



Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas
Facultad de Construcciones
Departamento de Ingeniería Civil

“Determinación de la capacidad de carga en cimentaciones superficiales sobre bases estratificadas en suelos friccionales”

Trabajo de diploma presentado en opción al Título de Ingeniero Civil

Autora: Liset Quesada González

Tutora: Dra. Ana Virginia González-Cueto

Santa Clara

2017

"Cuando creíamos que teníamos todas las respuestas, de pronto, cambiaron todas las preguntas"

Mario Benedetti

A MIS PADRES POR TANTO AMOR

Agradecimientos

A mi mami y mi papi porque ustedes son mi estrella.

A mi hermana por el amor y la preocupación constante.

A mima por ser la mejor abuelita.

A mis tías por su apoyo en todo este tiempo.

A mis amigas Lizi, Darlin, Ellie y Taimara por ir más allá de regalar momentos gratos.

A Félix D. del Sol, Jose L. Llanez y Luis M. Débora por la amistad en estos cinco años de carrera.

Al familión del IPVCE, Iris, Chagui, Daraime y Juan Carlos por estar pendientes de mi bienestar.

A Yanlier por apoyarme incondicionalmente.

A mi tutora por dedicarme parte de su tiempo y por sus oportunas recomendaciones.

Al Dr. Gilberto Quevedo por sus sabias observaciones.

A Erick González por ayudarme sin apenas conocerme.

A Claudia M. Rodríguez por iniciarme en el Abaqus.

A todas las demás personas que aportaron de una forma u otra su granito de arena en mi formación como profesional.

A todos gracias por el cariño y el apoyo!!!

RESUMEN

La capacidad de carga en suelos con comportamiento friccional puro apoyados en bases no homogéneas se determinó empleando las formulaciones propuestas por la Norma Cubana para el diseño geotécnico de cimentaciones superficiales y las de Meyerhof y Hanna, como métodos analíticos, estos resultados se compararon con la modelación 3D mediante el software Abaqus/CAE Versión 6.14. Para conformar los casos de estudio se tomaron cinco muestras de suelo con características físico-mecánicas diferentes y se varió el espesor del primer estrato de cuatro formas diferentes (B/4, B/2, B y 1,5B)

La aplicación del Método de los Elementos Finitos y su implementación computacional constituye una herramienta alternativa en la modelación computacional de cimentaciones superficiales apoyadas en bases no homogéneas y su fiabilidad ha sido probada en los últimos años. Su aplicación a un número representativo de muestras con condición de carga vertical centrada sobre suelos friccionales, permitió obtener valores de capacidad de carga que se asemejan más a la realidad que los obtenidos por los métodos analíticos. Estos resultados permiten considerar la posibilidad de introducir un coeficiente en la expresión de capacidad de carga de la Norma cubana para el diseño geotécnico de cimentaciones superficiales que tome en consideración el efecto del confinamiento cuando el estrato superior es blando y de espesor menor que B.

Palabras Clave

Capacidad de carga, Cimentaciones superficiales, Suelos estratificados, Suelos friccionales, Confinamiento

ABSTRACT

The bearing capacity in soils with granular behavior supported on layered bases was determine using the formulations proposed by the Cuban Standard for geotechnical design of shallow foundations and Meyerhof and Hanna as analytical methods; those results were compare with the ones from the 3D modelling with the software Abaqus/CAE. In order to conform the study cases, the thickness of the first stratum was vary in four different forms (B/4, B/2, B and 1,5B)

The application of the Finite Element Method and its computational implementation is an alternative tool in the computational modeling of shallow foundations supported in layered soils and its reliability has been tested in recent years. Its application to a representative number of samples with vertical load condition on granular soils, allowed to obtain values of bearing capacity that more closely resemble the reality than those obtained by analytical methods. These results allow to consider the possibility of introducing a coefficient in the expression of the Cuban Standard for the geotechnical design of shallow foundations that takes into account the effect of confinement when the upper layer is soft and of thickness less than B.

Keywords:

Bearing Capacity, Shallow Foundations, Layered Soils, Granular soils, Confinement.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: Estado del conocimiento	6
1.1. Introducción	6
1.2. Modelos y expresiones de cálculo de la falla por capacidad de carga del suelo	6
1.2.1. Cálculo de la capacidad de carga según la propuesta de normativa cubana	11
1.3. Valoración de la capacidad de carga para suelos no homogéneos	13
1.3.1. Capacidad de carga en suelos estratificados según la propuesta de la Norma Cubana	19
1.4. Influencia de las cargas en la superficie de falla	21
1.5. Características de la modelación	23
1.5.1. Método de los Elementos Finitos (M.E.F)	24
1.6. Definición del Software a utilizar para la Modelación Numérica	25
1.6.1. Modelación en 3D	26
1.6.2. Modelos constitutivos aplicables al suelo	27
1.7. Conclusiones parciales	29
Capítulo II: Conformación del modelo empleando el ABAQUS CAE Versión 6.14.	
Calibración	31
2.1. Introducción	31
2.2. Selección de la herramienta computacional	31
2.2.1. Organización del programa	32
2.2.2. Implementación del Abaqus en la modelación del problema	36
2.3. Modelación del material	37
2.4. Metodología para la aplicación de las cargas	39
2.4.1. Empleo de curvas de comportamiento tenso-deformacional para la calibración	40
2.5. Modelación de la Geometría	41
2.6. Mallado del modelo	44

2.6.1. Calibración del mallado.....	46
2.7. Otros aspectos a considerar	49
2.7.1. Modelación del cimiento	49
2.7.2. Efecto de la profundidad de cimentación y el peso propio.....	49
2.8. Conclusiones parciales	50
Capítulo III: Estudio de casos. Aplicación	51
3.1. Introducción.....	51
3.2. Análisis del diseño geotécnico del cimiento a evaluar	51
3.3. Casos de estudio. Diseño teórico.....	52
3.4. Procesamiento y análisis de resultados. Comparación con la M3D	53
3.4.1. Estrato de suelo débil sobre estrato de suelo más fuerte.....	53
3.4.2. Estrato de suelo más fuerte sobre suelo más débil	59
3.5. Análisis del efecto del confinamiento en la capacidad de carga.....	62
3.6. Ejemplo de diseño de una cimentación superficial apoyada en un estrato de suelo friccional débil sobre uno más fuerte.....	64
3.7. Ejemplo de diseño de una cimentación superficial apoyada en un estrato de suelo friccional fuerte sobre uno más débil.....	66
3.8. Conclusiones Parciales	70
RECOMENDACIONES.....	72
BIBLIOGRAFÍA.....	72
ANEXOS.....	75

INTRODUCCIÓN

La cimentación es aquella parte que transmite las cargas de la estructura al sub-suelo. Si la capa del suelo que se encuentra cerca de la superficie posee una potencia adecuada para asumir las cargas de la superestructura, entonces los cimientos pueden encontrarse a profundidades pequeñas. Sin embargo, si los estratos superiores son demasiado débiles para tomar las cargas, estas tienen que ser transmitidas a profundidades mayores por medio de cimientos profundos. Por lo tanto las cimentaciones pueden ser estudiadas en dos grandes grupos, las profundas y las superficiales. (Murthy, 2007)

Las cimentaciones superficiales, a las cuales está enfocada esta investigación, se encuentran muy a menudo en la práctica de ingeniería geotécnica. Terzaghi (1943), Meyerhof (1953), Vésic (1973) y otros investigadores han proporcionado herramientas para estimar la capacidad de carga de los suelos basados en los parámetros de resistencia a cortante que plantea el criterio de Mohr-Coulomb.

Una temprana aproximación a la estimación de la capacidad de carga fue definida por Terzaghi (1943) como la falla general a cortante. El modelo de Terzaghi es aplicable para el nivel de cimentación ubicado sobre o cercano al nivel del estrato superficial para una profundidad de cimentación menor que su ancho. El generalmente aceptado método de estimación de la capacidad de carga en cimentaciones superficiales consiste en asumir que el suelo debajo de la cimentación, comprendido en el plano de falla, está en el límite de falla y calcular la carga máxima que pueda aplicarse hasta que la cimentación llegue a la condición de falla. (Nguyen, 2006)

La capacidad de carga de un suelo está relacionada con el fallo a cortante, para las cimentaciones sobre arcillas, la resistencia a cortante es usualmente el factor de control, porque las arcillas son de baja permeabilidad y la construcción de la estructura generalmente ocurre bajo condiciones no drenadas por lo que la arcilla se consolidará con el tiempo. Sin embargo, los suelos friccionales son de alta permeabilidad y al final de la construcción ya estarán totalmente drenados. La carga estructural aplicada, por lo tanto, aumenta no solo las tensiones de corte en el suelo, sino también las tensiones efectivas y, por tanto, la resistencia. Esta es la principal razón

por la cual los suelos friccionales tienen mayores capacidades de carga que las arcillas. (Simons & Menzies, 2000)

El desarrollo actual alcanzado en la modelación numérica mediante programas de propósitos generales basados en el Método de los Elementos Finitos (M.E.F) como: ABAQUS, ANSYS, COSMOS, LUSAS y NASTRAN, ha permitido desarrollar estudios geotécnicos desde una perspectiva general. ABAQUS es un programa destinado a resolver problemas de ciencias e ingeniería y está basado en el método de los elementos finitos. El programa puede resolver casi todo tipo de problemas, desde un simple análisis lineal hasta simulaciones complejas no lineales. Abaqus posee una extensa biblioteca de elementos finitos que permite modelar virtualmente cualquier geometría, así como su extensa lista de modelos que simulan el comportamiento de una gran mayoría de materiales, permitiendo su aplicabilidad en distintas áreas de la ingeniería, por lo que se define como la herramienta computacional a emplear en la simulación del comportamiento mecánico del suelo.

Problemática

¿Serán válidos los métodos para el cálculo de la capacidad de carga implementados en la propuesta de Norma Cubana de diseño geotécnico de cimentaciones superficiales, tanto para suelos homogéneos como no homogéneos tomando en consideración las simplificaciones que se recomiendan en la norma para el análisis de las bases no homogéneas?

¿Cómo es el comportamiento particular de los suelos friccionales no homogéneos en la respuesta por capacidad de carga de los cimientos superficiales?

Hipótesis

Actualmente existe un desarrollo considerable de la modelación numérica computacional que permitirá simular el comportamiento real de la capacidad de carga en bases no homogéneas para cimentaciones superficiales.

Con la modelación numérica se conocerá y comprobará la respuesta más real de la base no homogénea de una cimentación en suelos friccionales.

Esto posibilitará el estudio de las formulaciones analíticas expuestas en la Propuesta de Norma Cubana de diseño de cimentaciones superficiales, que permitirán establecer su validez o no.

Objetivo General

- Determinar la capacidad de carga en cimentaciones superficiales sobre bases estratificadas en suelos friccionales, empleando el software ABAQUS CAE Versión 6.14.

Objetivos Específicos

1. Analizar la falla por capacidad de carga en el suelo con el empleo de la modelación en 3D, en función de: tipo de suelo y sus propiedades.
2. Verificar la formulación analítica para el cálculo de capacidad de carga en suelos no homogéneos, estudio de los suelos friccionales.
3. Analizar la influencia del confinamiento en suelos no homogéneos friccionales.

Tareas científicas

1. Estructurar el trabajo de diploma con apoyo del tutor.
2. Consultar bibliografía científica de carácter nacional e internacional de modo que se pueda realizar un estudio minucioso que quede plasmado en el Capítulo I: Estado del conocimiento.
3. Estudiar las principales ventajas de la modelación numérica como herramienta para la confección de un modelo 3D que permita resolver la problemática planteada para luego redactar el Capítulo II.
4. Implementar un conjunto de herramientas para la modelación de los suelos y las cimentaciones superficiales aisladas, que permitan estudiar diferentes aspectos del comportamiento tenso-deformacional de los mismos, bajo la acción de cargas externas.
5. Definir los parámetros fundamentales de modelación en cuanto a material, geometría, cargas y vínculos con el medio o condiciones de frontera.
6. Luego de terminado el modelo analizar los resultados obtenidos para poder emitir su validación.

Novedad científica

La novedad científica será la generación de un modelo en 3D, por MEF en el Software ABAQUS CAE Versión 6.14 que permita determinar la capacidad de carga de cimentaciones superficiales apoyadas en suelos estratificados con comportamiento friccional puro.

Justificación y uso de los resultados

Los resultados arrojados por este trabajo podrán ser tomados en cuenta en futuras propuestas de normas de diseño geotécnico de cimentaciones superficiales en Cuba con el fin de proponer cambios, si fuera necesario, en los métodos de cálculo de capacidad de carga que propone la norma actual.

Valor teórico y práctico de la investigación

El trabajo tiene valor teórico y práctico fundamentalmente.

- Desde el punto de vista teórico se verificarán resultados científicos importantes referentes al comportamiento de los modelos de capacidad de carga en suelos estratificados, para cimentaciones superficiales.
- En el orden práctico, se obtendrán resultados que podrán ser introducidos en las normativas de diseño de cimentaciones superficiales en el país.

Estructura del trabajo de diploma

Capítulo I. Estado del conocimiento

- Modelos y expresiones de cálculo de la falla por capacidad de carga del suelo
- Valoración de los suelos no homogéneos
- Influencia de las cargas en la superficie de falla
- Características de la modelación

Capítulo II. Conformación del modelo. Calibración

- Selección de la herramienta computacional
- Modelación del material
- Metodología para la aplicación de las cargas
- Modelación de la geometría
- Mallado

Capítulo III. Estudio de casos. Aplicación

- Verificación de los resultados del modelo con la propuesta de normativa actual
 - Para estrato de suelo blando sobre duro
 - Para estrato de suelo duro sobre blando
- Solución de un caso real. Valoración de resultados.

CAPÍTULO I: Estado del conocimiento

1.1. Introducción

Las cimentaciones superficiales son parte integral de una estructura que transmite la carga directamente al suelo subyacente. Generalmente, las cimentaciones se consideran superficiales cuando la profundidad es menor de aproximadamente tres metros, o menor que el ancho de la base. Al diseñar cimientos poco profundos hay que considerar dos aspectos: la capacidad de carga del suelo y el asentamiento total. (Johnson, et al., 2013)

La capacidad de carga define la carga que puede soportar una cimentación inmediatamente antes de que se produzca la falla. Este fenómeno ha sido estudiado empleando investigaciones analíticas y experimentales, en esta tesis se estudia empleando el método de los elementos finitos con el objetivo de obtener una correspondencia entre los resultados teóricos y los experimentales.

En la ingeniería geotécnica se ha fomentado el uso de métodos computacionales y del M.E.F que en particular se ha extendido paulatinamente pero no al mismo ritmo que en otras áreas de la ingeniería civil. Esto se debe a razones obvias, la mayoría de los suelos tiene propiedades de rigidez caracterizadas por la no-linealidad o limitada elasticidad; con frecuencia son heterogéneos y pueden estar sujetos a una estratigrafía complicada, razones que pueden llevar a modificar su comportamiento y complicar el análisis de la cimentación, cuando aparecen de conjunto en otros elementos estructurales de geometría específica, compuestos por otros materiales.

1.2. Modelos y expresiones de cálculo de la falla por capacidad de carga del suelo

La capacidad de carga final de una base puede determinarse usando la teoría de comportamiento, por lo que se postula un mecanismo de falla y la presión que causa la falla en el suelo se expresa en términos de la resistencia al cizallamiento movilizada en el fallo y la geometría del problema. Muchos fueron los estudiosos que plantearon formulaciones matemáticas para resolver la capacidad de carga en la base de las cimentaciones superficiales, entre las más empleadas en la actualidad se encuentran las de Terzaghi, Meyerhof y Brinch – Hansen.

Teoría de Terzaghi

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría para evaluar la capacidad de carga de cimentaciones superficiales, la cual dice que una cimentación es superficial si la profundidad D_f de la cimentación es menor o igual al ancho de la misma.

En la forma presentada por Terzaghi, la solución de capacidad de carga puede aplicarse estrictamente solo a los casos en que el manto freático es profundo; las tensiones totales son iguales a todas las tensiones efectivas y los parámetros de tensión de corte deben expresarse en términos de tensión efectiva.

Terzaghi desprecia la resistencia al corte del suelo situado sobre la profundidad de cimentación D_f al que se considera como una sobrecarga actuando sobre la cimentación:

$$q = \gamma * D_f \quad (1.1)$$

Donde:

q = Carga

γ = Peso específico del suelo

D_f = Profundidad del desplante

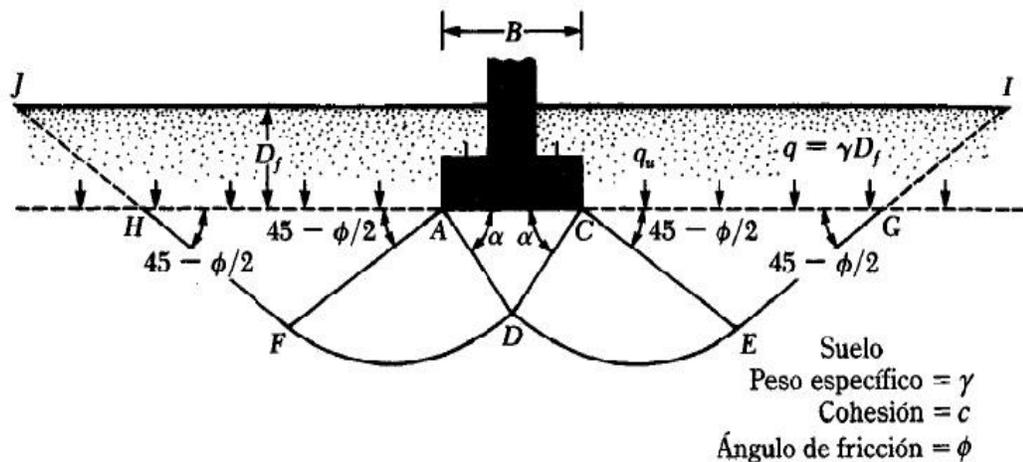


Figura 1.1: Modelo de falla según Terzaghi

La zona bajo la cimentación puede separarse en tres partes como se muestra en la Figura 1.1:

1. La *zona triangular ACD* (estado activo) inmediatamente debajo de la cimentación.

2. Las zonas de corte radiales *ADF* y *CDE*, con las curvas *DE* y *DF* como arcos de una espiral logarítmica.
3. Dos zonas pasivas de Rankine triangulares *AFH* y *CEG*.

Usando el análisis de equilibrio Terzaghi expresó la capacidad de carga última de la siguiente forma:

$$q_{br} = CN_c + \gamma d N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma \quad (1.2)$$

Donde:

q_{br} : Máxima capacidad de carga, kN/m^2

C : Cohesión efectiva, kPa

γ : Peso específico, kN/m^3

d : Profundidad del cimiento, m

B : Ancho del cimiento, m

N_c , N_q , N_γ : Factores de capacidad debido a la cohesión (c), a la sobrecarga (q) y al peso del suelo (γ), y se obtienen en función del ángulo de fricción interna (ϕ).

Las ecuaciones de capacidad de carga de Terzaghi se modificaron para tomar en cuenta los efectos de la forma de la cimentación (B/L), profundidad de empotramiento (D_f), e inclinación de la carga.

A partir de las consideraciones de Terzaghi, otros autores e instituciones prestigiosas (Brinch - Hansen 1961,1970; Sokoloski 1960; SNIP 1984; ANSI 1980; Eurocódigo 1997), han coincidido en la estructura de la expresión, observándose algunas variaciones en cuanto a los valores de los factores de capacidad (N_c , N_q , N_γ) a partir de considerar distintos modelos de falla.

Los factores N_c , N_q , N_γ están en función del ángulo de fricción interna ϕ . Para el caso particular de N_γ , el intervalo de valores es muy amplio dependiendo de los autores, las condiciones de los suelos analizados, y de las regulaciones establecidas en cada país.

En la actualidad existen tres tendencias para el análisis de N_γ . La tendencia clásica, representada por Brinch Hansen y Meyerhof, cuyos valores son los más bajos y conservadores de todos; otro grupo de valores propuestos por autores más jóvenes, y que en la mayoría de los casos se encuentran incluidos y respaldados por Normas y Códigos de reconocido prestigio internacional, cuyos valores recomendados de N_γ son superiores a los

clásicos, y existe un tercer grupo de autores que recientemente se salen un poco fuera de la media de los valores de N_y propuestos como posibles por los autores anteriores llegando a obtener cifras mayores considerablemente, y que no han sido admitidos por normativa alguna y quizás por el propio hecho de ser demasiado osados en sus cálculos. Todos estos autores, sin excepción, han obtenido un resultado común, y es el aumentar el valor de N_y respecto a los valores clásicos. (Quevedo & Gonzales-Cueto, 2000).

Con el objetivo de corregir la expresión y lograr una mayor aproximación a los datos experimentales se han planteado algunas correcciones sobre la base de considerar factores de influencia que Terzaghi no tuvo en cuenta.

Teoría de Meyerhof

Meyerhof propone considerar la carga centrada en un ancho menor al real considerando que una faja de cemento de ancho $2e$ no contribuye a la capacidad de carga, recomendando sustituir B por $B' = B - 2e$ (1.3). Además considera todo el terreno por encima del nivel de cimentación, tomando el mecanismo de falla de la siguiente forma:

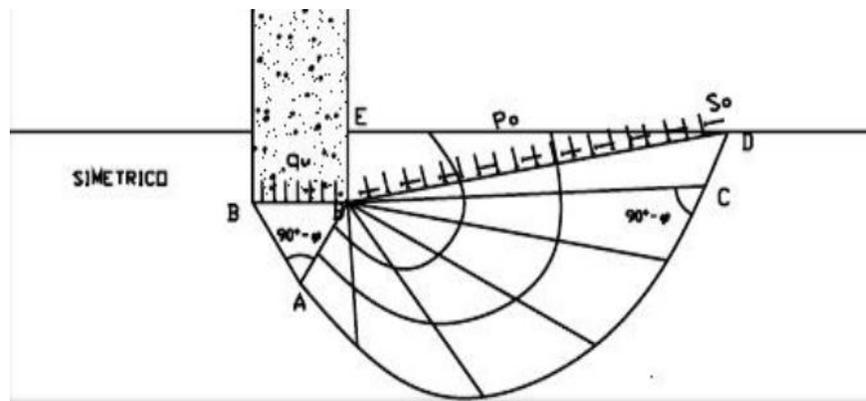


Figura 1.2: Modelo de falla según Meyerhof.

El mecanismo de falla de una cimentación a poca profundidad está dividido en tres cuñas:

- La primera ABB' es una cuña de esfuerzos uniformes que se puede considerar en estado activo (Rankine).
- La segunda ABC es una cuña limitada por una curva de espiral logarítmica y es una zona de esfuerzo cortante radial.

- La tercera BCDE es una cuña que se considera en estado pasivo (Rankine). La línea BD es llamada Línea de Meyerhof y se considera que en esta superficie actúan los esfuerzos normales P_o y los tangenciales S_o producto de la cuña BDE.

Llegando Meyerhof a la siguiente fórmula para determinar la capacidad de carga del suelo en un cimiento:

$$q_{br} = C N_c + P_o N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma \quad (1.4)$$

Donde:

P_o : Esfuerzos normales.

Teniendo $P_o \neq \gamma h$ y N_c , N_q , N_γ , un valor numérico diferente a los de la teoría de Terzaghi y no dependen únicamente del ángulo de fricción interna (ϕ), sino también de la profundidad, forma de la cimentación y aspereza de su base.

En Cuba se trabaja principalmente con las formulaciones matemáticas de Brinch – Hansen ya que son las que se adecuan más a las condiciones del país.

Teoría de Brinch – Hansen

La solución dada por Brinch – Hansen (1970) tiene en cuenta la corrección de Meyerhof, e incluye otros factores de corrección como:

- Forma de la cimentación ($S_{(\gamma;c;q)}$). Para un caso real, las dimensiones del cimiento son finitas y conocidas.
- Profundidad de cimentación ($d_{(\gamma;c;q)}$). A mayor profundidad, mayor capacidad resistente de la base.
- Inclinación de la carga ($i_{(\gamma;c;q)}$). La inclinación produce una alteración en la distribución de tensiones disminuyendo la capacidad de carga.
- Inclinación del terreno ($g_{(\gamma;c;q)}$). La capacidad de carga varía respecto al ángulo de inclinación del terreno.

Teniendo en cuenta la estructura de la expresión planteada por Terzaghi y las correcciones hechas por sus sucesores, la expresión general para la capacidad de carga en suelos saturados, queda definida como:

$$q_{br} = 0.5 \gamma B' N_\gamma S_\gamma i_\gamma d_\gamma g_\gamma + C' N_c S_{c'l} d_{c'g} + q^* N_q S_{q'l} d_{qg} \quad (1.5)$$

Donde:

B': lado efectivo menor de la cimentación según lo propuesto por Meyerhof.

$N_\gamma, S_\gamma, i_\gamma, d_\gamma, g_\gamma, N_c, S_c, i_c, d_c, g_c, N_q, S_q, i_q, d_q, g_q$: Factores de influencia

1.2.1. Cálculo de la capacidad de carga según la propuesta de normativa cubana

Para el chequeo de la capacidad de carga por el estado límite de estabilidad, según la NC XX: 2004, debe cumplirse la siguiente condición:

$$N^* \leq Q_{bt}^* \quad (1.6)$$

Los valores de las cargas de cálculo se determinan a partir de:

$$N'^* = N' \cdot \gamma_f \quad (1.7)$$

$$H^* = H \cdot \gamma_f \quad (1.8)$$

$$M'^* = M' \cdot \gamma_f \quad (1.9)$$

$$N^* = N'^* + Q_C + Q_R \quad (1.10)$$

En el caso de cimientos aislados se puede suponer a:

$$Q_C + Q_R = 20 b l d \quad (1.11)$$

Donde:

20 kN/m³ peso específico promedio del hormigón y el suelo situado por encima del nivel de cimentación.

Las expresiones anteriores están en función de las combinaciones de carga para el diseño por estabilidad con sus valores de cálculo.

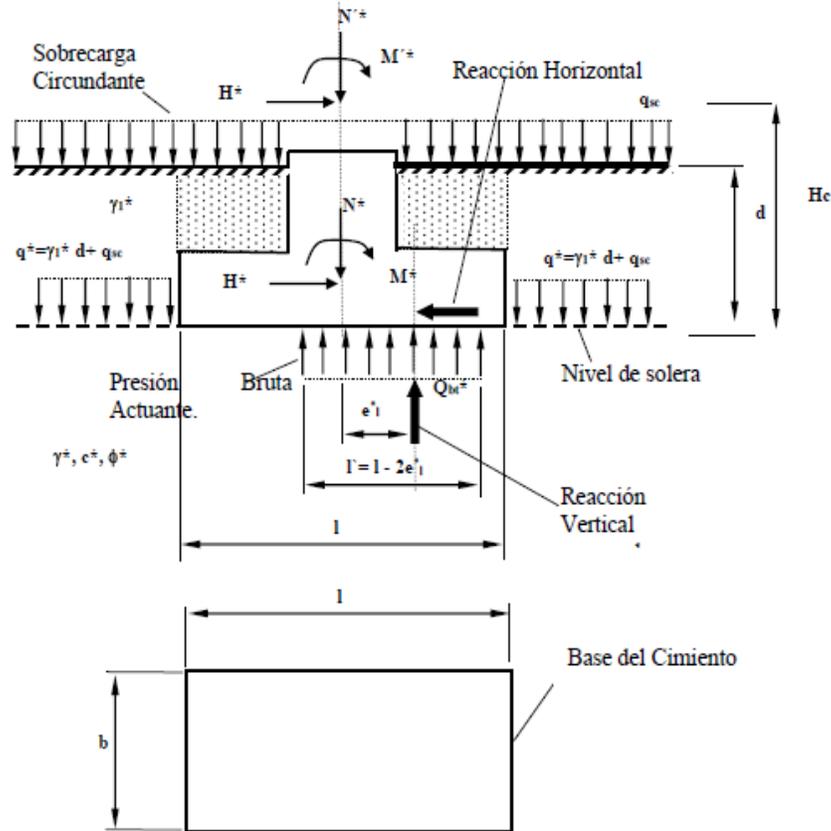


Figura 1.3: Esquema de la cimentación donde se simboliza los parámetros para la determinación de qbr

El valor de la Q_{bt}^* para cimientos rectangulares se determina a partir de:

$$Q_{bt}^* = b' \cdot l' \cdot \left(\frac{q_{br}^* - q'^*}{\gamma_s} + q'^* \right) \quad (1.12)$$

La norma utiliza el método de Brinch-Hansen, explicado anteriormente para la determinación de la capacidad de carga de los suelos, donde modifica el valor de N_γ considerado a partir de los resultados obtenidos de investigaciones realizadas en Cuba e internacionalmente, que ha dado buenos resultados en su utilización en numerosos países, incluidos Cuba.

Suelo ϕ y $C - \phi$

$$q_{br}^* = 0.5\gamma^* B' N_\gamma S_\gamma i_\gamma d_\gamma g_\gamma + c^* N_c S_{c1} c_d c_g c_c + q'^* N_q S_{q1} q_d q_g q_c \quad (1.13)$$

Suelo C ($\phi = 0$).

$$q_{br}^* = 5.14 c^* (1 + s_c' + d_c' - i_c' - g_c') + q'^* \quad (1.14)$$

$$q'^* = \gamma_1^* \cdot d + q_{sc}^* \quad (1.15)$$

Donde:

γ_1^* : Peso específico de cálculo por encima del nivel de cimentación, en el caso de existir más de un estrato en esta zona se toma un promedio ponderado de estos valores.

γ_2^* : Peso específico de cálculo por debajo del nivel de cimentación, hasta una profundidad $1.5 B'$

L' : Lado mayor entre l' y b'

B' : Lado menor entre l' y b'

N_γ, N_c, N_q : Factores de la capacidad de carga, que están en función de ϕ^* determinados en tablas o por expresiones numéricas.

1.3. Valoración de la capacidad de carga para suelos no homogéneos

Las ecuaciones para capacidad de carga definidas en los diferentes métodos presentados anteriormente, implican casos en los que el suelo que soporta la cimentación es homogéneo y se extiende hasta una profundidad considerable. La cohesión, el ángulo de fricción y el peso específico del suelo fueron supuestos constantes en el análisis de la capacidad de carga, sin embargo en la práctica se encuentran frecuentemente perfiles de suelo estratificado. En tales casos la superficie de falla bajo carga última puede extenderse a través de dos o más estratos. La determinación de la capacidad de carga última en suelos estratificados se hace solo en un número limitado de casos. A continuación se muestra el procedimiento para estimar la capacidad de carga en suelos estratificados propuesto por Meyerhof y Hanna (1978) y Meyerhof (1974). (Das, 2006)

Tabla 1: Parámetros físicos de los suelos

Estrato	Peso Específico	Ángulo de fricción del suelo	Cohesión
Superior	γ_1	ϕ_1	C_1
Inferior	γ_2	ϕ_2	C_2

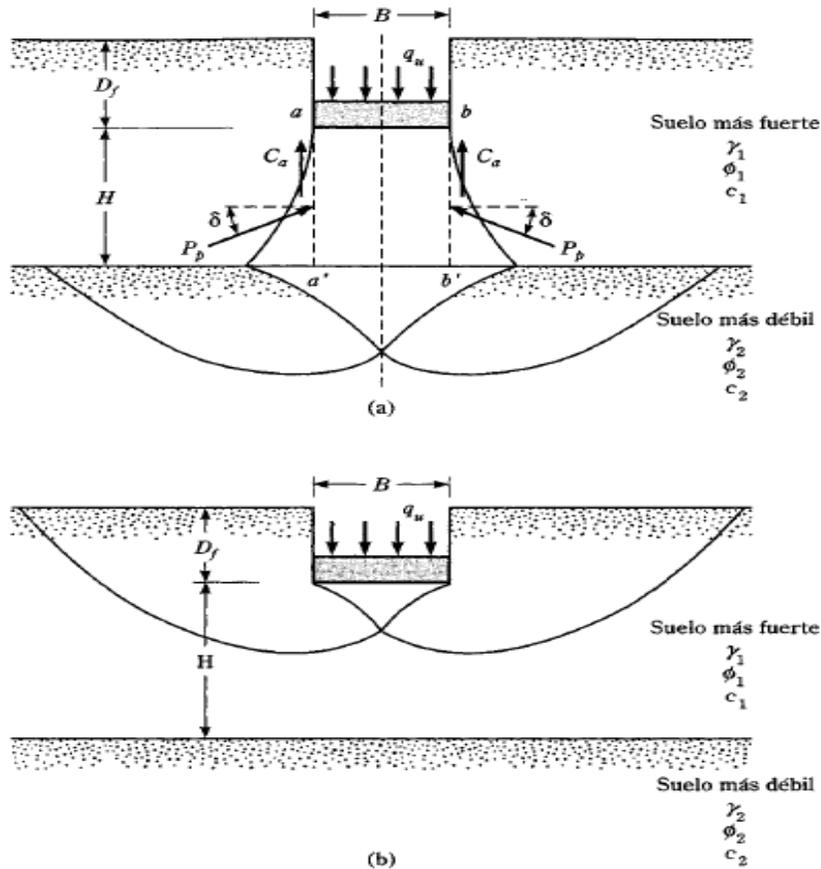


Figura 1.4: Capacidad de carga de una cimentación corrida sobre suelo estratificado

Bajo carga última por área unitaria (q_u), la superficie de falla en el suelo será como muestra la figura 1.4. Si la profundidad H es relativamente pequeña comparada con el ancho B de la cimentación, ocurrirá una falla por cortante de punzonamiento en la capa superior de suelo seguida por una falla por cortante general en el estrato inferior, como muestra la figura 1.4a. Sin embargo, si la profundidad H es relativamente grande, entonces la superficie de falla estará completamente localizada en el estrato superior de suelo, que es el límite superior para la capacidad de carga última, como muestra la figura 1.4b.

La capacidad de carga última, q_u , para este tipo de problema, lo muestra la figura 1.4a, y puede darse como:

$$q_u = q_b + \frac{2(c_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 H \quad (1.16)$$

Donde:

B: ancho de la cimentación.

C_a : fuerza adhesiva.

P_p : fuerza pasiva por unidad de longitud de las caras aa' y bb'.

q_b : capacidad de carga del estrato inferior del suelo.

δ : inclinación de la fuerza pasiva P_p respecto a la horizontal.

Note que, en la ecuación 1.17

$$C_a = caH \quad (1.17)$$

Donde: C_a = adhesión

Por lo tanto la ecuación 1.16 puede simplificarse a la forma siguiente:

$$qu = qb + \frac{2caH}{B} + \gamma 1H^2 \left(1 + \frac{2Df}{H} \right) \frac{KpH \tan \delta}{B} - \gamma 1H \quad (1.18)$$

Donde K_{pH} : coeficiente de la componente horizontal de la presión de la tierra.

Sin embargo, sea

$$KpH \tan \delta = Kstan\phi 1 \quad (1.19)$$

Donde

K_s : coeficiente de corte por punzonamiento

Entonces:

$$qu = qb + \frac{2caH}{B} + \gamma 1H^2 \left(1 + \frac{2Df}{H} \right) \frac{Kstan\phi 1}{B} - \gamma 1H \quad (1.20)$$

El coeficiente del corte por punzonamiento K_s es función de q_1/q_2 y Φ_1 , o:

$$K_s = f \left(\frac{q_2}{q_1}, \phi_1 \right)$$

Es importante notar que q_1 y q_2 son las capacidades de cargas últimas de una cimentación corrida de ancho B bajo carga vertical sobre las superficies de estratos gruesos homogéneos de suelo superior e inferior, o:

$$q_1 = c_1 N_{c1} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma_1} \quad (1.21)$$

y

$$q_2 = c_2 N_{c2} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma_2} \quad (1.22)$$

Donde:

$N_{c(1)}$, $N_{\gamma(1)}$ = factores de capacidad de carga para el ángulo de fricción ϕ_1

$N_{c(2)}$, $N_{\gamma(2)}$ = factores de capacidad de carga para el ángulo de fricción ϕ_2

Para el estrato superior de un suelo más fuerte, q_1/q_2 debe ser menor que 1.

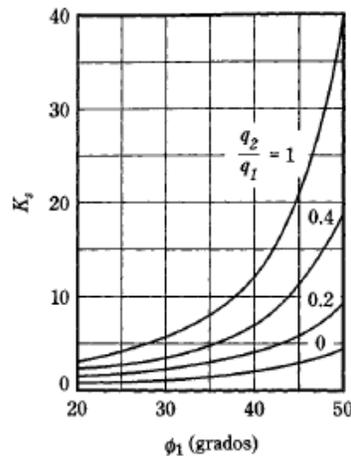


Figura 1.5: Coeficiente K_s de corte por punzonamiento según Meyerhof y Hanna

La variación de K_s con q_2/q_1 y ϕ_1 se muestra en la figura 1.5, la variación de c_a/c_1 con q_2/q_1 en la figura 1.6. Si la altura H es relativamente grande, entonces la superficie de falla en el suelo estará completamente localizada en el estrato superior de suelo más fuerte (figura 1.4b). Para este caso:

$$q_u = q_t = c_1 N_{c1} + q_1 N_{q1} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma_1} \quad (1.23)$$

Donde $N_{q(1)}$ = factor de capacidad de carga para $\phi = \phi_1$ y $q = \gamma_1 D_f$

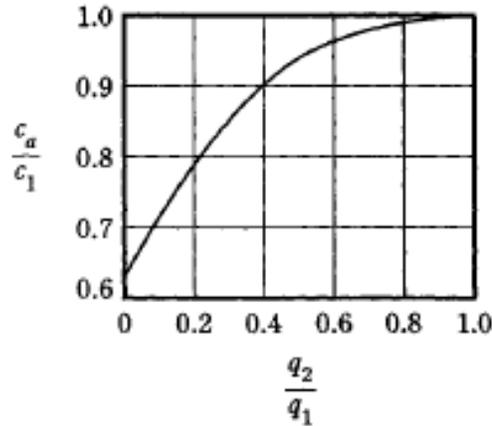


Figura 1.6: Variación de c_a/c_1 vs q_2/q_1 basada en la teoría de Meyerhof y Hanna (1978)

Combinando las ecuaciones 1.20 y 1.23

$$q_u = q_b + \frac{2caH}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \frac{K_{stan}\phi_1}{B} - \gamma_1 H \leq q_t \quad (1.24)$$

Para cimentaciones rectangulares, la expresión anterior puede ampliarse a la forma:

$$q_u = q_b + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{2caH}{B}\right) + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \left(\frac{K_{stan}\phi_1}{B}\right) - \gamma_1 H \leq q_t \quad (1.25)$$

Donde:

$$q_b = c_2 N_{c(2)} F_{cs(2)} + \gamma_1 (D_f + H) N_{q(2)} F_{qs(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma_2} F_{\gamma s(2)} \quad (1.26)$$

$$q_t = c_1 N_{c(1)} F_{cs(1)} + \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)} \quad (1.27)$$

Donde:

$F_{cs(1)}, F_{qs(1)}, F_{\gamma s(1)}$ = factores de forma con respecto a la capa superior del suelo.

$F_{cs(2)}, F_{qs(2)}, F_{\gamma s(2)}$ = factores de forma con respecto a la capa inferior del suelo.

Existen casos especiales para la determinación de la capacidad de carga en suelos no homogéneos, estos son los que se presentan a continuación:

1. El estrato superior es una arena fuerte y el estrato inferior es arcilla suave saturada ($\phi_2 = 0$).

$$q_b = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) 5.14c_2 + \gamma_1(D_f + H) \quad (1.28)$$

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)} \quad (1.29)$$

Por consiguiente:

$$q_u = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) 5.14c_2 + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \left(\frac{K_s \tan \phi_1}{B}\right) + \gamma_1 D_f \leq \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{\gamma s(1)} \quad (1.30)$$

Para la determinación de K_s :

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{c_2 N_{c(2)}}{\frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)}} = \frac{5.14c_2}{0.5 \gamma_1 B N_{\gamma(1)}} \quad (1.31)$$

2. El estrato superior es arena más fuerte y el estrato inferior es arena más débil ($c_1=0$, $c_2=0$). La capacidad última de carga puede darse por:

$$q_u = \left[\gamma_1 (D_f + H) N_{q(2)} F_{qs(2)} \frac{1}{2} B N_{\gamma(2)} F_{\gamma s(2)} \right] + \gamma_1 * H^2 \left(1 + \frac{B}{L}\right) * \left(1 + 2 \frac{D_f}{H}\right) * \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 * H \leq q_t \quad (1.32)$$

Donde:

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)} \quad (1.33)$$

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{\frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)}}{\frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)}} = \frac{\gamma_2 N_{\gamma(2)}}{\gamma_1 N_{\gamma(1)}} \quad (1.34)$$

3. El estrato superior es arcilla saturada más fuerte ($\phi_1 = 0$) y el estrato inferior es arcilla saturada más débil ($\phi_2 = 0$). La capacidad última de carga puede darse por:

$$q_u = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) 5.14c_2 + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{2HC_a}{B}\right) + \gamma_1 D_f \leq q_t \quad (1.35)$$

$$q_t = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) 5.14c_1 + \gamma_1 D_f \quad (1.36)$$

Para este caso:

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{5.14c_2}{5.14c_1} = \frac{c_2}{c_1} \quad (1.37)$$

1.3.1. Capacidad de carga en suelos estratificados según la propuesta de la Norma Cubana

Para los casos de bases de cimentaciones estratificadas, en las cuales a una profundidad de $1,5 B'$ existan dos estratos de suelos diferentes, según la propuesta de normativa cubana se presenta tres posibles casos a valorar.

- El primer estrato más débil que el segundo: el diseño por capacidad de carga se realizará considerando las características físico mecánicas del primer estrato.
- Ambos estratos tienen capacidades resistentes similares: puede tomarse la solución ingenieril de diseñarse directamente con las características físico - mecánicas del primer estrato.
- El segundo estrato más débil que el primero: de ser así, la capacidad de carga de la base de la cimentación se obtendrá a partir de las características físico - mecánicas de ese segundo estrato, debiéndose garantizar la condición de diseño:

$$N_z^* \leq Q_{btz}^* \quad (1.38)$$

Donde:

N_z^* : componente vertical total de la resultante de todas las solicitaciones de cálculo a la profundidad z donde aparece el segundo estrato.

$$N_z^* = N^* + 20 b l d + \gamma_{21}^* H_1 (b + H_1) (l + H_1) \quad (1.39)$$

γ_{21}^* : peso específico del primer estrato por debajo del nivel de cimentación. (Por debajo del nivel freático se toma el peso específico saturado).

H_1 : espesor del primer estrato.

Q_{btz}^* : carga bruta de trabajo resistente a la estabilidad de la base a la profundidad z , determinada con las características físico mecánicas de cálculo del segundo estrato, las dimensiones de la cimentación ficticia situada a la profundidad z , que serán $(b + H_1)$, $(l + H_1)$, y la profundidad de cimentación $(d + H_1)$.

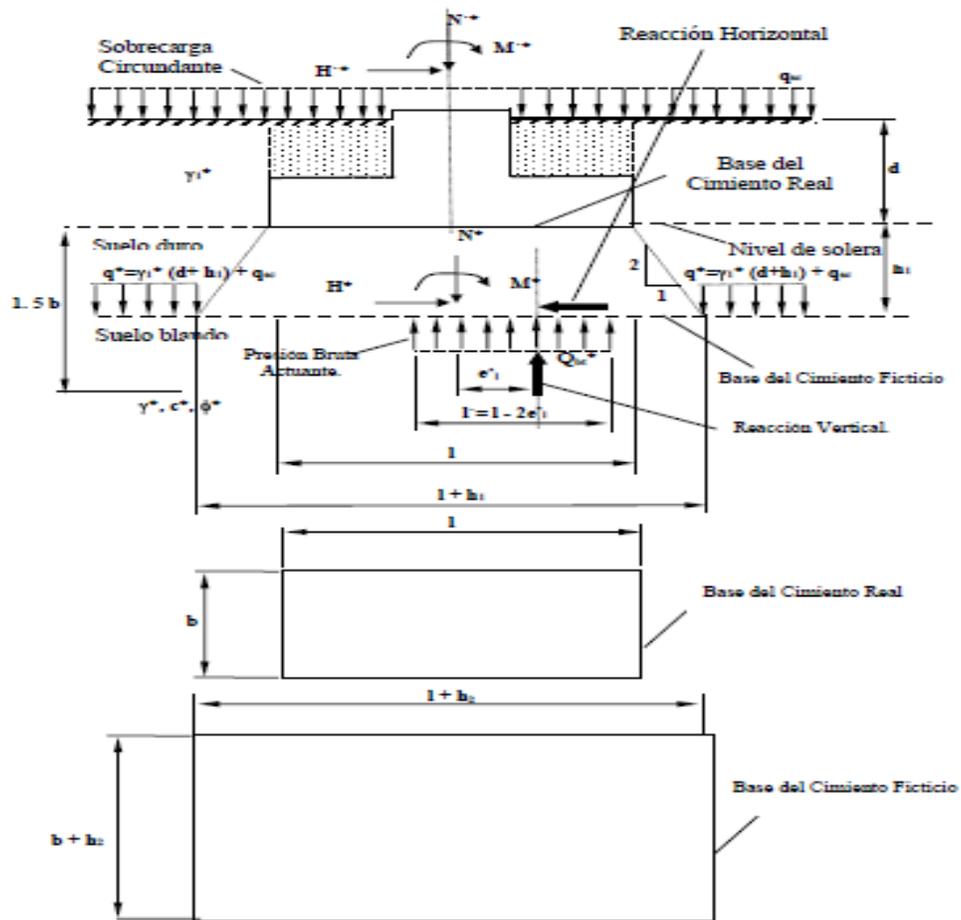


Figura 1.8: Esquema de la cimentación donde se simbolizan los parámetros necesarios para chequear la capacidad de carga del segundo estrato

Considerando además:

$$e_{z1}^* = (Ml^* + Hl^* (d + Hl)) / (Nz^*) \quad (1.40)$$

$$e_{b1}^* = (Mb^* + Hb^* (d + Hl)) / (Nz^*) \quad (1.41)$$

$$b_{z'} = (b + Hl) - 2 e_{z1}^* \quad (1.42)$$

$$l_{z'} = (l + Hl) - 2 e_{z1}^* \quad (1.43)$$

Siendo:

e_{zl}^* , e_{bl}^* : excentricidad de las cargas con sus valores de cálculo a una profundidad $(d + H_1)$, en el sentido de l y b respectivamente.

b_z' , l_z' : lados efectivos de la cimentación a una profundidad $(d + H_1)$, para b y l respectivamente.

L_z' : Lado mayor entre l_z' y b_z'

B_z' : Lado menor entre b_z' y l_z'

De no cumplirse la condición **(1.38)** se aumentará el área de la base hasta lograr satisfacerla.

Para los casos de las bases de cimentaciones muy estratificadas, en las cuales a una profundidad de $1.5 B'$ existan más de dos estratos de suelos diferentes, no son válidas las expresiones definidas para la determinación de la capacidad de carga de las bases de las cimentaciones, debiéndose realizar un análisis específico de cada caso, pudiéndose apoyar para ello en los métodos de análisis de estabilidad de taludes o en otros procedimientos que se definan por el proyectista. ((NC), 2004)

1.4. Influencia de las cargas en la superficie de falla

Meyerhof y Hanna (1978)

En el caso de una capa fuerte apoyada en un depósito débil, considerando la falla como un problema de elevación invertida, se desarrolló una teoría aproximada de la capacidad de carga final, en caso de fallo, una masa de suelo, formada aproximadamente como una pirámide truncada, para que la capa superior sea empujada en el depósito subyacente en la dirección aproximada de la carga aplicada. Las fuerzas desarrolladas sobre la superficie real de punzonamiento en la capa superior son la fuerza de adhesión total y una presión total de tierra pasiva inclinada con un ángulo medio que actúa hacia arriba en un plano supuesto inclinado con un ángulo α en la vertical.

En el caso de una capa débil apoyada en un depósito fuerte, considerando que la masa de suelo débil debajo de la base puede fallar por aplastamiento. La capacidad de carga se puede estimar mediante la fórmula semi-empírica aproximada. También se llevaron a cabo ensayos de modelos sobre cimientos superficiales con cargas verticales e inclinadas, comparando los resultados de los ensayos con los teóricos. Los autores concluyeron que la

capacidad de carga final de las cimentaciones sobre una capa densa apoyada en una capa débil puede expresarse por factores de inclinación en conjunción con coeficientes de cizalladura de punzonamiento, que depende de los parámetros de resistencia al corte y la capacidad de carga de las capas bajo cargas verticales. (Al-Hashemi, 2016)

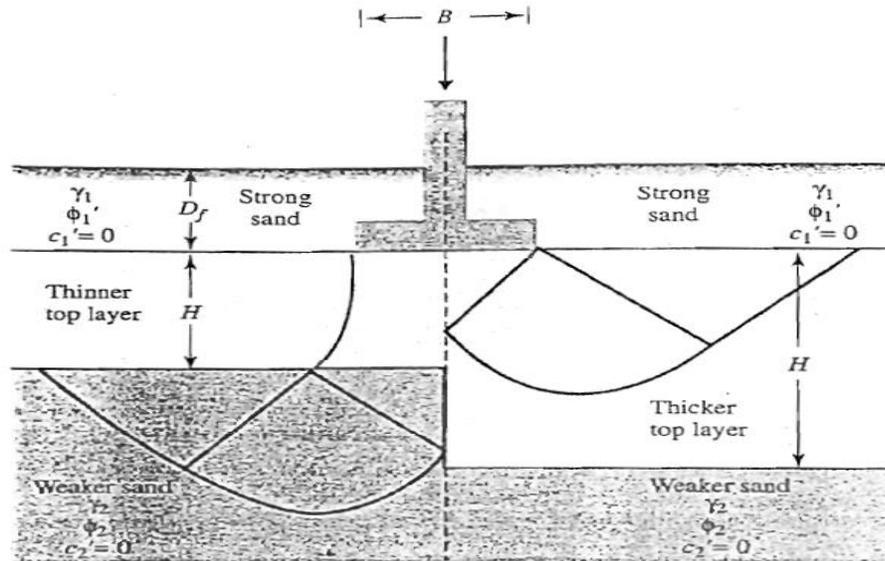


Figura 1.9: Capacidad de carga en suelo ficticio estratificado (estrato fuerte sobre estrato débil)

Hanna y Meyerhof (1979)

Extendieron su teoría previa de la capacidad de carga final de los suelos de dos estratos al caso de los suelos de tres estratos. Solo se consideró un caso en este trabajo, que es para las bases sometidas a cargas verticales y descansando sobre el subsuelo que consta de dos capas fuertes que apoyan en un depósito débil.

El mismo mecanismo de falla teórica se asumió suponiendo que una masa de suelo de las dos capas superiores fue empujada hacia la capa inferior, y se asumieron también las mismas fuerzas que actúan sobre la superficie de la falla. Se han desarrollado fórmulas y gráficos que pueden ser utilizados en el diseño de cimientos que tienen las mismas condiciones. En la superficie de un suelo friccional estratificado de tres capas formado por dos capas superiores densas y una capa inferior suelta, se realizaron pruebas de modelo sobre cimientos superficiales rectangulares y circulares bajo cargas verticales centradas. (Al-Hashemi, 2016)

Hanna y Meyerhof (1981)

Ellos investigaron experimentalmente la capacidad de carga final de las cimentaciones superficiales sometidas a cargas inclinadas axialmente mediante la realización de modelos y sobre cimientos circulares sobre arena y arcilla homogéneas. Los resultados se analizaron para determinar los factores de inclinación, factores de profundidad y los factores de forma incorporados en la ecuación general de capacidad de carga para cimientos poco profundos. Los valores de estos factores dados en el manual coinciden razonablemente bien con los experimentales, con excepción de los factores de profundidad y forma, para los cuales los valores teóricos están en el lado conservador cuando se aplican a cargas inclinadas. (Al-Hashemi, 2016)

Madhav y Sharna (1991)

Ellos obtuvieron la capacidad de carga final de las bases apoyadas en una capa de arena sobre una capa de arcilla blanda usando un mecanismo de corte por punzonamiento (Meyerhof 1974; Meyerhof y Hanna 1978). Esta teoría implica que la capacidad de carga final de la capa de arcilla es independiente de su ubicación. Es la misma si está en la superficie o debajo de la capa de arena. Por lo tanto, se ha descuidado el efecto de la tensión vertical en la interfase sobre la capacidad de carga final de la capa de arcilla inferior. Este trabajo intenta incluir el efecto de la distribución de la carga en la interfase sobre la capacidad de carga final de la arcilla blanda subyacente.

Las tensiones verticales debidas a la capa de arena superior han sido reemplazadas por cargas distribuidas sobre la interfase de las dos capas. En este trabajo se consideran tres casos de distribución de carga: carga uniforme, carga uniforme con disminución exponencial y carga triangular. De acuerdo con esta teoría, la capacidad de carga de las cimentaciones superficiales con sobrecarga variable aumenta en aproximadamente 20% -30% en caso de que la tensión de sobrecarga se extienda hasta una distancia cinco veces el ancho de la base. También se observa un aumento similar en el caso de una carga triangular. (Al-Hashemi, 2016)

1.5. Características de la modelación

La técnica que ha usado el hombre durante el paso de los años para lograr llevar a cabo el problema real que se le presenta, ha sido la modelación. Los modelos más sencillos han ido

aumentando su complejidad, copiando cada vez más de la realidad, consiguiendo así un mejor resultado sin llegar a ser la estructura en sí, pero trayendo consigo más seguridad y confianza, incluyendo la importancia que ha desarrollado en el aspecto económico relacionado con el aumento de la efectividad de las investigaciones. De manera general, en los últimos años el desarrollo de la computación le ha dado una notable promoción a las técnicas de modelación, que unido al uso cada vez mayor de la estadística con los conceptos probabilísticos de diseño en la ingeniería, ha aumentado la eficiencia y la racionalidad de los resultados de los diseños.

Debido al papel fundamental que juega la modelación como método de solución de los trabajos planteados en la práctica ingenieril, esta se ha convertido en una de las tareas científicas de más importancia a acometer en la actualidad. Los modelos y los métodos de modelación pasan así a ser una herramienta importante de trabajo.

1.5.1. Método de los Elementos Finitos (M.E.F)

El Método de los Elementos Finitos (MEF) es un procedimiento para la solución numérica de las ecuaciones que rigen los problemas encontrados en la naturaleza. Por lo general, el comportamiento de la naturaleza puede describirse mediante ecuaciones expresadas en forma diferencial o integral. Por esta razón, el MEF se entiende en los círculos matemáticos como una técnica numérica para resolver ecuaciones parciales diferenciales o integrales. En general, el MEF permite a los usuarios obtener la evolución en el espacio y/o el tiempo de una o más variables que representan el comportamiento de un sistema físico. Cuando se hace referencia al análisis de estructuras, el MEF es un método poderoso para calcular el desplazamiento, las tensiones y las deformaciones en una estructura bajo un conjunto de cargas. (Oñate, 2008)

En comparación con el resto de los métodos que se emplean para la investigación de problemas geotécnicos el Método de los Elementos Finitos (MEF), brinda varias facilidades, dentro de las que se señalan (Oñate 2005; Zienkiewicz 2004; Cobelo 2004; Brebbia 1975) :

- Incorpora a su solución herramientas de cálculos mejor elaboradas.
- Es muy versátil a la hora de modelar geometrías complejas.

- Su uso se ha extendido para obtener soluciones a problemas con comportamiento no lineal del material.

1.6. Definición del Software a utilizar para la Modelación Numérica

Dentro de la diversidad de programas que trabajan con el método de los elementos finitos podemos citar el Paquete GEO-SLOPE (2007), PLAXIS (1990), ABAQUS (1995) y otros que no mencionaremos destinados a la modelación estructural.

Dentro del Paquete GEO-SLOPE se encuentra el programa SIGMA/W, ampliamente usado. Presentando la limitación de que solo se pueden analizar problemas tensionales y deformacionales planos. De todos los sistemas, a pesar de realizar un análisis plano y axial simétrico, es de fácil manejo, y no requiere de un gran número de pasos para definir el modelo.

El sistema PLAXIS permite analizar en 2D y 3D problemas geotécnicos, fundamentalmente relacionados con cimentaciones, presas de tierras y tabla estacas. En el mismo se pueden modelar problemas de capacidad de carga, estados tensionales y deformacionales, incluyendo una biblioteca de materiales que describen fundamentalmente el comportamiento del suelo, el hormigón y el acero. En este sistema es de destacar que el mallado es autogenerado por él mismo, y el usuario puede, en función del problema analizado densificar la malla, lo que se traduce en mayor precisión en el cálculo y el requerimiento computacional.

El ABAQUS, considerado una de las más potentes herramientas de modelación, permite el análisis en 3D para diferentes modelos de materiales obteniéndose estados tensionales y deformacionales, carga de rotura, etc. En el mismo el mallado es creado por el usuario, incluyendo una gran cantidad de tipos de elementos y permitiendo introducir los criterios de resistencia de los materiales a modelar.

1.6.1. Modelación en 3D

La mayor parte de las estructuras en ingeniería son de naturaleza continua y, por tanto, su comportamiento no puede expresarse en forma precisa en función de un número pequeño de variables discretas. Un análisis riguroso de dichas estructuras precisa la integración de las ecuaciones diferenciales que expresan el equilibrio de un elemento diferencial genérico de las mismas. El método de los elementos finitos es hoy en día el procedimiento más potente para el análisis de estructuras de carácter ya sean uni, bi o tridimensionales sometidas a las acciones exteriores más diversas. (Oñate, 2008)

En esta investigación se modelará un cimiento superficial sometido a cargas externas verticales céntricas empleando el Abaqus, programa destinado a resolver problemas de ciencias e ingeniería y está basado en el método de los elementos finitos. El programa puede resolver casi todo tipo de problemas, desde un simple análisis lineal hasta simulaciones complejas no lineales. Abaqus posee una extensa librería de elementos finitos que permite modelar virtualmente cualquier geometría, así como su extensa lista de modelos que simulan el comportamiento de una gran mayoría de materiales, permitiendo su aplicabilidad en distintas áreas de ingeniería. (Uzcátegui Flores, 2012)

El propósito general del programa Abaqus es predecir la respuesta de un modelo sometido a una carga externa. El análisis en el presente programa de elementos finitos está basado en el concepto de Steps. A través de los Steps se introducen cambios en las condiciones de contorno, en las cargas o el tipo de análisis, es importante destacar que no existe límite en el número de Steps dentro de un análisis.

Entre las ventajas de este *software* se encuentran:

- Puede importar geometría de muchos paquetes de software CAD diferentes.
- Utilizando Abaqus, debe ser capaz de utilizar diferentes modelos de material para simular el Comportamiento de la mayoría de los materiales de ingeniería típicos incluyendo metales, caucho, polímeros, materiales compuestos como hormigón armado, y materiales geotécnicos tales como suelos y rocas.
- Diseñado como una herramienta de simulación de uso general, Abaqus puede usarse para estudiar no solo problemas estructurales (tensión/deformación), sino que también puede simular problemas en áreas tan diversas como transferencia de calor,

difusión masiva, gestión térmica de componentes eléctricos (Análisis térmico-eléctricos acoplados), acústica y mecánica de los suelos, entre otros.

- Abaqus ofrece una amplia gama de capacidades para la simulación de sistemas lineales y no lineales. Los problemas con varios componentes se modelan asociando la geometría que define cada componente con los modelos de material apropiados y especificando interacciones. En un análisis no lineal, Abaqus elige automáticamente los incrementos de carga y tolerancias de convergencia y los ajusta continuamente durante el análisis para asegurar que una solución precisa se obtiene de manera eficiente.
- Puede realizar análisis estáticos y dinámicos.

Estas ventajas hacen de este programa la herramienta computacional a utilizar en esta investigación.

1.6.2. Modelos constitutivos aplicables al suelo

Wulfsohn y Adams (2002), refieren que para simular el comportamiento físico de un material es necesario tener modelos o relaciones entre esfuerzos y deformaciones que incorporen las propiedades del material en cuestión. Por otra parte, Desai (2005), considera que las leyes o modelos constitutivos representan una definición matemática para el comportamiento de un material basado en ensayos de laboratorio o de campo, que incluye factores significativos que afectan el comportamiento de este. (González-Cueto, et al., 2013) Los modelos constitutivos son expresiones matemáticas que expresan la relación esfuerzo-deformación de un material. Todos los aspectos que influyen en la respuesta mecánica del suelo bajo condiciones determinadas de carga no es posible tenerlos en cuenta, por lo tanto se necesitan idealizaciones, tanto del material como de las condiciones de carga, para simplificar la expresión matemática. Estas idealizaciones incorporan las principales propiedades del material, excluyéndose los aspectos considerados de menor importancia (Wulfsohn y Adams, 2002). El modelo constitutivo debe aplicarse solo para las condiciones en las cuales estos fueron desarrollados o validados. Por ejemplo; el modelo elástico clásico se aplica para materiales homogéneos, isotrópicos y elástico lineales. Además, requieren una interpretación física a los modos en los cuales el material responde a los cambios en los esfuerzos aplicados o deformaciones. Por ejemplo, el suelo no debe ser modelado como

elástico debido a que es posible que se produzcan deformaciones permanentes después de retirada la carga (Prevost y Popescu, 1996).

Los modelos constitutivos del suelo se pueden clasificar de acuerdo a criterios como (Shen y Kushwaha, 1988):

- Modelos lineales o no lineales; en dependencia de la linealidad de la ecuación.
- Modelos elásticos, plásticos y elastoplásticos; en dependencia de si se considera en el modelo solo deformación elástica, plástica o ambas.
- Modelos estáticos o dinámicos (reológicos); en dependencia de si el tiempo se tiene en cuenta en el modelo.

De los criterios de fallo o fluencia plástica, los modelos constitutivos de Ducker Prager y Mohr-Coulomb son los más utilizados por ser los que mejor se adaptan para modelar los suelos friccionales. Los cuales presuponen un comportamiento no lineal elastoplástico. El criterio de Mohr -Coulomb fue formulado por Coulomb en 1773 y desarrollado con más profundidad por Mohr en 1882. Este criterio depende de dos parámetros, la cohesión y el ángulo de fricción interna entre partículas. Este criterio asume que la falla ocurre cuando los esfuerzos cortantes en cualquier punto del material alcanzan un valor que depende linealmente de las tensiones normales en el mismo plano.

La expresión para la superficie de falla de Mohr-Coulomb es:

$$F_{(\sigma)} = (\sigma_1 - \sigma_3) + (\sigma_1 + \sigma_3)\text{sen}\phi - 2c \text{cos}\phi = 0 \quad (1.48)$$

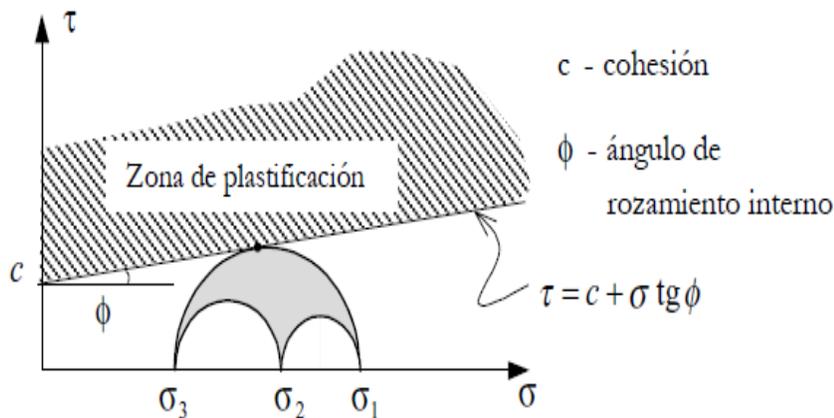


Figura 1.13: Criterio de Mohr-Coulomb en mecánica de suelos

El empleo del criterio de fluencia de Mohr - Coulomb y de la elasticidad lineal, resultando en una ley elástica lineal perfectamente plástica, es una de las prácticas más comunes en la modelación de problemas geotécnicos. La exactitud de este enfoque se juzga mediante la comparación de los resultados de los análisis con hallazgos experimentales y soluciones en la literatura. El Método de Elementos Finitos (M.E.F) se utiliza para fines de modelación proporcionando resultados en estrecho acuerdo con las soluciones de la literatura que asumen inherentemente el criterio de fallo de Mohr-Coulomb también. (Emre Oktay, 2012). Abaqus 6.14 se selecciona como el software de análisis, y los modelos de tres dimensiones se utilizan en los análisis.

1.7. Conclusiones parciales

- Terzaghi fue el primero en presentar un modelo matemático para estimar la capacidad de carga en la base de cimentaciones superficiales sin embargo no consideró aspectos importantes como la presencia de cargas excéntricas o la existencia de varios estratos.
- Otros como Meyerhof, Hanna y Brinch-Hansen analizaron el modelo de falla por capacidad de carga tomando en cuenta la no homogeneidad del suelo, siendo el modelo de Brinch-Hansen a partir del cual se trabaja en la Norma Cubana para el diseño geotécnico de cimentaciones superficiales.
- En esta norma el caso de los suelos estratificados, donde a una profundidad de $1,5 B'$ existan dos estratos de suelos diferentes, para el chequeo de la capacidad de carga, se presentan tres posibles casos, donde el primer estrato sea más débil que el segundo, ambos estratos tienen capacidades resistentes similares y el segundo estrato más débil que el primero.
- La capacidad de carga en los suelos friccionales depende en gran medida de las dimensiones de la base de la cimentación pero la profundidad de cimentación también juega un rol importante.
- El *software* ABAQUS, basado en el MEF, se seleccionó como herramienta principal de cómputo debido a las ventajas que ofrece en la simulación de elementos no lineales como lo es el suelo.

- El modelo constitutivo de Mohr-Coulomb se empleará en la solución computacional debido a que con él se simplifica la determinación de los parámetros que se requieren como datos de entrada.

Capítulo II: Conformación del modelo empleando el ABAQUS CAE Versión 6.14. Calibración

2.1. Introducción

En los inicios de su desarrollo (Bowles, 1997) particularizó un grupo de programas geotécnicos con propósitos generales; de entonces a la actualidad el número de programas, sus prestaciones y especialización han crecido exponencialmente.

El M.E.F a pesar de que incorpora cálculos más elaborados es considerablemente más versátil desde el punto de vista de que maneja geometrías más complejas y variaciones en las propiedades del material. Además se ha utilizado extensivamente para obtener soluciones a problemas que involucran un comportamiento no lineal de los materiales (en particular, la determinación de las relaciones tensión-deformación) y por la flexibilidad de su adecuación a diferentes efectos locales (delineación en zonas sobre-esforzadas), aspectos particularmente relevantes en el análisis de cimentaciones.

En este capítulo se muestra cómo los elementos finitos, junto con la teoría elasto-plástica, pueden ser la combinación perfecta para conformar un modelo tridimensional que represente una cimentación superficial apoyada en un suelo no homogéneo friccional, dividiéndose en un estrato más resistente que el otro, alternando su posición para quedar conformados los diferentes casos de estudio.

Los modelos a analizar tienen cinco variantes de propiedades físico-mecánicas de los suelos, todos con carga vertical centrada, para esto se trabaja con la cuarta parte del cimiento.

2.2. Selección de la herramienta computacional

Abaqus es un programa de simulación en ingeniería desarrollado por Dassault-Systèmes, basado en el Método de Elementos Finitos que puede resolver desde simples problemas lineales hasta complejas simulaciones no lineales. Abaqus contiene una variada y completa librería de elementos que pueden modelar prácticamente cualquier geometría. También

posee una extensa lista de modelos de materiales que pueden simular el comportamiento de los materiales más típicos utilizados en ingeniería, como metales, gomas, polímeros, compuestos de fibras, hormigón, materiales geotécnicos como suelo y roca. Diseñado como una herramienta de simulación generalizada, puede ser utilizado para estudiar no solo problemas estructurales (de tensión/desplazamiento), sino también de transferencia de calor, difusión de masa, análisis termoeléctricos o termomecánicos acoplados, acústicos, de mecánica de suelos, piezoeléctricos, electromagnéticos y de dinámica de fluidos. (Roman, 2013)

Otras bondades del Abaqus:

- ✓ Modelación de las más disímiles situaciones y objetos mediante herramientas de construcción geométrica y modelos constitutivos para materiales, así como múltiples variantes de interacción entre las partes de un modelo.
- ✓ Interpretación interactiva de los resultados, mediante varias forma de extracción de datos.
- ✓ Múltiples formas de gerencia e interpretación de datos.
- ✓ Asociado a la no linealidad producto de la geometría incluye formulaciones para grandes deformaciones y problemas de contacto.
- ✓ Incluye formulaciones acopladas sólido-fluido de tipo 1 (fluido como medio independiente con una interface de contacto con el medio sólido).
- ✓ Facilita una correcta comunicación con otros programas pertenecientes a los grupos de Diseño Asistido por Computadora (CAD), como por ejemplo el AUTOCAD, lo que facilita la construcción del modelo.
- ✓ Es un programa de amplio uso en la actualidad en el mundo de la ingeniería, la biomedicina, la industria automovilística, etc.

2.2.1. Organización del programa

Al abrir Abaqus aparece una distribución de elementos en la pantalla donde se puede observar los componentes que se indican a continuación. (Roman, 2013)

Barra de título: muestra la información referida al archivo en el que se está trabajando, la versión de Abaqus y la ventana de trabajo que se encuentra activa.

Barra de Menú: allí se encuentran las distintas opciones de trabajo disponibles para cada módulo, donde algunas se mantendrán en común (por ejemplo, *File, Model, Viewport, View* y *Edit*) y otras variarán módulo a módulo.

Barra de herramientas: las barras de herramientas brindan acceso rápido a opciones que se encuentran contenidas dentro de los distintos menús. Pueden personalizarse.

Caja de herramientas: en la caja de herramientas se observan botones de acceso rápido a las distintas herramientas disponibles para el módulo en el que se está trabajando.

Barra de contexto: permite navegar por los distintos módulos que posee Abaqus y por las distintas funcionalidades de cada uno. Por ejemplo, en el módulo “Part”, permite navegar por los distintos modelos y las distintas geometrías o partes.

árbol de modelo/resultados: los diagramas de árbol organizan toda la información contenida en el modelo para permitir una vista y edición rápida de la misma. En la pestaña “*Model*” se encuentra el diagrama de árbol referido al modelo en sí, pudiendo trabajar con más de uno; mientras que en la pestaña “*Results*” se puede trabajar con distintos archivos de resultados de análisis.

Ventana de trabajo: es una ventana que muestra una determinada vista del modelo. Abaqus permite trabajar con distintas vistas de manera simultánea, lo cual es útil, por ejemplo, para visualizar distintos modelos de manera simultánea.

área de mensajes y comandos: allí Abaqus muestra los mensajes de estado, advertencias y errores que se generan al ejecutar una determinada función. También pueden introducirse comandos bajo el lenguaje de programación Python.

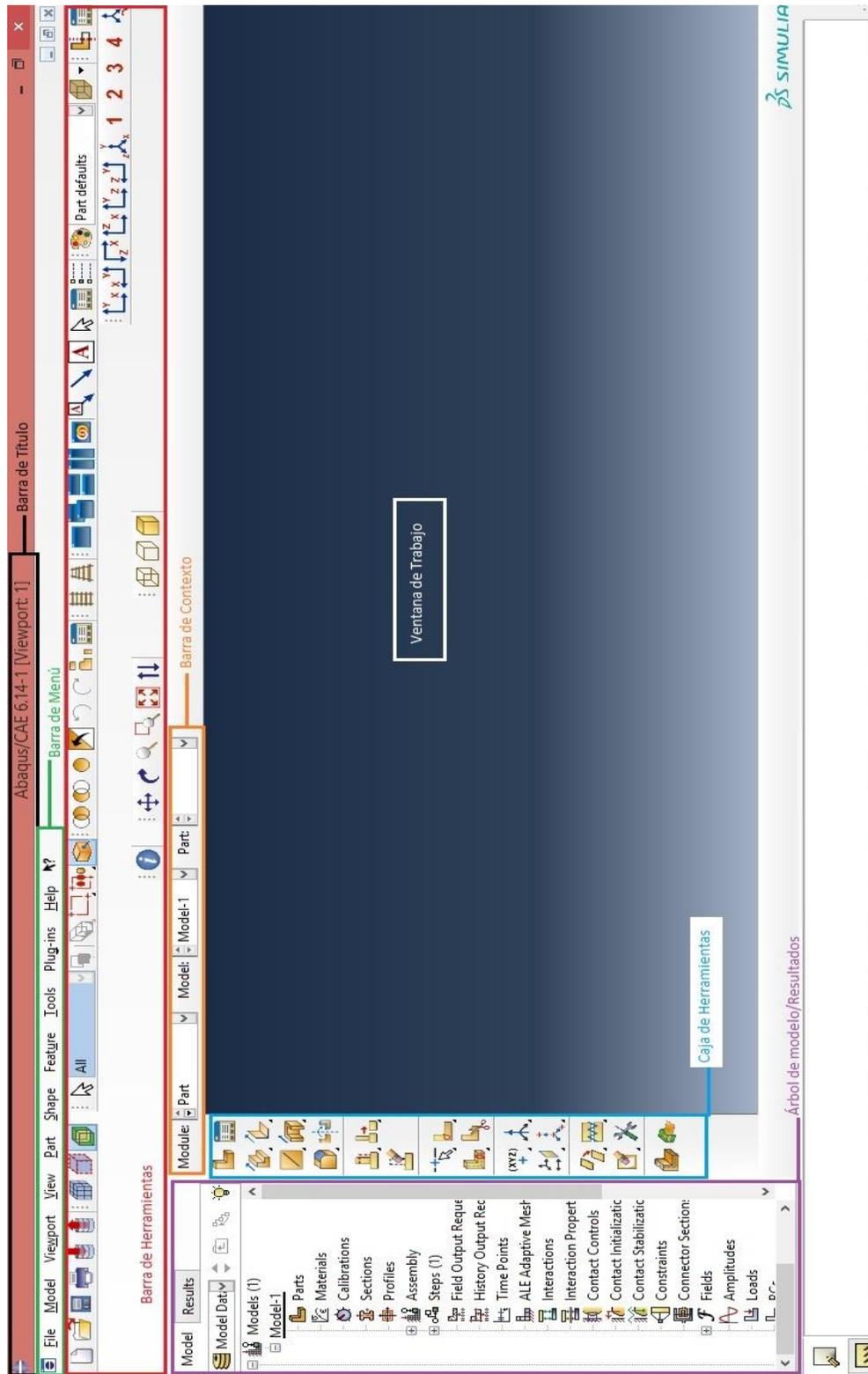


Figura 2.1: Componentes de la ventana de trabajo

Abaqus trabaja con distintos módulos, a través de los cuales se ejecutan las distintas funciones que se necesitan para la generación de un modelo y el análisis del mismo según el Método de Elementos Finitos. Dichos módulos se encuentran ordenados de manera secuencial, facilitando así un orden a seguir al momento de desarrollar un modelo. Para la creación de las diferentes partes del modelo se emplea el Módulo *Part* que permite crear partes individuales a partir del dibujo de las mismas o la importación de una geometría generada con otro software, así como también la generación o importación de una malla para una determinada parte.

Al crear una parte, según se muestra en la Figura 2.2, las opciones que brinda Abaqus son: 3D, 2D y axialsimétrico. En cada una de ellas se encuentran, además, variables como el tipo de parte (deformable, rígido discreto, rígido analítico, euleriano) y la característica base (placa, cable, punto).

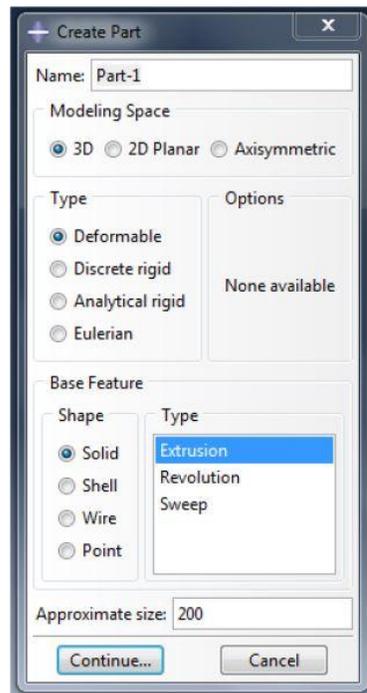


Figura 2.2: Creación de una parte

En el Módulo *Assembly* se crean y ensamblan las *instances* (subdominios que componen el problema). Esto permite definir el tipo de mallado que se aplica (dependiente o independiente) y asignarle a las distintas partes una orientación, posición relativa, etc.

Si se trabaja con un modelo en el cual se presenta varias veces la misma pieza (por ejemplo, un reticulado en el cual más de una barra tiene la misma longitud y sección), no es

necesario generar una parte para cada una de ellas, sino que Abaqus presenta la opción de crear una misma parte y luego ensamblarla más de una vez.

En cuanto a la creación de una *instance*, según se muestra en la Figura 2.3 da las opciones para que, luego, la malla se haga en la parte o en el modelo ensamblado. En el primer caso, la malla es del tipo *dependiente* y todas las veces que la parte se haya ensamblado, tendrá la misma malla. En el segundo caso, la malla es del tipo *independiente*, lo que significa que aunque se ensamble más de una vez una misma parte, puede generarse una malla distinta para cada una de ellas. Esto puede ser útil en el caso de que esté repetida una misma parte y se necesite refinar el mallado en alguna de ellas.

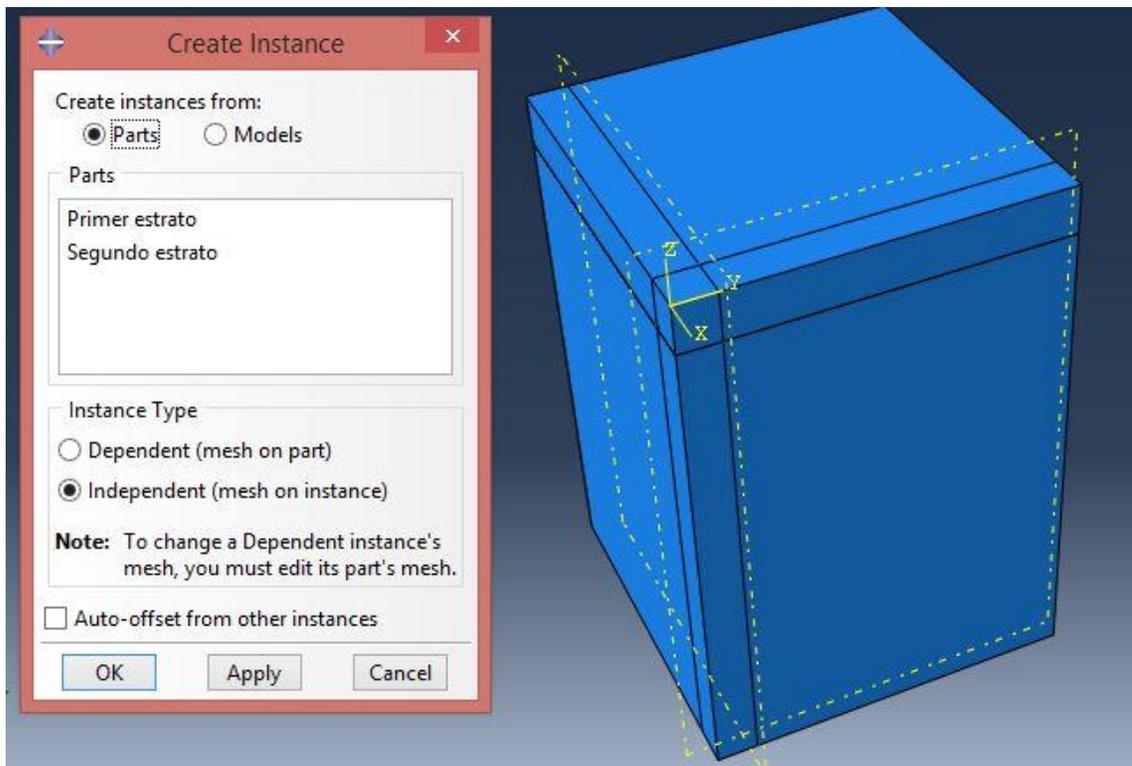


Figura 2.3: Ensamblado de las partes

2.2.2. Implementación del Abaqus en la modelación del problema

Debido a la multidisciplinaridad de este programa es preciso establecer una ruta a seguir en la modelación del problema propuesto, esclareciendo los módulos con los que se va a trabajar y su funcionamiento.

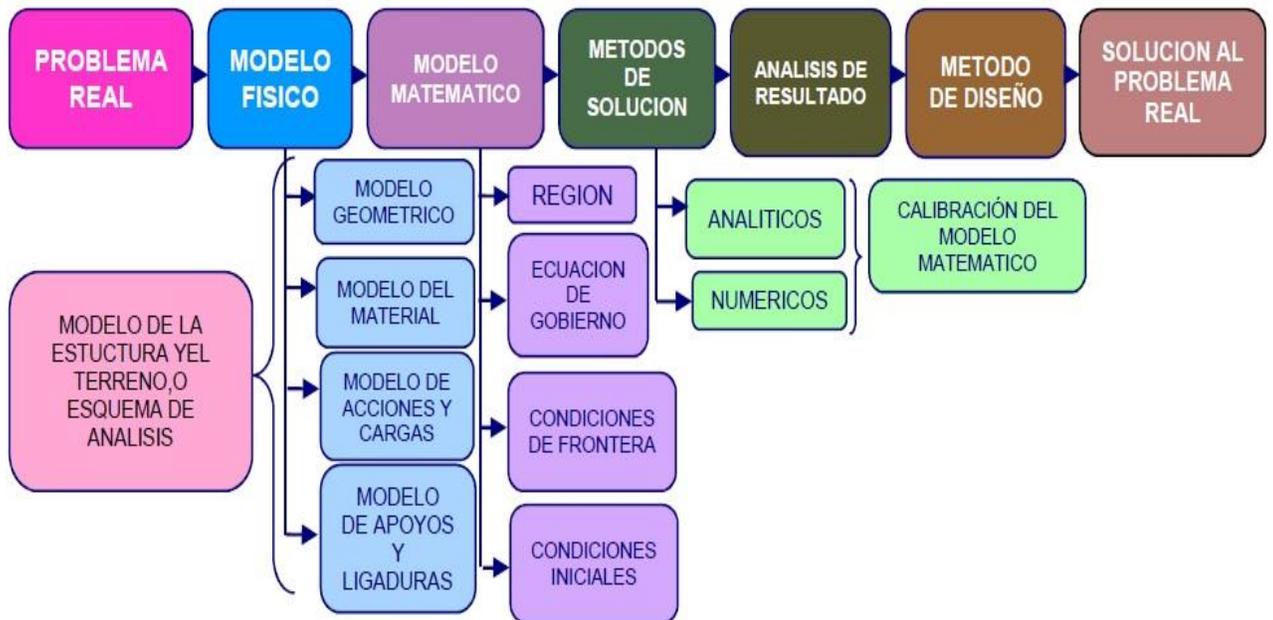


Figura 2.4: Concepción de la modelación (Bonilla, 2008; López- Ávila, 2010)

2.3. Modelación del material

El módulo *Property* fue el seleccionado para crear las secciones y materiales que se asignan a cada parte. En cuanto a los materiales, se deben definir las propiedades del mismo que serán necesarias para el análisis a realizar. Las mismas se encuentran clasificadas en “General” (o General, como la densidad), *Mechanical* (o Mecánicas, como la elasticidad o plasticidad) dentro de esta herramienta se encuentra *Mohr-Coulomb Plasticity* (Plasticidad de Mohr-Coulomb) basada en la teoría de plasticidad que es la que mejor describe el comportamiento del suelo como material.

En la siguiente tabla se muestran las propiedades físico-mecánicas de todos los suelos con los que se trabajará en la modelación y particularmente para la calibración del modelo en 3D se usaron los correspondientes a F3 y F5 en ese orden.

Tabla 2.2: Parámetros físico- mecánicos de los suelos friccionales

Denominación del suelo friccional	Módulo Elástico E (kPa)	Peso Específico γ (kN/m ³)	Ángulo de fricción interna del suelo ϕ (°)	Ángulo de dilatancia ψ (°)	Coefficiente de empuje lateral K_0
F1	9 000	18	22	6.6	0,625
F2	11 000	18	26	7.8	0,561
F3	20 000	18	30	9	0,5
F4	30 000	18	34	10.2	0,441
F5	40 000	18	38	11.4	0,384

(González Haramboure, 2014) Definió los casos de estudio planteados en la tabla 2.2 para suelos friccionales puros, determinando el coeficiente de empuje lateral K_0 de acuerdo a la siguiente ecuación.

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad 2.1$$

El ángulo de dilatancia resulta polémico en su naturaleza e influencia en el comportamiento geotécnico de los cimientos superficiales (Bolton, 1986; González-Cueto, González & Quevedo Sotolongo, 2013 ; Michalowski, 1997); (Simancas Montoto, 1999); por lo que, a falta de un criterio único, se consideró como se plantea en la ecuación **2.2**. La relación entre el módulo elástico (E) y el ángulo de fricción de los suelos modelados se estableció según (Das, 2006)

$$\Psi = 0.3 * \phi \quad 2.2$$

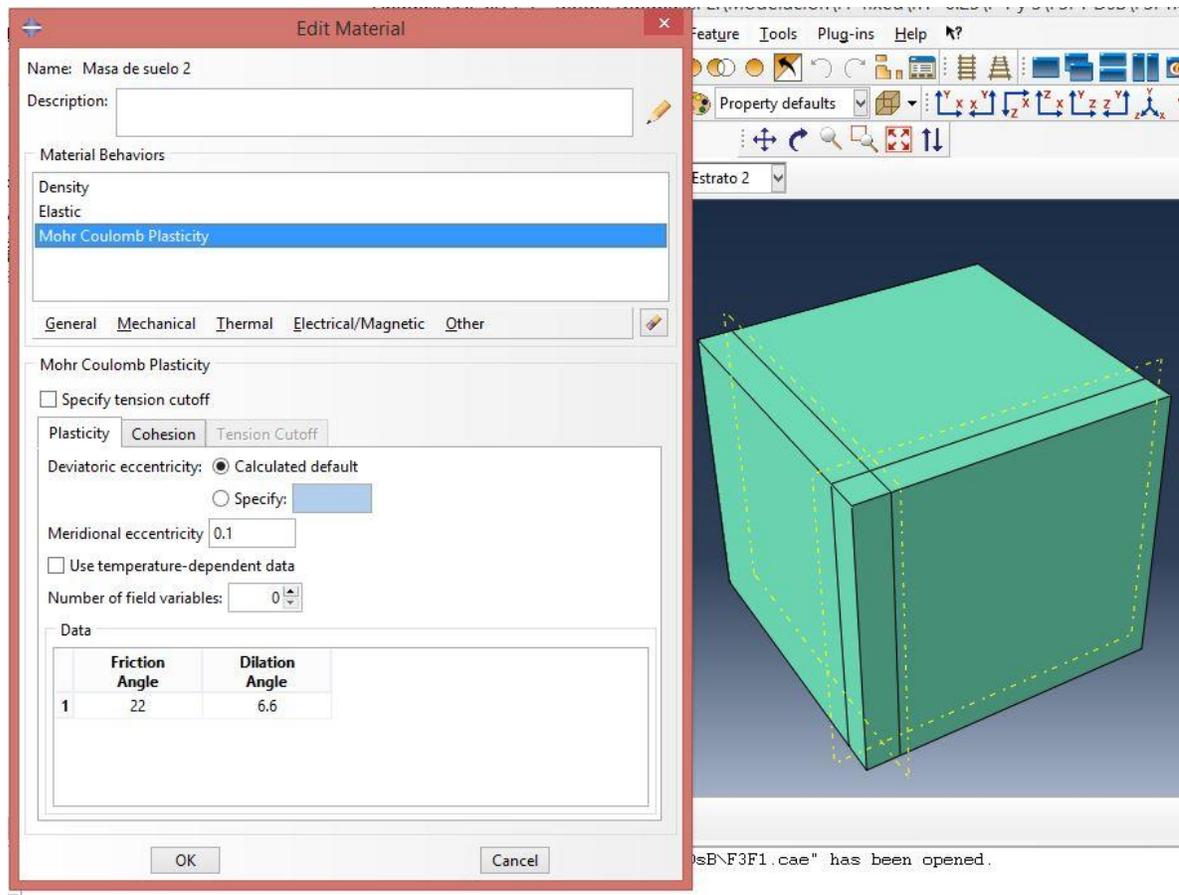


Figura 2.5: Modelos del material disponibles en ABAQUS/CAE Versión 6.14

Se hace preciso esclarecer que ABAQUS/CAE no toma en cuenta la teoría de la seguridad sin embargo la calibración del modelo a penas se ve afectada por este hecho.

2.4. Metodología para la aplicación de las cargas

Módulo *Load*: en este módulo se crearon las cargas, condiciones de borde y campos que se aplicaron en cada estado de carga. Todos estos elementos dependen del tipo de *step* que se definió, por lo que al momento de crear alguna de ellas, se debe seleccionar el *step* y se mostrarán las opciones compatibles con el mismo.

En cuanto a las condiciones de borde, denominadas BC (*Boundary Condition*) se tiene, por ejemplo en un análisis estático, condiciones de desplazamiento, rotación, velocidad, etc.

Respecto a las cargas, denominadas *Load*, también dependerán del tipo de *step* en el cual se aplican. Abaqus ofrece una gran variedad de cargas donde las mismas pueden variar su amplitud y/o su forma según se requiera. Por ejemplo, si se aplica una carga lineal, la misma

puede ser constante, variar linealmente o según funciones trigonométricas como el seno o coseno.

Cualquiera de estos tipos de carga puede ser utilizada para la obtención de la capacidad de carga del suelo. Una vez que se le aplique una carga al estrato, será posible obtener el valor de la carga límite de falla a cortante mediante una curva de comportamiento tenso-deformacional que se puede construir en el programa o en Excel exportando los datos. (MANUAL ABAQUS/CAE, 2007).

Obtención del valor de carga límite de falla mediante métodos analíticos

El experimento de evaluación de los tipos de carga consiste en variar los factores que las caracterizan y analizar su resultado. Las pruebas se realizaron con cargas generadas como presión en el área correspondiente al cimiento. Con el apoyo de los métodos analíticos para la determinación de la capacidad de carga como el establecido en la Norma Cubana XX: 2004 y con apoyo de las hojas de cálculo en MathCad se determinó la carga (kN) correspondiente a un cimiento de dimensiones 1m*1m para cada caso de estudio, siendo esta aplicada como presión en la modelación de la cuarta parte del cimiento.

2.4.1. Empleo de curvas de comportamiento tenso-deformacional para la calibración

Resulta práctico el uso de la curva de comportamiento tenso-deformacional en la que las tensiones estén representadas por la reacción de apoyo que se origina en la base del cimiento y las deformaciones estén dadas en términos de desplazamiento vertical. El valor de la tensión en el *set master* se plotea contra el desplazamiento vertical de este mismo punto, obteniéndose la capacidad de carga a partir de trazar una línea vertical que interseccione dos líneas que sean tangentes a la curva en su punto inicial y final.

Como se expuso anteriormente el Abaqus no toma en consideración la teoría de la seguridad por lo que, en pos de garantizar una equivalencia en los resultados en las hojas de cálculo del MathCad también se despreció esta teoría.

2.5. Modelación de la Geometría

Elementos finitos y nodos definen la geometría básica de la estructura física que se está modelando en Abaqus. Cada elemento del modelo representa una porción discreta de la estructura física que, a su vez, está representada por muchos elementos interconectados. Los elementos están conectados entre sí por nodos compartidos. Las coordenadas de los nodos y la conectividad de los elementos comprenden la geometría del modelo.

El modelo geométrico es una representación limitada de las principales características geométricas del problema real. El terreno se simplifica a un espacio acotado de dimensiones finitas colocando una serie de condiciones de borde en el perímetro exterior del modelo. Los asentamientos de la cimentaciones son sensibles al tamaño del subdominio establecido para el modelo numérico, por lo que la profundidad y el ancho del subdominio deben ser lo suficientemente grandes para que los efectos de la condiciones de borde no tengan influencia en los resultados del problema de estudio. En el caso de este trabajo se simplificó el dominio a la cuarta parte de sus dimensiones buscando un menor costo computacional.

Para la calibración del modelo con carga vertical centrada se tomó como base los estudios realizados en los trabajos de diploma de Carlos Mario Domínguez, Luis Enrique Gálvez Herrera y Lissett Martínez Pérez ya que se proponen geometrías similares, sobre todo en este último, dicho esto no se consideró preciso realizar tantas iteraciones con el fin de calibrar el ancho y la profundidad, siendo solo necesario comprobar que las dimensiones propuestas por los autores ya mencionados garanticen que, entre otros parámetros, la falla por capacidad de carga quede comprendida en el espacio limitado por las dimensiones óptimas.

Los autores anteriores determinaron como dimensiones óptimas de ancho y profundidad $4,5B$ midiéndose desde el centro del cimiento hacia un extremo. La variable de control fue la capacidad de carga de un cimiento de $B=L=1m$, considerando profundidad de cimentación $d=1m$.

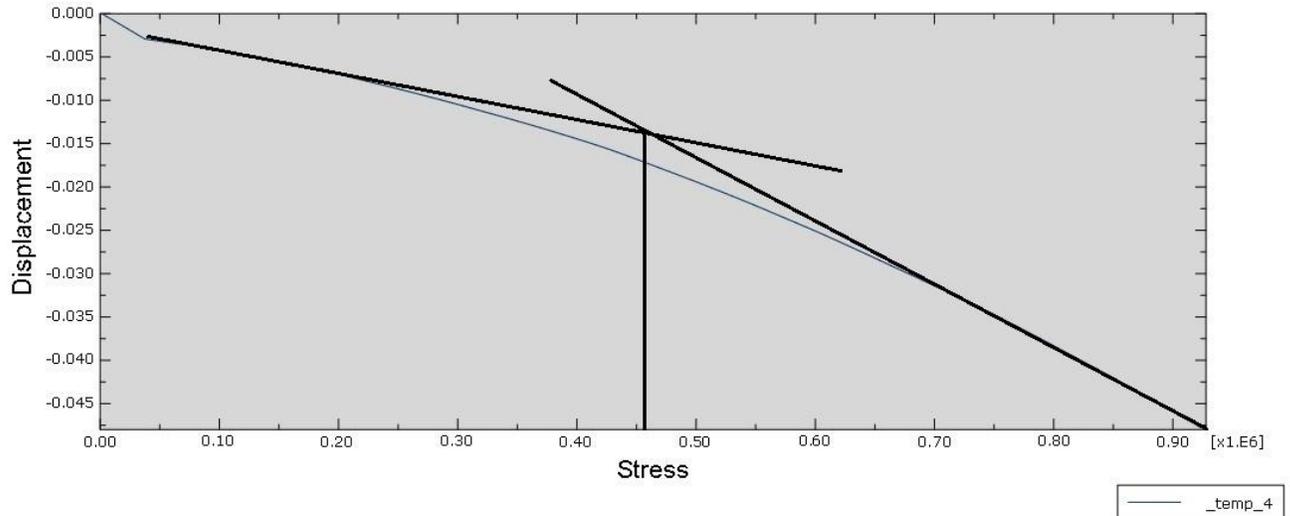
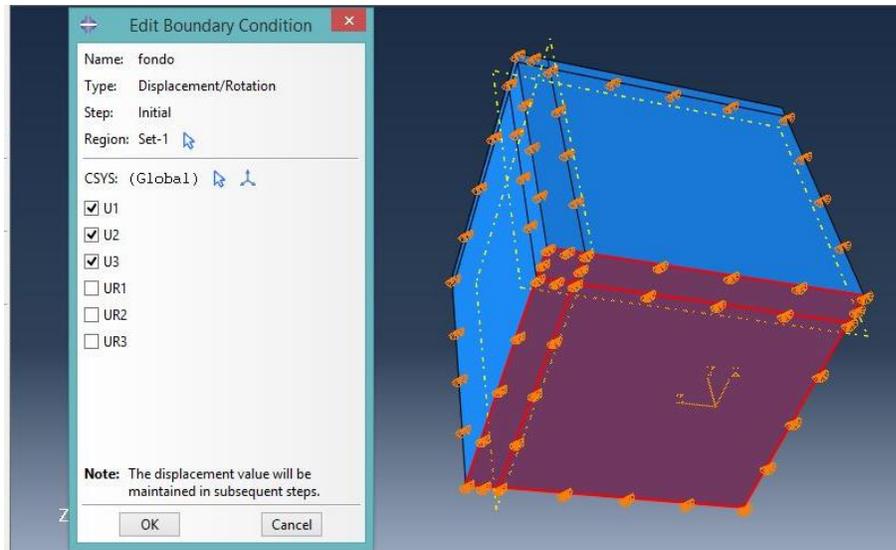


Figura 2.6: Ratificación de 4,5B como Ancho y Profundidad óptimos mediante el empleo de curvas de comportamiento tenso-deformacional

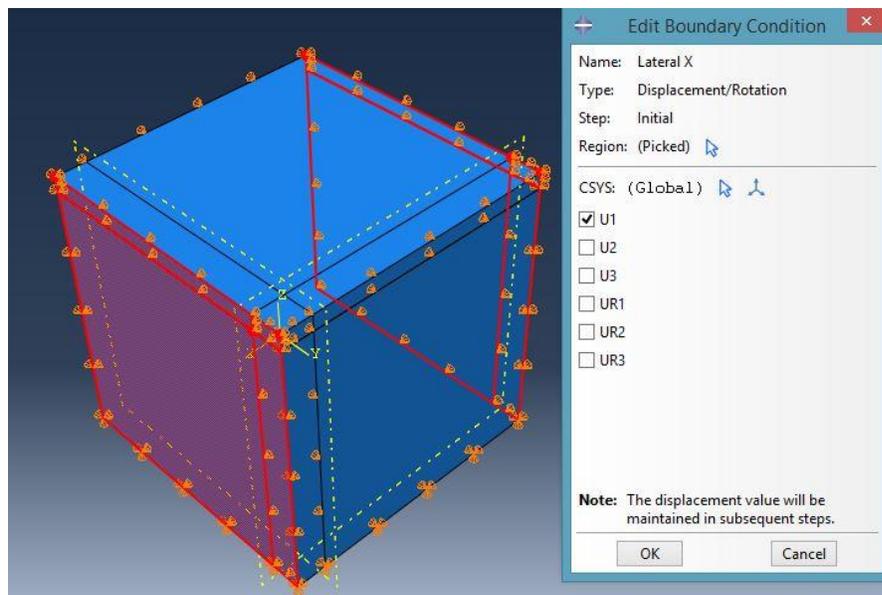
Un modelo como el estudiado alcanza un valor de capacidad de carga total de 1731.69 kPa, lo que significa que para un cuarto del dominio la capacidad de carga es de 432.92 kPa. En la figura, la línea vertical representa el valor de la capacidad de carga para un cuarto del cimiento, teniendo este un valor aproximado de 460 kPa para este valor el porcentaje de diferencia es de un 5% lo cual es pequeño si se considera el método como una mera aproximación.

Con estos resultados, se puede concluir que el ancho y la profundidad óptimos del centro del cimiento al extremo es el de 4.5B, para las condiciones representadas en el modelo.

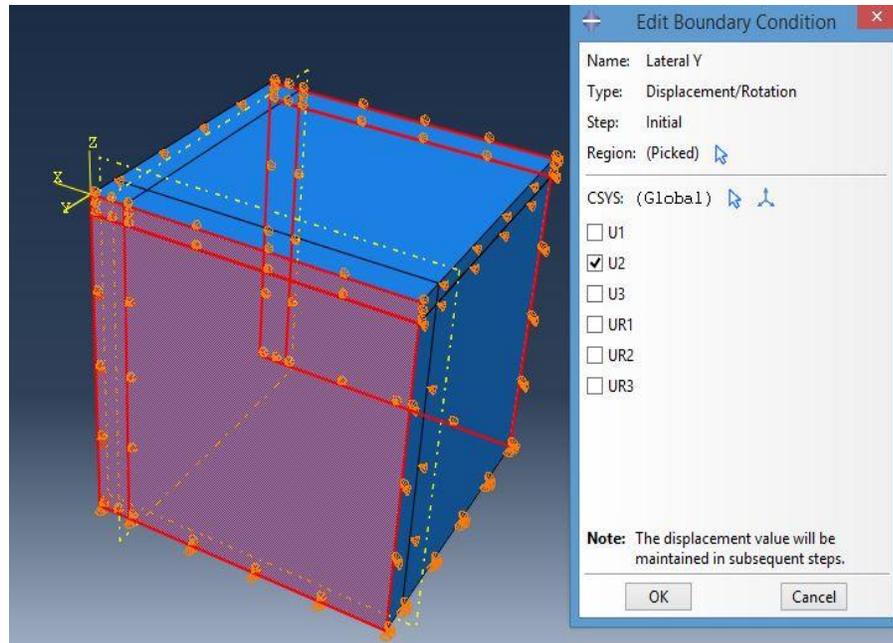
Luego de haberse determinado las dimensiones es preciso restringir las fronteras tanto laterales como del fondo para esto se empleó la herramienta *Boundary Condition* dentro del módulo *Load* que limita el movimiento horizontal en el eje X e Y independientes, en el caso de los laterales y el fondo queda totalmente rígido.



a)



b)



c)

Figura 2.7: Condiciones de borde del modelo. a) Restricciones del fondo. b) Restricciones de las fronteras laterales del eje X. c) Restricciones en las fronteras laterales del eje Y

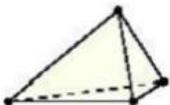
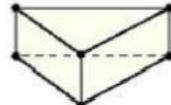
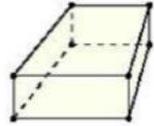
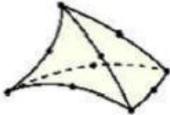
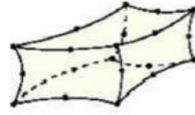
2.6. Mallado del modelo

La conexión de todos los elementos y nodos en un modelo se llama malla. Generalmente, la malla será solo una aproximación de la geometría real de la estructura. El tipo de elemento, la forma y la ubicación, así como el número total de elementos utilizados en la malla, afectan los resultados obtenidos de una simulación. Cuanto mayor es la densidad de la malla (es decir, mayor es el número de elementos en la malla), más precisos serán los resultados. (Abaqus 6.12, 2012)

Tres geometrías básicas de elementos finitos están disponibles en la concepción tridimensional del modelo en el programa de cómputo seleccionado (Tabla 2.3). Los tetraedros, prismas de base triangular (“cuñas”) y hexaedros pueden ser de interpolación lineal si se consideran nodos únicamente en sus vértices (C3D4, C3D6 y C3D8, respectivamente) o interpolación cuadrática si se consideran nodos intermedios en las aristas (C3D10, C3D15, y C3D20). Aunque la interpolación cuadrática garantiza mayor precisión de los resultados en la modelación numérica, el costo computacional es también

mayor, por lo que puede valorarse como alternativa conseguir la precisión necesaria mediante la densificación de las mallas de los elementos y no en el orden de interpolación individual, precisamente este fue el planteamiento que se tuvo en cuenta en esta investigación.

Tabla 2.3: Elementos sólidos tridimensionales en Abaqus/CAE

	Tetraedro	Cuña	Hexaedro
Primer Orden de Interpolación (Lineal)	C3D4 	C3D6 	C3D8 
Segundo Orden de Interpolación (Cuadrática)	C3D10 	C3D15 	C3D20 

Los elementos tetraédricos (C3D y C3D10) no son recomendados para ser utilizados en regiones con altos gradientes de tensiones y deformaciones (Dassault-Systèmes, 2012) por lo que se excluyen de la presente investigación. Los elementos tipo “cuña” (C3D6 y C3D15) se recomiendan utilizar para completar mallas en geometrías abruptas, lejos de las zonas en las que se requiere precisión de los resultados (Dassault-Systèmes, 2012) por lo que también se desestima su aplicación

Dentro de los elementos hexaédricos de interpolación lineal contenidos en el Abaqus/CAE es posible considerar el orden de integración: máxima (C3D8) o reducida (C3D8R). La integración reducida (significa menor cantidad de puntos de integración gaussiana) disminuye el tiempo de cálculo de los modelos numéricos, especialmente en el análisis tridimensional, aunque la precisión entre la integración máxima y reducida está también en función de la naturaleza del problema físico (Dassault-Systèmes, 2012) . Por las razones planteadas anteriormente para el estudio computacional de cimentaciones superficiales se tomó la decisión de emplear elementos hexaédricos de interpolación lineal e integración reducida.

2.6.1. Calibración del mallado

Para concluir con el procedimiento de ajuste de los modelos utilizados para el estudio de fenómenos asociados a las cimentaciones superficiales, faltaría el análisis de la influencia de la densidad de malla en los resultados del modelo. Este punto es muy importante porque al final conduce a propuestas de mallas, las cuales generan resultados confiables, además de racionalizar los cálculos, aspecto que incide favorablemente en un rendimiento computacional adecuado. (Simancas Montoto, 1999); Ibáñez 2001; Broche 2005).

La densidad de la malla, es un factor de alta influencia dentro del modelo, ya que representa la relación entre resultados lógicos y tiempos de proceso aceptables. Para la calibración se llevó a cabo una serie de pruebas en las que se varió la densidad de malla del área cimentada de cuatro formas distintas, B/8, B/10, B/12 y B/16. Para un cimiento como el considerado hasta ahora esto representa elementos de 0.125, 0.1, 0.0833 y 0.0625 respectivamente. A continuación se muestran los resultados de dichas pruebas.

Tabla 2.4. Características de las pruebas de calibración de la malla.

Prueba	Fracción	Cantidad de nodos	Esfuerzo vertical
1	B/8	7 600	-69 926.41
2	B/10	12 672	-69 907.26
3	B/12	22 707	-70 476.63
4	B/16	50 540	-70 445.83

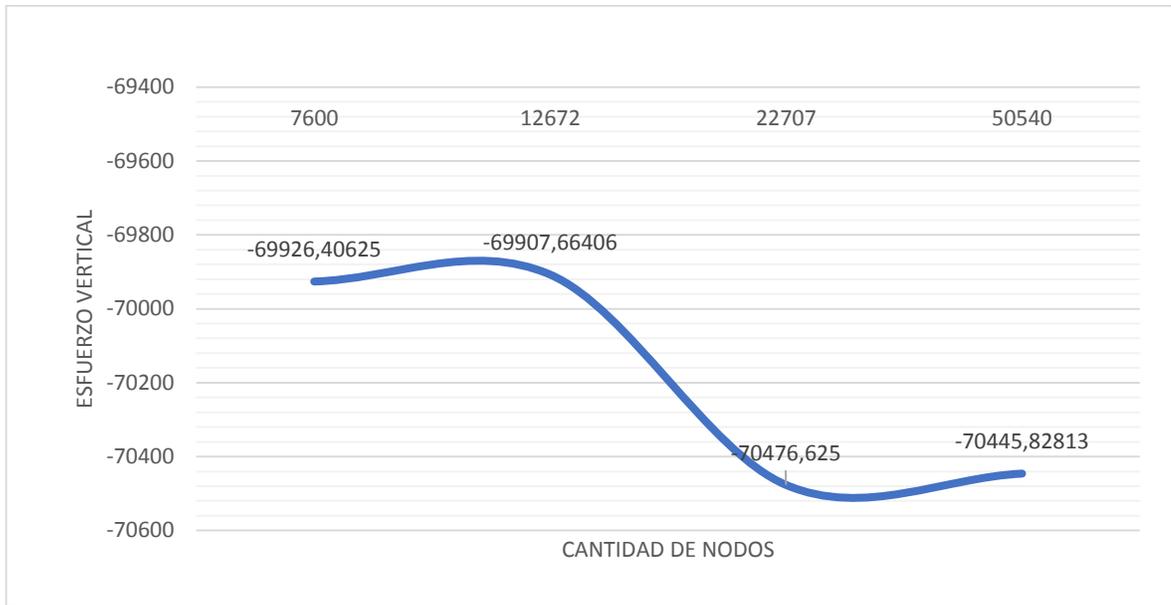


Figura 2.8: Calibración del mallado

La figura anterior muestra el análisis de la densidad de malla del modelo, tomando como variables la cantidad de nodos y el esfuerzo vertical (Pa) correspondiente al punto centro, siendo en el modelo el punto esquina o *Set Master*. En aras de minimizar el tiempo de cómputo se seleccionó como malla óptima la correspondiente a 22 707 nodos o B/12 dado que para una densidad de B/16, primeramente la curva tiende a ser asintótica y la cantidad de nodos correspondientes a esta densidad se incrementa en el 55% con respecto a la anterior y el esfuerzo vertical entre ambos varía en solo un 0.04%

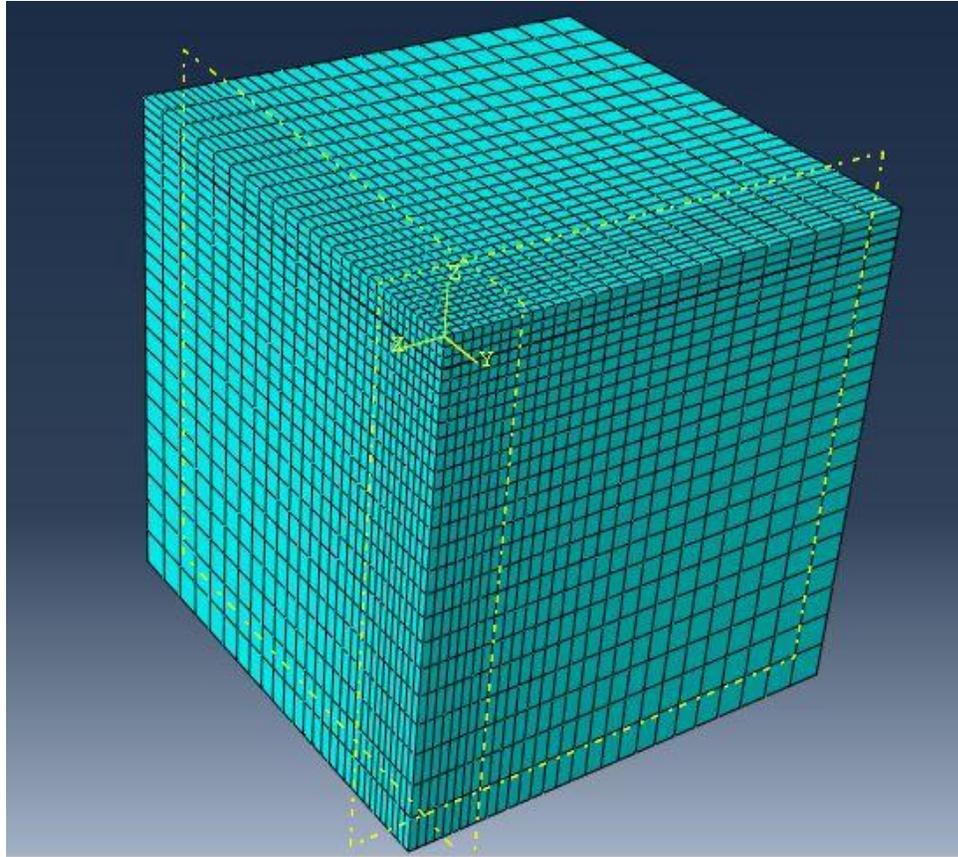


Figura 2.9: Malla de densidad variable para cimiento de $B=L=1\text{m}$

Un aspecto a considerar debido a su importancia para ganar en tiempo es el del mallado progresivo, haciéndolo en $0.0833B$ en aquellos puntos donde interese tomar resultados y menos denso donde se aleja de la zona de interés. Las partes fueron conformadas como Independientes, por lo que se malló el modelo ensamblado, de esta forma para garantizar la continuidad de la malla fue preciso insertar un valor intermedio entre la máxima densidad y la mínima en las aristas verticales, siendo consecuentes con el espesor de cada estrato. En general se tomó como relación entre la mayor densidad y la menor 4:1.

2.7. Otros aspectos a considerar

2.7.1. Modelación del cimiento

El cimiento no está representado físicamente, o sea no consta en las partes del modelo sino que se representó como una placa rígida. Para ello se empleó el módulo *Interaction* y su opción *Equation*, seleccionando un nodo máster que deberá estar ubicado justo en el centro del área que ocuparía el cimiento. Para completar el proceso se crea un set de nodos esclavos ubicados alrededor del nodo máster, que respondan al comportamiento del nodo principal, hasta abarcar toda el área del cimiento, de esta forma se puede garantizar que todos los nodos del área ocupada por el cimiento tengan el mismo comportamiento. Este método ha sido el usado en todos los análisis anteriores ya que facilita el proceso de modelación.

2.7.2. Efecto de la profundidad de cimentación y el peso propio

La profundidad de cimentación (d) tiene un efecto decisivo en la capacidad de carga, ya que se ha demostrado que un aumento de esta repercute positivamente en el valor de carga resistente, en esta investigación este valor se consideró de un metro ($d=1\text{m}$). El efecto que genera el suelo por encima del nivel de cimentación es sustituido por una carga uniformemente distribuida que produce una presión equivalente al efecto de este, e igual a $q = d \times \gamma$ para simplificar el análisis.

En los problemas geotécnicos que involucran grandes volúmenes de terreno natural, en particular en el análisis de capacidad de carga de cimentaciones a escala real, es necesario agregar al modelo matemático una condición inicial que reproduzca el estado tensional de peso propio en la masa de suelo. Programas geotécnicos como GeoStudio y PLAXIS 2D y 3D contienen herramientas gráficas que permiten modelar estas condiciones de forma automática, no así en Abaqus/CAE, que requiere modificar el código fuente del modelo matemático e introducir el comando *“*Initial Conditions, type=stress, geostatic”* (Dassault-Systèmes, 2012) con dos valores de tensiones verticales (σ'_{zg} negativos en compresión) asociados a las coordenadas en el eje “Z” (ecuación 2.3) y los valores del coeficiente de empuje en los ejes horizontales ($K_{0X} = K_{0Y}$ en condiciones isotrópicas) que relaciona las tensiones en esos ejes ($\sigma'_{xg}, \sigma'_{yg}$) con la vertical (σ_{zg}) ecuación 2.4.

$$\sigma'_{zg} = \gamma * z \quad 2.3$$

$$\sigma'_{xg} = \sigma'_{yg} = K_0 * \sigma'_{zg} \quad 2.4$$

El coeficiente de empuje lateral del suelo se consideró en estado de reposo en función del ángulo de fricción interna de acuerdo a la ecuación 2.1.

La introducción del estado tensional de peso propio mediante la modificación del código fuente del modelo computacional (como se muestra gráficamente en el Anexo 1) está acompañada de un primer paso de análisis en el que se establece una carga gravitatoria actuante sobre el volumen al que se impuso la condición inicial y se propaga al resto de los pasos de análisis. Esta carga gravitatoria (caracterizada por el valor de la aceleración de la gravedad $g = 9,806 \text{ m/s}^2$) equilibra el estado tensional de peso propio. Aunque este fenómeno en la naturaleza ocurre de forma inversa (es decir, el estado tensional de peso propio en el suelo es la respuesta a la acción de la fuerza de gravedad sobre su masa), el fin es idéntico y garantiza la existencia del estado tensional natural del suelo antes de construirse los cimientos y aplicarse carga sobre estos.

2.8. Conclusiones parciales

- Los modelos numéricos de cimientos superficiales apoyados en suelos no homogéneos fueron concebidos en la herramienta de cómputo Abaqus/CAE Versión 6.14 partiendo de dimensiones de ancho y profundidad de 4.5B previamente fijadas y calibrándose la malla.
- Se seleccionó como densidad de malla óptima la correspondiente a B/12 para los nodos de mayor interés siendo progresiva hasta alcanzar el tamaño máximo de B/3.
- Las propiedades físico mecánicas de los suelos empleados en la calibración del modelo pertenecen al primer caso de estudio donde intervienen los suelos F3 y F5.
- Las condiciones geotécnicas incluidas en el trabajo permitirán estudiar una amplia variedad de suelos friccionales, considerando la no homogeneidad de los mismos, y con condición de carga vertical centrada. A partir de la aplicación de la modelación numérica y de los métodos analíticos disponibles en la literatura consultada.

Capítulo III: Estudio de casos. Aplicación

3.1. Introducción

Le estratificación plantea un problema de heterogeneidad, siendo este poco común ya que la mayoría de las teorías de capacidad de carga involucran bases homogéneas por lo tanto en este capítulo se exponen los resultados del análisis profundo de este fenómeno en bases no homogéneas comparándolos con los de la modelación 3D (M3D) y con métodos analíticos como el de Meyerhof y Hanna además del propuesto por la NC XX: 2004, tomando como variables principales las características físico-mecánicas de los suelos.

Los dos estratos que se emplean en el estudio corresponden a masas de suelo friccional, a las cuales se les variarán las propiedades físico-mecánicas y el espesor de ambos estratos para así quedar conformados 24 modelos numéricos, para la determinación de la carga última en la cimentación; estos están divididos en dos casos principales:

- ✓ Caso 1: Estrato de suelo débil sobre un estrato de suelo fuerte.
- ✓ Caso 2: Estrato de suelo fuerte sobre un estrato de suelo débil.

3.2. Análisis del diseño geotécnico del cimiento a evaluar

El diseño geotécnico de las bases de las cimentaciones debe calcularse por dos estados límites.

1^{er}. Estado Límite: Por capacidad de carga (Estabilidad).

2^{do}. Estado Límite: Por deformación.

En esta investigación se trabaja con el fallo de la cimentación por capacidad de carga, o sea, el chequeo del 1^{er} estado límite, donde la base de la cimentación es natural, el tipo de cimentación aislada, la profundidad de la cimentación de 1m y las dimensiones del área de la base de cimentación tienen rectangularidad 1 ($B=L=1m$).

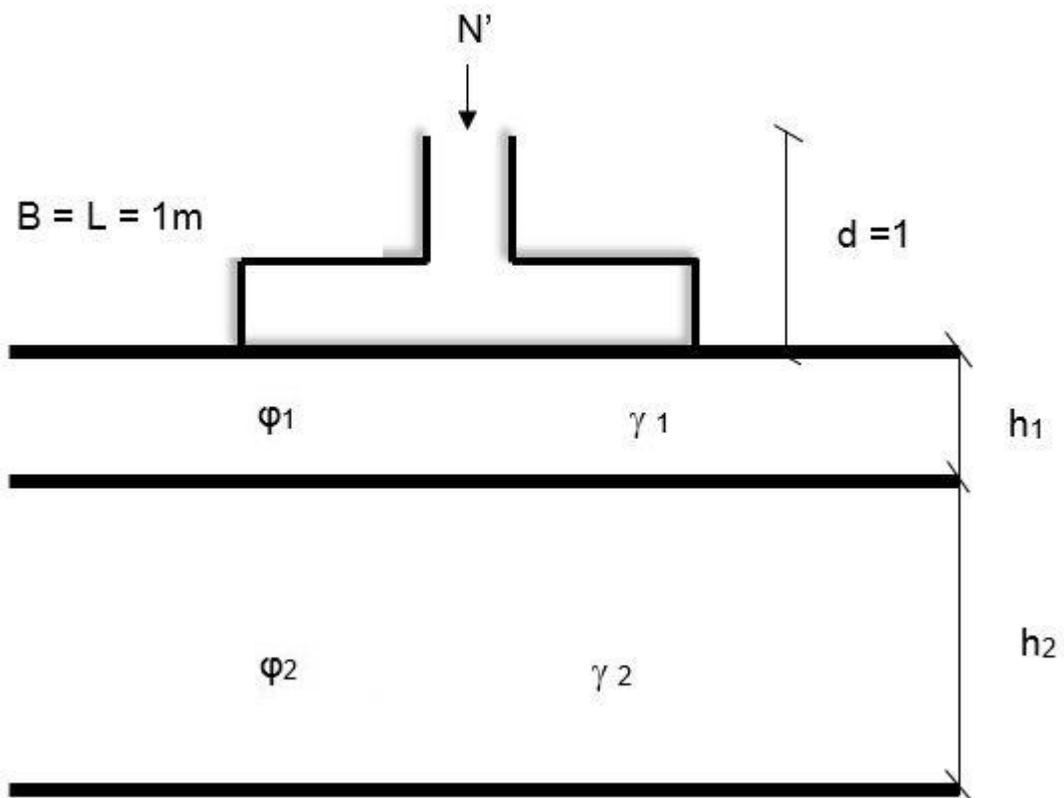


Figura 3.1: Cimiento sobre base no homogénea

3.3. Casos de estudio. Diseño teórico

En la tabla 2.2 del capítulo anterior se presentaron los parámetros físico-mecánicos correspondientes a cinco tipos de suelos friccionales, empleando la misma denominación para cada uno de los suelos quedó conformada la siguiente tabla:

Tabla 3.1: Estrato débil sobre fuerte

Caso 1	Estrato	φ^0	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	E(MPa)
F1F3	Superior	22	18	9
	Inferior	30	18	20
F2F4	Superior	26	18	11
	Inferior	34	18	30
F3F5	Superior	30	18	20

	Inferior	38	18	40
--	----------	----	----	----

Tabla 3.2: Estrato fuerte sobre débil

Caso 2	Estrato	ϕ^0	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	E(MPa)
F3F1	Superior	30	18	20
	Inferior	22	18	9
F4F2	Superior	34	18	30
	Inferior	26	18	11
F5F3	Superior	38	18	40
	Inferior	30	18	20

3.4. Procesamiento y análisis de resultados. Comparación con la M3D

3.4.1. Estrato de suelo débil sobre estrato de suelo más fuerte

Para el análisis de suelos no homogéneos con estas características: débil sobre fuerte, se valoró la propuesta simplificada que se plantea en la Norma Cubana para suelos puramente friccionales, comparándolos con los resultados de la modelación numérica con el *software* Abaqus, obtenidos mediante curvas de comportamiento tenso-deformacional (Ver Anexo 3).

Según la Norma Cubana para el Diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales si el primer estrato es más débil que el segundo: el diseño por capacidad de carga se realizará considerando las características físico mecánicas del primer estrato.

La expresión general para la capacidad de carga que se plantea en la norma cubana queda definida como:

Suelo ϕ y C - ϕ

$$q_{br}^* = 0.5\gamma^* B^* N_{\gamma} S_{\gamma} i_{\gamma} d_{\gamma} g_{\gamma} + c^* N_c S_{c_i} d_c g_c + q^* N_q S_{q_i} d_q g_q \quad (3.1)$$

d_{γ} , d_c , d_q : factores que valoran el efecto de la profundidad del cimiento dentro del estrato resistente D.

g_{γ} , g_c , g_q : Factores de inclinación del terreno.

Tabla 3.3: Resultados para el caso 1 de estudio en suelos puramente friccionales

Caso de estudio 1	Variación de H del primer estrato	Estrato	φ°	qbr NC (kPa)	qbr ABAQUS (kPa)	% Diferencia (NC-MEF)
F1F3	H ₁ =0,25B	Superior*	22	227,42	260	12.5
		Inferior	30			
	H ₂ =0,5B	Superior*	22	227,42	260	12.5
		Inferior	30			
	H ₃ =1B	Superior*	22	227,42	240	5.24
		Inferior	30			
	H ₄ =1,5B	Superior*	22	227,42	240	5.24
		Inferior	30			
F2F4	H ₁ =0,25B	Superior*	26	374,62	400	6.64
		Inferior	34			
	H ₂ =0,5B	Superior*	26	374,62	400	6.64
		Inferior	34			
	H ₃ =1B	Superior*	26	374,62	380	1.41
		Inferior	34			
	H ₄ =1,5B	Superior*	26	374,62	380	1.41
		Inferior	34			
F3F5	H ₁ =0,25B	Superior*	30	630,95	700	9.86
		Inferior	38			
	H ₂ =0,5B	Superior*	30	630,95	700	9.86
		Inferior	38			
	H ₃ =1B	Superior*	30	630,95	670	5.83

		Inferior	38			
	H ₄ =1,5B	Superior*	30	630,95	670	5.83
		Inferior	38			
*Estrato de Diseño						

(Badillo, 1967) Cuando el estrato débil está arriba, el hecho de tener un estrato resistente abajo hace que su capacidad de carga tienda a aumentar. Si el estrato inferior es mucho más resistente que el superior, la superficie de falla es tangente a este y no influye en la capacidad de carga la resistencia del estrato inferior, por alta que esta sea, ya que en este caso el diseño lo decide el estrato de suelo menos resistente, como se destaca en las palabras señaladas con asteriscos en la tabla anterior.

Es evidente, además que el aumento de la capacidad de carga del suelo depende del espesor del primer estrato y sus propiedades físico-mecánicas, siendo en ambos, el M.E.F y la N.C, el estrato de diseño, el primero que es el más débil.

El M.E.F arroja mayores valores de capacidad de carga que la N.C, siendo el mayor % de diferencia 12.5, obtenido para espesores menores que 1m, mientras que para alturas del primer estrato de 1m en adelante, donde el confinamiento no influye, el % de diferencia disminuye ya que la NC no toma este aspecto en consideración.

Diferentes científicos han planteado sus teorías sobre suelos no homogéneos y para el caso en que se encuentra el estrato de suelo blando sobre el duro se menciona el efecto de confinamiento que genera el estrato duro inferior sobre el estrato menos fuerte superior. Como se analizó anteriormente es obvio que a medida que aumenta el espesor del primer estrato el confinamiento disminuye hasta dejar de tener efecto alguno. Esto demuestra que la modelación empleando el Abaqus es una herramienta con alto nivel de precisión y confiabilidad en lo que a este tipo de problemas respecta, sin refutar las aservaciones de la norma que a pesar de no tomar en consideración este aspecto ofrece una propuesta segura.

Figura 3.2: Efecto del confinamiento en el suelo F1F3

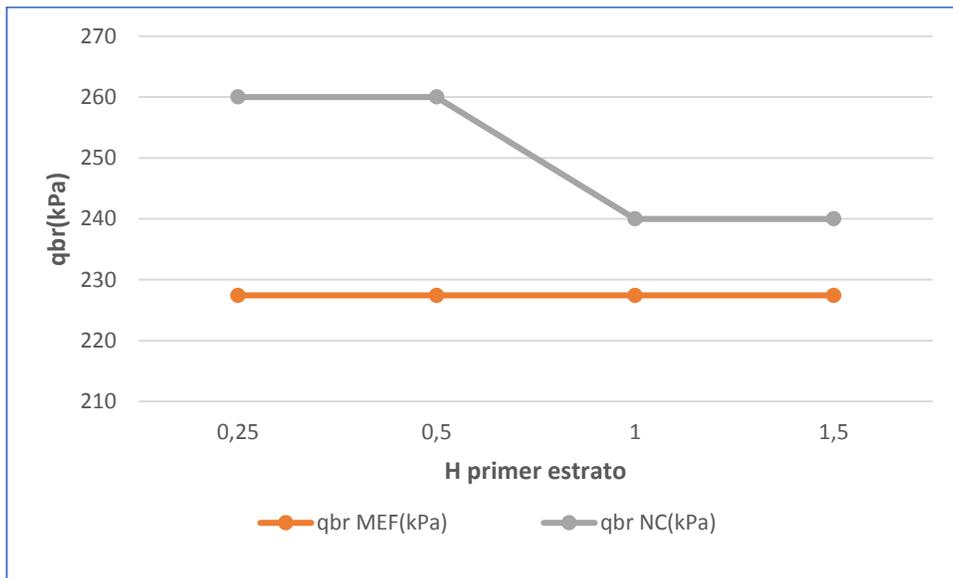


Figura 3.3: Efecto del confinamiento en el suelo F2F4

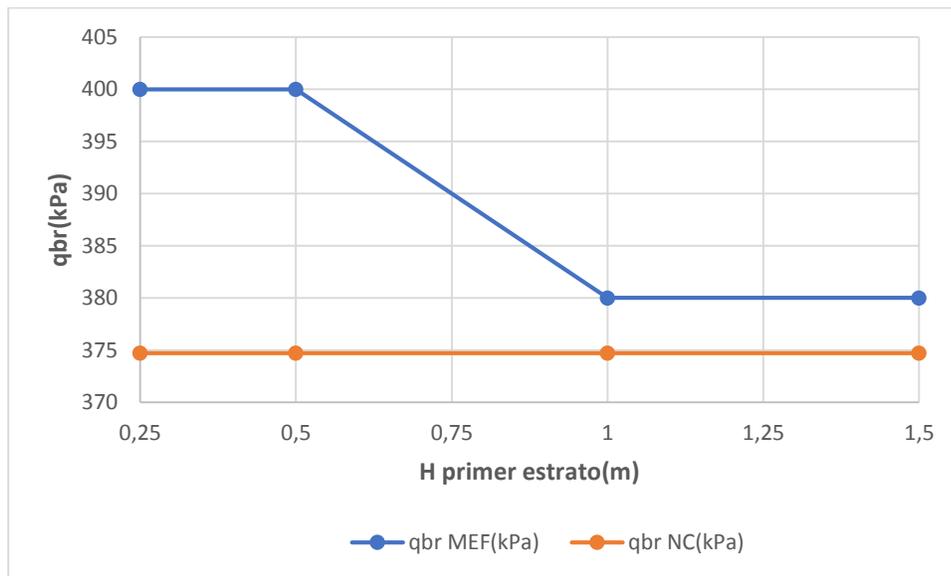
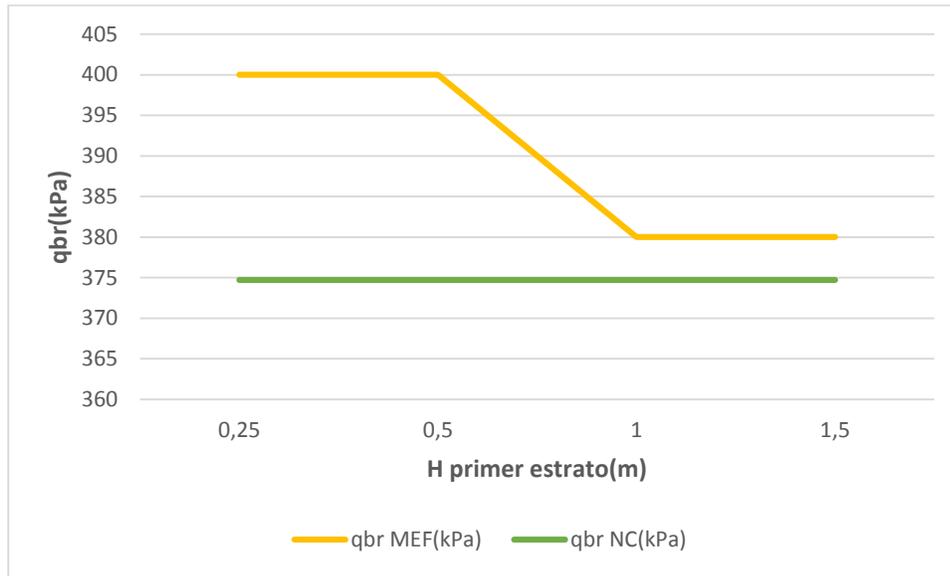


Figura 3.4: Efecto del confinamiento en el suelo F3F5



Las tablas y figuras anteriores confirman el efecto que tiene el confinamiento en la capacidad de carga del suelo, donde se ve un % de incremento de la capacidad de carga en aquellas bases donde el espesor del primer estrato es menor que 1.0 m. Todo esto hace recomendable que la norma cubana tome en cuenta este parámetro debido a que aumenta la capacidad de carga y esto trae consigo diseños más económicos.

A continuación se puede apreciar como se distribuyen las tensiones bajo el cimiento en tres de los casos de suelo blando sobre duro, apreciándose claramente como el estrato de diseño es el primero en todos los casos ya que por ser el más blando la falla ocurre por cortante total y a medida que va aumentando el espesor del primer estrato las zonas de mayores tensiones quedan delimitadas en el volumen que ocupa el suelo blando.

Figura 3.5: Distribución de presiones para F1F3 con $H_1=0,25m$

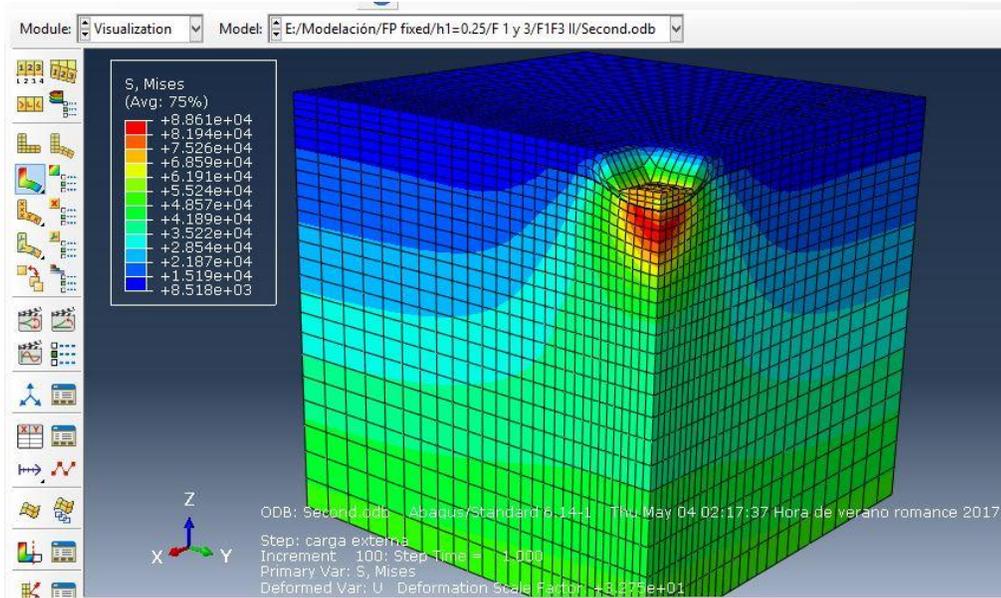


Figura 3.6: Distribución de presiones para F2F4 con $H_2=0,5m$

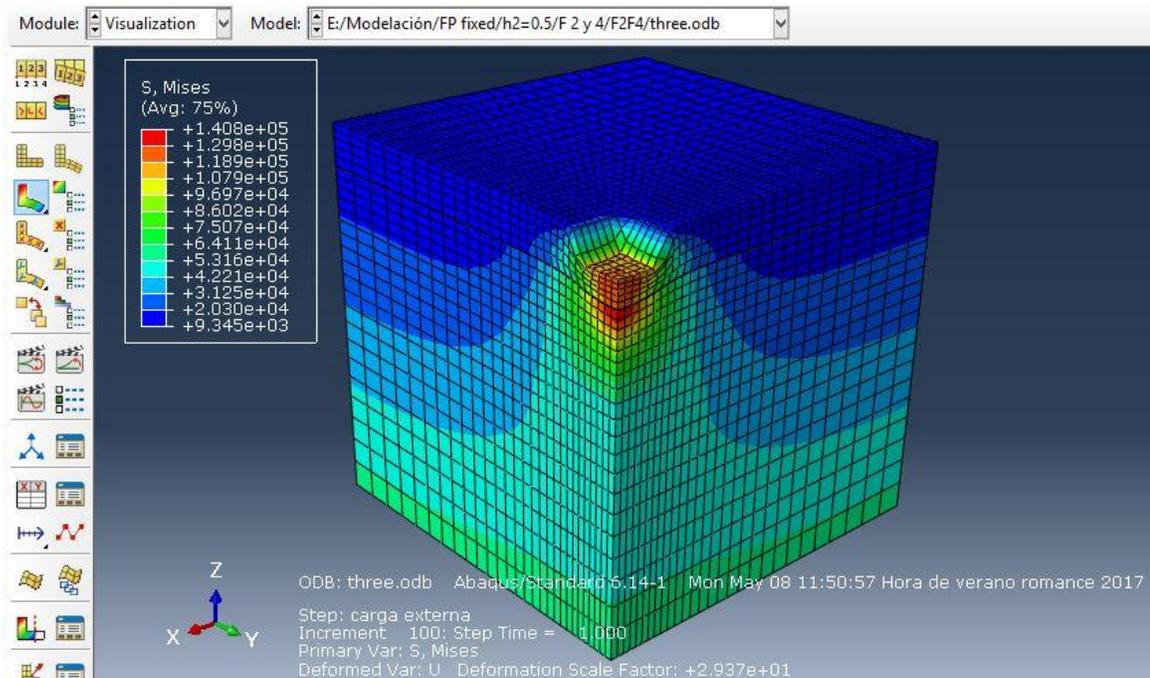
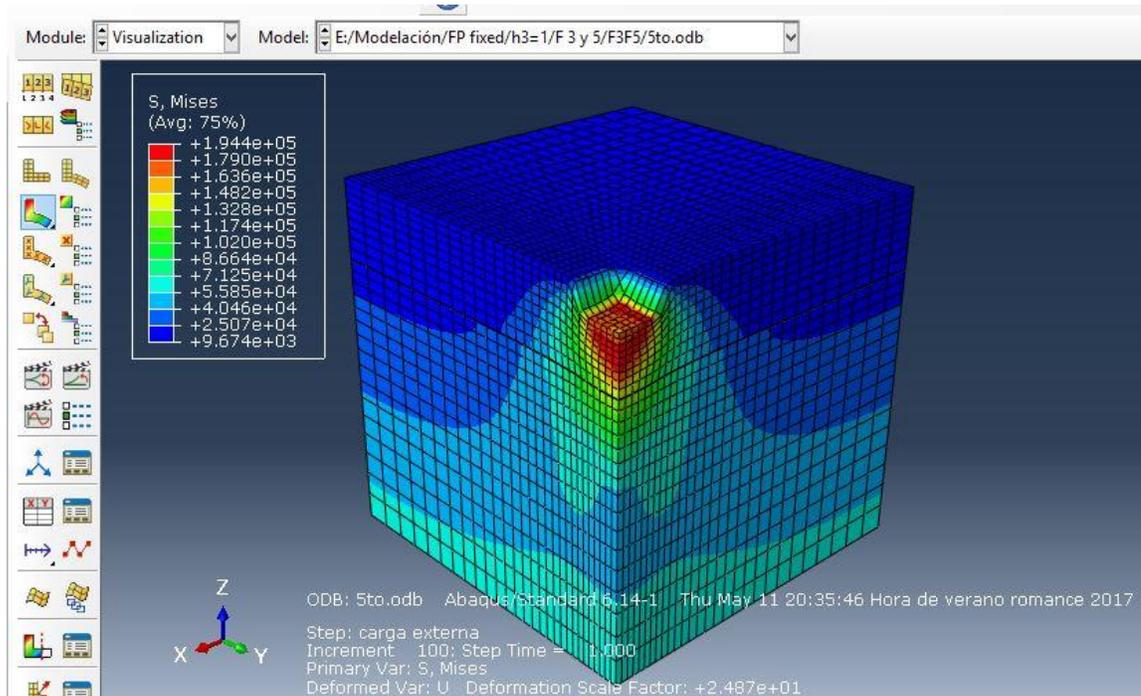


Figura 3.7: Distribución de presiones para F3F5 con $H_3=1m$



3.4.2. Estrato de suelo más fuerte sobre suelo más débil

Esta resulta ser la condición de diseño más crítica en la práctica ya que se debe tener en cuenta que si la profundidad H es relativamente pequeña comparada con el ancho B de la cimentación, ocurrirá una falla por cortante de punzonamiento en la capa superior del suelo seguida por una falla por cortante general en el estrato inferior; sin embargo, si la profundidad H es relativamente grande, entonces la superficie de falla queda completamente localizada en el estrato superior de suelo, que es el límite superior de la capacidad de carga última. Ver Anexo 2 para observar como ocurre la distribución de presiones en este caso.

Para estimar la capacidad de carga mediante la M3D se emplearon curvas de comportamiento tenso-deformacional como muestra el Anexo 4.

En este acápite se determinó la capacidad de carga para una base no homogénea compuesta por un estrato de suelo fuerte sobre uno más débil. Para ello se empleó el procedimiento propuesto por Meyerhof y Hanna (1978) y Meyerhof (1974) en uno sus casos específicos. (Das, 2006)

2. El estrato superior es arena más fuerte y el estrato inferior es arena más débil ($c_1=0$, $c_2=0$). La capacidad última de carga puede darse por:

$$q_u = \left[\gamma_1 (D_f + H) N_{q(2)} F_{qs(2)} \frac{1}{2} B N_{\gamma(2)} F_{\gamma s(2)} \right] + \gamma_1 * H^2 \left(1 + \frac{B}{L} \right) * \left(1 + 2 \frac{D_f}{H} \right) * \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 * H \leq q_t \quad (3.2)$$

Donde:

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)} \quad (3.3)$$

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{\frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)}}{\frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)}} = \frac{\gamma_2 N_{\gamma(2)}}{\gamma_1 N_{\gamma(1)}} \quad (3.4)$$

Además se comparó el M3D con el caso que la Norma Cubana propone para este tipo de bases no homogéneas.

- El segundo estrato más débil que el primero: de ser así, la capacidad de carga de la base de la cimentación se obtendrá a partir de las características físico - mecánicas de ese segundo estrato, debiéndose garantizar la condición de diseño:

$$N_z^* \leq Q_{btz}^* \quad (3.5)$$

Donde:

N_z^* : componente vertical total de la resultante de todas las solicitaciones de cálculo a la profundidad z donde aparece el segundo estrato.

$$N_z^* = N^* + 20 b l d + \gamma_{21}^* H_1 (b + H_1) (l + H_1) \quad (3.6)$$

γ_{21}^* : peso específico del primer estrato por debajo del nivel de cimentación. (Por debajo del nivel freático se toma el peso específico saturado).

H_1 : espesor del primer estrato.

Q_{btz}^* : carga bruta de trabajo resistente a la estabilidad de la base a la profundidad z, determinada con las características físico mecánicas de cálculo del segundo estrato, las dimensiones de la cimentación ficticia situada a la profundidad z, que serán $(b + H_1)$, $(1 + H_1)$, y la profundidad de cimentación $(d + H_1)$.

Tabla 3.4: Resultados para el caso 2 de estudio en suelos puramente friccionales

Caso de estudio 1	Variación de H del primer estrato	Estrato	φ°	qbr NC (kPa)	qbr ABAQUS (kPa)	qbr Meyerhof-Hanna (kPa)	% Diferencia (NC-MEF)	% Diferencia (MH-MEF)
F3F1	H ₁ =0,25B	Superior	30	389,99	550	304,40	29,09	44,65
		Inferior*	22					
	H ₂ =0,5B	Superior*	30	630,95	700	338,93	9,86	51,58
		Inferior	22					
	H ₃ =1B	Superior*	30	630,95	700	423,54	9,86	39,49
		Inferior	22					
	H ₄ =1,5B	Superior*	30	630,95	700	511,63	9,86	26,91
		Inferior	22					
F4F2	H ₁ =0,25B	Superior	34	649,25	950	480,16	31,66	49,46
		Inferior*	26					
	H ₂ =0,5B	Superior*	34	1094,52	1200	545,85	8,79	54,51
		Inferior	26					
	H ₃ =1B	Superior*	34	1094,52	1200	690,89	8,79	42,43
		Inferior	26					
	H ₄ =1,5B	Superior*	34	1094,52	1200	838,96	8,79	30,09
		Inferior	26					
F5F3	H ₁ =0,25B	Superior	38	1108,28	1600	793,06	36,7	54,6
		Inferior*	30					
	H ₂ =0,5B	Superior*	38	1973,41	1750	908,59	11,32	48,1

		Inferior	30					
	H ₃ =1B	Superior*	38	1973,41	1750	1115,47	11,32	36,25
		Inferior	30					
	H ₄ =1,5B	Superior*	38	1973,41	1750	1405,86	11,32	19,6
		Inferior	30					
*Estrato de diseño								

Para este caso de estudio en el que el estrato superior es más resistente que el inferior los valores de capacidad de carga aumentan sustancialmente respecto a los análisis realizados anteriormente, debido a los valores del ángulo de fricción interna del primer estrato de suelo. Cuando se está en presencia de suelos con dos estratos, las propiedades físico mecánicas de los suelos, en el segundo estrato específicamente, en muchas ocasiones deciden el diseño. De los análisis realizados anteriormente se puede concluir, que cuando el espesor del primer estrato es menor que $B/2$, el segundo estrato es el que decide el diseño. Debido a esto es que ocurren los cambios en los valores de capacidad de carga que se observan en la tabla 3.4, tanto por la Norma Cubana, como por la modelación en 3D por el ABAQUS.

La solución para el cálculo de capacidad de carga propuesta por Meyerhof y Hanna es demasiado conservadora por lo que su empleo sería antieconómico en la práctica.

3.5. Análisis del efecto del confinamiento en la capacidad de carga

Los suelos granulares se definen como aquellos en que la resistencia al corte depende íntegramente de las presiones intergranulares, las cuales son ocasionadas por la sobrecarga sobre el terreno y/o por las cargas actuantes sobre las cimentaciones. Un suelo granular es un material friccional, pero se diferencia del comportamiento friccional puro por la influencia de la presión de confinamiento sobre el encaje de las partículas.

Anteriormente se había mencionado que la deficiencia más notable que tiene la norma cubana con la modelación es que no toma en cuenta el efecto del confinamiento a medida

que varía el espesor del primer estrato. Para demostrar esta teoría se modelaron tres casos en los que se despreció la heterogeneidad de la masa de suelo.

Comparación M.E.F y NC en igualdad de condiciones

Con la modelación computacional de un cimiento apoyado en una masa de suelo no homogénea es posible analizar el comportamiento tenso-deformacional de los dos estratos simultáneamente no siendo esto posible cuando se diseña empleando la norma cubana ya que esta define un estrato como el más crítico o de diseño y con las características físico-mecánicas de este es que se determina la capacidad de carga, dejando de considerar la interacción entre ambas masas de suelo y con ello el efecto del confinamiento antes mencionado.

Tabla 3.5: Modelación de tres casos ajustados a las condiciones de la NC

Suelo	qbr (NC)	qbr (Abaqus)	% Diferencia
F1	227.42	230	1,12
F2	374.62	380	1,41
F3	630.95	650	2,93

Los por cientos de diferencia son ínfimos por lo que queda demostrado que la norma es una herramienta segura para el diseño de cimentaciones superficiales sobre bases friccionales no homogéneas solo que pudiera ser un método de diseño más económico si no despreciara el aumento de capacidad de carga que aporta el confinamiento.

3.6. Ejemplo de diseño de una cimentación superficial apoyada en un estrato de suelo friccional débil sobre uno más fuerte

Se desea diseñar una cimentación, la cual se encuentra apoyada sobre una masa de suelo no homogénea, donde el estrato superior es una arena cuyas características físico mecánicas son $\phi=25^\circ$, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ y $h_1 = 0.5\text{m}$, el estrato inferior es una arena menos fuerte con $\phi_2=38^\circ$ y $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$. La profundidad de cimentación es de 1.4m con $\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3$. La cimentación deberá soportar una carga vertical de $N' = 400 \text{ kN}$.

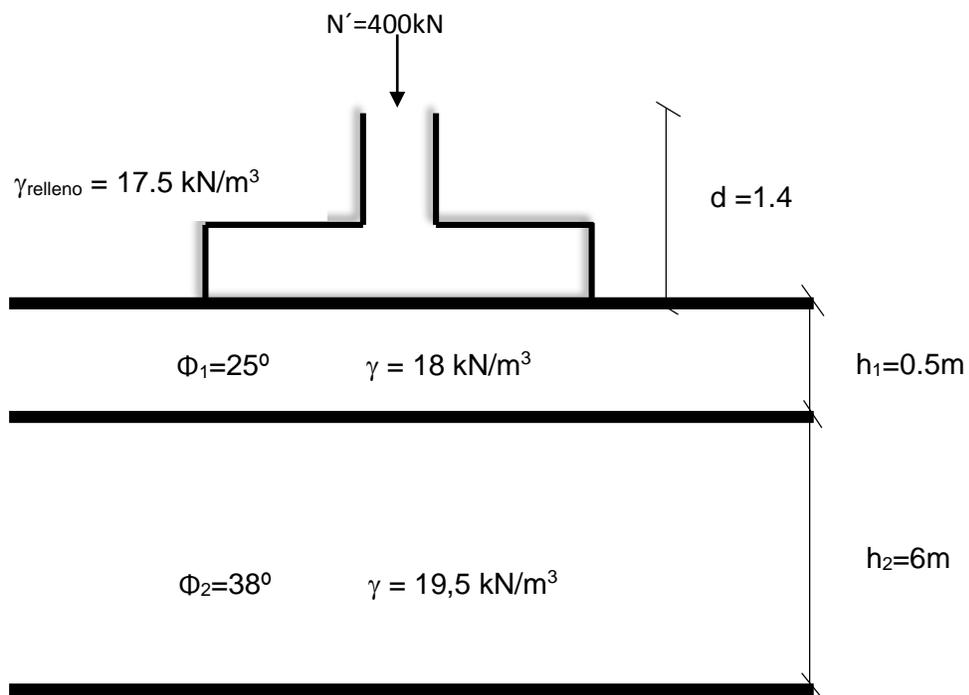


Figura 3.8: Cimentación apoyada sobre un suelo no homogéneo

El diseño se realizó según la propuesta de normativa cubana y se obtuvieron los siguientes resultados:

Dimensiones del Área de la Base		
Lado Paralelo al Mto	b1EL = 1	m
Lado Perpendicular al Mto (b x rectangularidad)	l1EL = 1	m
Combinación Crítica de Diseño	CCD = "0.9CM + 1.4CEsismo"	
Estrato de Diseño	Estrato_Diseño = "Primer Estrato"	
Capacidad de Carga del suelo	qbrF = 431.69227	kN/m ²
Excentricidad Normativa	ex_n = 0	m
Excentricidad de Cálculo	ex_qbt = 0	m
Lado Efectivo de la Base	lado_efectivo = 1	m
Carga Actuante a Nivel de Cimentación	Nc_qbt = 428	kN
Capacidad de Carga de la Base	Qbt = 431.69227	kN

Figura 3.9: Resultados del diseño

Para comparar los resultados del diseño obtenidos por la NC fue necesario modelar el cimiento representado en la Figura 3.8 por falta de un método analítico que resolviera este problema. La capacidad de carga obtenida es de 500 kN/m² y la del diseño es de 431.69 kN/m² por lo que queda demostrado con este ejemplo que se puede reducir el área de la base si como método de diseño se empleara la modelación.

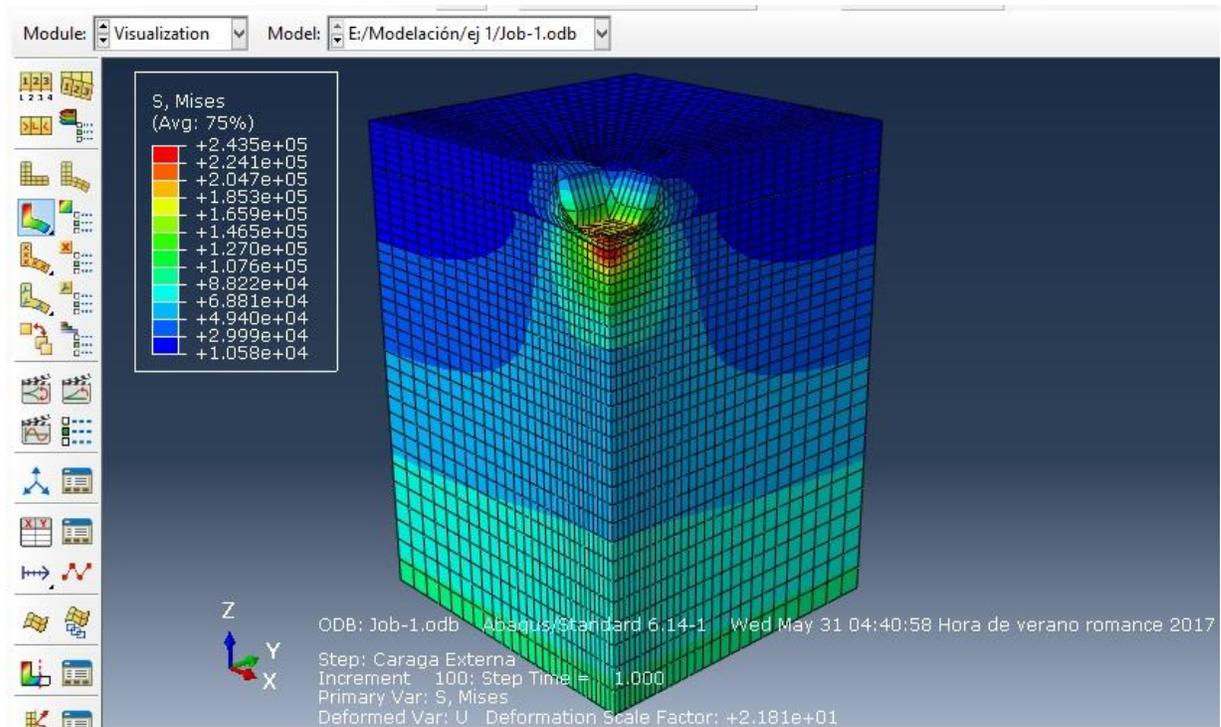


Figura 3.9: Distribución de presiones para el estrato de suelo blando sobre duro

Además se modelaron dos ejemplos para espesores del primer estrato de 0.25m y 1m obteniéndose como resultados los mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 3.6: Resultados

Espesor del primer estrato(m)	qbr (MEF)	qbr (NC)	Á. Base (m ²)
0.25	500	431.69	1
0.5	500	431.69	1
1	470	431.69	1

3.7. Ejemplo de diseño de una cimentación superficial apoyada en un estrato de suelo friccional fuerte sobre uno más débil

Se desea diseñar una cimentación, la cual se encuentra apoyada sobre una masa de suelo no homogénea, donde el estrato superior es una arena fuerte cuyas características físico

mecánicas son $\phi=38^\circ$, $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$, y $h_1 = 0.4\text{m}$, el estrato inferior es también friccional con $\phi=25^\circ$ y $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$. La profundidad de cimentación es de 1.4 m con $\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3$. La cimentación deberá soportar una carga vertical de $N' = 1800 \text{ kN}$.

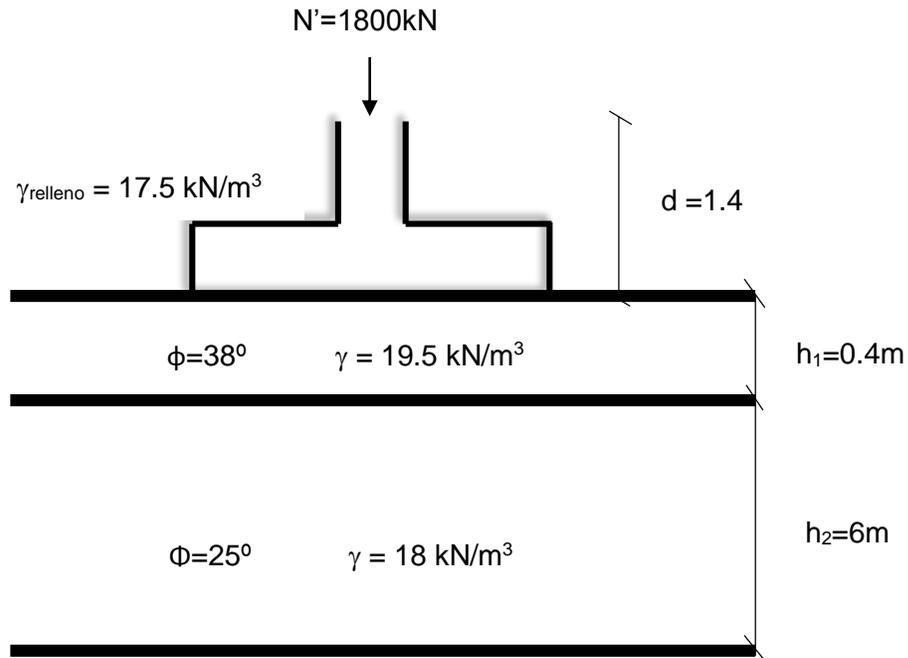


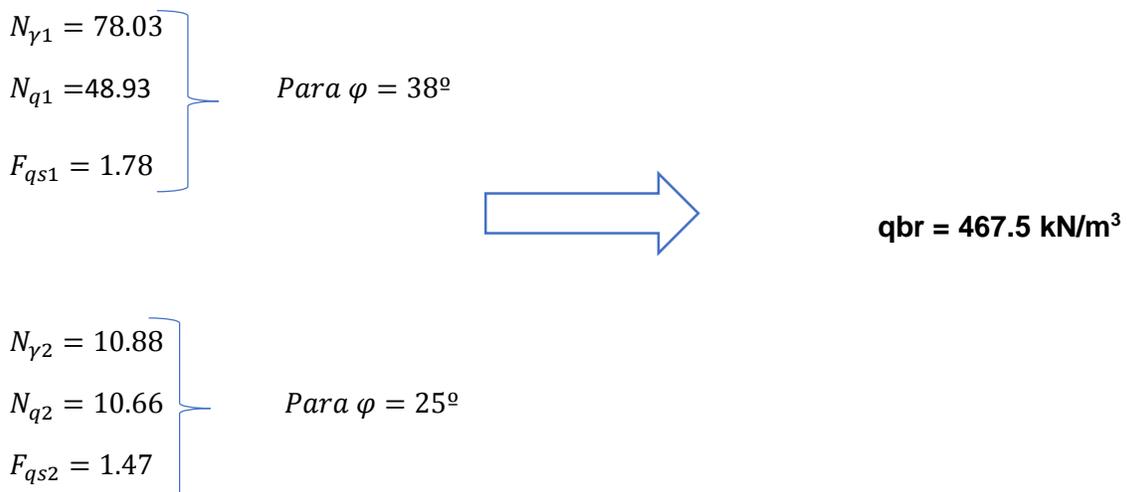
Figura 3.10: Cimiento apoyado sobre un suelo no homogéneo

El diseño se realizó según la propuesta de normativa cubana y se obtuvieron los siguientes resultados:

Dimensiones del Área de la Base		
Lado Paralelo al Mto	b1EL = 1	m
Lado Perpendicular al Mto (b x rectangularidad)	l1EL = 1	m
Combinación Crítica de Diseño	CCD = "0.9CM + 1.4CEsismo"	
Estrato de Diseño	Estrato_Diseño = "Segundo Estrato"	
Capacidad de Carga del suelo	qbrF = 982.76151	kN/m ²
Excentricidad Normativa	ex_n = 0	m
Excentricidad de Cálculo	ex_qbt = 0	m
Lado Efectivo de la Base	lado_efectivo = 1	m
Carga Actuante a Nivel de Cimentación	Nc_qbt = 1.828 × 10 ³	kN
Capacidad de Carga de la Base	Qbt = 1.92621 × 10 ³	kN

Figura 3.11: Resultados del diseño

Los resultados del diseño se comprobaron empleando el método de Meyerhof y Hanna para dos estratos de suelo friccional con el fuerte sobre el débil. Los datos son los siguientes:



Como se pudo apreciar la formulación matemática propuesta por Meyerhof y Hanna es demasiado conservadora por lo que no es recomendable su uso en el diseño de cimentaciones superficiales sobre bases no homogéneas.

Como resultado del M3D se obtuvo una capacidad de carga de 1000 kN/m² considerablemente mayor que la obtenida por Meyerhof y Hanna y mayor que la de la norma cubana pero tolerablemente, por tal motivo en este ejemplo también predomina la modelación como método de diseño rector, obteniéndose con él mayores valores de capacidad de carga que con los demás, siendo la norma cubana un método que se puede continuar empleando mientras que el de Meyerhof y Hanna no se debe emplear ya que los valores de capacidad de carga son menores que el 50% de los de la modelación.

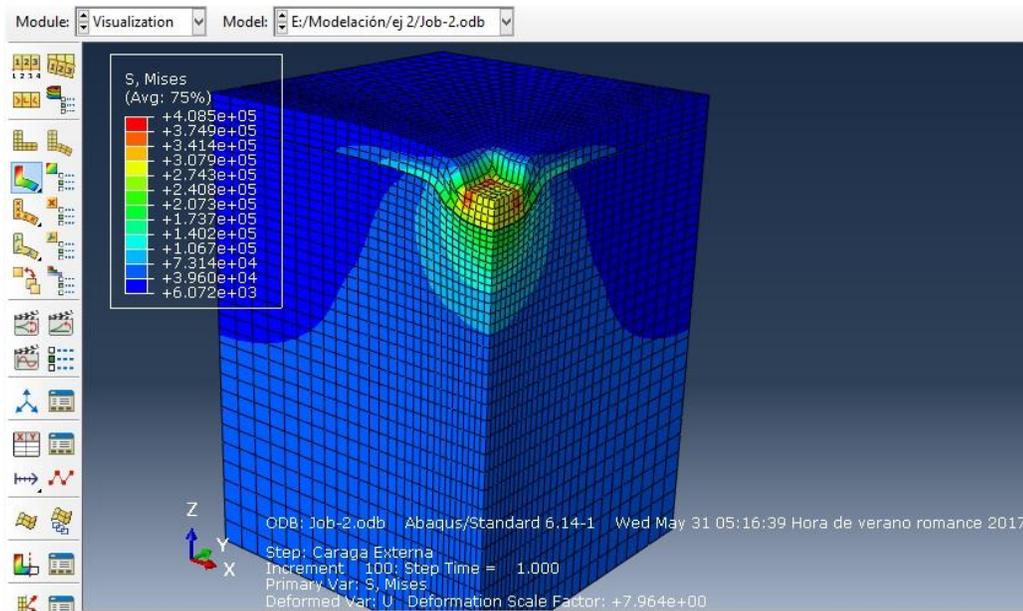


Figura 3.12: Distribución de presiones para el estrato de suelo duro sobre blando

Además se analizó un modelo para para un espesor del primer estrato de 0.25m como se muestra en la siguiente tabla de resultados.

Tabla 3.7: Resultados

Espesor del primer estrato(m)	qbr (MEF)	qbr(NC)	qbr(M-H)	Á. Base (m ²)
0.25	1000	891.75	431.25	1
0.4	1000	982.76	467.5	1

3.8. Conclusiones Parciales

Luego de expuestos los resultados de este capítulo se puede concluir que:

Para suelos Blandos sobre Duros

- Se compararon los resultados de la modelación por el M.E.F con los de la Norma Cubana para el diseño geotécnico de cimentaciones superficiales.
- Para los cuatro espesores del primer estrato analizados los dos métodos coinciden en que el estrato de diseño es el superior.
- El efecto del confinamiento tiene influencia en espesores del primer estrato menores que 1m siendo el mayor % de diferencia de capacidad de carga con respecto a la N.C de 12.5.
- Para espesores del primer estrato de 1 y 1.5m donde el confinamiento no influye el % de diferencia disminuye ya que la N.C no toma este aspecto en consideración.

Para suelos Duros sobre Blandos

- Se compararon los resultados de la modelación por el M.E.F con la Norma Cubana para el diseño geotécnico de cimentaciones superficiales y con el método analítico propuesto por Meyerhof y Hanna para suelos friccionales puros no homogéneos.
- Los valores de capacidad de carga aumentan sustancialmente con respecto a los analizados en el primer caso de estudio debido al aumento del ángulo de fricción interna del primer estrato.
- Cuando el espesor del primer estrato es menor que 0.5m, el segundo estrato decide el diseño.
- La solución para el cálculo de la capacidad de carga propuesta por Meyerhof y Hanna es muy conservadora.

CONCLUSIONES GENERALES

Los resultados de la modelación numérica de una muestra representativa de cimientos superficiales sobre bases no homogéneas en suelos con comportamiento friccional puro y con la condición de carga vertical centrada reafirman las hipótesis planteadas en la investigación, por tanto se puede concluir que:

1. Se emplearon como métodos analíticos para determinar la capacidad de carga en suelos no homogéneos el propuesto por la Norma Cubana para el diseño geotécnico de cimentaciones superficiales y el propuesto por Meyerhof y Hanna para el caso en el que el estrato de suelo fuerte se encuentra sobre el débil, pero resultó ser la modelación, la herramienta con la que mayores valores de capacidad de carga se obtuvo en todos los casos.
2. Para el primer caso de estudio donde el estrato inferior es más resistente que el superior, la superficie de falla es tangente a este y no influye en la capacidad de carga la resistencia del estrato inferior ya que en este caso el diseño lo decide el estrato de suelo menos resistente que es el primero.
3. La capacidad de carga obtenida mediante la modelación de las muestras del primer caso de estudio, aumenta para espesores del primer estrato menores que 1.0 m debido al efecto del confinamiento.
4. Se demostró, por la modelación de tres casos en igualdad de condiciones que la N.C, que este es un método de diseño seguro y económico ya que el mayor % de diferencia entre los valores de capacidad de carga es de 2.93, con la objeción de que para el caso de los suelos blandos sobre duros no toma en cuenta el efecto del confinamiento.
5. En los casos en los que el estrato de suelo más resistente es el superior y su espesor es menor que 0.5m el segundo estrato decide el diseño, esto se pudo verificar tanto por la modelación como por el método de diseño de la NC.
6. La formulación analítica para el cálculo de la capacidad de carga propuesta por Meyerhof y Hanna es demasiado conservadora por tanto no se recomienda su uso para el diseño de cimientos superficiales en bases friccionales estratificadas.

RECOMENDACIONES

1. Investigar más acerca de los suelos no homogéneos debido a su importancia en la práctica, además de su relativa novedad en el campo de la ingeniería geotécnica.
2. Ampliar el estudio a suelos no homogéneos con condición de carga excéntrica y otras dimensiones de la base en suelos friccionales.
3. Definir hasta qué altura específica influye el confinamiento en la capacidad de carga para el caso de suelos blandos sobre duros y determinar un coeficiente que se pueda aplicar a los valores de capacidad de carga de la N.C.

BIBLIOGRAFÍA

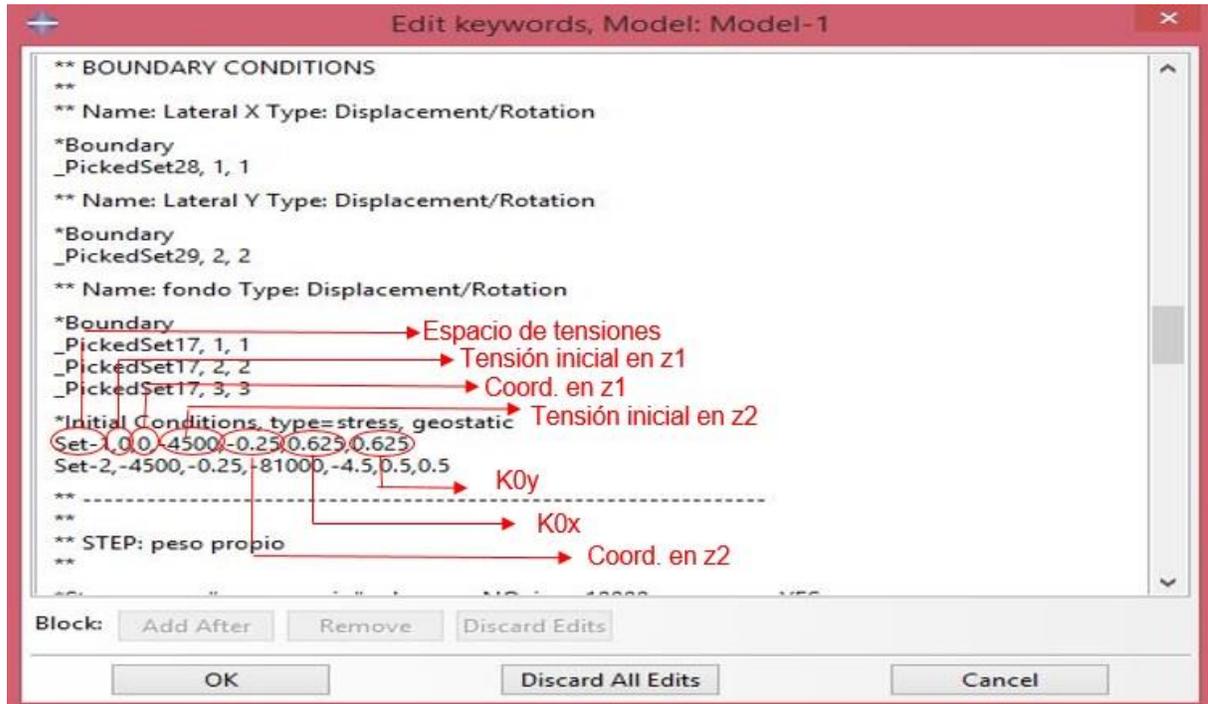
Kim, D.-J., 2014. *Numerical Studies on Bearing Capacity Factor N_γ and Shape Factor of Strip and Circular*. Atlanta: s.n.

- (NC), O. N. D. N., 2004. NORMA PARA EL DISEÑO GEOTECNICO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES..
- Abaqus 6.12, S., 2012. *Getting started with Abaqus: Keywords Edition*. s.l.:s.n.
- Abou Farah, C., 2004. *Ultimate Bearing Capacity of Shallow Foundations on Layered Soils*. Montreal: s.n.
- Al-Hashemi, H. M., 2016. *Literature Review: Bearing Capacity on Layered soils*. s.l.:s.n.
- Badillo, J., 1967. *Mecánica de Suelos. Tomo II*. México: s.n.
- Bowles, J. E., 1997. *Foundation Analysis and Design*. International Edition ed. Singapore: McGraw-Hill.
- Brinch Hansen, J., 1962. *A General Formula for Bearin Capacity*. Copenhagen: s.n.
- Burd, H. & Frydman, S., 1997. Bearing capacity of plane-strain footings on layered soils. *Canadian Geotechnical Journal*, Volume 34, pp. 241-253.
- Cordero, A. B., 2013. Analisis teórico de la capacidad de carga en suelos parcialmente saturados..
- Das, B. M. 6. E., 2006. *Principles of Geotechnical Engineering*. California: International Thomson Editors.
- Dassault-Systèmes, 2012. *ABAQUS Analysis User's Manual Vol. 4 (Versión 6.12)*. USA: Providence, RI.
- Dassault-Systèmes, 2012. *ABAQUS Analysis User's Manual Vol. 5 (Versión 6.12)*. USA: Providence, RI.
- Emre Oktay, H., 2012. *Finite Element Analysis of laboratory model experiments on behavior of shallow foundations under general loading..* Ankara, Turquía: s.n.
- González Harambourn, Y., 2014. *Influencia de la directriz de un cimiento laminar de revolución en el estado tenso-deformacional del suelo. Caso de estudio: Depósitos elevados tipo Güira..* La Habana: s.n.
- González-Cueto, O., Herrera Suárez, M., Iglesias Coronel, C. E. & López Bravo, E., 2013. Análisis de los modelos constitutivos empleados para simular la compactación del suelo mediante el método de elementos finitos.. *Revista Ciencias Técnicas Agropecuarias*, 22(3), pp. 75-80.
- Griffiths, D. V., 2016. *Computation of bearing capacity using finite elements..* [Online] Available at: www.researchgate.net [Accessed 16 marzo 2016].
- HELWANY, S., 2007. *Applied Soil Mechanics: with ABAQUS Applications*. USA, Canada.: s.n.
- Jiménez, A. & R. Jalixto-CuyoJ. Pampas -Quiroga, 2014. *TEORIAS DE CAPACIDAD DE CARGA Y SUS LIMITACIONES EN SUELOS COMPRESIBLES*. s.l., s.n.
- Johnson, K., 2005. *Load-Deformation behaviour of foundations under vertical and oblique loads..* s.l.:s.n.
- Johnson, K., Christensen, M., Sivakugan, N. & Karunasena, W., 2013. *Simulating the Response of Shallow Foundations using Finite Element Modelling*. Australia: s.n.

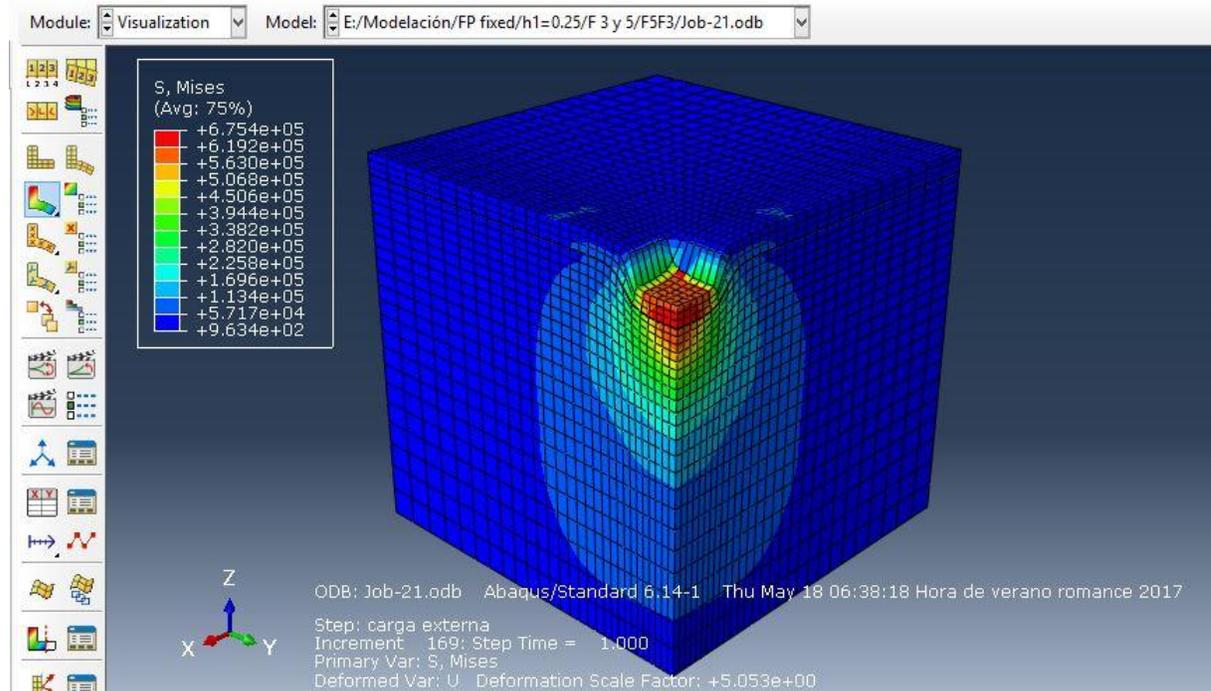
- Juarez Badillo, E. & Rico Rodríguez, A., 1973. *Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos Tomo II*. Primera ed. México: Limusa.
- Lau, C. & Bolton, M., 2011. *The Bearing Capacity of Footings on granular soils. I: Numerical Analysis*. s.l.:s.n.
- Lee, J. & Salgado, R., 2010. *Estimación del asentamiento de cimentaciones en arenas*. s.l.:s.n.
- Lik Kuo, Y., 2008. *Effect of soil variability on the bearing capacity of footings on multi-layered soil*, Sidney: The University of Adelaide.
- MANUAL ABAQUS/CAE, S., 2007. *Manual de utilización para el usuario de Abaqus/CAE*. s.l.:s.n.
- Murthy, V., 2007. *Advanced Foundation Engineering*. New Delhi: CBS Publishers & Distributors.
- Nguyen, R. M. a. V., 2006. Two and three dimensional bearing capacity solutions for footings on two layered clays. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, Vol. 1(No. 2), pp. 151--162.
- Núñez, E., 2010. *Métodos Analíticos aproximados para el cálculo en geotecnia*. Mendoza, Argentina: s.n.
- Oñate, E., 2008. *Análisis estructural por el método de los elementos finitos*. Barcelona: s.n.
- Pichler, T. et al., 2012. *High-Performance Abaqus Simulations in Soil Mechanics*. Germany: s.n.
- Quevedo, G. & Dominguez, C. M., 2014. *Capacidad de carga en suelos parcialmente saturados. Modelación 3D*. Santa Clara, Villa Clara, Cuba: Universidad Central "Marta Abreu" de las Villas.
- Quevedo, G. & Gonzales-Cueto, A. V., 2000. *Diseño Geotécnico de Cimentaciones superficiales en arenas*. Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Construcciones ed. Santa Clara, Villa Clara, Cuba: Universidad Central Marta Abreu de Las Villas.
- Roman, N. D., 2013. *Guía de Modelado con el Software Abaqus*. Santa Fe: s.n.
- Simanca, O., 1999. *Capacidad de Carga en cimentaciones superficiales*. Oviedo, España: s.n.
- Simancas Montoto, O., 1999. *Capacidad de Carga en Cimentaciones Superficiales*. Oviedo: s.n.
- Simons, N. & Menzies, B., 2000. *A Short Course in Foundation Engineering*. s.l.:Thomas Telford.
- Uzcátegui Flores, M. Y., 2012. *ABAQUS Programa de Elementos Finitos*. Mérida, Venezuela: s.n.

ANEXOS

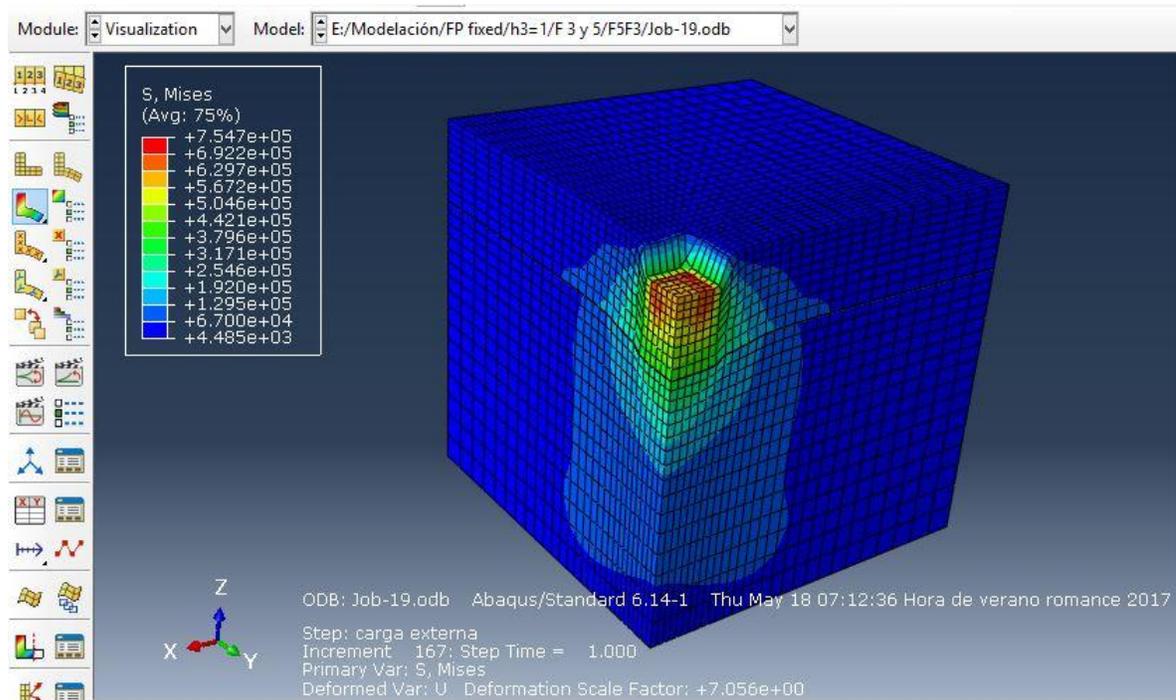
Anexo 1: Código de programación de las tensiones iniciales por peso propio en Abaqus/CAE



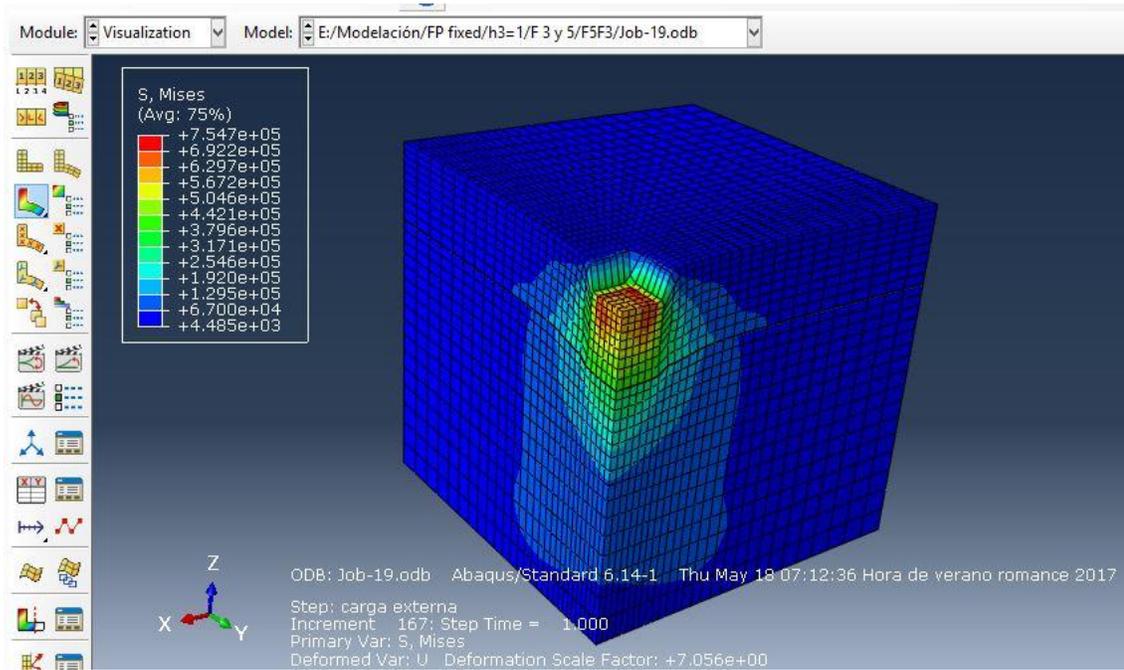
Anexo 2: Distribución de presiones para estrato fuerte sobre los débil por M.E.F



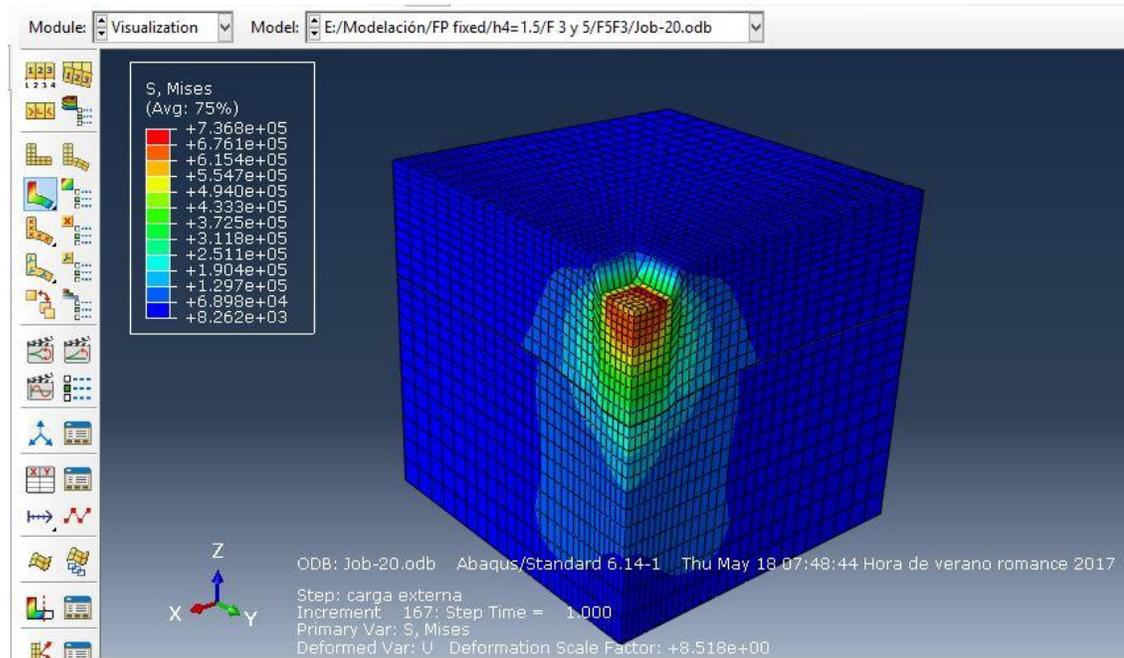
H1



H2

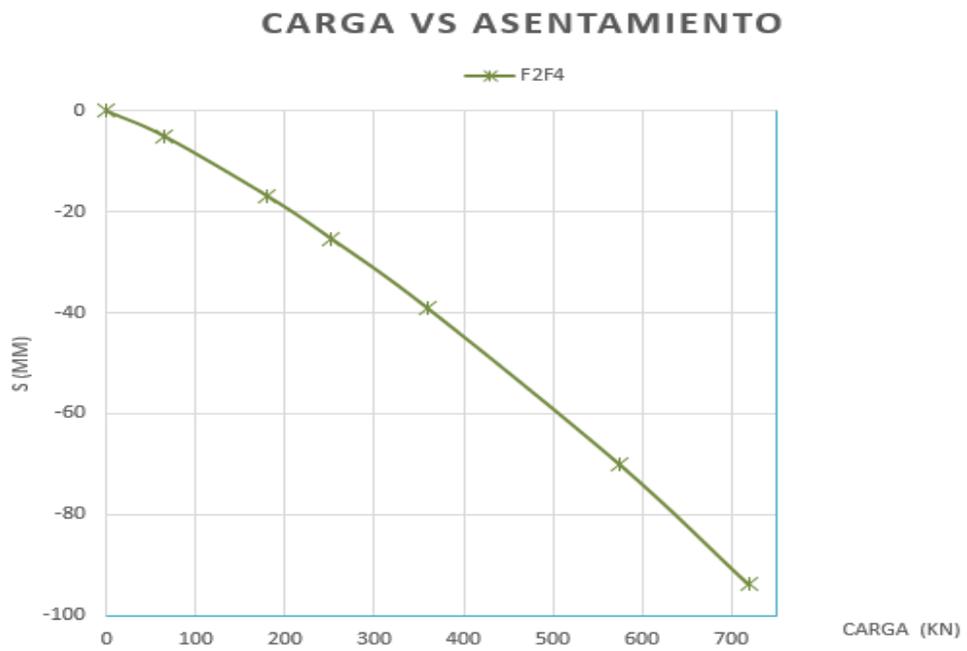
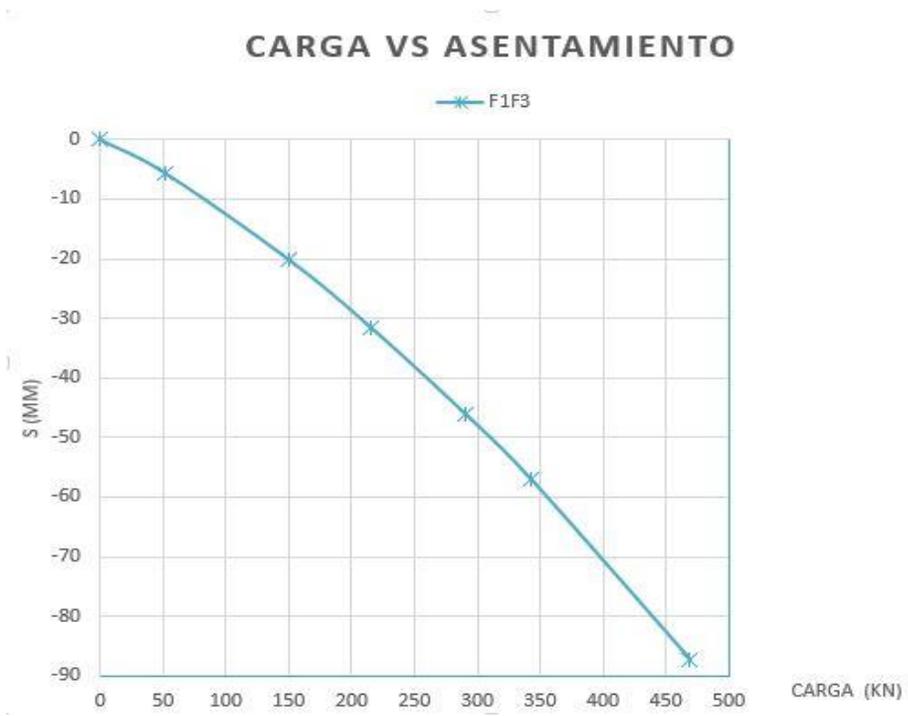


H3

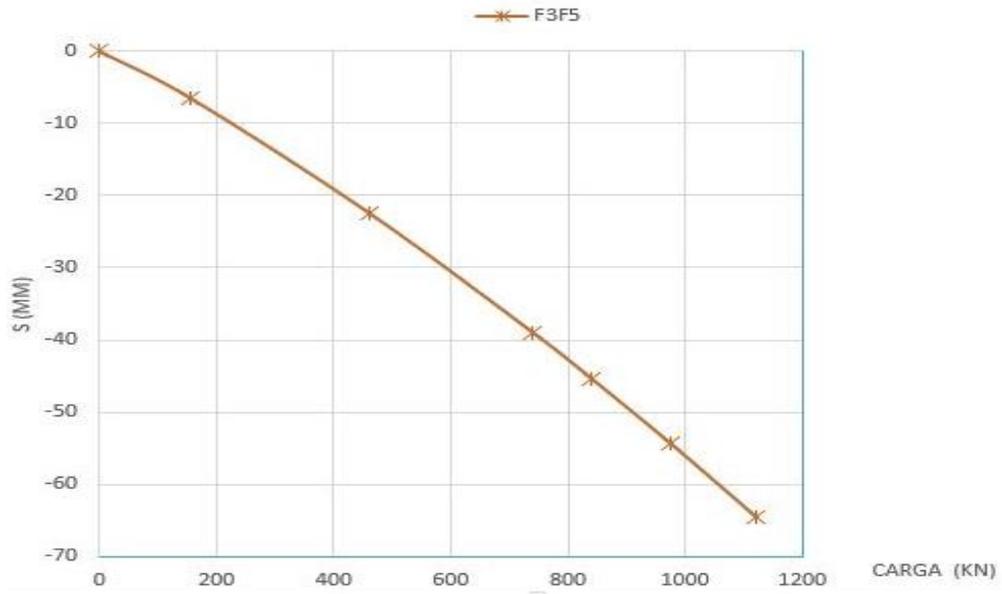


H4

Anexo 3: Relaciones de carga-asentamiento en los cimientos para el caso de estudio 1



CARGA VS ASENTAMIENTO



Anexo 4: Relaciones de carga-asetamiento en los cimientos para el caso de estudio 2

