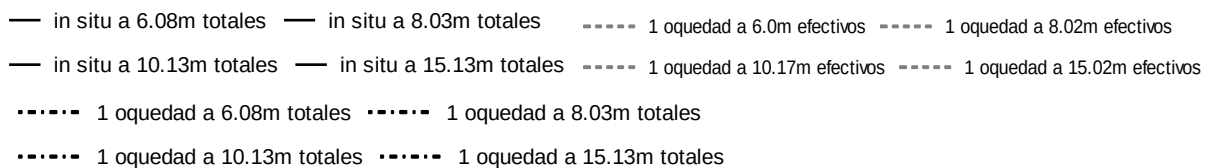
El caso anterior es el relativo al comportamiento sin esfuerzo superficial ni presencia de agua, al momento de implementar el esfuerzo superficial (σ_s) los círculos de Mohr se modifican (Ver Gráfica 5.56). El primer movimiento se realiza por la implementación del σ_s (carretera), generando un aumento del esfuerzo vertical y el esfuerzo horizontal (línea continua gris). En las fases posteriores se observa una disminución de esfuerzos (puntos tomados a 7.00m de profundidad) como lo explicado en el caso anterior. Al ir aumentando el número de las cavidades (3 oquedades, líneas discontinuas) en el medio se produce un aumento en los esfuerzos para terminar con mayores esfuerzos cortantes, al seguir aumentando las cavidades (9 a 19 oquedades) el esfuerzo horizontal disminuye (traslada a la izquierda) mientras que el esfuerzo vertical sigue en aumento (movilidad a la derecha), de esta forma se termina con un valor aproximadamente igual de esfuerzo medio (s') en todas las fases, mientras que el incremento de τ_{mob} es constante.

En este caso se aprecia que el caso de carga más oquedades, C+O, es la que tiene esfuerzos con mayores magnitudes de igual manera que el estrato del macizo rocoso (Ver sección 5.3)



Gráfica 5.56 Círculos de Mohr en diferentes fases del modelado a 7.00m de profundidad (estrato del suelo granular) del eje central [C2]

La Gráfica 5.57 detalla los círculos de Mohr de los esfuerzos totales en la Fase1 (líneas continuas negras), en la Fase2 (líneas discontinuas negras) y efectivos (líneas discontinuas grises) en el material friccional. Si se comparan los esfuerzos totales y efectivos de la Fase2 a los 10m se aprecia que el τ_{mob} es de misma magnitud en ambos casos, la movilidad del círculo de Mohr en esfuerzos totales (línea discontinua negra) es debido a la presión de poro, a los 10m pero el esfuerzo *in situ* tiene mayor magnitud de esfuerzo cortante sin embargo el esfuerzo medio (s) es similar en termino de totales para la Fase1 y Fase2.



Gráfica 5.57 Círculos de Mohr en esfuerzos totales y efectivos en la Fase2 (1 oquedad) para diferentes profundidades del suelo granular del eje central [C5]

A los 15m de profundidad se aprecia como la generación de la cavidad ya no interactúa con el material, debido a la disipación de esfuerzos que ya hubo en las profundidades anteriores, esto se corrobora que en los 3 casos (esfuerzos *in situ* totales, esfuerzos totales y efectivos con 1 oquedad) el esfuerzo cortante es el mismo.

De igual manera, en el estrato de suelo degradado, se contempla un cambio en la trayectoria de esfuerzos, debido a la generación de las cavidades, en los diferentes casos se observa que la profundidad de las oquedades genera cambios en el entorno hasta cierta profundidad. En el primer metro (de 6m a 7m), inferior a la cavidad se aprecia la misma pendiente que la desarrollada por la K_0 (esfuerzos *in situ*), seguido a este metro la pendiente es inversa, áreas corroboradas en los círculos de Mohr donde el esfuerzo medio (s') se incrementa pero el esfuerzo cortante actuante (τ_{mob}) es menor a las profundidades previas. Posterior a estos metros los esfuerzos regresan a la misma dirección (aumentando el cortante) hasta llegar a los esfuerzos *in situ*.

En la Gráfica 5.58 se ilustra la variación nula de la línea K cuando es contemplado únicamente el σ_s tanto para la condición de esfuerzos efectivos y totales (presión de poro); la línea punteada negra representa los esfuerzos K_0 , mientras que la línea continua representa los esfuerzos por el esfuerzo superficial. Debido a la magnitud del esfuerzo de la carretera los esfuerzos movilizados siguen la misma línea de los esfuerzos *in situ*, concluyendo que finalizando el macizo rocoso los esfuerzos se han disipado a tal grado de no alterar el estrato del suelo granular.

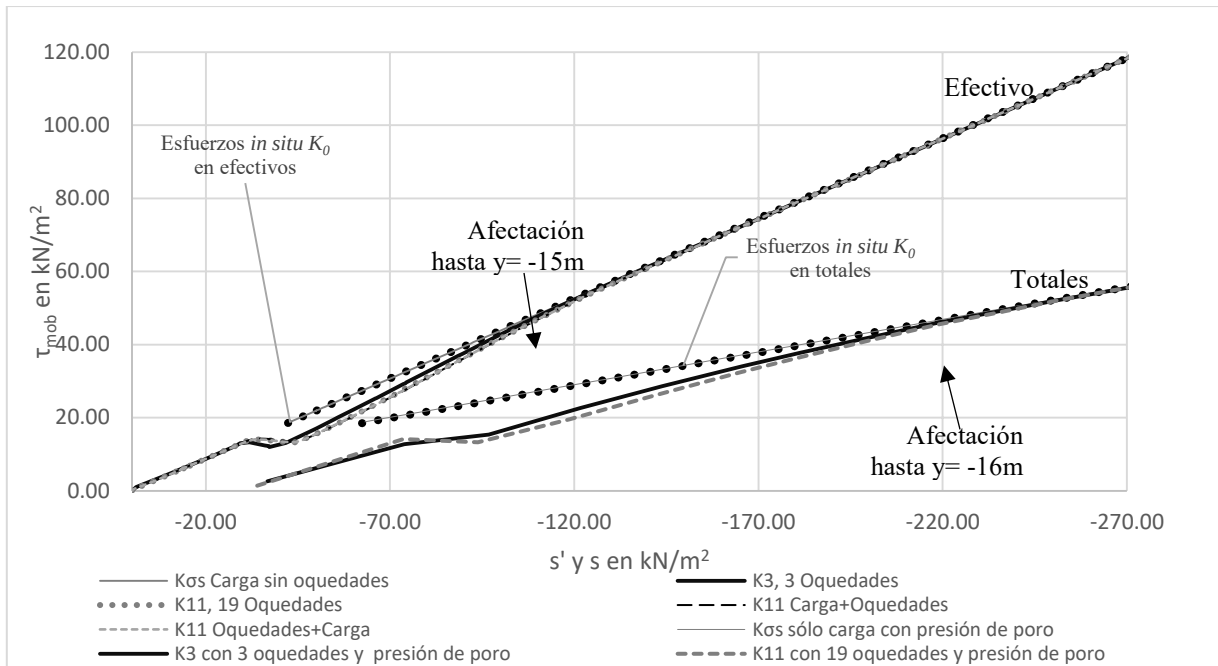
En el Caso1 se aprecia que con mayor número de oquedades los esfuerzos cortantes son mayores en la etapa de recuperación del suelo (entre los 7.37m a 8.22m aproximadamente para los Casos 1 y 2) produciendo que la afectación se dé a mayores profundidades, mientras que con 3 cavidades la afectación finaliza a los 13.50m con 19 cavidades la afectación alcanza los 16.40m. En el Caso2 donde se considera el esfuerzo superficial, la variación de las líneas K son idénticas a las líneas obtenidas en el Caso1 debido a que las variaciones de los esfuerzos son mínimos, como se aprecia en la Gráfica 5.58 las variaciones K_{11} llegan a no identificarse una por una debido a la aproximación de las magnitudes, concluyendo que la variación de la constante K en el suelo granular está determinada esencialmente por las cavidades y no por el σ_s , que se disipó en el primer estrato.

En la condición de esfuerzos totales (incluyendo u) se determina el mismo comportamiento que en su similar de esfuerzos efectivos, alcanzando una profundidad de afectación de 16m muy próximo a los esfuerzos efectivos. El cambio de pendiente así como que los esfuerzos totales no inicien en el origen (0,0) es debido a la presión de poro que conlleva al aumento de los esfuerzos medios (s) cuando están presentes o no las cavidades. Aunque los τ_{mob} están determinados por los efectivos.

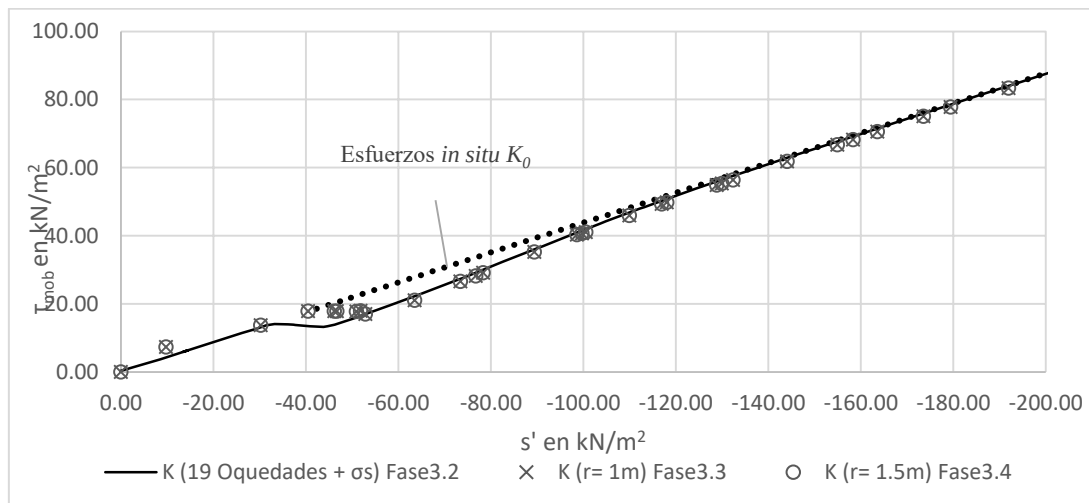
Con estas trayectorias de esfuerzos podemos concluir que los desplazamientos superficiales generados por este tipo de carsticidad están determinados por el comportamiento del estrato superficial (macizo rocoso) debido a que en este estrato es donde se contemplan cambios importantes en la trayectoria de esfuerzos produciendo los asentamientos antes vistos (Secciones 5.1 a 5.6). Cabe recalcar que esto es gracias a la rigidez del estrato logrando disipar y absorber todos los esfuerzos (adicionales) como el superficial o los generados por las cavidades. En el suelo granular si se modifican los esfuerzos pero únicamente por la disipación del esfuerzo vertical (σ_v) ocasionando el cambio de pendiente visto en la gráfica.

En el Casos 3 referente al aumento de la geometría de la cavidad central, la Gráfica 5.59 indica el mismo cambio de pendiente en dos zonas y una zona donde los cortantes disminuyen aunque se siga aumentando la profundidad del suelo, al momento de incrementar la cavidad la afectación alcanza mayores profundidades ($y = -20m$), por el hecho del aumento de la cavidad. Las variaciones del primer aumento y del segundo aumento ($r = 1m$ y $1.5m$ respectivamente) no varían entre ellas, cabe recalcar que en el segundo aumento se aumentó la P_i , pero sigue la conclusión que la afectación en la superficie es por el primer estrato.

Para los Casos4, se observó en el primer estrato un cambio en el tipo de desplazamientos suscitados por el número de cavidades, para el estrato granular en la trayectoria de esfuerzos simplemente se aprecia que a menor espesor (el caso $4c = 1m$ de espesor), la variación con respecto a los esfuerzos *in situ* no es muy separada, esto principalmente debido a que el espesor del macizo rocoso es pequeño y al momento de generar las cavidades la línea $K_{(4c)}$, no es movilizad rotundamente. Esto se aprecia con la línea $K_{(4a)}$, donde la variación por las cavidades si es notoria. Aunque esta característica en el suelo granular sigue sin cambiar nuestro comportamiento en el primer estrato (Gráfica 5.60).



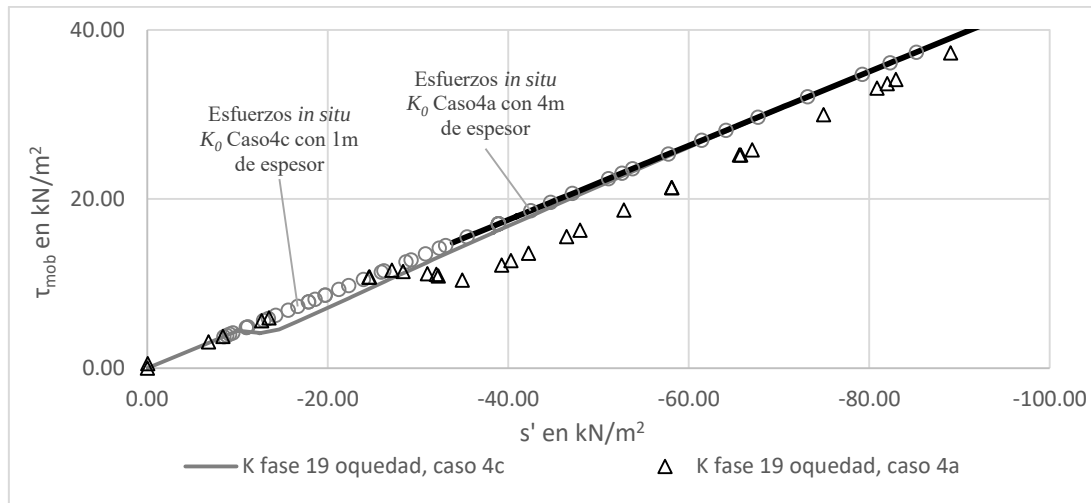
Gráfica 5.58 Variaciones de la constante K (condiciones *in situ*), en la parte inferior de la oquedad del eje central en función de los diferentes Casos 1, 2 y 5.



Gráfica 5.59 Variaciones de la constante K (condiciones *in situ*), en la parte inferior de la oquedad del eje central por el aumento de la cavidad central [C3].

El trabajo realizado por Yao, Minghua & Heng (2018) donde varían la rigidez de los estratos indican que si el estrato rígido es el superficial los esfuerzos se disipan gracias a la rigidez de este material, por su parte si el estrato rígido esta adyacente a un estrato menos rígido los esfuerzos llegaran hasta este estrato y de ahí empezara a disiparse. Con base a los resultados de este capítulo se concluye que para esta zona de Yucatán el material superior a la cavidad por ser el material rígido, es el estrato al que se tendrá que mejorar para disminuir los asentamientos y

mejorar la capacidad de carga. El material aledaño en el lado inferior y lateral de las cavidades si producen un cambio de desplazamientos dirigidos a las cavidades pero no afectando el comportamiento superficial del medio, el cual el primer estrato es responsable.



Gráfica 5.60 Variaciones de la constante K (condiciones in situ), en la parte inferior de la oquedad del eje central por la disminución del estrato superficial [C4].

CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

En este trabajo se obtuvieron las trayectorias de esfuerzo así como la variación de los Factores de seguridad (F_s) para una estratigrafía de la zona de Yucatán, en la que se considera la presencia de cavidades. Para realizar el estudio se utilizó un análisis numérico con elementos finitos (MEF). La principal aportación de los modelos numéricos, fue desarrollar el incremento del número de oquedades entre el estrato rocoso y el suelo granular, simulando el proceso de carsticidad que se presenta en la zona de estudio y el que es un fenómeno que provoca efectos de asentamientos y fallas en la superficie del terreno.

El estudio permitió analizar el comportamiento del estrato rígido por la actividad carstica y a las posibles variaciones que pueden presentarse en la realidad, como es el incremento del número de oquedades, del tamaño (diámetro) o bien, de la variación del espesor del estrato superficial. De igual manera, se estudió el comportamiento cuando una carga estática correspondiente a una carretera con condiciones típicas del Estado de Yucatán es aplicada en la superficie del modelo.

Para los parámetros geotécnicos usados y los que fueron obtenidos a partir de un estudio real del medio en Yucatán, así como para las profundidades y tipos de estratos, y para la geometría de las cavidades propuestas en esta investigación, se llegó a las siguientes conclusiones:

- La estratigrafía sin cavidades en el modelo soporta fácilmente los esfuerzos de la carretera, desarrollando trayectorias de esfuerzo a compresión en la superficie del terreno y desarrollando un efecto de tensión en la parte inferior del estrato rocoso. Este modelo sirvió de referencia para la comparación de un medio rocoso con cavidades.
- Para generar las cavidades en la modelación numérica, fue necesario introducir una presión normal a la superficie 2D de la oquedad en el interior, utilizando la magnitud menor permisible para no generar problemas numéricos, la cual fue obtenida de un proceso iterativo. Esta magnitud se puede llegar a considerar insignificante debido a la comparación con los esfuerzos iniciales en el terreno y fue avalada con la presencia de presiones internas dentro de las oquedades (Augarde, 2003).
- La creación de cavidades debido a la actividad cárstica moviliza los estados de esfuerzo en el medio, afectado el comportamiento del subsuelo. En ese sentido se determinó que existe un número de cavidades que estabilizan los esfuerzos, de tal forma que los desplazamientos en la superficie del terreno lleguen a un máximo valor. De esta forma es posible inducir la

subsistencia superficial, en función de la influencia del número de oquedades desarrolladas en el medio.

- Aunque el esfuerzo aplicado superficialmente fue de magnitud pequeña, el cambio de la trayectoria de esfuerzos es evidente, lo cual indica que en zonas cársticas, las deformaciones se generan aún con esfuerzos pequeños en la superficie. En resumen, la presencia de oquedades es el problema en el terreno, más que las cargas aplicadas en la superficie.
- Al modificar la geometría de las cavidades, en este caso aumentando su diámetro, se corroboró que después de la depresión topográfica si alguna cavidad incrementa su diámetro, la localización de la deformación máxima se localizará en la posición de esta cavidad, esto evidencia que si se tiene un aumento en alguna cavidad, esta será la que provoque mayor afectación en la superficie, hasta que se produzca otro cambio en el ambiente cárstico.
- Al disminuir el estrato superficial rígido, se tienen menores desplazamientos, debido al efecto de la misma rigidez del material y de la presión interna aplicada a las oquedades. Con espesores de macizo rocoso mayores a los 2m (mayor a las cavidades en el medio) los desplazamientos superficiales son sutiles y llegan a formar una subsidencia, mientras que con 1m de espesor (espesores menores al diámetro de las cavidades) los desplazamientos en las superficie son de la forma de punzonamiento, debido a los excesos de esfuerzos en el estrato rocoso.
- El esfuerzo ocasionado por la carretera sobre la superficie del terreno interactúa, ocasiona trayectorias de esfuerzos diferentes, ocasionando deformaciones diferentes en la superficie, dependiendo del estado de carsticidad del subsuelo, lo cual es un punto de referencia en la toma de decisiones constructivas. Si los esfuerzos superficiales son colocados después de la generación de cavidades en el medio, esto generará mayores desplazamientos que si la actividad cárstica se presenta con un esfuerzo superficial ya actuando en el terreno. Aunque los esfuerzos son mayores cuando el esfuerzo es colocado antes de las cavidades. En la práctica constructiva nos beneficia corroborar la presencia de cavidades debido a que esta combinación produce mayores asentamientos.
- La actividad cárstica produce un importante cambio en los estados de esfuerzo iniciales del subsuelo; causando que con menores esfuerzos principales mayores efectivos en el subsuelo se generen esfuerzos cortantes actuantes mayores a lo que se pudiese generar sin cavidades en el subsuelo. Lo anterior ocasiona movimientos en las líneas de relación de esfuerzos K, y

estas variaciones producen desequilibrio en el medio, generando una disminución de capacidad de resistencia, debido a que el movimiento de las líneas K se movilizaron en dirección a los esfuerzos máximos que soportan nuestros estratos. Las variaciones de los esfuerzos in situ se propusieron en este proyecto como una idea inicial, al momento de resolver problemas geotécnicos contemplar la variación de los esfuerzos in situ, y no contemplar el medio en reposo (sin alteración), esto acorde a los movimientos de esfuerzos observados en este proyecto.

- Uno de los objetivos que se presentan al construir infraestructura vial, es desarrollar el área o las comunidades cercanas a la carretera, indirectamente esto se traduce en obras e infraestructura posteriores a la creación de las vialidades. Aunque el estrato rocoso resiste el esfuerzo de una carretera, cuando se presentan las cavidades, los factores de seguridad son movilizados llegando a presentarse $F_s=1$, esta relación representa que el esfuerzo actuante en el medio es igual al esfuerzo cortante máximo que puede soportar el medio, haciendo que el material ya se encuentre en su punto plástico, estas modificaciones en el área a construir no son contemplados en los proyectos, ocasionando que las deformaciones que se contemplarían (estáticas) no sucederán debido a que ya estamos en el borde plástico.
- Al disminuir el estrato superficial rígido produce esfuerzos mayores, ocasionando que las líneas K tengan mayor separación a la línea de esfuerzos en reposo (K_0) ocasionando mayores longitudes con Factores de seguridad (1), lo que ocasionaría riesgos para las construcciones futuras.
- Las trayectorias de esfuerzo pueden ser parte de investigaciones referentes a ecuaciones relacionadas con capacidad de carga (Sección 3.2), debido a que se observó que con un número de oquedades los esfuerzos tienden a ir a las envolventes de falla (debido al aumento del esfuerzo cortante actuante). Sin embargo hay un número de oquedades donde realizan el efecto contrario que es alejarse de la envolvente de falla.
- Actualmente se está estudiando analíticamente la forma de desarrollar ecuaciones de capacidad de carga para los estratos rocosos (sin alteración del efecto cárstico). A estas ecuaciones se les pudiese aumentar constantes o factores que disminuyan o que permitan establecer hasta donde disminuirá la capacidad de carga debido a las carsticidad. De igual manera en ecuaciones de asentamientos. Como se ha revisado y analizado estas constantes serán afectadas por varias variables como presiones internas en las cavidades, longitudes,

localizaciones de las cavidades, formas, estratos de localización, entre otros; no obstante al ir desarrollando gráficas de esfuerzos y desplazamientos con diferentes combinaciones se podrán llegar a un mejor entendimiento de la afectación de la carsticidad en las futuras obras, y así contemplar una capacidad de carga y/o asentamiento más certeros y no contemplar macizos rocosos subestimados.

Finalmente se concluye que es necesario desarrollar más investigaciones relacionadas con el efecto de la carsticidad en las obras de infraestructura en vías terrestres, debido a que es un problema que se puede acelerar debido a la actividad humana, como el desarrollo de las comunidades; si existe un aceleramiento en la carsticidad se llegarían a suscitar en un futuro problemas como hundimientos o colapsos repentinos. Actualmente en México (Yucatán) se ha avanzado en la carsticidad en el modo geológico, sin embargo en la interacción con las obras de infraestructura se ha analizado muy superficialmente, dando hincapié a nuevos proyectos para poder abarcar los diferentes tipos de carsticidad que existen en el Estado.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguilar, Y., & Bautista, F. (2016). Density of karst depressions in Yucatan state, Mexico. *Journal of cave and karst studies*, V. 78, No. 2, 51-60; DOI: 10.4311/2015ES0124.
- Akinlabi, I. (2014). Determination of empirical relations between geoelectrical data and geotechnical parameters in foundation studies for a proposed earth dam. *The pacific journal of science and technology volume 15, number 2*.
- ASTM 57-95a. (2001). *Standard Test Method for Field Measurement of Soil Resistivity Using the Wenner Four-Electrode Method*. USA: ASTM.
- ASTM D 1586-11. (s.f.). *Standar test method for Standard Penetration Test and Split-Barrel Sampling of soils*.
- ASTM D 6286. (1998). *Standard guide for selection of drilling methods for environmental site characterization*. USA: ASTM.
- Augarde, C. (2003). Prediction of undrained sinkhole collapse. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Vol. 129, No. 3*.
- Bakalowicz, M. (1982). La genése de l'acuífère karstique vue par un geochimiste. *Karst Larra 82; Publ. Serv. Geol. Dip. Navarra*, 159-174.
- Ballootri-Sampedro, E., & González-Piedra, J. (2006). Caracterización hidrológica de la región costera noroccidental del estado de Yucatán, México. *Investigación geográfica*, ISSN0188-4611.
- Bartlett, S. (2012). *Notas de curso: Mohr-Coulomb Model*. Utah: Department of Civil & Environmental Engineering, The University of Utah.
- Bauer-Gottwein, P. (2010). Review: The Yucatan Peninsula karst aquifer, Mexico. *hidrogeology Journal*, DOI 10.1007/s10040-010-0699-5.
- Bieniawski, Z. T. (1989). Engineering rock mass clasifications. *John Wiley and Sons, Inc*.
- Braja, M. (2013). Fundamentos de ingeniería geotécnica. Editorial CENGAGE Learning.
- Cai, M., Kaiser, P., & Tasaka, Y. (2007). Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 44*, 247-265.
- Caracuel, J. E. (2004). Geología en la costa: técnicas de análisis de sedimentos e interpretación de ambientes sedimentarios. *Dpto. Ciencias de la Tierra y del Medio Ambiente, Univ. Alicante. Enseñanza de las Ciencias de la Tierra, I.S.S.N.:1132-9157*.

- Crowder, J., & Bawden, W. (2004). *Review of post-peak parameters and behaviour of rock masses: Current trends and research*. Toronto: Lassonde Institute, University of Toronto.
- Dirección General de Carreteras. (2009). *Guía de cimentaciones en obras de carretera*. Gobierno de España: Ministerio de Fomento.
- DOT. (2015). *Rock core evaluation manual GEM-23*. New York: Department of Transportation, Office of technical Services.
- Ellis, E., H.S., Y., G., M., & Dawson, A. (2008). *Advances in Transportation Geotechnics*. Nottingham: CRC Press Taylor y Francis Group.
- Estrada Media, H., & Wes, T. (2010). Identification of underground karst features using Ground Penetration Radar in Northern Yucatán, México. *Vadose Zone Journal*, 653-661.
- FHWA, U. D. (2014). Distress identification manual for the long-term pavement performance program. *Publication No. FHWA-HRT-13-092*.
- First European Conference on Standard Penetration Testing. (1974)., (págs. vol 2.1 pp. 150-151).
- Fookes, W. a. (2003). Engineering classification of karst ground conditions. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*.
- Ford, D., & Williams, P. (2007). *Karst hydrogeology and geomorphology*: Chinchester, England: John Wiley & Sons Ltd.
- Francis, T. (1984). *Final report geotechnical engineering problems in the karst region of southern Indiana*. Joint Highway Research Project.
- Galán, C. (1991). Disolución y génesis del karst en rocas carbonáticas y rocas silíceas: un estudio comparado. *MUNIBE (Ciencias Naturales) No. 43, San Sebastian*, 43-72.
- Galván-Ceballos, M. (2016). Correlación de la resistencia a compresión uniaxial con la humedad y porosidad eficaz en rocas. *DYNA* 83 (198).
- García, G., & Graniel, E. (2010). *Biodiversidad y desarrollo humano en Yucatán* (Vols. Parte 1 El Estado, Capítulo 1 Contexto Físico). (E. D. M., Ed.) CICY, PPD-FMAM, CONABIO, SEDUMA.
- GEEA Geólogos, S. (2016). *Informe IR-GE- 472 0216.00*.
- González de Vallejo, L. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Editorial Pearson educación.

- González Herrera, R. V. (2002). Materiales de suelos de Yucatán factibles de utilizarse como cubierta en sitios de disposición de desechos sólidos;. *Univesidad Autónoma de Yucatán, Facultad de Ingeniería, Revista Int. Contam. Ambient.* 18 (2), 57-66.
- Han, B. (2016). Experimental investigation on mechanical behaviour and permeability evolution of porous limestone under compression . *Rock mech rock eng., Springer-Verlag.*
- Hildebran, A., & Penfield, G. (1991). *Chicxulub Crater: A possible Cretaceous/Tertiary boundary impact crater on the Yucatan Peninsula, Mexico.* Special Report Geology, v. 19, p. 871-967.
- Hill, R. (1950). *The mathematical theory of plasticity.* London, U.K.: Oxford University Press.
- Hoek, E., & Brown, E. (1980). Underground excavations in rock. *Inst. Min. Mettal, London*, p. 527.
- Hoek, E., & Brown, E. (1997). Estimación de la resistencia de macizos rocosos en la practica. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.*
- Hoek, E., & Diederichs, M. S. (2006). Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences. Volume 43*, 203-215.
- INEGI. (s.f.). *Instituto Nacional de Estadística y Geografía.* Obtenido de <http://www.cuentame.inegi.org.mx/monografias/informacion/yuc/territorio/relieve>
- Instituto Geología Mexicana. (1896). Geografía física y la geología de la península de Yucatán. *Boletín III.*
- Javid, A., Fahimifar, A., & Imani, M. (2015). Numerical studies on the bearing capacity of two interfering strip footing based on Hoek-Brown materials. *ISRM Congress, Int'l Symposium on Rock Mechanics*, (págs. ISBN: 978-1-926872-25-4).
- Joon, K. L., Sangseom, J., & Ko, J. (2014). Undrained stability of surface strip footings above voids. *Computers and Geotechnics* 62, 128-135.
- Juárez Badillo, E. (2006). Mecánica de suelos Tomo 1, Fundamentos de la mecánica de suelos., . Editorial Limusa .
- Kaufman, G. (2000). Karst aquifer evolution in fractured, porous rocks, Water resources research. *American Geophysical Union*, vol. 36, No. 6, p: 1381-1391.
- Klimchpuk, A. (2002). Subsidence hazards in different types of karst: Evolutionary and speleogenetic aproch. *International Journal of Speleology*, 31 (1/4), DOI: 10.5038/1827-806X.3.1.1.1.

- LaMoreaux, & LeGrand. (1975). Progress of knowledge about hydrology of carbonate terrains in hidrogeology of karstic terrains. *IAH, Paris*, 41-52.
- Lane, E. (1986). Karst in Florida; Florida Geological survey . *Special Publication No. 29, State of Florida Department of Natural Resources*.
- Leet, L., & Judsón, S. (1980). *Fundamentos de geología física*. México, D.F.: Editorial Limusa.
- Long, J., & Yang, M. (2015). Numerical of karst soil cave evolution. *14° Sinkhole conference*. Minnesota, USA.
- López Ramos, E. (1975). *Geological summary of the Yucatan Peninsula*, in Nairn, A.E.M. y colaboradores, eds., *The Gulf of Mexico and the Caribbean*. New York, Plenum Press, p. 257-282.
- Lu, Z., & Reddish, L. (2005). A numerical modelling stability assessment for construction over a generalised limestone cave. En T. Waltham, F. Bell, & M. Culshaw, *Sinkholes and subsidence, Karst and cavernous rocks in engineering and construction* (págs. 146-149). Nottingham: Published Springer and Praxis Publishing.
- Lugo-Hubp, J., & Aceves-Quesada, J. (1992). Rasgos geomorgológicos mayores de la península de Yucatán. *Universidad Autónoma de México, Instituto de Geología, Revista, Volumen 10, número 2*, 143-150.
- Makoto, K., Osamu, K., Masatoshi, O., & Fang, L. P. (2007). Yielding pressure of a spread footing above multiple voids. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 133, 1522-1531.
- Marín, L., & Perry, C. (1994). The hidrology and contamination potential of northwestern Yucatán, México. *Instituto de Geofísica UNAM, Geofísica Internacional, Vol. 33, Núm. 4*, 619-623.
- Merifield, R., Lyamin, A., & Sloan, S. (2006). Limit analysis solutions for the bearing capacity of rock masses using the generalised Hoek-Brown criterion. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 43, 920-937.
- Mingtang, L., & Yongli, G. (2015). Current status and strategic planning of sinkhole collapse in China. *Enginnering Geology for Society and Territory, Volume 5, Springer International Publishing Switzerland*, DOI: 10.1007/978-3-319-09048-1_102.
- NHI-05-037, F. (2006). *Reference Manual, Geotechnical aspects of pavements*. National Highway Institute: U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration.

- O'Connor, K., & Trainum, M. (2015). Monitoring the threat of sinkhole formation under a portion of US 18 in Cerro Gordo County, Iowa using TDR measurements. *14th Sinkhole conference NCKRI SYMPOSIUM 5*.
- Palchik, V. (2002). Crack damage stress as a composite function of porosity and elastic matrix stiffness in dolomites and limestones. *Engineering geology 63, Elsevier*.
- Parry, R. H. (2004). *Mohr circles, Stress paths and geotechnics*. London: Taylor & Francis Group.
- Pedraza, J. (1996). Geomorfología: Principios, metodos y aplicaciones. Editorial Rueda.
- Pinillos, L. (2015). *Túneles en macizos calcáreos karstificadas: Impacto en las obras subterráneas de los fenómenos kársticos, su evaluación y tratamiento*. E.T.S.I. Caminos, canales y puertos:04, Departamento de ingeniería y morfología del terreno.
- Plaxis. (2006). Plaxis 2D. *Version 8.0 - The Manual, Delt Netherlands*.
- Plaxis. (2017). Software Plaxis 2D. The Netherlands, Países Bajos.
- Pueyo-Anchuela, Ó., & Soriano, M. (2010). Integrated geophysical and building damages study of karst effects in the urban area of Alcalá de Ebro, Spain. *Zeitschrift für Geomorphologie Vol. 54, Suppl. 2, 221-236*.
- Rawal, K. (2016). Exploring the geomechanics of sinkholes: A numerical study of sinkhole subsidence and collapse. *GeoChina International conference. Sustainable civil infrastructures: Innovative technologies for severe weathers and climate changes*. . Shandong.
- Ribacchi, R. (2000). Mechanical test on pervasively jointed rock material: insight into rock mass behaviour. *Rock Mech. Rock Eng. 33(4), 243-266*.
- Ross, M. I. (1988). A hierarchical tectonic of Gulf of Mexico and Caribbean region. *Tectonophysics 155*.
- Rubio, C., & Romero, V. (2010). *Metodo de elemento finito: Fundamentos y aplicaciones con ansys*. Editorial Limusa.
- Russo, G., & Kalamaras, G. (1998). A discussion on the concepts of geomechanical classes behavior categories and technical classes for an underground project. *Gallerie e Grandi Opere Sotterranee, 54*.

- Serrano, A., & Olalla, C. G. (2000). Ultimate bearing capacity of rock masses based on the modified Hoek-Brown criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 37, 1013-1018.
- Servicio Geológico Mexicano. (2012). *Atlas de peligros por fenómenos naturales del Estado de Yucatán*. Mérida: Gobierno del Estado de Yucatán.
- Sharapov, R., & Lodigina, N. (2017). Calculation of the strip foundation on solid elastic base, taking into account the karst collapse. *IOP Conference Series: Material Science and Engineering* 221, 012023.
- Sheorey, P. (1994). Theory for In-Situ Stress in Isotropic and Transversely Isotropic Rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech Abstr.* 31(1), 23-34.
- Slabe, T. (1997). Karst features discovered during motorway construction in Slovenia. *Environmental Geology*, 32, 186-190.
- Soriano, M., & Simón, J. (2002). Subsidence rates and urban damages in alluvial dolines of the central Ebro Basin (NE Spain). *Environmental Geology* 42, 476-484.
- Spingal, & Espinosa. (1972). El subsuelo de la Península de Yucatán. *Reunión de mecánica de suelos*, (págs. Y-1Y-102). México, D.F.
- Stephen Foley, J. M. (2006). An analysis of cavern stability and hydraulic fractures in relation to natural gas storage in limestone formations. *Tesis para obtener el grado de maestro en hidrogeología por la Universidad de Clemson*.
- Svensson, H., & Johan, G. (2010). *Design of foundations for wind turbines*. Sweden: Division of structural mechanics, LTH, Lund University. ISRN LUTVDG/TVSM--10/5173--SE (1-158).
- Tang, J., & Lui, Y. (2012). Bearing capacity calculation of rock foundation based on nonlinear failure criterion. *2nd International Conference on Mechanical, Industrial, and Manufacturing Engineering* (págs. 110-116). ELSEVIER.
- VDOT. (2013). *Geotechnical Design Parameters for Retaining Walls, Sound Barrier Walls and Non-Critical slopes*. Virginia Department of Transportation Staunton District.
- Waltham, A. C., & Fookes, P. G. (2003). Engineering classification of karst ground conditions. *Q. J. Eng. Geol. Hydroge.* 36(2), 101-118.
- Waltham, A. C., & Swift, G. M. (2004). Bearing capacity of rock over mined cavities in Nottingham. *Engineering Geology* 75, 15-31.

- Waltham, T., Bell, F., & Culshaw, M. (2005). *Sinkholes and subsidence. Karst and cavernous rocks in engineering and construction*. Nottingham: Springer, Praxis.
- Weary, D. (2015). The cost of karst subsidence and sinkhole collapse in the united states compared with other natural hazards. *U.S Geological Survey*,. Minesota, USA: 14° Sinkhole conference, NCKRI Symposium 5.
- William, F. (1968). *The karst landscape of Yucatan*. Washington, D.C.: Distributed by: Clearinhouse, Report Selection aids.
- Xiao-Li, Y., & Jian-Hua, Y. (2005). Upper bound solution for ultimate bearing capacity with a modified Hoek-Brown failure criterion. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 42, 550-560.
- Yagiz, S. (2011). Correlaction between slake durability and rock properties for some carbonate rocks. *Bulletin of engineering geology and the environment*.
- Yao, X., Minghua, Z., & Heng, Z. (2018). Undrained stability of strip footing above voids in two-layered clays by finite element limit analysis. *Computers and Geotechnics* 97, 124-133.
- Zienkiewicz, O., & Taylor, R. (1993). *El metodo de los elementos finitos, formulación básica y problemas lineales* (4° ed., Vol. I). Barcelona: Mc Graw Hill - CIMNE.

ANEXOS

ANEXO I. Clasificación de carsticidad (Waltham y Fookes, 2003)

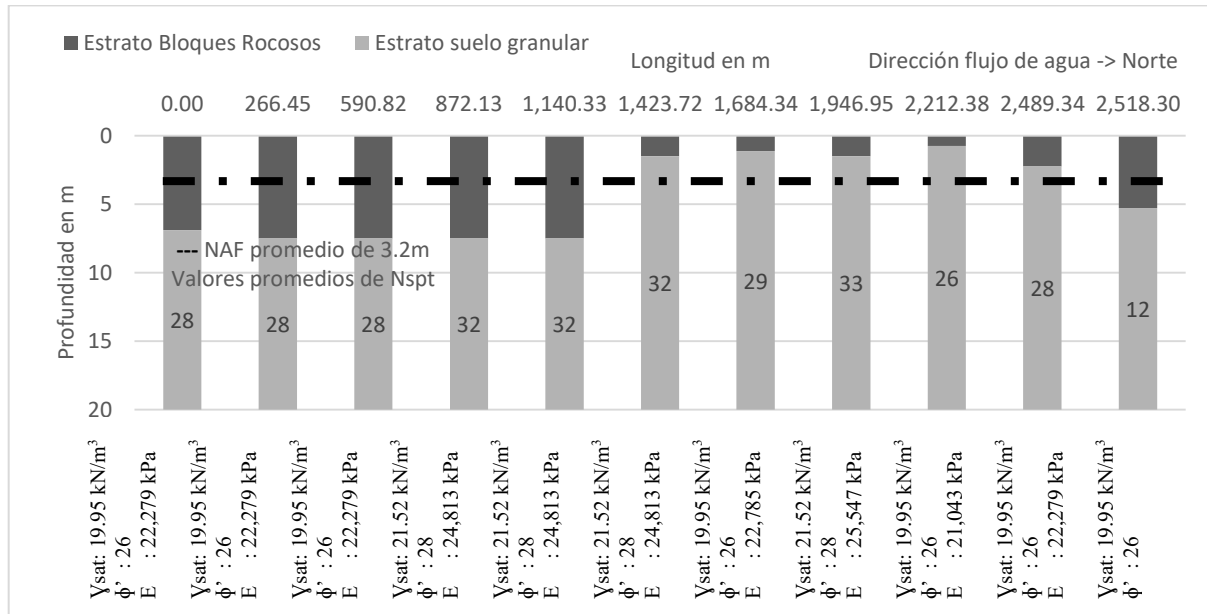
Clase	Ubicación	Oquedades y dolinas	Perfil del sustrato	Fisuras	Cuevas	Investigación de suelo	Cimentaciones
KI Juvenil	Sólo en desiertos y las zonas peri glaciales o en los carbonatos impuros	Anormal	Casi uniforme, fisuras menores.	Mínimas; permeabilidad secundaria baja.	Raras y pequeñas.	Convencional	Convencional
KII Joven	El mínimo en las regiones templadas.	Pequeñas oquedades de sufusión o caída, oquedades de flujo abierto.	Muchas fisuras pequeñas.	Fisuras abiertas en las proximidades de la superficie del terreno.	Muchas cuevas pequeñas de diámetro <3m.	Investigación convencional del perfil del sustrato comprobación de fisuras.	Inyección de fisuras abiertas y control del drenaje.
KIII Maduro	Común en regiones templadas, o mínimamente en los trópicos húmedos.	Pequeños colapsos y oquedades enterradas. NSH 0.05-1.0	Abundantes fisuras <5m	Frecuentes aperturas de la mayoría de las fisuras secundarias.	Abundantes de tamaños <5m en múltiples niveles.	Pruebas de perfil del sustrato micro gravimetría.	Losas o zapatas arriostradas, pilotes prefabricados; control del drenaje.
KIV Complejo	Localizada en regiones templadas, normalmente en regiones tropicales.	Grandes oquedades de disolución, subsidencia, colapso disperso y fosas enterradas	Relieves en pináculo de 5-20 m	Grandes y extensas aperturas de disolución.	Abundantes de tamaños >5m múltiples niveles.	Pruebas del perfil sustrato hasta 5m.	Pilotes in situ o inyecciones; control del drenaje.
KV Extremo	Sólo en los trópicos húmedos	Oquedades tipo túnel muy grandes de tipo: arcos remanentes, suelos compactados en pozos enterrados NSH >1	Altos relieves en pináculo >20m	Abundantes y muy complejas fisuras de disolución	Numerosos y complejos sistemas de cuevas 3D; galerías y cámaras de tamaños >15m.	Investigación individual del terreno para cada apoyo.	Pilotes in situ profundos, control de todo el drenaje y la abstracción.

ANEXO II. Estimación del GSI y Estimación de la constante m_i (Hoek & Brown, 1997)

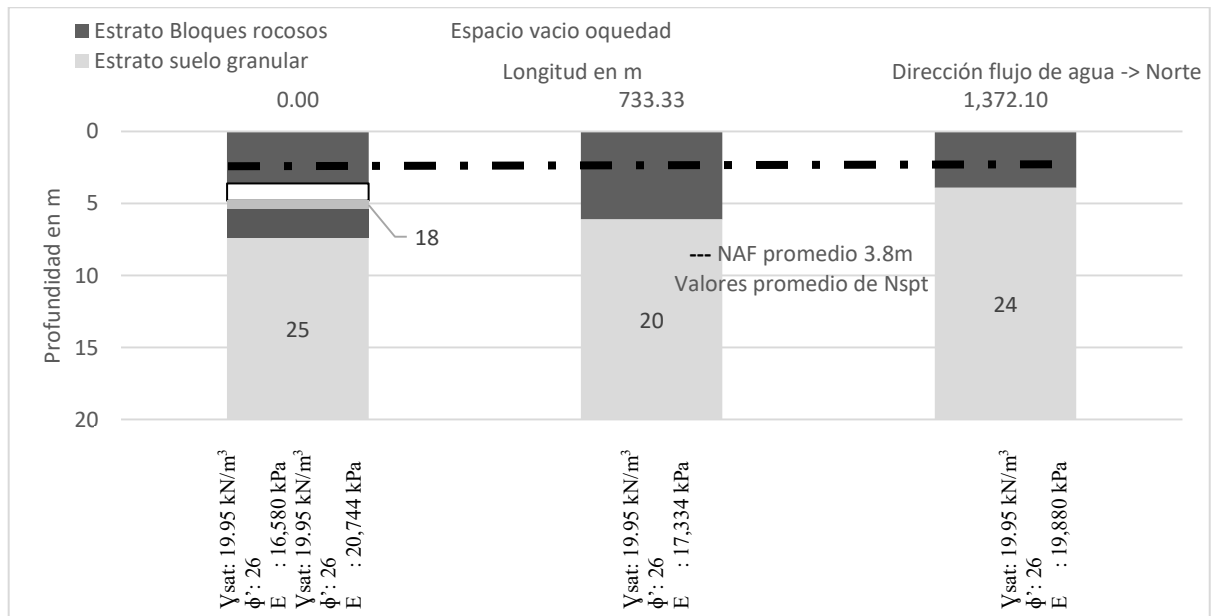
ROCAS DIACLASADAS		CONDICIONES DE SUPERFICIE	MUY BUENAS. Superficies muy rugosas, superficies no meteorizadas, frescas.	BUENAS. Superficies rugosas, ligeramente meteorizadas, manchadas con hierro.	REGULAR. Superficies lisas, meteorizadas y alteradas.	POBRE. Superficies con espejos de falla, con alto grado de meteorización y rellenos compactos o rellenos de fragmentos angulares.	MUY POBRE. Superficies con espejos de falla, con alto grado de meteorización con rellenos de arcilla suave.
ESTRUCTURA							
		DECRECE LA CALIDAD DE LA SUPERFICIE →					
INTACTA O MASIVA. Especímenes de roca intacta o masiva in-situ, roca con discontinuidades amplias y espaciadas.		90	80			N/A	N/A
FRAGMENTADA. Macizo rocoso con bloques entrabados, consistente en bloques cúbicos formados por tres conjuntos de intersecciones			70	60			
MUY FRAGMENTADA. Macizo parcialmente perturbado con bloques entrabados y angulares, formados por cuatro o más conjuntos de discontinuidades				50	40		
FRAGMENTADA / PERTURBADA. Macizo rocoso plegado formado por bloques angulares formados por varios conjuntos de discontinuidades. Persistencia de planos horizontales o esquistosidades					30		
DESINTEGRADA. Macizo rocoso pobremente entrelazados y altamente fracturado con mezcla de fragmentos angulares y redondeados.						20	
FOLIADA / LAMINADA. Se carece de bloques debido al débil material presente en planos de cizalla.		N/A	N/A				10

Tipo roca	Clase	Grupo	Textura y constantes <i>mi</i> en paréntesis			
			Gruesa	Media	Fina	Muy Fina
Sedimentaria	Clásticas		Conglomerados (21+-3) Brechas (19+-5)	Arenisca (17+-4)	Limolita (7+-2) Grauvacas (18+-3)	Lutita (4+-2) Pizarra (6+-2) Marga (7+-2)
	No Clásticas	Carbonatadas	Cristalina (12+-3)	Esparítica (10+-2)	Micritica (9+-2)	Dolomita (9+-3)
		Evaporitas	Yeso (8+-2)		Anhidrita (12+-2))	
		Orgánicas	Creta (7+-2)			
Metamórfica	No Foliadas		Mármol (9+-3)	Homfels (19+-4)	Cuarцитas (20+-3)	
	Débilmente Foliadas		Migmalita (29+-3)	Anfibolita (26+-6)		
	Foliadas		Gnesis (28+-5)	Esquito (12+-3)	Filita (7+-3)	Pizarra (7+-4)
Ígnea	Plutónicas	Félsicas	Granito (32+-3)	Diorita (25+-5)		
		Máficas	Gabro (27+-3)	Dolerita (16+-5)		
	Hipabisales		Porfítricas (20+-5)	Diabasa (15+-5)		Peridotita (25+-5)
	Volcánicas	Lávicas	Riolita (25+-5)		Dacita (25+-3)	

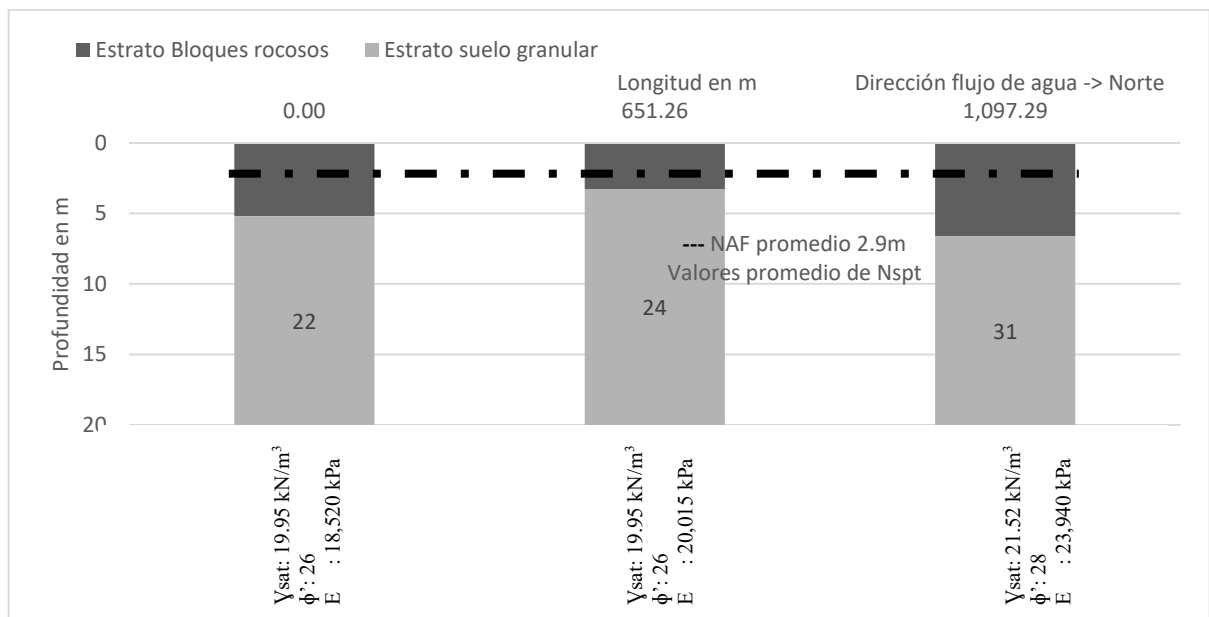
ANEXO III. Histogramas con los parámetros correlacionados del estudio geotécnico (SPT)



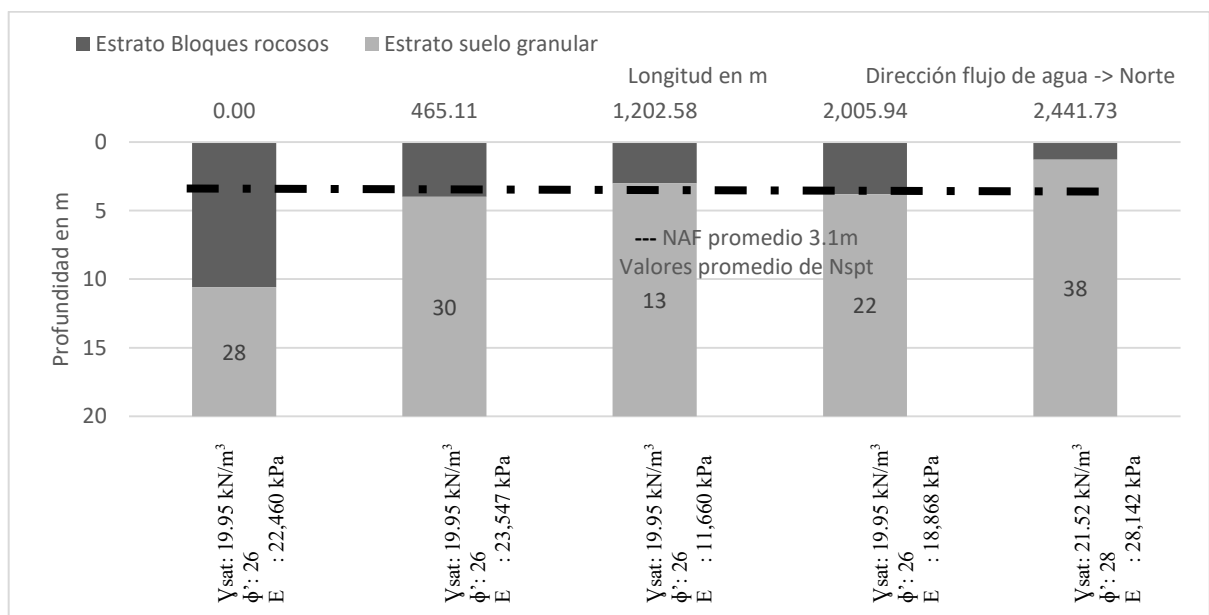
Histograma 1. Columnas estratigráficas por sondeos mixtos trazo 1.



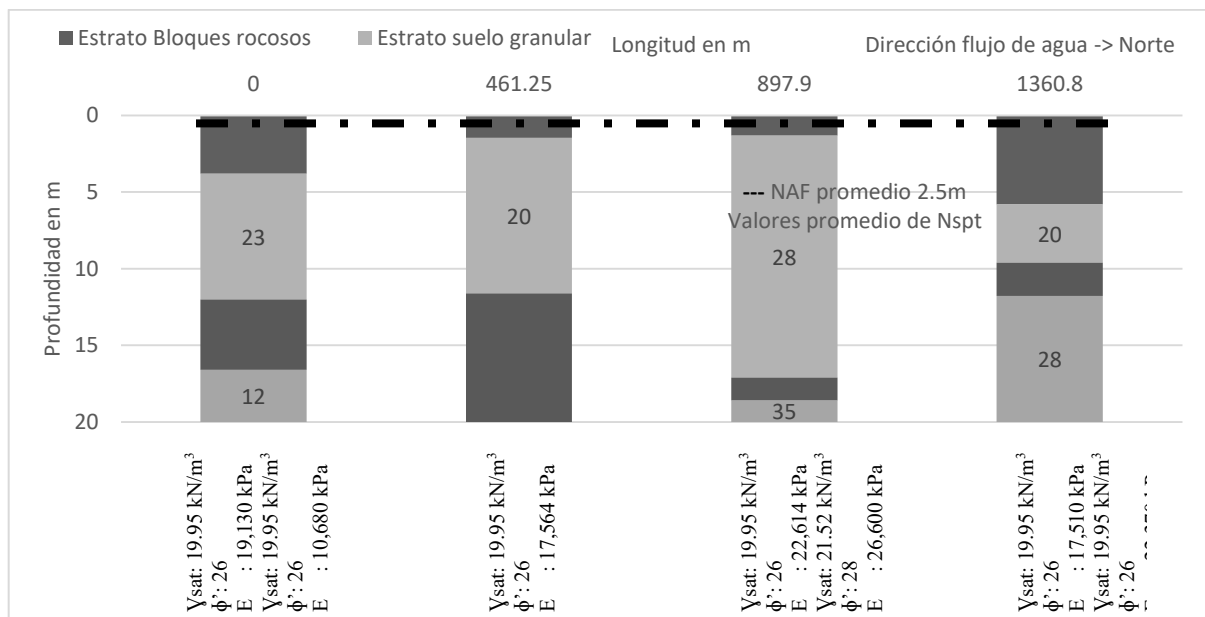
Histograma 2. Columnas estratigráficas por sondeos mixtos trazo 2.



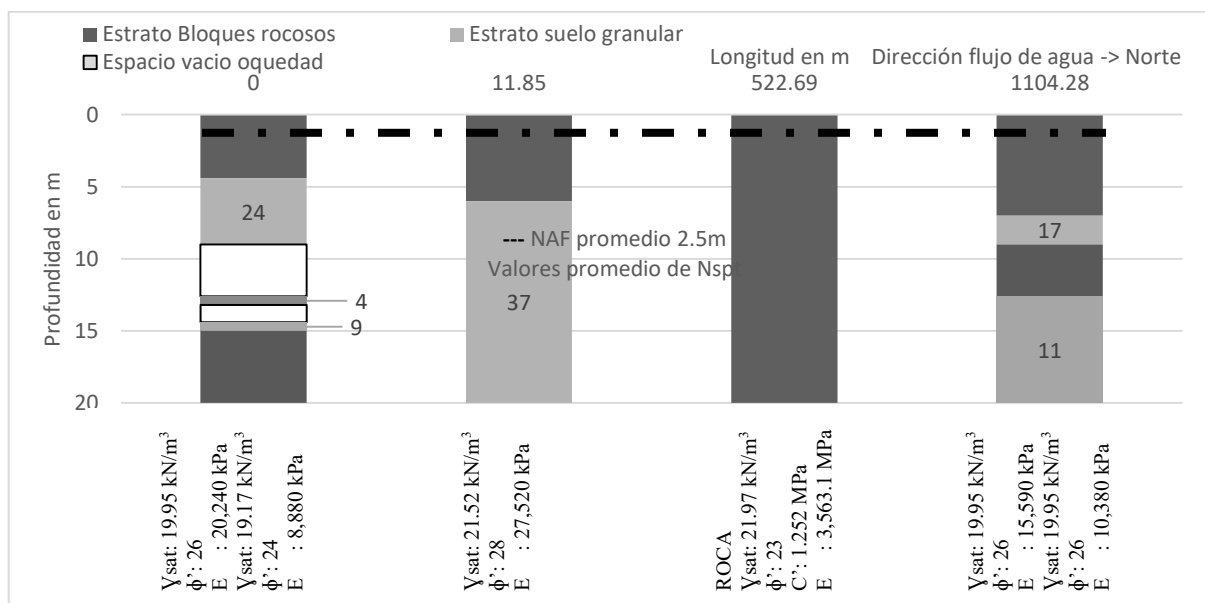
Histograma 3. Columnas estratigráficas por sondeos mixtos trazo 3.



Histograma 4. Columnas estratigráficas por sondeos mixtos trazo 4.



Histograma 5. Columnas estratigráficas por sondeos mixtos trazo 5.



Histograma 6. Columnas estratigráficas por sondeos mixtos trazo 6.