

Universidad de Lima  
Facultad de Ingeniería  
Carrera de Ingeniería Civil



# **ESTUDIO ANALÍTICO Y NUMÉRICO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE ZAPATAS CORRIDAS SOBRE TALUDES**

Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil

**Saskia Alexandra Arevalo Bardalez**

**Código 20172844**

**Anthony Junior Flores Carpio**

**Código 20172129**

**Asesor**

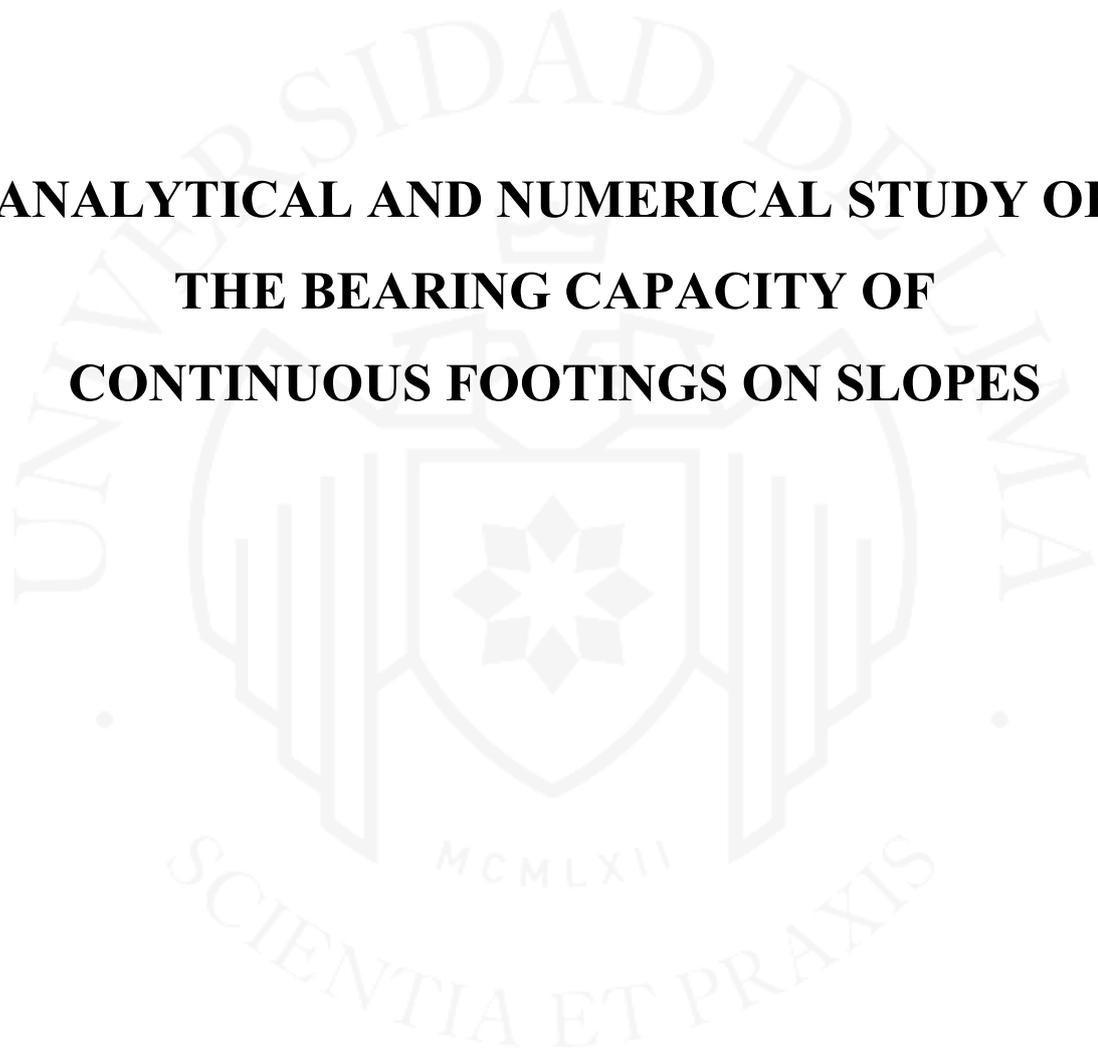
**Marko Antonio López Bendezú**

Lima – Perú

Julio de 2023



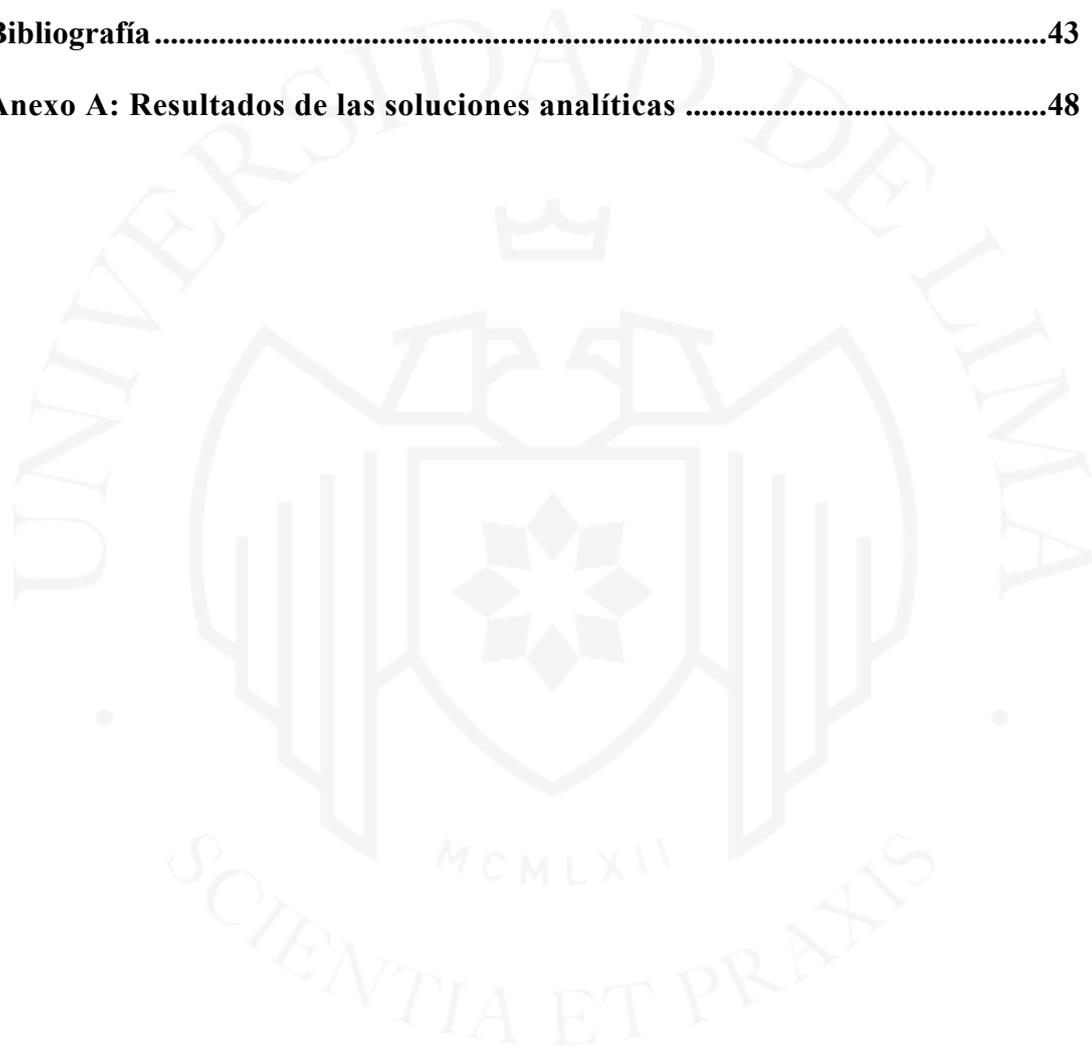
**ANALYTICAL AND NUMERICAL STUDY OF  
THE BEARING CAPACITY OF  
CONTINUOUS FOOTINGS ON SLOPES**



# ÍNDICE

<b>Resumen.....</b>	<b>ix</b>
<b>Abstract.....</b>	<b>x</b>
<b>Capítulo 1: Introducción .....</b>	<b>1</b>
1.1. Antecedentes generales .....	1
1.2. Planteamiento del problema.....	2
1.3. Justificación.....	3
1.4. Objetivo de la investigación.....	5
1.5. Estado del arte .....	5
1.6. Conclusiones de la revisión de literatura .....	10
<b>Capítulo 2: Cimentación sobre un talud.....</b>	<b>13</b>
2.1. Capacidad portante.....	13
2.2. Capacidad portante de cimentaciones superficiales sobre talud .....	14
2.2.1. Meyerhof (1957).....	15
2.2.2. Hansen (1970) .....	17
2.2.3. Vesic (1975) .....	18
2.2.4. Graham (1988).....	18
2.2.5. Saran et al. (1989).....	19
2.2.6. Sarma & Chen (1995).....	20
2.2.7. Georgiadis (2010).....	20
2.2.8. Shiau et al. (2011).....	21
<b>Capítulo 3: Modelo numérico .....</b>	<b>23</b>
3.1. Definición del problema.....	23
3.2. Parámetros y modelo constitutivo .....	25
3.3. Condiciones de contorno.....	25
3.4. Pasos del análisis.....	26
3.5. Validación del modelo .....	27

<b>Capítulo 4: Resultados y discusión</b> .....	<b>29</b>
4.1. Introducción .....	29
4.2. Resultados analíticos.....	30
4.3. Resultados numéricos.....	35
<b>Capítulo 5: Conclusiones y recomendaciones</b> .....	<b>41</b>
5.1. Conclusiones .....	41
5.2. Recomendaciones.....	42
<b>Bibliografía</b> .....	<b>43</b>
<b>Anexo A: Resultados de las soluciones analíticas</b> .....	<b>48</b>



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Esquema de una cimentación superficial sobre un talud.....	15
Figura 2.2 Variación del factor de capacidad portante $N_{cq}$ , para un suelo puramente cohesivo. ....	16
Figura 2.3 Variación del factor de capacidad portante $N_{\gamma q}$ , para un suelo puramente granular. ....	17
Figura 2.4 Esquema de la zona de falla de la cimentación en la cresta del talud.....	19
Figura 2.5 Esquema geométrico por Georgiadis.....	21
Figura 2.6 Esquema geométrico y mecanismo de falla. ....	22
Figura 3.1 Dimensiones de la geometría en el programa Abaqus®.....	24
Figura 3.2 Malla de elementos finitos generada.....	24
Figura 3.3 Esfuerzos efectivos verticales en el paso inicial. ....	26
Figura 3.4 Esfuerzos efectivos verticales luego de aplicar la gravedad y realizar el equilibrio.....	27
Figura 3.5 Curva de carga-asentamiento debajo de la zapata.....	28
Figura 3.6 Deformación plástica equivalente en falla para el caso con $c=60$ kPa. ....	28
Figura 4.1 Capacidad portante en función de $C_u$ para $\beta=15^\circ, 30^\circ$ y $45^\circ$ usando Vesic (1975) y Georgiadis (2010). ....	31
Figura 4.2 Capacidad portante en función de $\beta$ para $C_u=60, 90$ y $120$ kPa usando Vesic (1975) y Georgiadis (2010): a) para $D_f/B=0, 0.5, 1$ y $2$ y b) para $b/B=0.1, 0.5, 1$ y $2$ ..	32
Figura 4.3 Capacidad portante en función de $C_u$ para $\beta=15^\circ, 30^\circ$ y $45^\circ$ usando Hansen (1970) y Sarma & Chen (1995), a) para $\phi=20^\circ$ , b) para $\phi=30^\circ$ y c) para $\phi=40^\circ$ . ....	33
Figura 4.4 Capacidad portante en función de $\beta$ para $C_u=60$ kPa y $\phi=20^\circ, 30^\circ$ y $40^\circ$ usando Hansen y Sarma & Chen: a) $D_f/B=0, 0.5, 1$ y $2$ y b) $b/B=0.1, 0.5, 1$ y $2$ . ....	33
Figura 4.5 Capacidad portante en función de $\beta$ para $C_u=90$ kPa y $\phi=20^\circ, 30^\circ$ y $40^\circ$ usando Hansen y Sarma & Chen: a) $D_f/B=0, 0.5, 1$ y $2$ y b) $b/B=0.1, 0.5, 1$ y $2$ . ....	35

Figura 4.6 Capacidad portante en función de  $\beta$  para  $C_u=120$  kPa y  $\phi=20^\circ$ ,  $30^\circ$  y  $40^\circ$  usando Hansen y Sarma & Chen: a)  $D_f/B=0, 0.5, 1$  y  $2$  y b)  $b/B=0.1, 0.5, 1$  y  $2$ . .....35

Figura 4.7 Curva asentamiento vs. carga variando  $c=60, 90$  y  $120$  kPa para: a)  $\beta=15^\circ$  y  $\phi=20^\circ$ , b)  $\beta=15^\circ$  y  $\phi=30^\circ$ , c)  $\beta=15^\circ$  y  $\phi=40^\circ$ , d)  $\beta=30^\circ$  y  $\phi=20^\circ$ , e)  $\beta=30^\circ$  y  $\phi=30^\circ$ , f)  $\beta=30^\circ$  y  $\phi=40^\circ$ . .....38

Figura 4.8 Curva asentamiento vs. carga variando  $c=60, 90$  y  $120$  kPa, para: a)  $\beta=45^\circ$  y  $\phi=20^\circ$ , b)  $\beta=45^\circ$  y  $\phi=30^\circ$ , c)  $\beta=45^\circ$  y  $\phi=40^\circ$ , d)  $\beta=15^\circ$  y  $\phi=0^\circ$ , e)  $\beta=30^\circ$  y  $\phi=0^\circ$ , f)  $\beta=45^\circ$  y  $\phi=0^\circ$ . .....39



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 <i>Estado del arte</i> .....	6
Tabla 4.1 <i>Escenarios paramétricos para simular numéricamente</i> .....	30
Tabla 4.2 <i>Comparación de la capacidad portante para los escenarios 1 al 36</i> .....	40



## Resumen

Diversos proyectos de ingeniería, tales como edificios, torres de alta tensión y estribos de puentes, se cimentan en zonas adyacentes a un talud. Cuando ello ocurre, el comportamiento de la cimentación se ve afectado por la presencia del desnivel, que modifica su capacidad portante y afecta el mecanismo de falla del terreno, siendo este sustancialmente diferente al desarrollado por zapatas sobre geomorfologías horizontales. En 1957, Meyerhof fue pionero al desarrollar una teoría para determinar la capacidad portante de una cimentación en áreas adyacentes a una pendiente, siendo su labor complementada por diversos investigadores en años posteriores. Esta investigación presenta una comparación de métodos disponibles desarrollados por diferentes autores para estimar la capacidad portante de cimentaciones superficiales en la parte superior del talud. También se determina el cálculo de la capacidad portante mediante el método de elementos finitos con el programa Abaqus®, para el cual se analizan 36 escenarios. Además, se lleva a cabo un estudio paramétrico sobre los efectos de la altura del talud, distancia a la cresta, ancho de cimentación y los parámetros de resistencia del suelo. A partir de las variables estudiadas se encontraron limitaciones en las formulaciones analíticas evaluadas. Los resultados obtenidos muestran que la cohesión del suelo, el ángulo del talud y el ángulo de fricción ejercen influencia directa en la capacidad portante. Se observa que los resultados son más cercanos cuando no hay presencia de fricción. El aporte de la presente investigación se resume en determinar la capacidad portante en forma rápida y eficiente cuando se presentan las condiciones y parámetros que se plantean en los casos de estudio para diseñar cimentaciones superficiales en la parte superior de los taludes a partir de los gráficos propuestos.

**Palabras claves:** análisis por elementos finitos, capacidad portante, métodos analíticos, taludes, zapatas corridas.

## Abstract

Several engineering projects such as buildings, high voltage towers and bridge abutments are founded in adjacent areas at the top of a slope. When this occurs, the behavior of the foundation is affected by the presence of the slope, which modifies its bearing capacity and affects the failure mechanism of the ground, being substantially different from that developed by footings on horizontal geomorphologies. In 1957, Meyerhof was a pioneer in developing a theory to determine the bearing capacity of a foundation in areas adjacent to a slope, and his work was complemented by several researchers in later years. This research presents a comparison of available methods developed by different authors to estimate the bearing capacity of shallow foundations at the top of the slope. It also determines the bearing capacity calculation by means of the finite element method with the Abaqus® program, for which 36 scenarios are analyzed. In addition, a parametric study is carried out on the effects of slope height, distance to the crest, foundation width and soil strength parameters. Based on the variables studied, limitations were found in the analytical formulations evaluated. The results obtained show that soil cohesion, slope angle and friction angle have a direct influence on bearing capacity. It is observed that the results are closer when friction is not present. The contribution of this research is summarized in determining the bearing capacity quickly and efficiently when the conditions and parameters presented in the case studies for the design of shallow foundations at the top of slopes from the proposed graphs.

**Keywords:** analytical methods, bearing capacity, finite element analysis, slopes, strip footings.

# Capítulo 1: Introducción

## 1.1. Antecedentes generales

Las cimentaciones son un pilar fundamental de cualquier estructura debido a que transmiten la carga de esta última a las capas del suelo que son interesadas. Puntualmente, la utilización de zapatas corridas es un método rentable para transmitir las cargas de estructuras ligeras hacia el terreno. Debido a las limitaciones de espacio, así como a los objetivos económicos y arquitectónicos de un proyecto, las cimentaciones pueden construirse cerca de un talud. Algunos ejemplos comunes de estas cimentaciones son edificios, torres de alta tensión y estribos de puentes que se cimientan en zonas aledañas a un talud. Estas construcciones pueden variar desde edificaciones sencillas hasta edificaciones complejas que requieren del análisis de las cimentaciones, por ejemplo, de su capacidad portante, o de problemas de estabilidad global del talud. Por lo tanto, la capacidad de carga es uno de los parámetros críticos en el diseño de una zapata corrida, también llamada zapata continua.

En países como el Perú, que presenta una alta tasa de crecimiento poblacional y económico, y el desarrollo de sectores como la construcción, es importante analizar el comportamiento de una cimentación superficial que genera la formación de distintas superficies de fallas, las cuales dependen de factores como la geometría del talud, las propiedades del terreno, la ubicación y el tipo de cimentación. El análisis, diseño y construcción de estructuras cimentadas en áreas planas es ampliamente conocido, sin embargo, existen escasas investigaciones sobre el comportamiento de cimentaciones cerca de los bordes de taludes.

Uno de los primeros autores en estudiar la capacidad portante en terreno inclinado fue Meyerhof (1957) y posteriormente diferentes autores ampliaron las soluciones a esta situación particular. En los casos en que se presenta un entorno montañoso, las cimentaciones deben construirse sobre o cerca de la cresta del talud. En consecuencia, para aumentar la seguridad de tales estructuras es necesario estudiar la capacidad portante. Hansen (1970) y Vesic (1975) desarrollaron factores empíricos para terrenos inclinados, presentando en sus formulaciones analíticas limitaciones como la falta de

consideración de los espaciamientos existentes entre la cresta y la zapata; asimismo, Hansen omite las propiedades del material del talud.

Por otro lado, se puede determinar la capacidad portante a través de métodos numéricos. En tiempos actuales, están disponibles diferentes programas comerciales como el Plaxis®, Flac®, Abaqus®, entre otros, para realizar estos análisis. Estos, incluso, permiten realizar análisis más complejos, resolviendo la mayor parte de las situaciones propuestas.

La tesis se divide en tres partes. Primero, se comparan las diferentes soluciones analíticas disponibles de diferentes autores para la estimación de la capacidad portante de cimentaciones corridas en la parte superior del talud a través de ejemplos numéricos. Segundo, se realiza el modelamiento numérico por el método de elementos finitos con el software comercial Abaqus® para el cálculo de la capacidad portante de una cimentación corrida sobre el talud. Para el suelo se utiliza el modelo constitutivo elastoplástico de Mohr-Coulomb. Finalmente, se lleva a cabo un estudio numérico-paramétrico sobre los efectos y la influencia de la altura del talud, la relación distancia a la cresta/ancho de la zapata y los parámetros de resistencia del suelo y ángulo del talud. Así pues, según la literatura revisada, las soluciones analíticas tienen condiciones limitantes en sus formulaciones tanto para el autor Hansen (1970) como para Sarma & Chen (1995). Aunque los métodos numéricos no tienen las limitaciones antes mencionadas, requieren de habilidades computacionales y deben verificarse con métodos experimentales o analíticos.

## **1.2. Planteamiento del problema**

El cálculo de la capacidad portante en una cimentación superficial adyacente a un talud resulta ser tedioso en vista de que “la evaluación de la carga de la capacidad portante de una zapata se complica aún más cuando las zapatas aisladas o múltiples descansan sobre la cresta o cara de un terreno inclinado” (Dey et al., 2019). “La capacidad de carga juega un papel importante en la evaluación de la seguridad de los cimientos que descansan en la pendiente” (Haghgouei et al., 2022). Sin embargo, pese a la importancia del cálculo de la capacidad portante para el dimensionamiento de las cimentaciones sobre terreno inclinado, esta información es limitada porque no se sabe qué solución analítica se puede utilizar, y el empleo de programas de elementos finitos requiere de un personal más capacitado. Está claro que los enfoques empíricos y analíticos existentes tienen

deficiencias al considerar las características materiales del talud, así como la base y la geometría del talud. Aunque los métodos numéricos no tienen las limitaciones antes mencionadas, requieren un mayor esfuerzo computacional y deben ser verificados por métodos experimentales o analíticos (Haghgouei et al., 2022). No queda claro qué ventajas y/o limitaciones pueden encontrarse en la comparación de las soluciones analíticas, además de las numéricas.

Generalmente, el problema radica en que el cálculo de la capacidad portante de cimentaciones que están a poca profundidad en terreno llano, resulta ser un problema importante cuando la zapata está ubicada en la cresta o cerca del talud, pues el cimiento estará sujeto a cambios que serán producto de las características del suelo y los parámetros geométricos del cimiento (Cinicioglu & Erkii, 2018). En las cimentaciones sobre un talud existe la falta de confinamiento lateral, que puede generar lo siguiente: i) esfuerzos de tracción en el suelo adyacente a taludes, con posibilidad de que comúnmente aparezcan grietas en el piso de las construcciones o en las vigas de amarre de la cimentación y en los elementos de mampostería (Suarez, 2009); ii) disminución de la capacidad portante por la presencia del talud; iii) Variación del terreno de cimentación, presentando zonas blandas y duras, lo cual produciría asentamientos diferenciales y iv) falla de talud al corte.

Varios métodos propuestos por los investigadores (soluciones analíticas o semianalíticas) están disponibles para determinar la capacidad portante de una cimentación superficial en la cara del talud o cerca del borde del talud, con base en: (1) análisis de equilibrio límite; (2) análisis de línea de deslizamiento; y (3) análisis de elementos finitos (Raj & Bharathi, 2013).

Por último, para determinar la capacidad portante sobre un talud se analiza las soluciones analíticas y el método numérico para ver si tienen ventajas o limitaciones. El cual se plantea la siguiente pregunta ¿cuáles son los factores que influyen más en la capacidad portante?, pues será la pregunta a responder en esta investigación.

### **1.3. Justificación**

Las construcciones de estructuras tales como edificaciones industriales, residenciales, gubernamentales, entre otras, generalmente son construidas sobre terreno llano. Como consecuencia del tiempo y del crecimiento demográfico, las construcciones son evaluadas sobre nuevas zonas como, por ejemplo, los taludes, para lo cual es

necesario aplicar conocimientos específicos de cimentaciones sobre taludes y otras herramientas afines al diseño de cimentaciones, en vista que “La ingeniería de cimentaciones se había concentrado principalmente en el análisis y diseño de cimentaciones sobre terrenos planos y es relativamente reciente el tratamiento de cimentaciones sobre taludes” (Suyo, 2017). Debido a que el Perú presenta una geomorfología accidentada dividida entre la sierra, costa y selva, esta situación invita a resolver diferentes problemas de diseño, análisis y construcción en las cimentaciones sobre taludes.

Es evidente que la realidad de la geografía accidentada del país puede ocasionar condiciones inseguras para la construcción de estructuras sobre taludes. El crecimiento de zonas urbanizadas empuja a la sociedad a poblar espacios en donde es necesario aplicar los conocimientos de cimentaciones en terrenos inclinados. Como un ejemplo se tiene a la Costa Verde en la ciudad de Lima, la cual concentra parte de proyectos inmobiliarios sobre los taludes (INDECI, 2017). Esta zona presenta un alto nivel de peligro debido a la morfología de la zona, incluso del potencial de movimientos de masas, entre ellos el deslizamiento de suelos y rocas. Sin embargo, esta investigación no abarca la influencia de las cargas sísmicas ni de las lluvias que son comunes en el Perú.

Del mismo modo, este trabajo busca resaltar la importancia de la diferencia existente entre el análisis de cimentaciones en terrenos planos y sobre taludes, pues se pueden generar varios problemas tales como la disminución de la capacidad portante. “Existe una diferencia fundamental de una cimentación en un terreno plano y sobre un talud que es la falta de confinamiento lateral para el suelo de la cimentación en el caso del talud” (Suyo, 2017). En este sentido, se debe considerar parámetros adicionales de diseño para construir sobre un talud, pues “la capacidad de soporte del suelo cerca o sobre taludes es inferior a la capacidad de soporte del mismo suelo en topografía semi-plana” (Suarez, 2009). También, la falta de información de la normativa peruana, al ser muy general, no indica qué formulaciones se pueden usar en distintos ámbitos (MVCS, 1997), pues con respecto a este caso particular de estudio ha repercutido en errores conceptuales para la determinación de la capacidad portante. “Generalmente, la práctica de la ingeniería de cimentaciones no diferencia la capacidad portante en terreno plano y sobre taludes; y es común que se utilice en taludes las mismas expresiones para calcular capacidad portante utilizadas en terreno plano” (Suarez, 2009).

Para resolver casos complejos poco estudiados en la normativa y por los profesionales involucrados, el empleo del método de elementos finitos permite explorar soluciones asertivas y más realistas. En la práctica, para el análisis de la capacidad portante, los profesionales en ingeniería buscan soluciones menos complicadas para simplificar los cálculos, como el análisis experimental, el cual requiere mucho tiempo. Por ello, se usan comúnmente soluciones como el método de equilibrio límite o métodos numéricos que son una poderosa herramienta para resolver casos complejos (Mosadegh & Nikraz, 2015).

#### **1.4. Objetivo de la investigación**

El objetivo general es evaluar las soluciones analíticas de la capacidad portante de zapatas corridas sobre taludes por diferentes autores y comparar los resultados con una solución numérica, empleando el método de elementos finitos.

Los objetivos específicos son los siguientes:

- Describir las soluciones analíticas para la estimación de la capacidad portante de cimentaciones corridas en la parte superior del talud planteadas por Vesic (1975), Georgiadis (2010), Hansen (1970) y Sarma & Chen (1995).
- Implementar el modelo numérico por el método de elementos finitos con el software Abaqus® y realizar el cálculo de la capacidad portante.
- Realizar un estudio numérico paramétrico sobre los efectos de la altura/ángulo del talud, la distancia a la cresta/ancho de la zapata y los parámetros de resistencia del suelo que resulten ser los de mayor influencia.

#### **1.5. Estado del arte**

Diversos estudios han analizado la capacidad portante de cimentaciones superficiales sobre taludes de forma analítica y numérica. Entre los principales trabajos científicos identificados que aportan a la investigación en curso, se destacan estudios relacionados con el tema que se presentan a continuación en orden cronológico en la Tabla 1.1.

El artículo realizado por Soriano et al. (2002), titulado “Capacidad portante de cimentaciones superficiales en terreno inclinado”, tiene como objetivos revisar algunos métodos conocidos y proponer un procedimiento de mejora en los resultados para hallar la capacidad portante de cimentaciones superficiales en terrenos inclinados. La metodología aplicada en el artículo es cuantitativa, debido a que analiza distintos

escenarios apoyados de ecuaciones base que sirven para plantearse una solución que sea la más factible de aplicar a la realidad, empleando varios casos de variantes en cuanto a parámetros del suelo o dimensionamiento del talud. Utilizaron el método de equilibrio límite (método simplificado de Bishop) y el de diferencias finitas (programa FLAC®).

**Tabla 1.1**

*Estado del arte.*

ID	Título	Autores	Tipo de estudio	Local de estudio	Año
1	Capacidad portante de cimentaciones superficiales en terreno inclinado.	Soriano Peña, A., Valderrama Conde, M. & González Galindo, J.	Análisis comparativo	Madrid, España	2002
2	<i>Seismic bearing capacity of shallow strip footings embedded in slope.</i>	Choudhury D., Rao K.S.S.	Análisis de escenarios	Bombay, India	2006
3	<i>Slip line solution by spreadsheet.</i>	Wang, R., Skirrow, R. & Sun, J. P.	Caso de estudio	Beijing, China	2008
4	<i>The influence of load inclination on the undrained bearing capacity of strip footings on slopes.</i>	Georgiadis, K.	Análisis de escenarios	Salónica, Grecia	2010
5	<i>Undrained stability of footings on slopes.</i>	Shiau J.S., Merifield R.S., Lyamin A.V., Sloan S.W.	Análisis de casos	Australia	2011
6	Cálculo simplificado de capacidad portante de cimientos superficiales en ladera.	Gonzalez, A.	Análisis comparativo	Colombia	2012
7	<i>Seismic bearing capacity of shallow foundations near slopes using the upper-bound method.</i>	Kentaro Yamamoto	Análisis de escenarios	Kyushu, Japón	2013
8	<i>Numerical analysis of the bearing capacity of strip footing on reinforced soil slope.</i>	Mohammadreza Hamzehpour Ahmadi, Adel Asakereh	Análisis de casos	India	2015
9	<i>2D numerical analysis of shallow foundation rested near slope under inclined loading.</i>	Baazouzi M., Benmeddour D., Mabrouki A., Mellas M.	Análisis de escenarios	Argelia, África	2016
10	<i>Mathematical advances in soil bearing capacity.</i>	Onyelowe, K.	Análisis comparativo	Nigeria, África	2017
11	<i>Bearing capacity and failure mechanism of shallow footings on unreinforced slopes: a state-of-the-art review.</i>	Dey A., Acharyya R., Alammyan A.	Análisis comparativo	Assam, India	2019
12	<i>Small scale experiments to assess the bearing capacity of footings on the sloped surface.</i>	Islam, M.	Análisis de casos	Pittsburg, Estados Unidos	2020

El artículo realizado por Wang et al. (2008), titulado *Slip line solution by spreadsheet*, propone un método práctico que utiliza hojas de cálculo para determinar la capacidad portante del suelo. El artículo habla acerca de la línea de deslizamiento

(*classical slip line method*), que es aquella que satisface el teorema del límite inferior y satisface las condiciones de contorno y las ecuaciones de equilibrio. En este artículo se plantea realizar los cálculos de forma más rápida y automática, por ello se decide emplear hojas de cálculo para poder programar y obtener soluciones rápidas. Tres situaciones de ejemplo típicas que involucran problemas de taludes, túneles y cimientos se resuelven utilizando el método de la línea de deslizamiento y se comparan con enfoques matemáticos establecidos. Finalmente, concluye el autor Wang, se puede decir que el procedimiento se basa en el uso de una función de iteración incorporada en las hojas de cálculo, para así poder realizar cálculos, desde simples hasta complejos, y todo ello es posible gracias a la búsqueda iterativa de varias soluciones que fueron comparadas con las soluciones analíticas y dieron los mismos resultados, confirmando su veracidad; todo ello invocando a la herramienta de optimización de una hoja de cálculo.

Georgiadis (2010), en su artículo *The influence of load inclination on the undrained bearing capacity of strip footings on slopes*, determina las cargas de falla vertical y horizontal de una zapata cimentada en un talud de suelo en condición no drenada para cualquier inclinación de carga. El artículo explica acerca de cómo puede ejercer influencia la carga inclinada sobre la capacidad portante en el talud, puesto que se ejercen variaciones en el comportamiento de la zapata cuando se modifican y alternan valores en el ancho de la cimentación en relación con la altura e inclinación del talud, y el ángulo de fricción. Los resultados son contrastados con soluciones analíticas.

El artículo realizado por Shiau et al. (2011), titulado *Undrained stability of footings on slopes*, presenta soluciones a la capacidad portante máxima de las zapatas cimentadas en taludes con ausencia de fricción, es decir, puramente cohesivos, aplicando métodos de límite superior e inferior de elementos finitos. La capacidad portante no drenada de una zapata cimentada al borde de una pendiente es influenciada por la relación del ancho del cimiento, la distancia a la cresta y la profundidad. Utilizan el método de elementos finitos para observar el cambio y plantear una nueva forma de solución. Se establecieron parámetros adimensionales para la capacidad portante, que tendrá relación con el peso unitario del suelo y el ancho de la zapata, pues se obtuvo un planteamiento de una ecuación con una función que contempla la relación de resistencia de las fallas producidas por la zapata en el talud.

Gonzalez (2012), en su artículo “Cálculo simplificado de capacidad portante de cimientos”, presenta ecuaciones simplificadas y gráficos para los factores de capacidad

portante para terrenos inclinados. Utiliza el software de diseño geotécnico STABL® que se utiliza especialmente para suelo muy heterogéneo y para estabilidad de taludes, pues afirma que la capacidad portante de cimentaciones superficiales en terrenos inclinados puede reducirse en un 50% a 60% en relación con el terreno llano, lo cual conlleva a errores en el diseño, motivo por el cual es importante tener en cuenta este parámetro de cambio.

Yamamoto (2013), en su artículo *Seismic bearing capacity of shallow foundations near slopes using the Upper-Bound method*, investiga de forma analítica los factores de capacidad portante sísmica aplicadas a la zapata cuando es cimentada cerca de una pendiente. Mediante una comparación con otros autores y el propio análisis realizado, presentó unas gráficas que demostraron que los factores de capacidad portante sísmica se reducen considerablemente con el aumento del coeficiente sísmico horizontal; adicionalmente, concluyó que la carga aplicada disminuye con el aumento de la inclinación de la pendiente y aumenta la profundidad del cimiento en relación con la distancia a la cresta.

Choudhury y Subba Rao (2006), en su artículo *Seismic bearing capacity of shallow strip footings embedded in slope*, describen una nueva metodología para establecer los factores de capacidad portante sísmica de zapatas corridas sobre el talud y en la cara del talud mediante el método de equilibrio límite. En el trabajo, las fuerzas sísmicas se consideran fuerzas pseudoestáticas que actúan tanto sobre la zapata como sobre el suelo debajo de la zapata. Los resultados del estudio se presentan en forma tabular. Se ha estudiado el efecto de la variación paramétrica sobre los factores de capacidad portante sísmica. También se presentan comparaciones del método propuesto con las teorías disponibles en el caso sísmico.

Mohammadreza y Asakereh (2015), en su artículo *Numerical analysis of the bearing capacity of strip footing on reinforced soil slope*, analizan el comportamiento de la cimentación superficial sobre el talud mediante el método de elementos finitos con el software Plaxis®, luego realizan estudios paramétricos geométricos efectivos. Producto del análisis de elementos finitos, los autores indicaron que la capacidad portante de la zapata puede mejorarse considerablemente mediante la inclusión de una capa de refuerzo (geomalla), pero dependiendo del número de estas, ya que la cantidad de capas de refuerzo que se apliquen debe estar en función del ángulo de la pendiente y la profundidad

del cimiento. La mejora se produce cuando hay un aumento significativo en la capacidad portante al aumentar el número de capas hasta en cuatro.

El artículo realizado por Baazouzi et al. (2016), titulado *2D numerical analysis of shallow foundation rested near slope under inclined loading*, realiza el análisis numérico de la capacidad portante de una zapata cimentada en un talud sin cohesión y sometida a una carga inclinada centrada. Utiliza el método de diferencias finitas en el programa FLAC®. Los resultados obtenidos se presentan en términos de envolventes de falla normalizadas en planos que son de carga bidimensional, es decir, las cargas de falla horizontal y vertical normalizadas ( $H/H_0$ ,  $V/V_0$ , respectivamente), los cuales muestran la influencia de la carga y la posición de la zapata con respecto a la pendiente sobre la capacidad portante.

Onyelowe (2017), en su artículo *Mathematical advances in soil bearing capacity*, propone un nuevo enfoque para el cálculo de los factores de capacidad portante para las cimentaciones sobre taludes. Utiliza el cálculo por equilibrio límite para analizar las ecuaciones de estabilidad del talud; pues mediante la distribución de la tensión normal crítica a lo largo de la superficie de falla del talud y la carga aplicada, se determina que a medida que los parámetros de tensión y la capacidad de carga obtenidas sean más pequeños, la base del cimiento será estable. Además, en el método matemático empleado, el análisis de estabilidad del talud se transcribe como un problema de menor riesgo de falla en el cálculo de variaciones, que es una de las ramas más importantes del análisis matemático. En este análisis se aplicó el enfoque del multiplicador Lagrangiano y las condiciones isoperimétricas a lo largo de una línea de ruptura potencial. El resultado del análisis muestra que los enfoques de superposición de Meyerhof y Hansen pueden derivarse utilizando la técnica del cálculo variacional y, en consecuencia, aplicar la representación de los tres factores de la capacidad portante.

El artículo realizado por Dey et al. (2019), titulado *Bearing capacity and failure mechanism of shallow footings on unreinforced slopes: a state-of-the-art review*, presenta una revisión del estado del arte de las técnicas de la respuesta de cimentaciones superficiales sobre superficies inclinadas. Fueron realizadas evaluaciones críticas en los enfoques experimentales, teóricos y numéricos. Investigaron la influencia de varios parámetros geométricos y geotécnicos que afectan el mecanismo de falla y la capacidad portante; aquellos factores se toman en consideración para diferentes tipos de mecanismos de falla, los cuales han sido resueltos mediante técnicas que van desde

simples enfoques de equilibrio límite hasta complejas metodologías de deformación por tensión. Finalmente, el artículo en una de sus conclusiones dice que pocos investigadores han representado la capacidad portante y el mecanismo de falla de múltiples zapatas superficiales coexistentes en dominios bidimensionales y tridimensionales, bajo condiciones estáticas o sísmicas, y que es deseable que se realice una investigación detallada y exhaustiva en esta dirección.

Islam (2020) en su artículo *Small scale experiments to assess the bearing capacity of footings on the sloped surface*, realizó en laboratorio modelos a escala para investigar el efecto de la forma de la zapata en la superficie inclinada. Se utilizó tres tipos de zapatas (cuadrada, rectangular y circular) para medir los efectos de su forma. Consideró tres ángulos distintos a la pendiente para evaluar su impacto en la cara inclinada correspondiente a la carga aplicada y la aplicación de un refuerzo. Se obtuvo que la capacidad máxima de carga en la zapata cuadrada era mayor que las zapatas rectangular y circular, tanto para el suelo reforzado como para el no reforzado. Con el aumento del geo-refuerzo en las tres formas de zapatas y tres ángulos inclinados, la capacidad portante aumentó. Además, se notó una condición limitante en la efectividad de la colocación del geo-refuerzo, y se encontró que con el aumento de pendiente la capacidad portante disminuyó.

#### **1.6. Conclusiones de la revisión de literatura**

Es importante destacar que la mayoría de los estudios basados en el análisis de la capacidad portante de cimentaciones superficiales sobre taludes de forma analítica y mediante los modelos de elementos finitos realizados hasta la fecha, han sido desarrollados en el Reino Unido, Francia, India, China, África y Estados Unidos (Baazouzi et al., 2016) los cuales incluyen trabajos de estudios de análisis comparativo, estudios de casos prácticos, análisis de escenarios, casos de estudio y la revisión sistemática desde el año 2002.

El aspecto común que se observó en estos estudios es cómo analizan diversos casos para distintas variaciones de parámetros como el ángulo de inclinación del talud, el ángulo de fricción interna, la altura de talud, el ancho del cimiento y la profundidad de la cimentación. Todos los parámetros mencionados se apoyaron en conjunto con un análisis numérico de distintas geometrías que recurren mediante el uso de programas tales como el Plaxis®, STABL® y FLAC®, con el objetivo de corroborar la veracidad de los

resultados analíticos y simplificar algunas fórmulas para la obtención de los factores de carga, inclinación y, de forma especial, para el cimiento cerca de una pendiente (Mohammadreza & Asakereh, 2015). Todo ello con el propósito de acrecentar el conocimiento de la variedad de investigaciones ya realizadas en el dominio de las zapatas poco profundas en taludes. Los escenarios cambiantes y crecientes exigen más investigación en aquellos dominios que aún no han recibido su parte justa de atención.

Algunas investigaciones previas tuvieron resultados que fueron reforzados por un estudio posterior de la revisión sistemática. Por ejemplo, la ecuación de Meyerhof para cimentaciones superficiales determina los factores de capacidad portante que replantea y simplifica las ecuaciones obtenidas, para que posteriormente sean trabajables en toda geometría evaluada (Gonzalez, 2012).

Los estudios posteriores pasaron a evaluar el comportamiento del cimiento cuando se le aplica una carga, ya sea inclinada o céntrica, y ver el mecanismo de falla y cómo varían sus factores de forma y de carga, respectivamente, con el ángulo de fricción y el de inclinación (Baazouzi et al., 2016). Por ejemplo, un análisis propone un nuevo enfoque para hallar el cálculo de los factores de capacidad portante para las cimentaciones sobre taludes a partir de cálculos por equilibrio límite para analizar las ecuaciones de estabilidad del talud (Onyelowe, 2017).

En la próxima década, las evidencias acumuladas por los estudios primarios incentivarán la realización de nuevas revisiones sistemáticas y análisis sobre la influencia de los parámetros y los factores de capacidad de carga en la capacidad portante de un cimiento sobre un talud, apoyados en modelos numéricos que reafirmen los valores obtenidos y plantearán nuevos enfoques a partir de ese punto.

Uno de los últimos estudios realizados referente a la temática en estudio se enfocó en presentar pruebas de modelos a escala de laboratorio para poder investigar el efecto de la forma de la zapata en la superficie inclinada (Islam, 2020), descubriendo que la zapata cuadrada proporciona mayor resistencia que la circular y la rectangular, y que para poder mejorar de forma significativa la capacidad portante se debe recurrir al uso de georefuerzos.

En resumen, haciendo un recorrido por los principales resultados de las investigaciones realizadas en la temática, se tiene que desde el año 2002 los estudios realizados en diferentes países encontraron variaciones a lo largo de los diversos ensayos

practicados, alternando valores como los factores de carga, los ángulos, tanto internos como de inclinación, y variables que contemplan el aspecto sísmico del talud, todos ellos analizados tanto analíticamente como numéricamente (Shiau et al., 2011). También se observa que la literatura ha reportado incremento del interés en temas como el análisis de la capacidad portante en taludes, pero a través de distintos programas de análisis numérico, con el fin de plantear la obtención de cálculos más cercanos a los valores analíticos expuestos por distintos autores.

Por lo tanto, se identifica que en la literatura actual hay una continuidad para aportar evidencias más claras de los análisis numérico, analítico y experimental para aumentar el conocimiento y la correspondiente evolución en la determinación de capacidad portante en terrenos inclinados.



## Capítulo 2: Cimentación sobre un talud

### 2.1. Capacidad portante

La estimación de la capacidad portante es un componente clave del diseño de cimentaciones en la ingeniería geotécnica, ya que define cuánta carga puede soportar el suelo antes de que este falle. Generalmente, la capacidad portante de cimentaciones superficiales se determina utilizando la ecuación de Terzaghi (1943). Esta ecuación es una superposición de tres términos: el término superficial, el término de cohesión y el término de sobrecarga, que dependen únicamente del ángulo de fricción del suelo (Baazouzi et al., 2016). Según Tapper (2013), la capacidad portante se define como: “la presión de carga promedio a la que se espera que el suelo que soporta una base rígida falle por corte” (pág. 11).

Para la evaluación de la capacidad portante es necesario distinguir si el suelo tiene condiciones drenadas o no drenadas. Para cada una de ellas, se debe analizar factores como la permeabilidad del suelo, longitud de la ruta de drenaje y la carga aplicada. Las arcillas y los limos tienen baja permeabilidad por lo que se ajustan a condiciones sin drenaje a diferencia de las arenas y gravas que se ajustan a condiciones de drenaje. La capacidad portante se evalúa de manera diferente para condiciones sin drenar o drenadas. En cuanto a la primera, se evalúan los parámetros totales, mientras que en la segunda se define en base a los parámetros efectivos.

La capacidad portante de cimentaciones superficiales sobre terrenos horizontales se evalúa utilizando generalmente la ecuación (2.1) propuesta por Terzaghi. La ecuación de capacidad portante de Terzaghi fue modificada por diversos autores para tomar en cuenta, por ejemplo, los efectos de la forma de la cimentación ( $B/L$ ), profundidad de empotramiento ( $D_f$ ) e inclinación de la carga (Quesada, 2017, pág. 33), entre otros parámetros de interés.

$$q_c = cN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma \quad (2.1)$$

En la ecuación (2.1) aparecen los factores de carga que están asociados al ángulo de fricción ( $\phi$ ). Estos factores se presentan en las ecuaciones (2.2), (2.3) y (2.4), donde  $K_p$

es el coeficiente de presión pasiva. Estos valores pueden ser determinados a partir de ecuaciones matemáticas y ábacos simplificados.

$$N_q = \cot\phi \left( \frac{e^{(0.75\pi - \frac{\phi}{2})\tan\phi}}{\cos^2(45 + \frac{\phi}{2})} \right) \quad (2.2)$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi \quad (2.3)$$

$$N_\gamma = \frac{\tan\phi}{2} \left( \frac{K_p}{\cos^2\phi} - 1 \right) F_t \quad (2.4)$$

Hansen (1970) y Vesic (1975) proporcionaron la expresión generalizada para estimar la capacidad portante máxima mediante la incorporación del factor de forma (zapata cuadrada, rectangular y circular), factor de profundidad (zapata superficial o zapata empotrada) y factor de inclinación (carga vertical o inclinada) (Dey et al., 2019).

Seguidamente, a partir de estas teorías desarrolladas por autores como Mayerhof y Terzagui, otros autores a lo largo de los años desarrollaron propuestas, las cuales aumentaron los factores de estudio e imponen ciertas limitaciones.

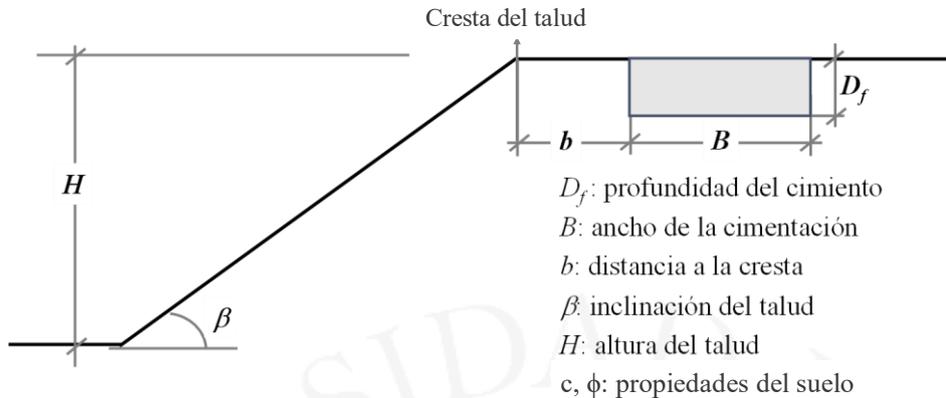
## 2.2. Capacidad portante de cimentaciones superficiales sobre talud

Las estructuras de ingeniería civil a menudo se ven obligadas a construirse en taludes o zonas adyacentes a taludes. Esta tendencia es marcada debido a varias situaciones tales como las limitaciones de espacio, económicas, geomorfológicas y objetivos arquitectónicos en un proyecto, en el cual a veces se requiere construir cerca de una pendiente. Cuando un cimiento se construye sobre un talud, un lado de la cimentación estará sujeta a la pendiente y se desarrollarán regiones plásticas que producen cambios significativos en la estabilidad de la pendiente y en la capacidad portante de la cimentación. La capacidad portante es una preocupación importante en la geotécnica, sobre todo al analizar y determinar la capacidad de la cimentación cerca de una pendiente. Las primeras teorías respecto a la capacidad portante de los suelos fueron estudiadas por Terzagui, permitiendo que otros autores como Meyerhof, Vesic, Hansen, Graham et al., Saran et al., Sarma & Chen, Georgiadis y Shiau et al., continúen el estudio.

La Figura 2.1 muestra una cimentación continua de ancho  $B$  y con una profundidad de desplante  $D_f$  ubicada sobre un talud de altura  $H$  y con una inclinación  $\beta$ . Está ubicada a una distancia  $b$  del borde del talud.

**Figura 2.1**

*Esquema de una cimentación superficial sobre un talud.*



Para los cálculos experimentales, del esquema de una cimentación superficial sobre un talud, se analizan las formulaciones analíticas de los autores: Hansen (1970), Vesic (1975), Sarma & Chen (1995) y Georgiadis (2010); se debe analizar el ancho de la zapata  $B$  a una distancia  $3B$  de la cresta del talud. Asimismo, se propone para la evaluación de la capacidad portante un factor de capacidad de carga modificado ( $N_{\gamma q}$ ) que se expresa en función del ángulo de fricción interna del suelo ( $\phi$ ), ancho de la zapata ( $B$ ), relación ( $D/B$ ), ( $B/L$ ), donde ( $L$ ) es el largo de la zapata, ángulo de pendiente ( $\beta$ ) y relación ( $b/B$ ), así como la influencia de varios parámetros (relacionados con el suelo, la geometría de la pendiente y la zapata). En la actualidad, existen varias investigaciones disponibles para encontrar la capacidad portante de cimientos superficiales sobre taludes o cerca de taludes, que se basan en: “(1) Análisis de equilibrio límite; (2) Análisis de la línea de deslizamiento; (3) Análisis de límites; y (4) Análisis por elementos finitos. El método para la estimación de la capacidad portante en terrenos inclinados fue propuesto por primera vez por Meyerhof (1957) y más tarde muchos investigadores habían contribuido en esta área” (Raj & Bharathi, 2013).

### **2.2.1. Meyerhof (1957)**

En 1957, Meyerhof investigó el mecanismo de falla y la capacidad portante ( $q_u$ ) de las cimentaciones en suelos cohesivos y granulares adyacentes a laderas. Para este método se cuenta con los factores de la capacidad de soporte  $N_{cq}$ , que es para suelo puramente cohesivo,  $\phi = 0$  (condición no drenada) y  $N_{\gamma q}$  para suelo puramente granular, en función de la inclinación del talud ( $\beta$ ) y de la distancia al borde del talud ( $b$ ). Estos parámetros se obtienen a partir de ábacos simplificados. La expresión propuesta por el autor se muestra en la ecuación (2.5).

$$q_u = cN_{cq} + \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma q} \quad (2.5)$$

Donde  $N_{cq}$ ,  $N_{\gamma q}$  son factores de capacidad portante, la cual para un suelo puramente cohesivo  $\phi = 0$  (es decir condición no drenada):

$$q_u = cN_{cq} \quad (2.6)$$

La Figura 2.2 muestra la variación de  $N_{cq}$  con el ángulo de la pendiente  $\beta$  y el número de estabilidad de la pendiente  $N_s$  se determina mediante la ecuación:

$$N_s = \frac{\gamma H}{c} \quad (2.7)$$

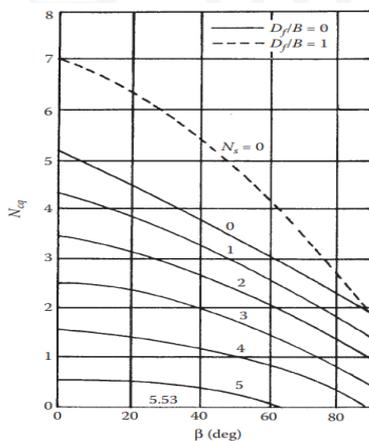
Donde  $H$  es la altura del talud, y de la misma manera para suelos puramente granulares ( $c = 0$ ), la ecuación es:

$$q_u = \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma q} \quad (2.8)$$

La variación de  $N_{\gamma q}$  ( $c=0$ ), aplicando la ecuación (2.8), se muestra en la Figura 2.3.

**Figura 2.2**

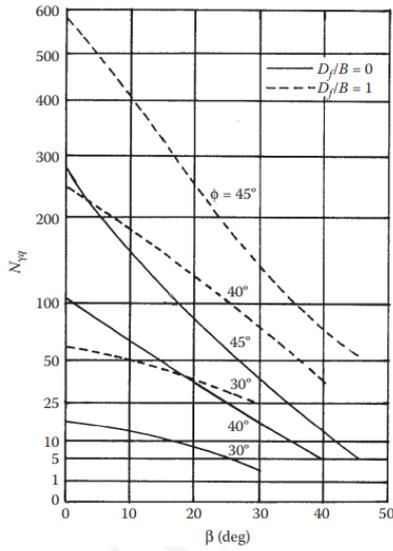
*Variación del factor de capacidad portante  $N_{cq}$ , para un suelo puramente cohesivo.*



*Nota.* Adaptado de Meyerhof (1957), tomado de *Shallow foundation bearing capacity and settlement, Third edition* (p. 170) por Das, Braja M., 1941.

**Figura 2.3**

Variación del factor de capacidad portante  $N_{\gamma q}$ , para un suelo puramente granular.



Nota. Adaptado de Meyerhof (1957), tomado de *Shallow foundation bearing capacity and settlement, Third edition* (p. 170) por Das, Braja M., 1941.

### 2.2.2. Hansen (1970)

Hansen propuso la ecuación (2.9) para la capacidad portante de una cimentación corrida ubicada en el borde del talud. Los factores involucrados están presentados desde la ecuación (2.10) hasta la (2.15), donde  $\lambda_{q\beta}$ ,  $\lambda_{c\beta}$ ,  $\lambda_{\gamma\beta}$  son factores del talud y  $q = \gamma \cdot D_f$ . Esta solución no toma en cuenta la distancia  $b$  del borde del talud (i.e.,  $b=0$ ).

$$q_u = cN_c\lambda_{c\beta} + qN_q\lambda_{q\beta} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma\lambda_{\gamma\beta} \quad (2.9)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \left( \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) \quad (2.10)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (2.11)$$

$$N_\gamma = 1.5N_c\phi \quad (2.12)$$

$$\lambda_{q\beta} = \lambda_{\gamma\beta} = (1 - \tan \beta)^2 \quad (2.13)$$

$$\lambda_{c\beta} = \frac{N_q\lambda_{q\beta} - 1}{N_q - 1} \quad (\text{para } \phi > 0) \quad (2.14)$$

$$\lambda_{c\beta} = 1 - \frac{2\beta}{\pi + 2} \quad (\text{para } \phi = 0) \quad (2.15)$$

### 2.2.3. Vesic (1975)

Vesic (1975) desarrolló su propia teoría de la capacidad portante, pero básicamente era igual a la de Hansen (1970). La principal diferencia entre las dos teorías residía en el cálculo de uno de los factores de capacidad portante y los factores de inclinación, base y suelo. La solución es aplicable para zapatas en un talud o en la cresta de un talud y cuando la carga esté inclinada.

Para la condición  $\phi = 0$ , Vesic señaló que, con la ausencia de peso debido a la pendiente, el factor de capacidad portante  $N_\gamma$  tiene un valor negativo y se puede dar como:

$$N_\gamma = -2\text{sen } \beta \quad (2.16)$$

Así, para la condición  $\phi = 0$  con  $N_c=5.14$  y  $N_q = 1$ , la ecuación (2.9) toma la forma:

$$q_u = (5.14 - 2\beta)c + \gamma D_f(1 - \tan\beta)^2 - \gamma B \text{sen } \beta (1 - \tan\beta)^2 \quad (2.17)$$

### 2.2.4. Graham et al. (1988)

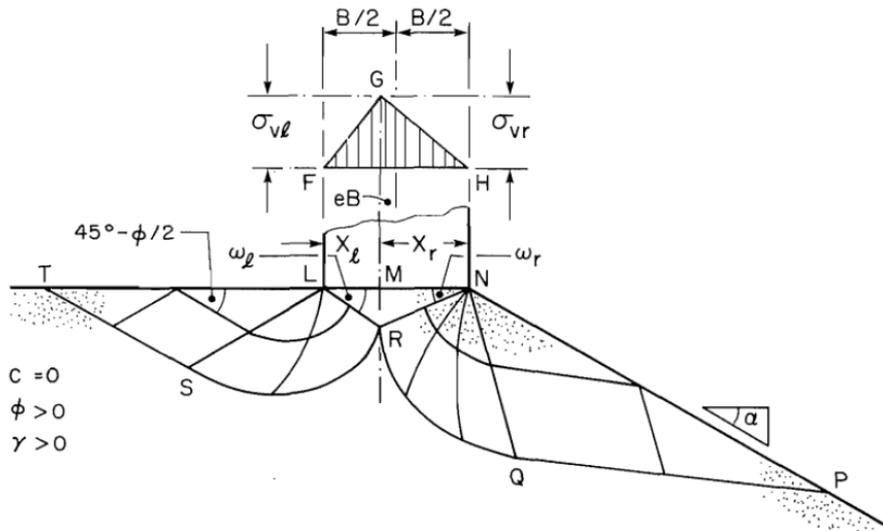
Graham et al. (1988) propusieron un análisis de la capacidad portante de cimentaciones superficiales colocadas en taludes considerando las condiciones de esfuerzos inmediatamente debajo de la zapata. El método de las características de esfuerzo utiliza las propiedades de la arena, definidas por un modelo de estado crítico. Este método considera diferentes niveles de esfuerzos, diferentes densidades, la compresibilidad de la arena y la transición del comportamiento de ablandamiento por deformación a endurecimiento por deformación que acompaña al aumento de los esfuerzos (Graham et al., 1988).

Esta solución no fue desarrollada en esta investigación. La solución se presenta en la ecuación (2.18), donde  $N_{\gamma q}$  es obtenido de gráficos basados en zona de empotramiento  $D_f/B$  y zona de retroceso  $b/B$ .

$$q_u = \frac{1}{2}\gamma B N_{\gamma q} \quad (2.18)$$

**Figura 2.4**

*Esquema de la zona de falla de la cimentación en la cresta del talud.*



*Nota.* Adaptado de Graham et al. (1988), tomado de *Numerical modeling for shallow foundation near slope* (p. 10) por M. Baskharon, 2019, Tesis de Maestría, Concordia University.

### 2.2.5. Saran et al. (1989)

Saran et al. (1989) desarrollaron una solución analítica para obtener la capacidad portante de las zapatas sobre taludes mediante la aplicación del método de equilibrio límite. Este enfoque asume la falla por ruptura unilateral en el lado de la ladera y se consideró movilización parcial en el lado plano del terreno.

Los resultados obtenidos de ábacos se han presentado en forma de parámetros de capacidad portante no dimensionales  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  para diferentes valores del ángulo de fricción interna ( $\phi$ ), inclinación del talud ( $\beta$ ) y distancia de la zapata desde el borde del talud ( $b$ ).

El estudio mostró que la distancia mínima a la que los factores de capacidad portante se vuelven independientes del talud aumenta con el aumento del valor de  $\phi$  para el mismo ángulo de talud ( $\beta$ ). Además, los resultados dieron una buena concordancia con los datos de prueba del modelo, pero los valores obtenidos del estudio, en la mayoría de los casos, son superiores a los de investigaciones anteriores (Baskharon, 2019). La solución se presenta en la ecuación (2.19).

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (2.19)$$

### 2.2.6. Sarma & Chen (1995)

Sarma & Chen (1995) emplearon el método de equilibrio límite para estimar los factores de capacidad portante sísmica para zapatas, considerando valores a partir de la prueba y error. Del mismo modo, presentan su análisis en una tabla, comparando valores del ángulo de rozamiento interno y coeficientes referidos a la inclinación del talud ( $\beta$ ), para el cual los factores de capacidad de carga se derivan utilizando el equilibrio límite y los factores se presentan en forma de ecuación, donde los coeficientes  $a$ ,  $b$  y  $c$  dependen del ángulo de fricción  $\phi$ . La solución se presenta en la ecuación (2.20) y los factores involucrados en las ecuaciones (2.21) a la (2.23).

$$q_u = cN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma \quad (2.20)$$

$$\log(N_c) = a\beta^2 + b\beta + c \quad (2.21)$$

$$\log(N_q) = \beta + b \tan \beta + c \quad (2.22)$$

$$\log(N_\gamma) = \beta + b \tan \beta + c \quad (2.23)$$

### 2.2.7. Georgiadis (2010)

Este autor utilizó el método de elementos finitos de zapatas corridas sobre taludes de suelo sin drenaje para investigar la influencia de varios parámetros tales como la distancia crítica normalizada hacia la zapata, la distancia a la cimentación, las propiedades del suelo y la altura del talud, los cuales son los que afectan el valor de la capacidad portante sin drenaje. Con base en los resultados de los elementos finitos, se proponen diagramas de diseño, ecuaciones y un procedimiento de diseño para el cálculo del factor de capacidad portante no drenada, tal como se presenta en las siguientes ecuaciones:

$$q_u = C_u N_c \quad (2.24)$$

Los factores de capacidad portante no drenados de las zapatas a una distancia normalizada  $\lambda$  del talud se pueden aproximar, para la falla por capacidad portante, a través de las siguientes ecuaciones:

Para  $\lambda < \lambda_o$ :

$$N_c = N_{co} + (5.14 - N_{co}) \frac{\lambda}{\lambda_o} \left[ 1 + \frac{\beta}{2} \left( 1 - \frac{\lambda}{\lambda_o} \right) \right] \quad (2.25)$$

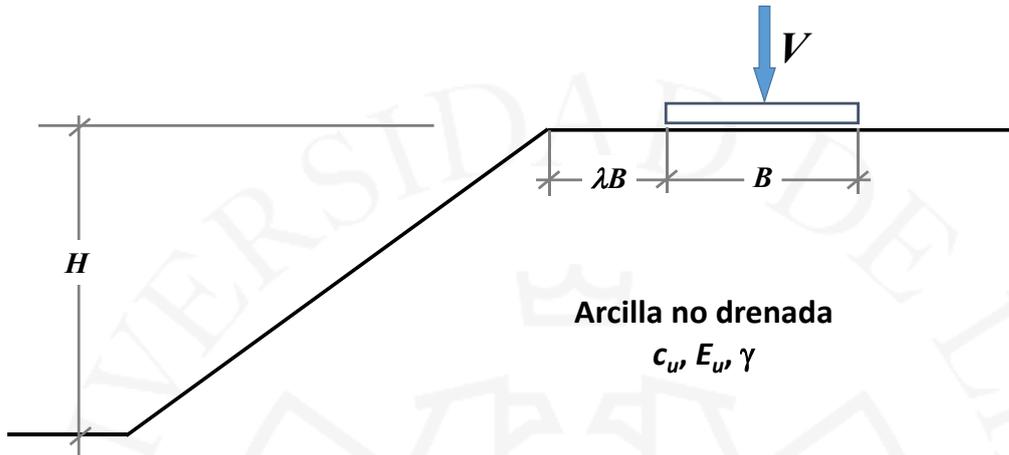
Para  $\lambda \geq \lambda_o$ :

$$N_c = N_{co} + (5.14 - N_{co}) \frac{\lambda}{\lambda_0} \left[ 1 + \frac{\beta}{2} \left( 1 - \frac{\lambda}{\lambda_0} \right) \right] \quad (2.26)$$

Donde  $\lambda_0 = \left( \frac{5.14}{2} \right)^\beta$ ,  $\lambda = \frac{b}{B}$  y  $N_{co} = 5.14 - \frac{2\beta}{1 - \frac{\gamma\beta}{5.14c_u}}$  (donde  $b$  está en radianes).

**Figura 2.5**

*Esquema geométrico por Georgiadis.*



Nota. Adaptado de Georgiadis (2010), tomado de *Numerical modeling for shallow foundation near slope* (p. 17) por M. Baskharon, 2019, Tesis de Maestría, Concordia University.

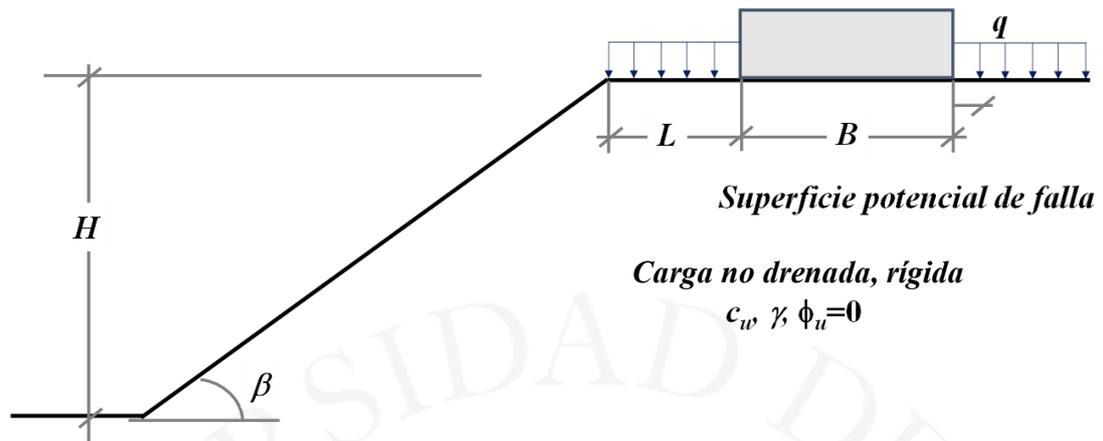
### 2.2.8. Shiau et al. (2011)

Shiau et al. (2011) utilizó el método de elementos finitos haciendo uso de parámetros adimensionales para obtener el límite superior e inferior del valor de la capacidad portante de las cimentaciones sobre un talud en suelos cohesivos. La estabilidad del sistema se rige por la capacidad portante de los cimientos o la estabilidad general del talud. La combinación de estos dos factores hace que el problema sea difícil de resolver. Los factores involucrados en el análisis están en la ecuación (2.27). Los resultados obtenidos se presentan en términos de capacidad de carga normalizada. Del estudio se determinó que el efecto de la relación de resistencia tiene un impacto significativo en el mecanismo de falla que ocurrirá, ya sea por falla de la capacidad de carga o falla del talud. La evaluación de esta relación de resistencia crítica ha demostrado ser un parámetro importante que debe considerarse cuidadosamente al diseñar una cimentación cerca del talud.

$$\frac{p}{\gamma B} = f \left( \beta, \frac{L}{B}, \frac{c_u}{\gamma B}, \frac{q}{\gamma B}, \frac{H}{B} \right) \quad (2.27)$$

**Figura 2.6**

*Esquema geométrico y mecanismo de falla.*



*Nota.* Adaptado de Shiau et al. (2011), tomado de *Numerical modeling for shallow foundation near slope* (p. 20) por M. Baskharon, 2019, Tesis de Maestría, Concordia University.

## Capítulo 3: Modelo numérico

### 3.1. Definición del problema

En los últimos años, el modelamiento numérico es viable debido a los recursos computacionales disponibles. A diferencia de las soluciones analíticas y empíricas, los métodos numéricos dan como respuesta el campo de deformaciones, las restricciones y los mecanismos de falla, siempre y cuando sean utilizados por usuarios con conocimientos de métodos numéricos, el método de elementos finitos, modelos constitutivos y modelamiento numérico.

En esta investigación se ha utilizado el programa comercial Abaqus® que usa el método de elementos finitos. El Abaqus® es un software de que abarca diferentes disciplinas de la ingeniería como la estructural, y no solo de uso de la ingeniería geotécnica como son el software Plaxis®, Midas GTS NX®, Flac®, entre otros.

El Método de Elementos Finitos (MEF) es un método numérico que permite obtener una solución aproximada sobre un dominio (cuerpo, estructura, normalmente un medio continuo), mediante el cual la física es gobernada por ecuaciones diferenciales complejas que caracterizan el comportamiento físico del problema.

En la presente tesis se utiliza el método de elementos finitos con el fin de modelar y simular un total de 36 escenarios distintos. Se debe sobreentender que algunos conceptos son generales, como la definición de discretización del dominio, elementos, nodos y relación constitutiva.

El objetivo es determinar la capacidad portante de una cimentación corrida sobre un talud y estudiar el efecto de los parámetros del modelo. Basta utilizar un modelo bidimensional en estado plano de deformación. El estado plano de deformación es una condición en la cual no hay deformación en la tercera dirección (es decir perpendicular al plano), por lo que las deformaciones solo pueden ocurrir en dirección dentro de plano. En un modelo 2D, el ángulo de inclinación del talud es uniforme a lo largo de la cimentación. En la Figura 2.1 se presenta un esquema de una cimentación continua sobre el talud. Los parámetros geométricos son: ancho de cimentación  $B$ , profundidad de

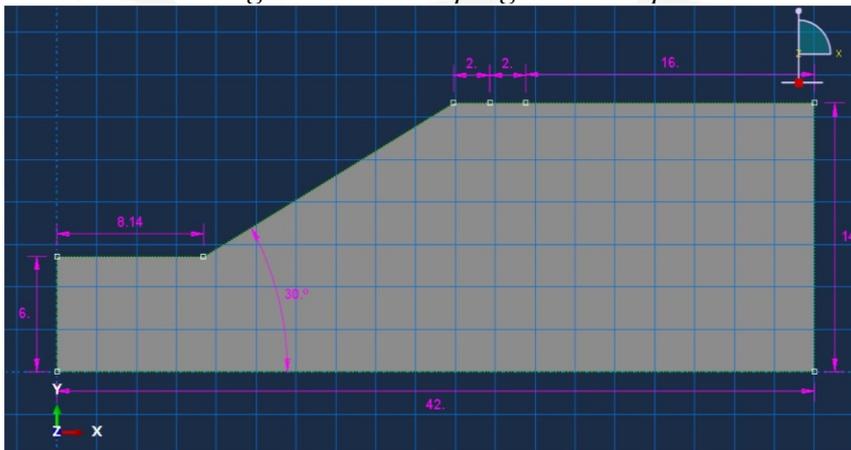
desplante  $D_f$  ubicada sobre un talud de altura  $H$  y con una inclinación  $\beta$ . Está ubicada a una distancia  $b$  del borde del talud.

En la Figura 3.1 se presenta el modelo con sus dimensiones realizado en el programa Abaqus®; el presente caso será utilizado para validar el modelo.

En la Figura 3.2 se muestra la discretización por elementos finitos realizada en Abaqus®. El suelo es modelado por elementos sólidos cuadriláteros que adoptan la interpolación lineal para los desplazamientos (el código usado en el software es CPE4), no se realizó la sensibilidad de utilizar elementos con interpolación cuadrática (el código usado en el software es CPE8). En total, la malla tiene 2739 de elementos con integración de Gauss de 4 puntos y 2838 nodos. Debido a la concentración de esfuerzos alrededor de la cimentación, el tamaño de la malla se refinó localmente en esta región.

**Figura 3.1**

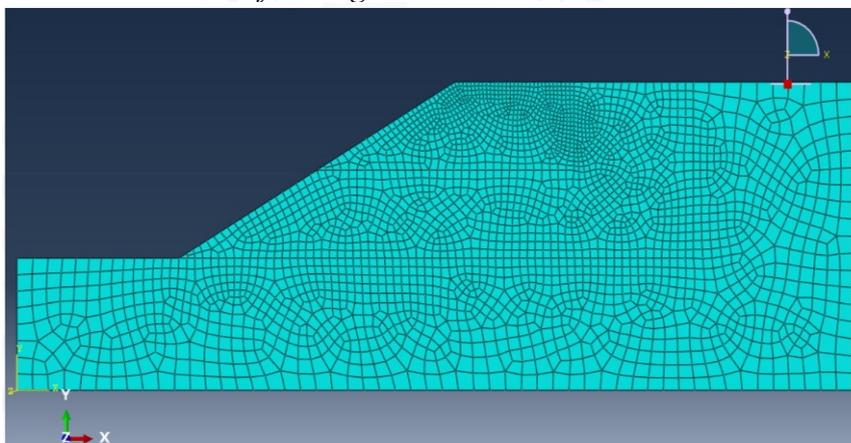
*Dimensiones de la geometría en el programa Abaqus®.*



*Nota.* El gráfico está adecuadamente acotado mostrando las dimensiones. Caso  $\beta=30^\circ$ ,  $B/b=1$ ,  $b=2\text{m}$ .

**Figura 3.2**

*Malla de elementos finitos generada.*



*Nota.* El gráfico está mostrando al talud con la malla de elementos finitos generada.

### 3.2. Parámetros y modelo constitutivo

Por su simplicidad, el comportamiento mecánico del suelo es representado a través del modelo constitutivo elástico-plástico Mohr-Coulomb (MC), el cual se utiliza generalmente en aplicaciones geotécnicas donde la superficie de fluencia generalmente viene dada por una función de falla por corte basada en el carácter de fricción de los suelos. MC no toma en cuenta la aparición de deformaciones plásticas debido a la aplicación de cargas hidrostáticas. Por otro lado, los modelos en estado crítico son capaces de representar mejor ese comportamiento, como los “modelos Cap” (López & Quevedo, 2022). El criterio de falla de Mohr-Coulomb se puede escribir como la ecuación de la línea que representa la envolvente de falla; la ecuación general está dada por:

$$\tau_f = c + \sigma_f \cdot \tan(\varphi) \quad (3.1)$$

Donde  $\tau_f$  es el esfuerzo cortante en el plano de falla,  $c$  es la cohesión,  $\sigma_f$  es el esfuerzo normal en el plano de falla y  $\varphi$  es el ángulo de fricción interna.

Para considerar el MC, se han hecho ciertas suposiciones: i) el suelo es un material elastoplástico, ii) el módulo de elasticidad de Young ( $E$ ) no depende del nivel de esfuerzo, iii) la cohesión ( $c$ ) es constante con la profundidad y iv) el suelo es homogéneo e isotrópico.

El modelo MC requiere seis parámetros de entrada. Para este estudio se adoptó: módulo de elasticidad de Young ( $E=30600$  kPa), coeficiente de Poisson ( $\nu=0.2$ ), peso específico ( $\gamma=18$  kN/m<sup>3</sup>), ángulo de fricción ( $\varphi=20^\circ$ ), cohesión ( $c=60, 90$  y  $120$  kPa) y ángulo de dilatación ( $\psi = \varphi$ ). Al igual que en estudios anteriores (Baazouzi et al., 2016), se observó que los valores del módulo de Young y el coeficiente de Poisson afectan la evolución del asentamiento de la zapata, pero no afectan el valor de la carga de colapso.

### 3.3. Condiciones de contorno

El tamaño del modelo (o dominio de la malla de elementos finitos) se escogió para que fuera lo suficientemente grande para garantizar que no se desarrollarán esfuerzos significativos o desplazamientos adicionales en los contornos. En este estudio, no se realizó un análisis de sensibilidad sobre la influencia de los contornos y se encontró que la descripción de parámetros presentada es apropiada tal como se ha presentado en el estado del arte (subcapítulo 1.5).

Con respecto a las condiciones de contorno, los desplazamientos horizontales están restringidos en el lado derecho e izquierdo; en la parte inferior del modelo, los desplazamientos horizontales y verticales están restringidos, mientras que el borde superior del modelo siempre está libre.

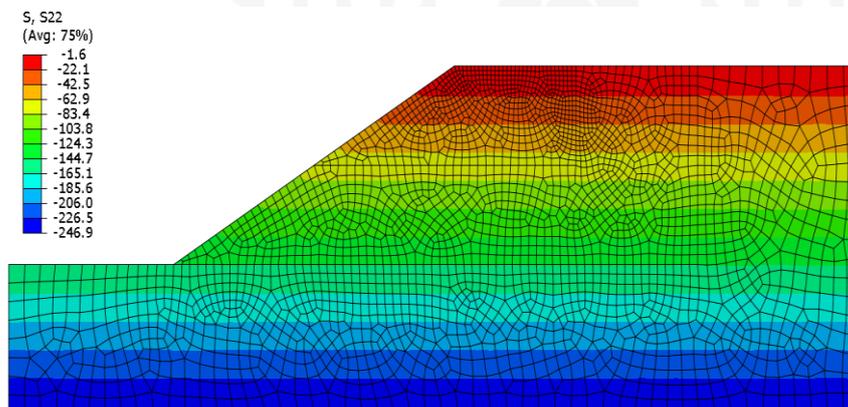
### 3.4. Pasos del análisis

Durante el análisis de elementos finitos controlado por una carga prescrita de desplazamiento, se aplicaron los siguientes pasos: i) equilibrio geostático; ii) gravedad en todo el modelo; y iii) desplazamiento vertical aplicado en la zapata de forma incremental desde cero hasta el alcanzar la carga última; es decir, se supone que las zapatas son rígidas.

En el primer paso, los esfuerzos geostáticos iniciales deben estar en equilibrio con las cargas aplicadas y con las condiciones de contorno. Idealmente, los esfuerzos verticales y horizontales ( $\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$ , donde  $K_0 = 0.5$ ) deberían equilibrarse exactamente y producir cero deformaciones. Este estado se obtiene realizando un análisis inicial en Abaqus®, fijando todos los grados de libertad de los desplazamientos. En la Figura 3.3 se muestran los esfuerzos geostáticos iniciales.

**Figura 3.3**

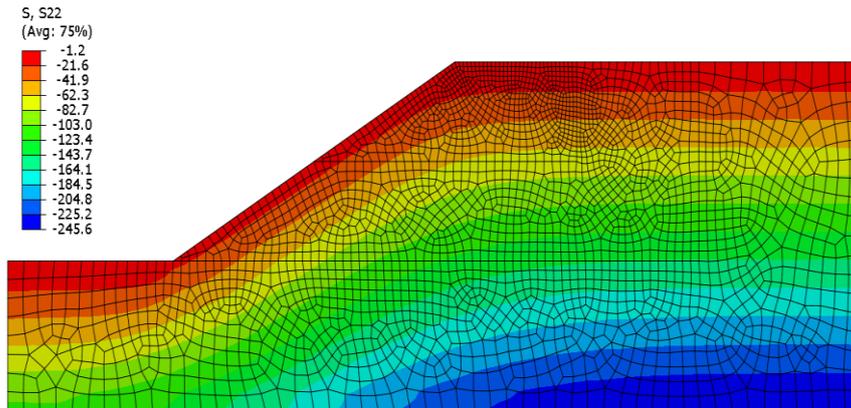
*Esfuerzos efectivos verticales en el paso inicial.*



Luego, en el segundo paso del análisis, las fuerzas de reacción calculadas se utilizan para crear fuerzas de puntos nodales y se liberan los grados de libertad de los desplazamientos del modelo, donde se obtiene el campo de esfuerzo geostático del talud, tal como se muestra en la Figura 3.4 en la que se observa que los esfuerzos verticales en el nivel de terreno y en la pendiente varían en forma incremental, tal como se espera antes de proceder a aplicar la carga.

**Figura 3.4**

*Esfuerzos efectivos verticales luego de aplicar la gravedad y realizar el equilibrio.*



Finalmente, se aplica un desplazamiento vertical incremental hasta alcanzar el 10% del ancho de la zapata a todos los nodos en la interfaz suelo-zapata. Dicha condición se impone para representar el asentamiento de una base rígida.

### 3.5. Validación del modelo

En la Figura 3.5 se presentan los resultados por el método de elementos finitos obtenidos de una zapata de 2 m de ancho ( $b/B=1$ ) sobre un talud de altura de 8 m, e inclinación de  $30^\circ$  y con las propiedades del suelo explicadas en subcapítulo 3.2.

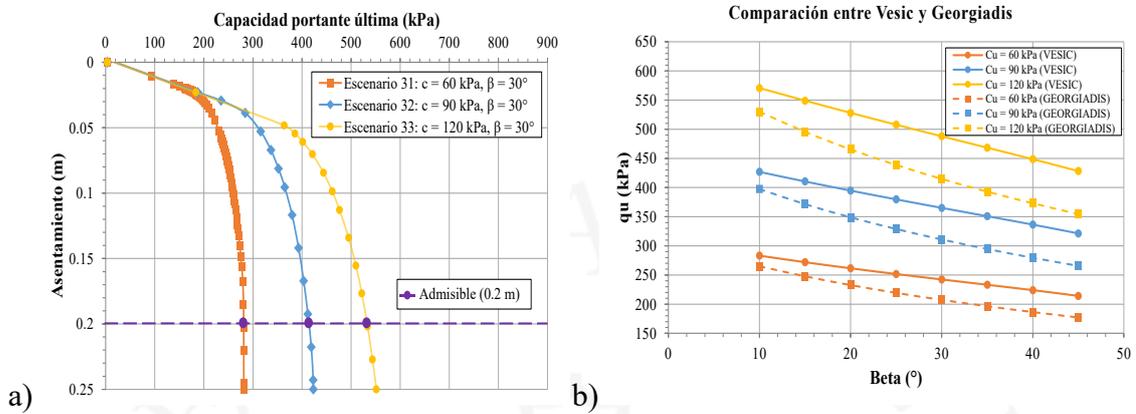
En la Figura 3.5a se muestran las curvas de carga versus asentamiento en función de la cohesión ( $c=60, 90$  y  $120$  kPa). Se puede observar que las curvas resultantes son típicas de suelos no tan rígidos. En los suelos rígidos la curva desarrolla aumentos repentinos en el asentamiento después de alcanzar la capacidad de carga máxima. En otros estudios numéricos, la capacidad de carga última se consideró igual a la presión a un asentamiento del 10% del ancho de la zapata (para el caso evaluado cuando el asentamiento es de 0.2 m), a menos que antes de este asentamiento se observe la presión máxima. En la Figura 3.5b se muestran curvas generadas de las soluciones analíticas de los autores Vesic y Georgiadis, por medio de la cual se puede realizar una comparativa entre ambos resultados.

Para el escenario 31, de los 36 analizados en el presente estudio, es decir, para una cohesión de 60 kPa y un ángulo de inclinación de  $30^\circ$  (todos los otros parámetros se mantienen constantes), la capacidad portante ( $q_u$ ) es de 281.05, 242.35 y 207.34 kPa, determinada numéricamente por Vesic y por Georgiadis, respectivamente. Se observa que no hay mucha diferencia entre los resultados, siendo la mayor la obtenida por el

modelo numérico. En las curvas se observa que a medida que se aumente la cohesión se irá incrementando la capacidad portante para el modelo numérico y el analítico.

**Figura 3.5**

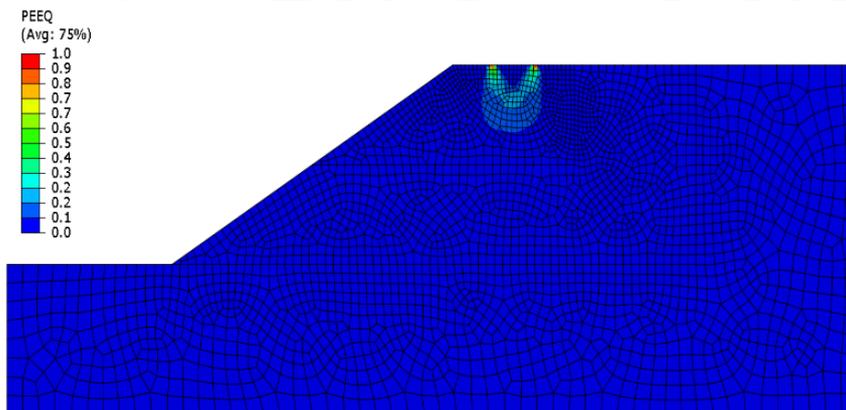
*Curva de carga-asentamiento debajo de la zapata.*



El resultado de la deformación plástica equivalente al momento de la falla de la zapata corrida se ilustra en la Figura 3.6. PEEQ (*Equivalent Plastic Strain*) es el nombre que usa Abaqus® y es una medida escalar de todos los componentes de la deformación plástica equivalente en cada posición del modelo. Inmediatamente se puede notar la existencia de diferentes áreas en la zona de falla debajo de la zapata, lo cual concuerda con el mecanismo de falla sugerido por Georgiadis (2010).

**Figura 3.6**

*Deformación plástica equivalente en falla para el caso con  $c=60 \text{ kPa}$ .*



## Capítulo 4: Resultados y discusión

### 4.1. Introducción

El objetivo de este capítulo es presentar los resultados de la capacidad portante de una zapata corrida sobre un talud utilizando las simulaciones numéricas realizadas en el software Abaqus® y las soluciones analíticas de Hansen (1970), Vesic (1975), Sarma & Chen (1995) y Georgiadis (2010). Se analiza la influencia de los parámetros del suelo, como la cohesión ( $c$ ), el ángulo de fricción ( $\phi$ ) y los parámetros geométricos de la zapata y del talud. Se analiza una cimentación continua de ancho  $B$  a una distancia  $b$  del borde del talud, con una profundidad de desplante  $D_f$  ubicada sobre un talud de altura  $H$  y con una inclinación  $\beta$ . Un esquema de lo que se evalúa se presenta en la Figura 2.1.

En un primer momento se calcula, por medio de las soluciones analíticas de Vesic (1975) y Georgiadis (2010), la capacidad portante no drenada; es decir, para la condición  $\phi=0$ . Estas soluciones básicamente se utilizan en condiciones no drenadas, por tanto, se utiliza la cohesión no drenada ( $C_u$ ). Luego, con las soluciones analíticas desarrolladas por Hansen (1970) y Sarma & Chen (1995) se calcula la capacidad portante para la condición de  $c$  y  $\phi$  diferente de cero.

Todas las soluciones se realizan variando los parámetros geométricos de la zapata y el talud, y parámetros de resistencia del suelo, con el fin de construir diferentes curvas en donde se puede obtener la solución en forma rápida. Los estudios paramétricos presentados investigan por separado la influencia de los cuatro parámetros  $\beta$ ,  $D_f/B$ ,  $B/b$  y  $C_u$  usando las soluciones analíticas.

En el modelo numérico, se tiene que los parámetros del suelo son el módulo de elasticidad de  $E=30\,600$  kPa, coeficiente de Poisson de  $\nu=0.2$ , peso específico de  $\gamma=18$  kN/m<sup>3</sup>, el ángulo de fricción ( $\phi$ ) toma valores de 20°, 30° y 40°, el ángulo de dilatación es igual al ángulo de fricción, y la cohesión ( $c$ ) toma valores de 60, 90 y 120 kPa. Por otro lado, el único parámetro geométrico que se modificó fue el ángulo del talud, tomando valores de  $\beta=15^\circ$ , 30° y 45°. El ancho de la zapata, la distancia  $b$  del borde del talud y la profundidad de desplante  $D_f$  se mantienen constantes y sus valores son  $B=2$  m,  $b=2$  m y  $D_f=0$  m. Todas estas combinaciones dan 36 escenarios; en la Tabla 4.1 se presentan los

escenarios a simular para calcular la capacidad portante de una zapata corrida sobre un talud.

Finalmente, se desarrollan curvas y tablas para ayudar a la interpretación del comportamiento de la capacidad portante a partir de la geometría establecida y condiciones del suelo. Además, se realiza una comparación entre los resultados analíticos y numéricos.

**Tabla 4.1**

*Escenarios paramétricos para simular numéricamente.*

Escenario	$\beta$	$\phi$	Cu (kPa)	Escenario	$\beta$	$\phi$	Cu (kPa)
Escenario 1	15°	20°	60	Escenario 19	45°	20°	60
Escenario 2			90	Escenario 20			90
Escenario 3			120	Escenario 21			120
Escenario 4		30°	60	Escenario 22		30°	60
Escenario 5			90	Escenario 23			90
Escenario 6			120	Escenario 24			120
Escenario 7		40°	60	Escenario 25		40°	60
Escenario 8			90	Escenario 26			90
Escenario 9			120	Escenario 27			120
Escenario 10	30°	20°	60	Escenario 28	15°	0°	60
Escenario 11			90	Escenario 29			90
Escenario 12			120	Escenario 30			120
Escenario 13		30°	60	Escenario 31	30°	0°	60
Escenario 14			90	Escenario 32			90
Escenario 15			120	Escenario 33			120
Escenario 16		40°	60	Escenario 34	45°	0°	60
Escenario 17			90	Escenario 35			90
Escenario 18			120	Escenario 36			120

## 4.2. Resultados analíticos

Se construyen distintas curvas para los autores en mención (Vesic, 1975; Georgiadis, 2010; Hansen, 1970; y Sarma & Chen, 1995, lo que fue explicado en el ítem anterior), variando los parámetros geométricos de la zapata y el talud, obteniendo distintas curvas de resultados de la capacidad portante, de modo que en conjunto con los escenarios producto de las variaciones del modelo geométrico, se opta por construir curvas en escala semilogarítmica, cuyos resultados se agruparán en los 36 escenarios de forma puntual para poder establecer mejor la comparación entre lo analítico y lo numérico. Para un estudio más detallado, se presentan otras tablas y figuras en el Anexo A, donde se puede observar la influencia de diversos parámetros.

Debido que se desea comparar los resultados analíticos y numéricos, en los próximos resultados se mantienen constantes los siguientes parámetros:  $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ ,  $B=2 \text{ m}$ ,  $b/B=1$

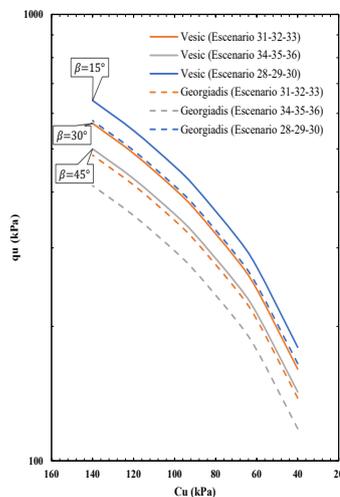
y  $D_f/B=0$ . En los resultados que se presentan en el Anexo A, sí se varían los parámetros  $B$ ,  $b/B$  y  $D_f/B$ .

Los títulos de las figuras de los resultados analíticos hacen referencia a los escenarios numéricos presentados en la Tabla 4.1. Para todos los casos se observa que la capacidad portante ( $q_u$ ) es inversamente proporcional al ángulo de inclinación del talud ( $\beta$ ) y directamente proporcional a  $\phi$  y  $c$ , es decir, al ángulo de fricción y a la cohesión del suelo.

En la Figura 4.1 se muestra la capacidad portante en función de  $C_u$  para  $\beta=15^\circ$ ,  $30^\circ$  y  $45^\circ$ . Los resultados son producto de las soluciones analíticas de Vesic (1975) y Georgiadis (2010). Las curvas se pueden comparar con los escenarios 28 al 36 que serán analizados numéricamente en la próxima Sección 4.3. De forma general se observa que la capacidad portante de Vesic (1975) es ligeramente mayor a la de Georgiadis (2010). Por ejemplo, para el escenario 34 la  $q_u \approx 214$  kPa de Vesic y la  $q_u \approx 177$  kPa de Georgiadis, siendo mayor con un 17.28% de diferencia. Para más detalle de comparaciones, se puede ver la Tabla 4.2.

**Figura 4.1**

*Capacidad portante en función de  $C_u$  para  $\beta=15^\circ$ ,  $30^\circ$  y  $45^\circ$  usando Vesic (1975) y Georgiadis (2010).*

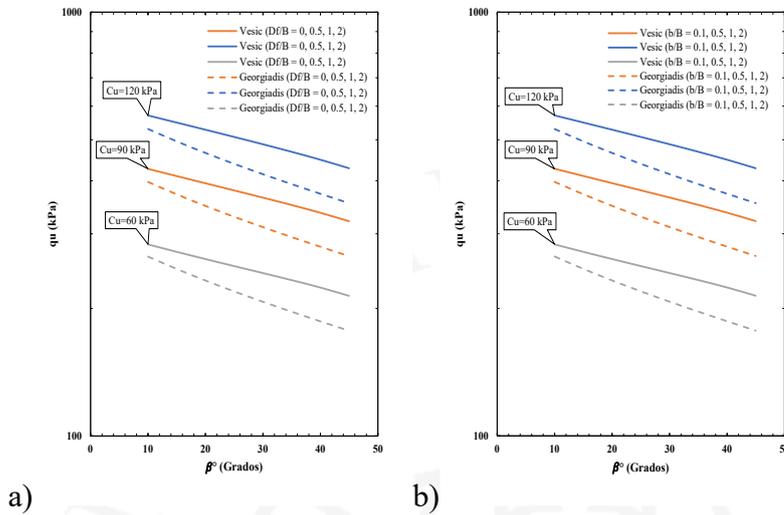


En la Figura 4.2 se muestra la capacidad portante en función de  $\beta$  para  $C_u=60, 90$  y  $120$  kPa usando la formulación de Vesic (1975) y Georgiadis (2010), en la cual se analizan dos relaciones paramétricas. En la Figura 4.2a se muestra el comportamiento del parámetro  $D_f/B$  cuando toma los valores de 0, 0.5, 1 y 2, y en la Figura 4.2b se muestra el comportamiento del parámetro  $b/B$  cuando toma los valores de 0.1, 0.5, 1 y 2. En ambas curvas se observa que tienen un comportamiento similar e igual tendencia, a medida que

la cohesión aumenta la capacidad portante también. La capacidad portante usando la formulación de Vesic (1975) es mayor a la de Georgiadis (2010).

### Figura 4.2

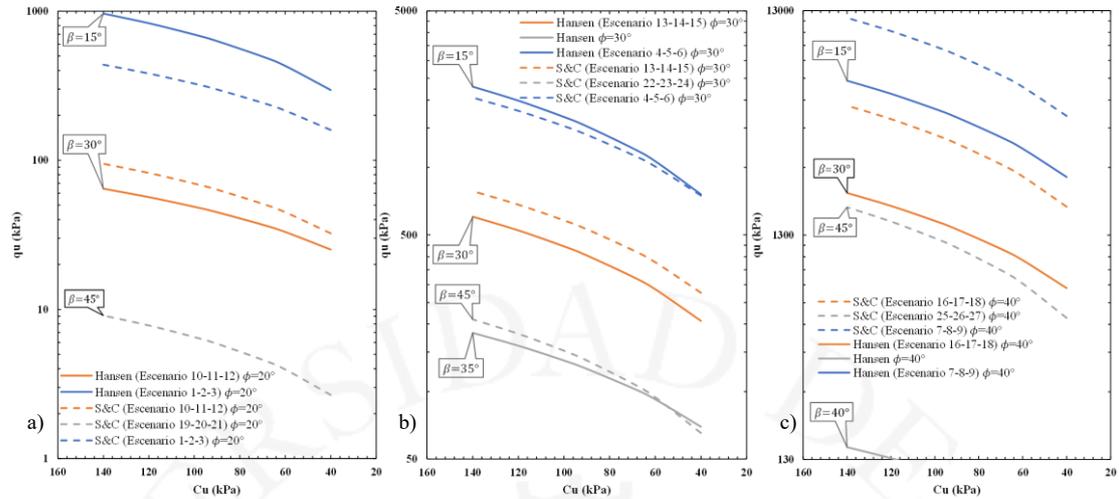
Capacidad portante en función de  $\beta$  para  $C_u=60, 90$  y  $120$  kPa usando Vesic (1975) y Georgiadis (2010): a) para  $D_f/B=0, 0.5, 1$  y  $2$  y b) para  $b/B=0.1, 0.5, 1$  y  $2$ .



La Figura 4.3 muestra la capacidad portante en función de  $C_u$  para  $\beta=15^\circ, 30^\circ$  y  $40^\circ$  usando Hansen (1970) y Sarma & Chen (1995). Se muestra la Figura 4.3a para  $\phi=20^\circ$ , la Figura 4.3b para  $\phi=30^\circ$  y la Figura 4.3c para  $\phi=40^\circ$ . La formulación de Hansen (1970) no consigue tener respuestas para valores altos de  $\beta$  (aproximadamente para valores mayores a  $40^\circ$ ). Se observa que en la Figura 4.3b cuando  $\phi=30^\circ$  las soluciones se aproximan más en sus resultados, mientras que en las otras figuras sus valores difieren.

**Figura 4.3**

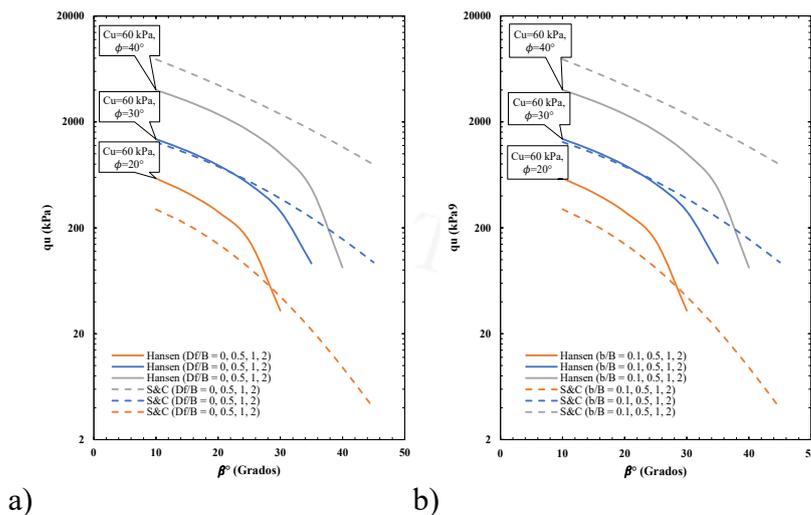
Capacidad portante en función de  $C_u$  para  $\beta=15^\circ, 30^\circ$  y  $45^\circ$  usando Hansen (1970) y Sarma & Chen (1995), a) para  $\phi=20^\circ$ , b) para  $\phi=30^\circ$  y c) para  $\phi=40^\circ$ .



La Figura 4.4 muestra la capacidad portante en función de  $\beta$  para  $C_u=60$  kPa y  $\phi=20^\circ, 30^\circ$  y  $40^\circ$  usando Hansen (1970) y Sarma & Chen (1995). Se muestra la Figura 4.4a para  $D_f/B=0, 0.5, 1$  y  $2$ , y la Figura 4.4b para  $b/B=0.1, 0.5, 1$  y  $2$ . Se observa que ambas curvas tienen comportamiento igual cuando  $C_u=60$  kPa y  $\phi=30^\circ$  y  $\beta$  es menor a  $25^\circ$ ; para los otros casos hay cierta diferencia, pero la misma tendencia. Las curvas también muestran una nula influencia de los parámetros  $D_f/B$  y  $b/B$ .

**Figura 4.4**

Capacidad portante en función de  $\beta$  para  $C_u=60$  kPa y  $\phi=20^\circ, 30^\circ$  y  $40^\circ$  usando Hansen y Sarma & Chen: a)  $D_f/B=0, 0.5, 1$  y  $2$  y b)  $b/B=0.1, 0.5, 1$  y  $2$ .



La Figura 4.5 muestra la capacidad portante en función de  $\beta$  para  $C_u=90$  kPa y  $\phi=20^\circ, 30^\circ$  y  $40^\circ$  usando Hansen (1970) y Sarma & Chen (1995). Se muestra la Figura 4.5a para  $D_f/B=0, 0.5, 1$  y  $2$ , y la Figura 4.5b para  $b/B=0.1, 0.5, 1$  y  $2$ .

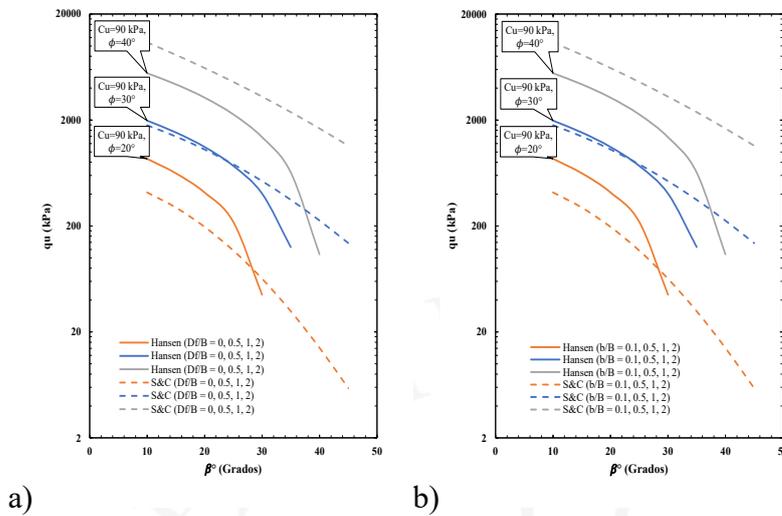
La Figura 4.6 muestra la capacidad portante en función de  $\beta$  para  $C_u=120$  kPa y  $\phi=20^\circ$ ,  $30^\circ$  y  $40^\circ$  usando Hansen (1970) y Sarma & Chen (1995). Se muestra la Figura 4.6a para  $D_f/B=0, 0.5, 1$  y  $2$ , y la Figura 4.6b para  $b/B=0.1, 0.5, 1$  y  $2$ .

Estas 3 ultimas figuras tienen la misma tendencia en sus resultados, por lo tanto, los comentarios son los mismos, es decir, tienen comportamiento igual cuando  $\phi=30^\circ$  y  $\beta$  es menor a  $25^\circ$ ; para los otros casos hay cierta diferencia, pero la misma tendencia. Las curvas también muestran una nula influencia de los parámetros  $D_f/B$  y  $b/B$ .



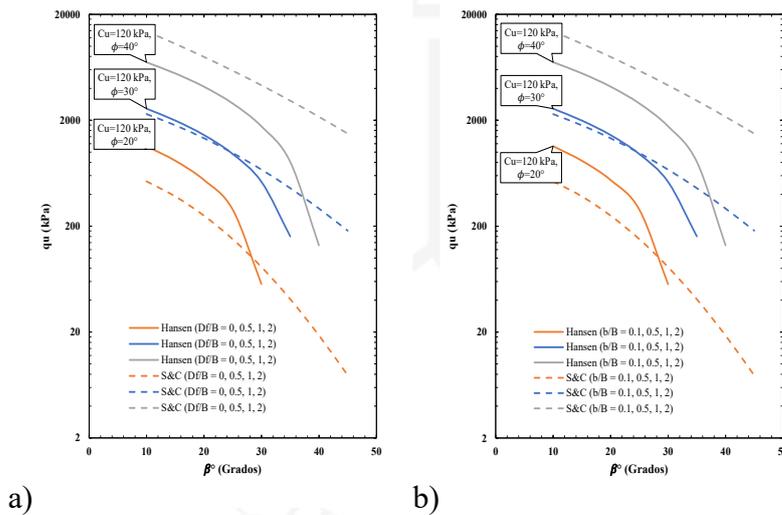
**Figura 4.5**

Capacidad portante en función de  $\beta$  para  $C_u=90$  kPa y  $\phi=20^\circ, 30^\circ$  y  $40^\circ$  usando Hansen y Sarma & Chen: a)  $D_f/B=0, 0.5, 1$  y 2 y b)  $b/B=0.1, 0.5, 1$  y 2.



**Figura 4.6**

Capacidad portante en función de  $\beta$  para  $C_u=120$  kPa y  $\phi=20^\circ, 30^\circ$  y  $40^\circ$  usando Hansen y Sarma & Chen: a)  $D_f/B=0, 0.5, 1$  y 2 y b)  $b/B=0.1, 0.5, 1$  y 2.



Finalmente, en el Anexo A se presentan otras comparaciones en las que se deduce que el efecto de la altura del talud en el cálculo de la capacidad portante no tiene influencia en los resultados. La altura del talud tiene incidencia en temas como la inestabilidad del talud y el mecanismo de falla del suelo.

### 4.3. Resultados numéricos

Las curvas de carga (presión) versus asentamiento para un análisis cuasi-estático y los 36 escenarios evaluados se presentan en la Figura 4.7 y la Figura 4.8. Se determina la capacidad portante cuando el asentamiento llega a ser el 10% del ancho de la zapata ( $B$ ).

Para los escenarios que se evalúan, esto corresponde a un asentamiento de 0.2 metros. En las curvas de carga vs. asentamiento, se observa cómo va aumentando la carga a medida que el asentamiento crece; en algunos escenarios esta curva tiene una caída abrupta que se interpreta como la presión máxima que soporta el terreno como, por ejemplo, la curva del Escenario 19 en la Figura 4.8a.

En la Figura 4.7 se muestra la capacidad portante para los primeros 18 escenarios, que corresponden a valores de cohesión ( $c$ ) de 60, 90 y 120 kPa, para: a)  $\beta=15^\circ$  y  $\phi=20^\circ$ , b)  $\beta=15^\circ$  y  $\phi=30^\circ$ , c)  $\beta=15^\circ$  y  $\phi=40^\circ$ , d)  $\beta=30^\circ$  y  $\phi=20^\circ$ , e)  $\beta=30^\circ$  y  $\phi=30^\circ$ , f)  $\beta=30^\circ$  y  $\phi=40^\circ$ .

En la Figura 4.8 se muestra la capacidad portante para los escenarios 19 a 36, que corresponden a valores de cohesión ( $c$ ) de 60, 90 y 120 kPa, para: a)  $\beta=45^\circ$  y  $\phi=20^\circ$ , b)  $\beta=45^\circ$  y  $\phi=30^\circ$ , c)  $\beta=45^\circ$  y  $\phi=40^\circ$ , d)  $\beta=15^\circ$  y  $\phi=0^\circ$ , e)  $\beta=30^\circ$  y  $\phi=0^\circ$ , f)  $\beta=45^\circ$  y  $\phi=0^\circ$ .

En la Figura 4.8d, 4.8e y 4.8f la respuesta de los escenarios 28 al 36 corresponde cuando  $\phi=0^\circ$ . Estos resultados se comparan con las soluciones analíticas de Vesic (1975) y Georgiadis (2010), mientras que el resto de escenarios con Hansen (1970) y Sarma & Chen (1995).

Para todos los casos evaluados, la capacidad portante es directamente proporcional a la cohesión ( $c$ ) y al ángulo de fricción ( $\phi$ ); e inversamente proporcional a la inclinación del talud ( $\beta$ ). Sin embargo, cuando el ángulo de fricción ( $\phi$ ) es elevado, por ejemplo,  $\phi \geq 40^\circ$ , los valores son similares, tal como se observa en la Figura 4.7c, la Figura 4.8c y la Figura 4.8f.

En curvas de carga vs. asentamiento, como en la Figura 4.7b escenario 4, Figura 4.7e escenario 13, Figura 4.7f escenario 16, Figura 4.8b escenario 22, Figura 4.8b escenario 22 y Figura 4.8c escenario 25, notamos que el análisis numérico estático terminó automáticamente en esa etapa; esto se debe a que los elementos de la malla se distorsionan abruptamente, pero se alcanzó la capacidad portante. Existen otros algoritmos numéricos como el análisis explícito dinámico que puede continuar la curva hasta una etapa mucho más avanzada.

En la Tabla 4.2a se muestra la comparación de los resultados de la capacidad portante de una zapata corrida sobre un talud de los primeros 27 escenarios que corresponden a

los autores Hansen (1970), Sarma & Chen (1995) y el resultado del modelo numérico (MEF) realizado con el programa Abaqus®.

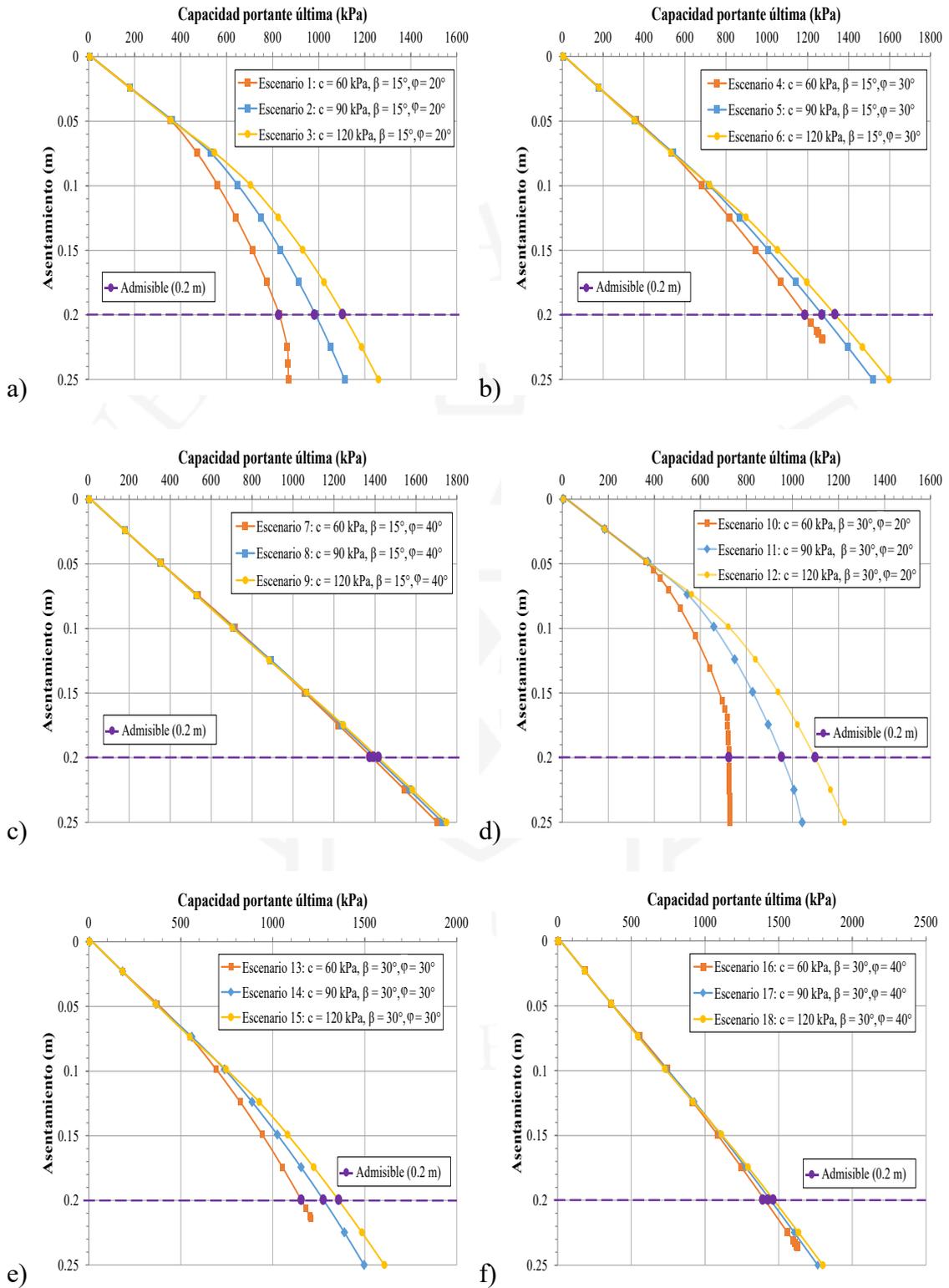
Como es de esperar, la capacidad portante aumenta en función de sus parámetros de resistencia, es decir, de  $\phi$  y  $c$ . Las soluciones analíticas de Hansen (1970) presentan soluciones negativas cuando  $\beta=45^\circ$ . De forma general, los resultados de las soluciones analíticas y numéricas difieren.

En la Tabla 4.2b se muestra la comparación de los resultados de la capacidad portante de una zapata corrida sobre un talud de los escenarios del 28 al 36, que corresponden a los autores Vesic (1970) y Georgiadis (2010), y por MEF. Estos escenarios son cuando  $\phi=0^\circ$ . En los resultados dados por las soluciones analíticas y por el MEF se puede apreciar que los valores de la capacidad portante para ambos son más cercanos entre sí.

En la predicción por el Método de Elementos Finitos de la capacidad de carga en general, resulta que es levemente mayor que la calculada por soluciones analíticas en escenarios sin fricción; con fricción hay un cambio importante cuando aumenta el ángulo de inclinación y fricción del talud. Se resalta que se obtuvo respuestas para diferentes datos de entrada en las formulaciones analíticas elaboradas por los distintos autores. La diferencia se puede atribuir a varias causas, la más importante de las cuales es que las ecuaciones asumen que el suelo es un material rígido-perfectamente plástico que falla abruptamente cuando se alcanza la capacidad de carga del suelo; cuando varía mucho el ángulo del talud, estas ecuaciones no tienen convergencia. En contraste, el presente estudio por el MEF asume que el suelo es un material elastoplástico (dicho material se deformará bajo las cargas aplicadas, a diferencia de un material rígido que no se deforma). Además, el suelo puede ceder de manera progresiva debido a la naturaleza de la formulación de elementos finitos: los elementos pueden ceder de forma gradual y progresiva en el caso que se usaran otros modelos constitutivos.

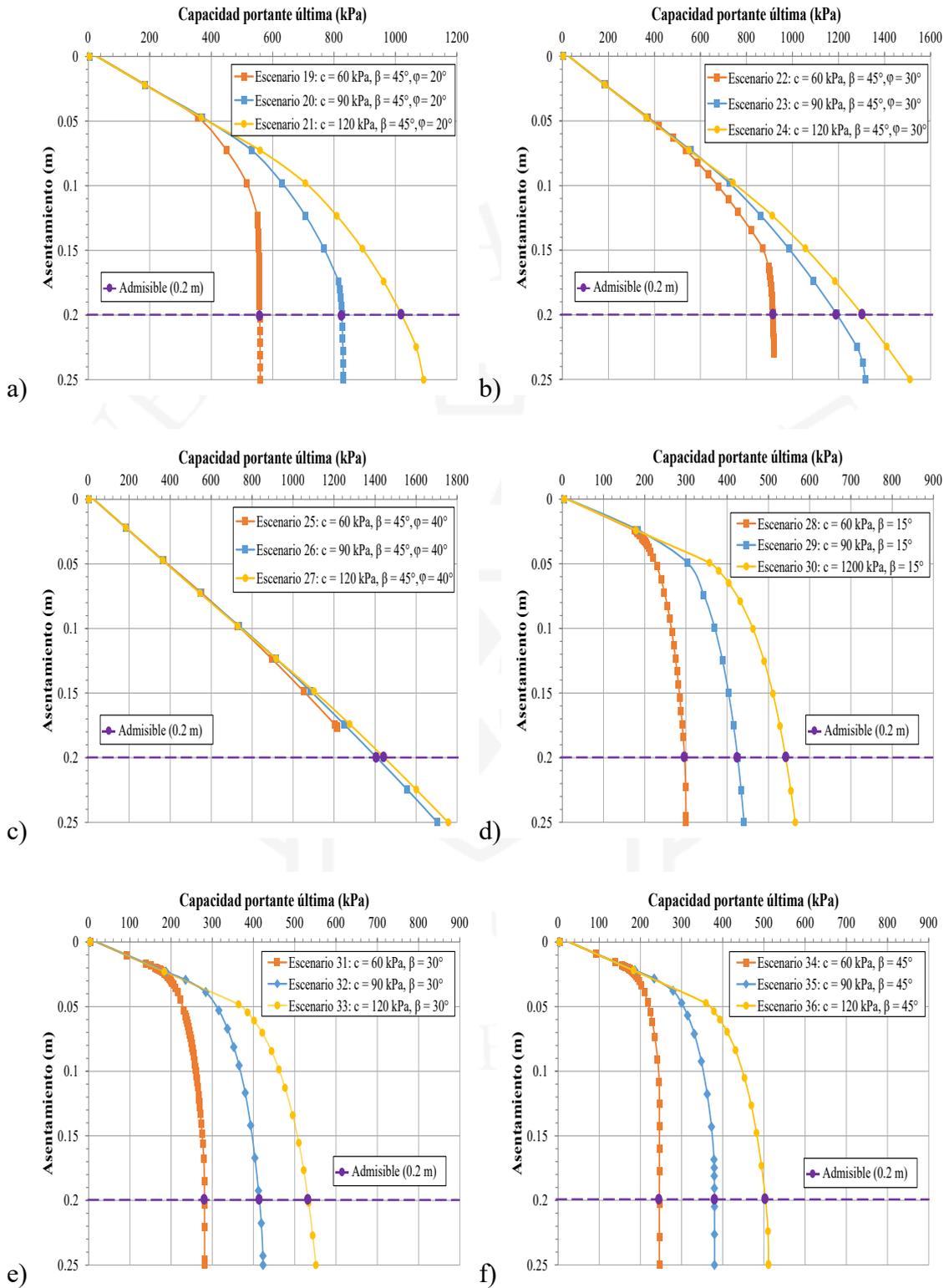
**Figura 4.7**

Curva asentamiento vs. carga variando  $c=60, 90$  y  $120$  kPa para: a)  $\beta=15^\circ$  y  $\phi=20^\circ$ , b)  $\beta=15^\circ$  y  $\phi=30^\circ$ , c)  $\beta=15^\circ$  y  $\phi=40^\circ$ , d)  $\beta=30^\circ$  y  $\phi=20^\circ$ , e)  $\beta=30^\circ$  y  $\phi=30^\circ$ , f)  $\beta=30^\circ$  y  $\phi=40^\circ$ .



**Figura 4.8**

Curva asentamiento vs. carga variando  $c=60, 90$  y  $120$  kPa, para: a)  $\beta=45^\circ$  y  $\phi=20^\circ$ , b)  $\beta=45^\circ$  y  $\phi=30^\circ$ , c)  $\beta=45^\circ$  y  $\phi=40^\circ$ , d)  $\beta=15^\circ$  y  $\phi=0^\circ$ , e)  $\beta=30^\circ$  y  $\phi=0^\circ$ , f)  $\beta=45^\circ$  y  $\phi=0^\circ$ .



**Tabla 4.2**

*Comparación de la capacidad portante para los escenarios 1 al 36.*

Escenario	$\beta$	$\phi$	Cu (kPa)	qu (kPa)		
				MEF	Hansen (1970)	Sarma & Chen (1995)
Escenario 1	15°	20°	60	829.1	428.9	215.1
Escenario 2			90	986.5	629.2	298.3
Escenario 3			120	1108.3	829.4	381.5
Escenario 4		30°	60	1187.4	1066.2	1009.8
Escenario 5			90	1272.2	1526.7	1399.9
Escenario 6			120	1334.8	1987.1	1789.9
Escenario 7		40°	60	1385.9	3155.7	5948.7
Escenario 8			90	1404.2	4349.9	8246.9
Escenario 9			120	1416.0	5544.1	10545.1
Escenario 10	30°	20°	60	723.6	33.1	44.8
Escenario 11			90	955.8	44.9	63.5
Escenario 12			120	1097.9	56.7	82.2
Escenario 13		30°	60	1156.1	286.1	377.8
Escenario 14			90	1277.1	405.0	530.4
Escenario 15			120	1358.5	523.8	683.0
Escenario 16		40°	60	1407.3	1004.2	2372.2
Escenario 17			90	1444.4	1378.5	3323.5
Escenario 18			120	1467.3	1752.7	4274.8
Escenario 19	45°	20°	60	557.8	-164.8	4.0
Escenario 20			90	825.7	-247.3	5.9
Escenario 21			120	1019.9	-329.7	7.8
Escenario 22		30°	60	914.8	-103.9	94.3
Escenario 23			90	1193.9	-155.9	137.8
Escenario 24			120	1304.4	-207.8	181.2
Escenario 25		40°	60	1217.1	-71.5	790.5
Escenario 26			90	1408.7	-107.3	1142.7
Escenario 27			120	1445.2	-143.0	1494.9

a)

Escenario	$\beta$	$\phi$	Cu (kPa)	qu (kPa)		
				MEF	Vesic (1975)	Georgiadis (2010)
Escenario 28	15°	0°	60	296.7	272.0	247.8
Escenario 29			90	425.3	410.5	371.7
Escenario 30			120	541.9	549.0	495.6
Escenario 31	30°		60	281.1	242.4	207.3
Escenario 32			90	413.9	365.1	311.0
Escenario 33			120	532.5	487.9	414.7
Escenario 34	45°		60	246.0	214.2	177.2
Escenario 35			90	379.8	321.2	265.7
Escenario 36			120	503.8	428.3	354.3

b)

## Capítulo 5: Conclusiones y recomendaciones

### 5.1. Conclusiones

Se pueden extraer las siguientes conclusiones en base a un análisis detallado de los gráficos obtenidos de los resultados numéricos y analíticos:

- Se comprobó para las soluciones analíticas y el MEF que los resultados para escenarios sin fricción son muy aproximados entre sí, y con fricción los resultados difieren uno del otro. Ambos escenarios presentan supuestos y debilidades correspondientes que influyen en el cálculo de la capacidad portante. Para un diseño geotécnico se recomienda utilizar el MEF. Asimismo, los cálculos rápidos se emplean usando formulaciones analíticas en situaciones de análisis; estos cálculos proporcionan la capacidad portante mínima para la zapata corrida sobre el talud ( $q_u$ ).

- Para el análisis por el MEF se adoptó el modelo constitutivo elasto-plástico de Mohr-Coulomb. Este análisis se realizó mediante el software Abaqus®, y fue evaluado en 36 escenarios, manteniendo constantes los parámetros elásticos del suelo ( $E$ ,  $\nu$ ), el peso específico ( $\gamma$ ) y los parámetros geométricos  $B$ ,  $b$  y  $D_f$ . A partir del modelamiento de elementos finitos se logró determinar la capacidad portante de los escenarios 1 al 27 para  $\phi$  diferente de 0; y del 28 al 36 para  $\phi$  igual a 0, mostrando que existe mayor variabilidad en  $\phi$  diferente a 0.

- Como era de esperarse, la variable geométrica que tiene más influencia en la  $q_u$  es el ángulo de inclinación del talud ( $\beta$ ); y las variables del suelo, como los parámetros de resistencia (cohesión y ángulo de fricción), ejercen influencia en la capacidad portante, pues son directamente proporcionales, puesto que al aumentar ambos parámetros la capacidad portante aumenta.

- Para valores elevados del ángulo de inclinación o del ángulo de fricción se recomienda utilizar el MEF. Se comprobó que para la formulación de Hansen (1975), la capacidad portante presenta valores negativos, pues para  $\phi$  de 20° el máximo permisible de  $\beta$  es de 30°, para  $\phi$  de 30° el máximo permisible de  $\beta$  es de 35° y para  $\phi$  de 40° el máximo permisible de  $\beta$  es de 40°, pues a medida que el ángulo del talud va en aumento se obtiene valores de  $q_u$  negativos, siendo este último una condición limitante; por

ejemplo, para  $\beta=40^\circ$ . Comparando esta formulación con los autores Sarma & Chen (1995), los valores difieren en aproximadamente en un 30%, lo cual también fue corroborado en el estudio de Raj y Bharathi (2013), mientras que los valores obtenidos del MEF tienen una relación coherente de aumento de capacidad portante acorde a los parámetros dados en todos los escenarios mostrados, a diferencia del analítico que tiene aumentos exponenciales de capacidad portante solo en escenarios con fricción.

- La altura del talud ( $H$ ) no tiene influencia en la capacidad portante de una zapata sobre un talud ( $q_u$ ). De manera similar, la distancia a la cresta ( $b$ ) no tiene influencia en la capacidad portante para las formulaciones evaluadas, excepto para la formulación de Georgiadis (2010), que aumenta en forma directamente proporcional; también se concluye que la capacidad portante ( $q_u$ ) es inversamente proporcional al ancho de zapata ( $B$ ), pues a medida que va aumentando  $B$  disminuye la capacidad portante para Georgiadis; y las relaciones  $D_f/B$  y  $b/B$  no tienen influencia en las formulaciones evaluadas.

## 5.2. Recomendaciones

Las siguientes recomendaciones pueden realizarse en un estudio futuro:

- El estudio se debe complementar con el cálculo del factor de estabilidad del talud.
- El estudio se podría analizar considerando la carga oblicua, es decir vertical y horizontal.
- El estudio presentado se puede complementar con la elaboración y análisis de una zapata cuadrada en un enfoque tridimensional del problema (modelo tridimensional).
- En futuras investigaciones se pueden considerar diferentes tipos y dimensiones de cimentaciones (zapatas circulares, por ejemplo).
- Se puede complementar la investigación, si consideramos suelos estratificados, y no necesariamente que sea en forma horizontal.
- El estudio presentado se puede realizar para el caso de presencia de nivel freático.
- Se puede extender realizando el análisis dinámico, sea por soluciones analíticas o numéricas.

## Bibliografía

- Baazouzi, M., Benmeddour, D., Mabrouki, A., & Mellas, M. (2016). 2D Numerical Analysis of Shallow Foundation Rested Near Slope under Inclined Loading. *Procedia Engineering*, 143, 623-634.  
<https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.06.086>
- Baskharon, M. (2019). Numerical Modeling for Shallow Foundation near Slope. [thesis doctoral, Concordia University].  
<https://spectrum.library.concordia.ca/id/eprint/986032/>
- Choudhury, D., & Subba , K. (2006). Seismic Bearing Capacity of Shallow Strip Footings Embedded in Slope. *International Journal of Geomechanics*, Vol. 6(3).  
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1532-3641\(2006\)6:3\(176\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1532-3641(2006)6:3(176))
- Cinicioglu, O., & Erkii, A. (2018). Seismic bearing capacity of surficial foundations on sloping cohesive ground. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 111, 53-64. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.04.027>
- Dey, A., Acharyya, R., & Alammyan, A. (2019). Bearing capacity and failure mechanism of shallow footings on unreinforced slopes: a state-of-the-art review. *International Journal of Geotechnical Engineering*.  
<https://doi.org/10.1080/19386362.2019.1617480>
- Georgiadis, K. (2010). Undrained Bearing Capacity of Strip Footings on Slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 136(5).  
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000269](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000269)
- Gonzalez, A. (2012). Calculo simplificado de capacidad portante de cimientos superficiales en ladera. *Academia*.  
[https://www.academia.edu/download/34174166/calculo\\_simplificado\\_capacidad\\_portante.pdf](https://www.academia.edu/download/34174166/calculo_simplificado_capacidad_portante.pdf)
- Graham, J., Andrews, M., & Shields, D. (1988). Stress characteristics for shallow footings in cohesionless slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 25(2).  
<https://doi.org/10.1139/t88-028>

- Haghgouei, H., Kargar, A., Khosravi, M., & Amini, M. (2022). An analytical approach for estimating the bearing capacity of slopes under loading on the upper surface. *International Journal of Mining and Geo-Engineering*, 56(1), pp. 83-88.  
doi:<https://doi.org/10.22059/ijmge.2021.313076.594873>
- INDECI. (2017). Vulnerabilidad de edificaciones adyacentes a la bajada Marbella – Costa Verde de Lima. <https://sigrid.cenepred.gob.pe/sigridv3/documento/5221>
- Islam, M. (2020). Small scale experiments to assess the bearing capacity of footings on the sloped surface. *Department of Civil and Environmental Engineering, University of Pittsburgh, Vol. 1(2)*, pp. 240-248.  
<https://doi.org/10.3390/eng1020016>
- Meyerhof, G. (1957). The ultimate bearing capacity of foundations on slopes - la force portante des foundations sur talus. *The Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics*.  
[https://www.academia.edu/download/48325191/docslide.us\\_ultimate-bearing-capacity-of-foundations-on-slopes-paper.pdf](https://www.academia.edu/download/48325191/docslide.us_ultimate-bearing-capacity-of-foundations-on-slopes-paper.pdf)
- Mohammadreza, H. A., & Asakereh, A. (2015). Numerical Analysis of the Bearing Capacity of strip footing on reinforced soil slope. *International Journal of Engineering Trends and Technology, Vol. 29(6)*, pp. 313-317.  
<http://dx.doi.org/10.14445/22315381/IJETT-V29P258>
- Mosadegh, & Nikraz. (2015). *Bearing Capacity Evaluation of Footing on a Layered-Soil using ABAQUS, Vol. 6(264)*. J. Earth Sci Clim. doi:10.4172/2157-7617.1000264
- MVCS. (1997). Reglamento Nacional de Edificaciones. *Norma E.050 Suelos y Cimentaciones*. [https://cdn-web.construccion.org/normas/rne2012/rne2006/files/titulo3/02\\_E/2018\\_E050\\_RM-406-2018-VIVIENDA.pdf](https://cdn-web.construccion.org/normas/rne2012/rne2006/files/titulo3/02_E/2018_E050_RM-406-2018-VIVIENDA.pdf)
- Onyelowe, K. (2017). Mathematical Advances in soil bearing capacity. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 22(12)*.  
<https://www.researchgate.net/publication/319304421>
- Quesada, L. (2017). Determinación de la capacidad de carga en cimentaciones superficiales sobre bases estratificadas en suelos friccionales. *[Disertación*

- doctoral, Universidad Central Marta Abreu de Las Villas*]. Base de datos virtual - Universidad Central Marta Abreu de Las Villas.  
<https://dspace.uclv.edu.cu/bitstream/handle/123456789/8693/TD%20Liset%20Quesada%20Gonz%C3%A1lez.pdf?sequence=1&isAllowed=n>
- Raj, D., & Bharathi, M. (2013). Bearing Capacity of Shallow Foundation on Slope: A Review. *Proc. GGWUIP India: Ludhiana*.
- Sarma, S., & Chen, Y. (1995). Seismic Bearing Capacity of Shallow Strip Footings Near Sloping Ground. *5th conference of European Seismic Design Practice*, pp. 505-512. doi:<https://doi.org/10.1201/9780203756492>
- Shiau, J., Merifield, R., Lyamin, A., & Sloan, S. (2011). Undrained Stability of Footings on Slopes. *International Journal of Geomechanics, Vol. 11(5)*.  
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000092](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000092)
- Soriano, A., Valderrama, M., & González, J. (2002). Capacidad portante de cimentaciones superficiales en terreno inclinado. *Revista digital del Cedex, Vol. 127(61)*. <http://193.145.71.12/index.php/ingenieria-civil/article/view/1648>
- Suarez, J. (2009). Edificaciones sobre taludes. *Deslizamientos: Técnicas de remediación, Vol. II*, pp. 361-384. Colombia: Univ. Industrial Santander.  
<https://www.erosion.com.co/deslizamientos-tomo-ii-tecnicas-de-remediacion/>
- Suyo, E. (2017). Modelo de investigaciones geológicas y geotécnicas para definir la cimentación de estructuras de líneas de transmisión eléctrica. [*tesis de magister, Universidad Nacional Mayor de San Marcos*]. Repositorio Académico San Marcos. <https://doi.org/10.15381/iigeo.v19i37.12955>
- Tapper, L. (2013). Bearing capacity of perforated offshore foundations under combined loading. [*Doctoral dissertation, Oxford University*]. Oxford University - Research archive. <https://ora.ox.ac.uk/objects/uuid:4beb1f5c-24d9-4359-a973-95dda05e550d>
- Vesic. (1975). *Foundation Engineering Handbook* (Segunda ed.). (Hsai-Yang Fang, Ed.) New York: Chapman & Hall. <http://www.engr.hk/T05/Foundation-Engineering-Handbook-h-y-Fang.pdf>





**Anexo**

## Anexo A: Resultados de las soluciones analíticas

En las siguientes tablas y figuras se presentan los resultados de las soluciones analíticas realizadas para los autores Vesic (1975), Georgiadis (2010), Hansen (1970) y Sarma & Chen (1995) en función de sus parámetros geométricos (ancho de cimentación  $B$  ubicada a una distancia  $b$  del borde del talud, profundidad de desplante  $D_f$  ubicada sobre un talud de altura  $H$ , con una inclinación  $\beta$ ; y parámetros de resistencia (cohesión y ángulo de fricción).

Con las soluciones presentadas en las tablas se construyen las curvas para saber su comportamiento a medida que cambian los parámetros evaluados. Estas curvas se pueden utilizar en forma directa para tener una evaluación de la capacidad portante del suelo en un proyecto cerca de una pendiente.

Las soluciones analíticas presentadas son descritas en el capítulo 2, y el análisis de la influencia de sus parámetros es discutido en el Capítulo 4.

**Tabla A.1**

*Capacidad portante en función de  $H$ ,  $b$  y  $B$  vs.  $\beta$  usando Vesic (1975).*

H (m)	$\beta$ (°)					
	10°	15°	20°	30°	40°	45°
2	283.2149	271.9908	261.5311	242.3527	224.0251	214.1522
4	283.2149	271.9908	261.5311	242.3527	224.0251	214.1522
6	283.2149	271.9908	261.5311	242.3527	224.0251	214.1522
8	283.2149	271.9908	261.5311	242.3527	224.0251	214.1522
10	283.2149	271.9908	261.5311	242.3527	224.0251	214.1522
12	283.2149	271.9908	261.5311	242.3527	224.0251	214.1522
b (m)	$\beta$ (°)					
	10°	15°	20°	30°	40°	45°
1	283.2149	271.9908	261.5311	242.3527	224.0251	214.1522
2	283.2149	271.9908	261.5311	242.3527	224.0251	214.1522
3	283.2149	271.9908	261.5311	242.3527	224.0251	214.1522
4	283.2149	271.9908	261.5311	242.3527	224.0251	214.1522
5	283.2149	271.9908	261.5311	242.3527	224.0251	214.1522
B (m)	$\beta$ (°)					
	10°	15°	20°	30°	40°	45°
1	285.3354	274.4874	264.0216	243.9604	224.3246	214.1522
2	283.2149	271.9908	261.5311	242.3527	224.0251	214.1522
3	281.0943	269.4942	259.0407	240.7450	223.7255	214.1522
4	278.9737	266.9976	256.5502	239.1373	223.4260	214.1522
5	276.8532	264.5010	254.0598	237.5296	223.1264	214.1522

**Tabla A.2***Capacidad portante en función de H, b y B vs  $\beta$  usando Georgiadis (2010).*

H (m)	$\beta$ (°)					
	10°	15°	20°	30°	40°	45°
2	265.0245	247.7799	232.6982	207.3439	186.4415	177.1546
4	265.0245	247.7799	232.6982	207.3439	186.4415	177.1546
6	265.0245	247.7799	232.6982	207.3439	186.4415	177.1546
8	265.0245	247.7799	232.6982	207.3439	186.4415	177.1546
10	265.0245	247.7799	232.6982	207.3439	186.4415	177.1546
12	265.0245	247.7799	232.6982	207.3439	186.4415	177.1546
b (m)	$\beta$ (°)					
	10°	15°	20°	30°	40°	45°
1	137.3518	130.0467	123.3112	111.1837	100.4250	95.4510
2	265.0245	247.7799	232.6982	207.3439	186.4415	177.1546
3	383.0181	353.1995	328.1608	288.4805	258.0496	245.1108
4	491.3325	446.3057	409.6991	354.5936	315.2493	299.3194
5	589.9677	527.0983	477.3130	405.6832	358.0405	339.7806
B (m)	$\beta$ (°)					
	10°	15°	20°	30°	40°	45°
1	491.3325	446.3057	409.6991	354.5936	315.2493	299.3194
2	265.0245	247.7799	232.6982	207.3439	186.4415	177.1546
3	180.9849	170.6592	161.3207	144.9063	130.6981	124.2131
4	137.3518	130.0467	123.3112	111.1837	100.4250	95.4510
5	110.6558	105.0224	99.7629	90.1488	81.4926	77.4606

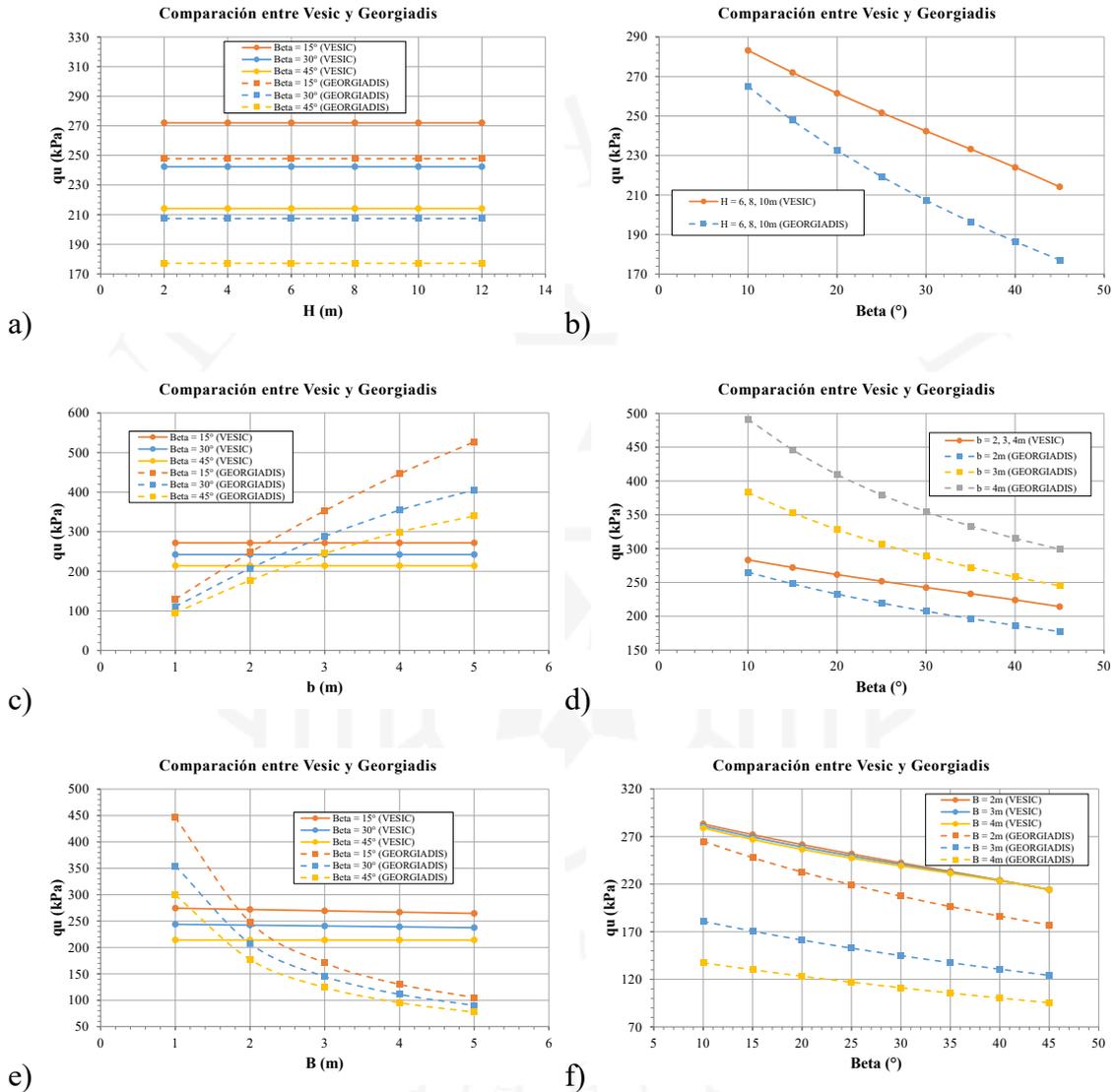
**Tabla A.3***Capacidad portante en función de  $D_f/B$  y  $b/B$  vs  $\beta$  usando Vesic y Georgiadis.*

Vesic (1975)						
$D_f/B$	$\beta$ (°)					
	10°	15°	20°	30°	40°	45°
0	283.2149	271.9908	261.5311	242.3527	224.0251	214.1522
0.5	283.2149	271.9908	261.5311	242.3527	224.0251	214.1522
1	283.2149	271.9908	261.5311	242.3527	224.0251	214.1522
2	283.2149	271.9908	261.5311	242.3527	224.0251	214.1522
$b/B$	$\beta$ (°)					
	10°	15°	20°	30°	40°	45°
0.1	283.2149	271.9908	261.5311	242.3527	224.0251	214.1522
0.5	283.2149	271.9908	261.5311	242.3527	224.0251	214.1522
1	283.2149	271.9908	261.5311	242.3527	224.0251	214.1522
2	283.2149	271.9908	261.5311	242.3527	224.0251	214.1522
Georgiadis (2010)						
$D_f/B$	$\beta$ (°)					
	10°	15°	20°	30°	40°	45°
0	265.0245	247.7799	232.6982	207.3439	186.4415	177.1546
0.5	265.0245	247.7799	232.6982	207.3439	186.4415	177.1546
1	265.0245	247.7799	232.6982	207.3439	186.4415	177.1546
2	265.0245	247.7799	232.6982	207.3439	186.4415	177.1546
$b/B$	$\beta$ (°)					
	10°	15°	20°	30°	40°	45°
0.1	265.0245	247.7799	232.6982	207.3439	186.4415	177.1546
0.5	265.0245	247.7799	232.6982	207.3439	186.4415	177.1546
1	265.0245	247.7799	232.6982	207.3439	186.4415	177.1546
2	265.0245	247.7799	232.6982	207.3439	186.4415	177.1546

Con las Tablas A.1, A.2 y A.3 se construyen las curvas de la Figura A.1 a la Figura A.4. En general, se observa que los resultados de la capacidad portante ( $q_u$ ) por Vesic (1975) son ligeramente mayores en comparación a Georgiadis (2010).

**Figura A.1**

*Curvas de comparación de la capacidad portante en función de  $H$ ,  $b$  y  $B$  vs.  $\beta$  usando Vesic (1975) y Georgiadis (2010).*



En las Figuras A.1a y A.1b se presenta el efecto de la capacidad portante ( $q_u$ ), determinada con las ecuaciones propuestas por Vesic (1975) y Georgiadis (2010) en función de la altura del talud ( $H$ ) e inclinación del talud ( $\beta$ ), donde se observa que la  $q_u$  no varía en función de  $H$  y su valor es inversamente proporcional a  $\beta$ .

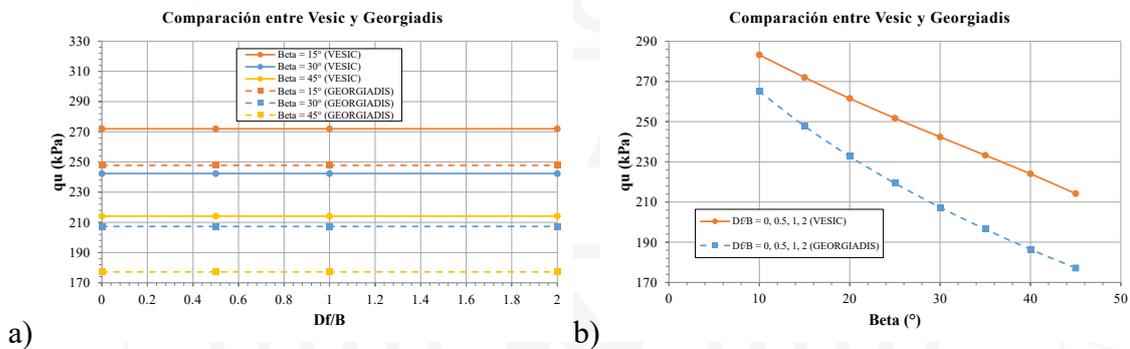
En las Figuras A.1c y A.1d se presenta el efecto de la capacidad portante ( $q_u$ ) en función de la distancia a la cresta ( $b$ ) e inclinación del talud ( $\beta$ ), donde se observa que para la solución propuesta por Vesic (1975), la distancia a la cresta ( $b$ ) no ejerce mayor

influencia, pero para Georgiadis (2010) a mayor  $b$  se presentan mayores valores de  $q_u$ . Para Georgiadis (2010) la capacidad portante ( $q_u$ ) es directamente proporcional a la distancia a la cresta ( $b$ ).

En las Figuras A.1e y A.1f se presenta el efecto de la capacidad portante ( $q_u$ ) en función del ancho de la zapata ( $B$ ) e inclinación del talud ( $\beta$ ). Manteniendo todos los parámetros constantes y variando el ancho de la zapata ( $B$ ) para la formulación de Georgiadis (2010), la capacidad portante ( $q_u$ ) es inversamente proporcional a  $B$ . Para la solución de Vesic (1975) la influencia de  $B$  es mínima y tiene una tendencia lineal.

**Figura A.2**

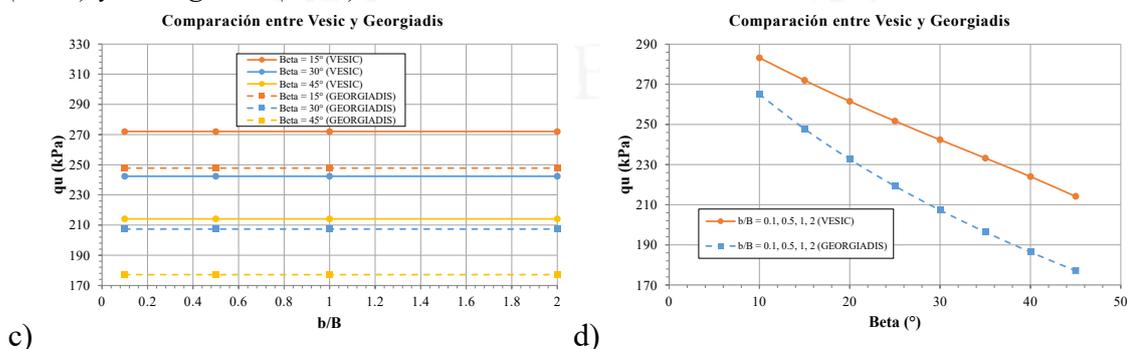
*Curvas de comparación de la capacidad portante en función de  $D_f/B$  vs.  $\beta$  usando Vesic (1975) y Georgiadis (2010).*



En la Figura A.2 se presenta el efecto de la capacidad portante ( $q_u$ ) por las fórmulas planteadas por Vesic (1975) y Georgiadis (2010), determinada en función de la relación  $D_f/B$  del talud y el ángulo del talud ( $\beta$ ), donde se observa que la  $q_u$  no varía en función de  $D_f/B$  y su valor es inversamente proporcional a  $\beta$ .

**Figura A.3**

*Curvas de comparación de la capacidad portante en función de  $b/B$  vs.  $\beta$  usando Vesic (1975) y Georgiadis (2010).*



En la Figura A.3 se presenta el efecto de la capacidad portante ( $q_u$ ) por las fórmulas planteadas por Vesic (1975) y Georgiadis (2010), determinada en función de la relación

$b/B$  y el ángulo del talud ( $\beta$ ), donde se observa que la  $q_u$  no varía en función  $b/B$  y su valor es inversamente proporcional a  $\beta$ .

**Tabla A.5**

Capacidad portante en función de  $C_u$  vs.  $\beta$  usando Vesic (1975) y Georgiadis (2010).

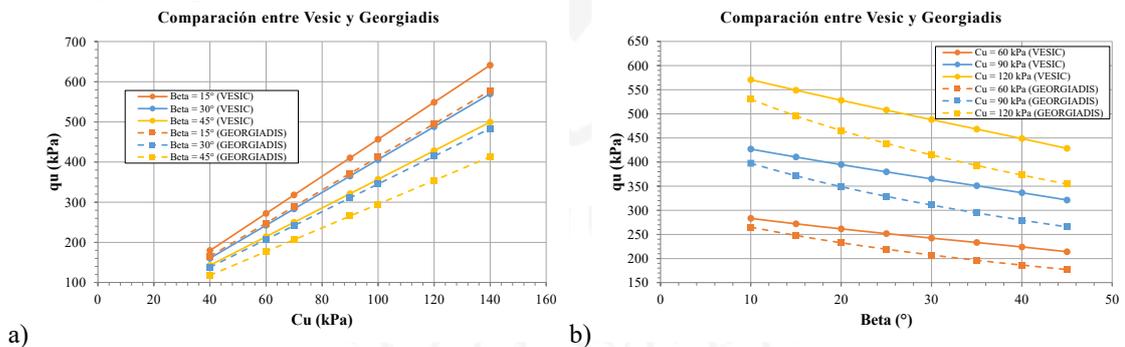
Vesic (1975)						
$C_u$ (kPa)	$\beta$ (°)					
	10°	15°	20°	30°	40°	45°
40	187.3962	179.6628	172.6938	160.4967	149.1503	142.7681
60	283.2149	271.9908	261.5311	242.3527	224.0251	214.1522
70	331.1242	318.1548	305.9498	283.2807	261.4624	249.8442
90	426.9429	410.4828	394.7872	365.1368	336.3372	321.2283
100	474.8522	456.6468	439.2059	406.0648	373.7745	356.9203
120	570.6709	548.9749	528.0432	487.9209	448.6493	428.3044
140	666.4896	641.3029	616.8806	569.7769	523.5240	499.6885

Georgiadis (2010)						
$C_u$ (kPa)	$\beta$ (°)					
	10°	15°	20°	30°	40°	45°
40	176.6830	165.1866	155.1321	138.2292	124.2943	118.1031
60	265.0245	247.7799	232.6982	207.3439	186.4415	177.1546
70	309.1953	289.0765	271.4812	241.9012	217.5151	206.6804
90	397.5368	371.6698	349.0473	311.0158	279.6623	265.7320
100	441.7076	412.9665	387.8303	345.5731	310.7359	295.2577
120	530.0491	495.5598	465.3964	414.6878	372.8831	354.3093
140	618.3907	578.1531	542.9625	483.8024	435.0303	413.3609

**Figura A.4**

Curvas de comparación de la capacidad portante en función de  $C_u$  vs.  $\beta$  usando Vesic (1975) y Georgiadis (2010).



En la Figura A.4 se presenta el efecto de la capacidad portante ( $q_u$ ) por las fórmulas planteadas por Vesic (1975) y Georgiadis (2010), determinada en función de la relación cohesión ( $C_u$ ) y el ángulo del talud ( $\beta$ ), donde se observa que la  $q_u$  es directamente proporcional a  $C_u$  e inversamente proporcional a  $\beta$ .

Los resultados de la capacidad portante ( $q_u$ ) para una zapata corrida sobre un talud son presentadas en las Tablas A.6 y A.7, y se construyen las curvas de las Figuras A.5 y A.6 utilizando las soluciones de Hansen (1970) y Sarma & Chen (1995). En la Figura A.5

se observa que los resultados de  $q_u$  de Hansen (1970) son mayores a los de Sarma & Chen (1995) hasta  $\beta=30^\circ$ ; luego, a mayores valores de  $\beta$ , estos resultados se invierten.

En las Figuras A.5a y A.5b se presenta el efecto de la capacidad portante ( $q_u$ ) en función de la altura del talud ( $H$ ) e inclinación del talud ( $\beta$ ), donde se observa que la altura del talud ( $H$ ) no ejerce ninguna influencia en los resultados.



**Tabla A.6***Capacidad portante en función de H, b y B vs.  $\beta$  y  $\phi^\circ$  usando Hansen (1970).*

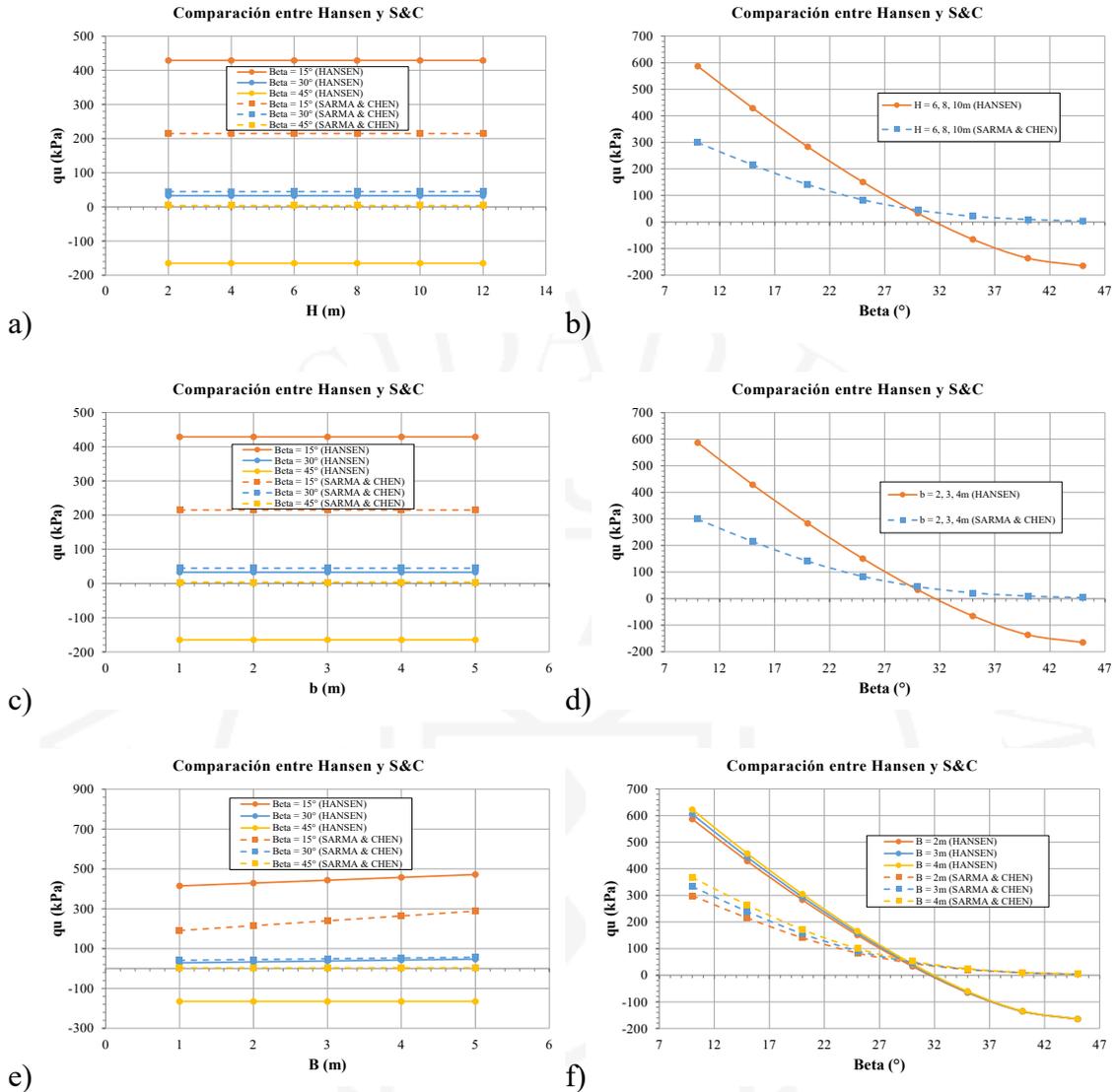
H (m)	$\beta^\circ$					
	10°	15°	20°	30°	40°	45°
2	586.8545	428.9226	283.3717	33.0751	-136.163	-164.848
4	586.8545	428.9226	283.3717	33.0751	-136.163	-164.848
6	586.8545	428.9226	283.3717	33.0751	-136.163	-164.848
8	586.8545	428.9226	283.3717	33.0751	-136.163	-164.848
10	586.8545	428.9226	283.3717	33.0751	-136.163	-164.848
12	586.8545	428.9226	283.3717	33.0751	-136.163	-164.848
H (m)	$\phi^\circ$					
	10°	15°	20°	30°	40°	45°
2	114.1529	260.4174	428.9226	1066.241	1770.492	3155.687
4	114.1529	260.4174	428.9226	1066.241	1770.492	3155.687
6	114.1529	260.4174	428.9226	1066.241	1770.492	3155.687
8	114.1529	260.4174	428.9226	1066.241	1770.492	3155.687
10	114.1529	260.4174	428.9226	1066.241	1770.492	3155.687
12	114.1529	260.4174	428.9226	1066.241	1770.492	3155.687
b (m)	$\beta^\circ$					
	10°	15°	20°	30°	40°	45°
1	586.8545	428.9226	283.3717	33.0751	-136.163	-164.848
2	586.8545	428.9226	283.3717	33.0751	-136.163	-164.848
3	586.8545	428.9226	283.3717	33.0751	-136.163	-164.848
4	586.8545	428.9226	283.3717	33.0751	-136.163	-164.848
5	586.8545	428.9226	283.3717	33.0751	-136.163	-164.848
b (m)	$\phi^\circ$					
	10°	15°	20°	30°	40°	45°
1	114.1529	260.4174	428.9226	1066.241	1770.492	3155.687
2	114.1529	260.4174	428.9226	1066.241	1770.492	3155.687
3	114.1529	260.4174	428.9226	1066.241	1770.492	3155.687
4	114.1529	260.4174	428.9226	1066.241	1770.492	3155.687
5	114.1529	260.4174	428.9226	1066.241	1770.492	3155.687
B (m)	$\beta^\circ$					
	10°	15°	20°	30°	40°	45°
1	568.8553	414.7049	272.6392	28.3358	-136.850	-164.848
2	586.8545	428.9226	283.3717	33.0751	-136.163	-164.848
3	604.8538	443.1402	294.1042	37.8143	-135.477	-164.848
4	622.8530	457.3578	304.8366	42.5535	-134.790	-164.848
5	640.8522	471.5754	315.5691	47.2927	-134.103	-164.848
B (m)	$\phi^\circ$					
	10°	15°	20°	30°	40°	45°
1	112.2759	254.7160	414.7049	993.558	1606.889	2772.056
2	114.1529	260.4174	428.9226	1066.241	1770.492	3155.687
3	116.0300	266.1189	443.1402	1138.924	1934.096	3539.318
4	117.9070	271.8203	457.3578	1211.607	2097.699	3922.949
5	119.7841	277.5218	471.5754	1284.290	2261.303	4306.580

**Tabla A.7***Capacidad portante en función de H, b y B vs.  $\beta^\circ$  y  $\phi^\circ$  usando Sarma & Chen (1995).*

H (m)	$\beta^\circ$					
	10°	15°	20°	30°	40°	45°
2	299.1616	215.0652	140.8192	44.8293	9.6116	3.9516
4	299.1616	215.0652	140.8192	44.8293	9.6116	3.9516
6	299.1616	215.0652	140.8192	44.8293	9.6116	3.9516
8	299.1616	215.0652	140.8192	44.8293	9.6116	3.9516
10	299.1616	215.0652	140.8192	44.8293	9.6116	3.9516
12	299.1616	215.0652	140.8192	44.8293	9.6116	3.9516
H (m)	$\phi^\circ$					
	10°	15°	20°	30°	40°	45°
2	146.4361	215.0652	480.1107	1009.820	2146.695	5948.719
4	146.4361	215.0652	480.1107	1009.820	2146.695	5948.719
6	146.4361	215.0652	480.1107	1009.820	2146.695	5948.719
8	146.4361	215.0652	480.1107	1009.820	2146.695	5948.719
10	146.4361	215.0652	480.1107	1009.820	2146.695	5948.719
12	146.4361	215.0652	480.1107	1009.820	2146.695	5948.719
b (m)	$\beta^\circ$					
	10°	15°	20°	30°	40°	45°
1	299.1616	215.0652	140.8192	44.8293	9.6116	3.9516
2	299.1616	215.0652	140.8192	44.8293	9.6116	3.9516
3	299.1616	215.0652	140.8192	44.8293	9.6116	3.9516
4	299.1616	215.0652	140.8192	44.8293	9.6116	3.9516
5	299.1616	215.0652	140.8192	44.8293	9.6116	3.9516
b (m)	$\phi^\circ$					
	10°	15°	20°	30°	40°	45°
1	146.4361	215.0652	480.1107	1009.820	2146.695	5948.719
2	146.4361	215.0652	480.1107	1009.820	2146.695	5948.719
3	146.4361	215.0652	480.1107	1009.820	2146.695	5948.719
4	146.4361	215.0652	480.1107	1009.820	2146.695	5948.719
5	146.4361	215.0652	480.1107	1009.820	2146.695	5948.719
B (m)	$\beta^\circ$					
	10°	15°	20°	30°	40°	45°
1	264.7972	190.7464	125.5367	41.0859	9.2823	3.9013
2	299.1616	215.0652	140.8192	44.8293	9.6116	3.9516
3	333.5259	239.3840	156.1017	48.5728	9.9408	4.0018
4	367.8903	263.7029	171.3841	52.3162	10.2701	4.0521
5	402.2546	288.0217	186.6666	56.0596	10.5994	4.1023
B (m)	$\phi^\circ$					
	10°	15°	20°	30°	40°	45°
1	129.6748	190.7464	425.5807	894.943	1902.473	5272.540
2	146.4361	215.0652	480.1107	1009.820	2146.695	5948.719
3	163.1974	239.3840	534.6406	1124.696	2390.917	6624.899
4	179.9587	263.7029	589.1706	1239.573	2635.139	7301.079
5	196.7200	288.0217	643.7005	1354.450	2879.361	7977.259

**Figura A.5**

*Curvas de comparación de la capacidad portante en función de  $H$ ,  $b$  y  $B$  vs.  $\beta$  usando Hansen (1970) y Sarma & Chen (1995).*

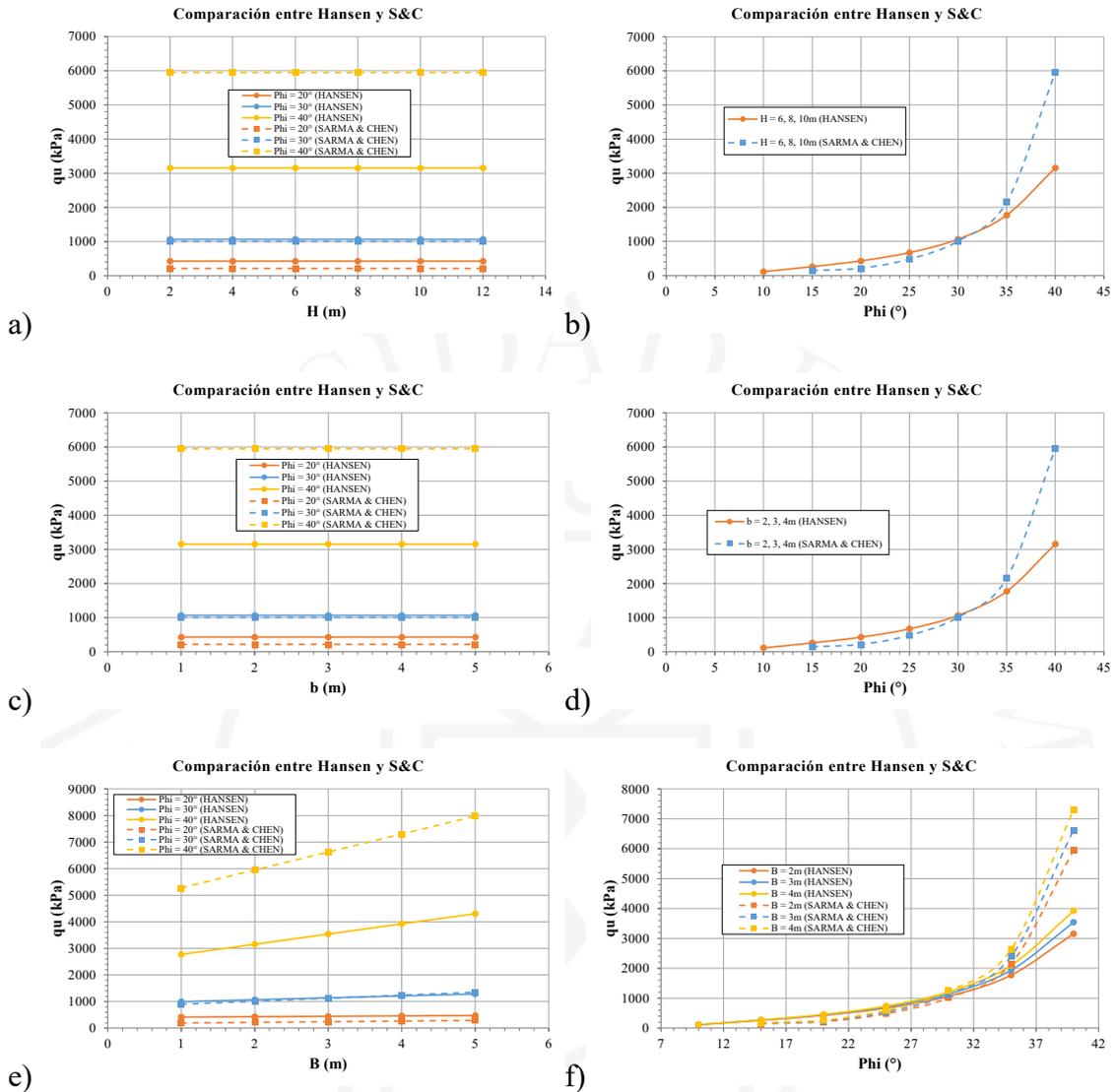


En las Figuras A.5c y A.5d se presenta el efecto de la capacidad portante ( $q_u$ ) en función de la distancia de la cresta al cimiento ( $b$ ) e inclinación del talud ( $\beta$ ), donde se observa que  $b$  no influye en la capacidad portante ( $q_u$ ).

En las Figuras A.5e y A.5f se presenta el efecto de la capacidad portante ( $q_u$ ) en función del ancho del cimiento ( $B$ ) e inclinación del talud ( $\beta$ ), donde se observa que para la solución de Hansen (1970) el resultado de  $q_u$  tiene un ligero crecimiento, mientras que en la solución de Sarma & Chen (1995) no tiene influencia el ancho de la zapata ( $B$ ).

**Figura A.6**

*Curvas de comparación de la capacidad portante en función de  $H$ ,  $b$  y  $B$  vs.  $\phi$  usando Hansen (1970) y Sarma & Chen (1995).*



En la Figura A.6 se observa que los resultados de  $q_u$  de Hansen (1970) son mayores a los de Sarma & Chen (1995) hasta  $\phi \approx 32^\circ$ ; luego, a mayores valores de  $\phi$ , estos resultados se invierten.

En las Figuras A.6a y A.6b se presenta el efecto de la capacidad portante ( $q_u$ ) en función de la altura del talud ( $H$ ) y el ángulo de fricción ( $\phi$ ), donde se observa que la altura del talud ( $H$ ) no ejerce ninguna influencia en los resultados.

En las Figuras A.6c y A.6d se presenta el efecto de la capacidad portante ( $q_u$ ) en función de la distancia de la cresta al cimiento ( $b$ ) y el ángulo de fricción ( $\phi$ ), donde se observa que  $b$  no influye en la capacidad portante ( $q_u$ ).

En las Figuras A.6e y A.6f se presenta el efecto de la capacidad portante ( $q_u$ ) en función del ancho del cimiento ( $B$ ) y el ángulo de fricción ( $\phi$ ). La  $q_u$  es directamente proporcional a  $B$ , sin embargo, su valor es ligeramente mayor hasta cuando  $\phi=32^\circ$ ; para mayores valores de  $\phi$ , la  $q_u$  crece en forma significativa.

**Tabla A.8**

*Capacidad portante en función de  $C_u$  vs.  $\beta$  y  $\phi^\circ$  usando Hansen (1970) y Sarma & Chen (1995).*

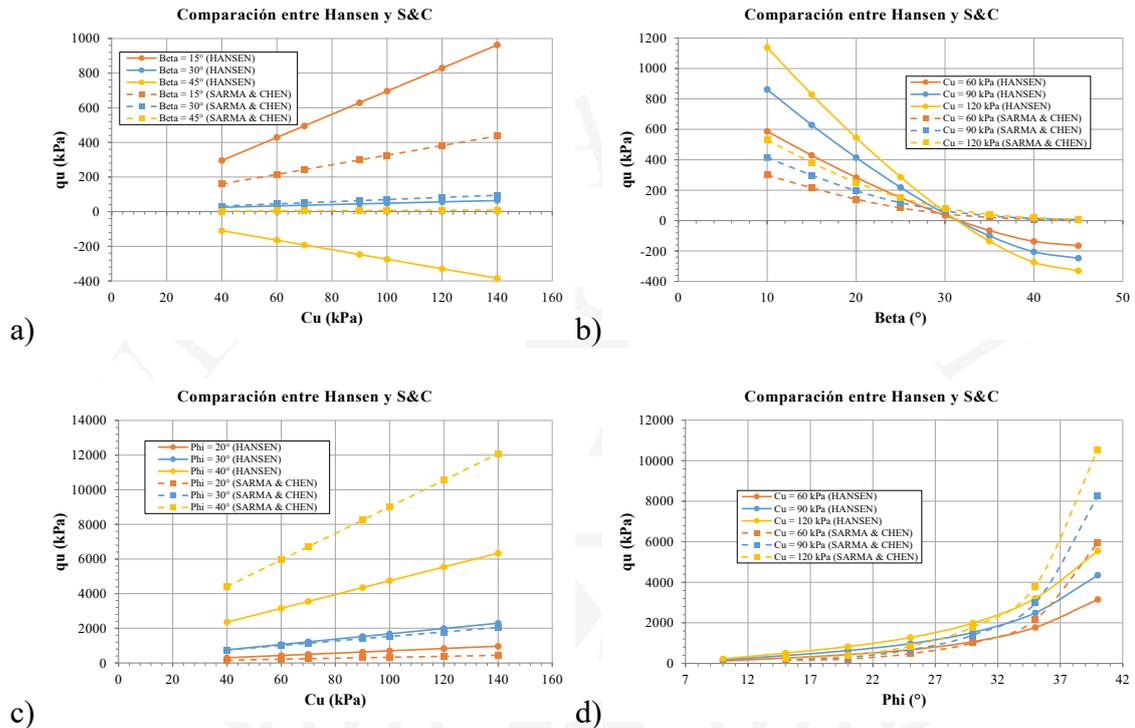
Hansen (1970)						
Cu (kPa)	$\beta$ ( $^\circ$ )					
	10 $^\circ$	15 $^\circ$	20 $^\circ$	30 $^\circ$	40 $^\circ$	45 $^\circ$
40	403.2358	295.4268	196.0694	25.2095	-90.318	-109.899
60	586.8545	428.9226	283.3717	33.0751	-136.163	-164.848
70	678.6639	495.6705	327.0228	37.0078	-159.086	-192.323
90	862.2825	629.1662	414.3251	44.8734	-204.932	-247.272
100	954.0919	695.9141	457.9762	48.8062	-227.855	-274.747
120	1137.7106	829.4099	545.2785	56.6717	-273.701	-329.697
140	1321.3293	962.9057	632.5808	64.5373	-319.547	-384.646
Cu (kPa)	$\phi$ ( $^\circ$ )					
	10 $^\circ$	15 $^\circ$	20 $^\circ$	30 $^\circ$	40 $^\circ$	45 $^\circ$
40	77.3533	177.4126	295.4268	759.283	1289.397	2359.545
60	114.1529	260.4174	428.9226	1066.241	1770.492	3155.687
70	132.5527	301.9198	495.6705	1219.721	2011.040	3553.758
90	169.3524	384.9247	629.1662	1526.679	2492.135	4349.899
100	187.7522	426.4271	695.9141	1680.159	2732.682	4747.970
120	224.5518	509.4320	829.4099	1987.117	3213.778	5544.112
140	261.3514	592.4368	962.9057	2294.076	3694.873	6340.253
Sarma & Chen (1995)						
Cu (kPa)	$\beta$ ( $^\circ$ )					
	10 $^\circ$	15 $^\circ$	20 $^\circ$	30 $^\circ$	40 $^\circ$	45 $^\circ$
40	222.3506	159.5893	104.0678	32.3818	6.62726	2.6679
60	299.1616	215.0652	140.8192	44.8293	9.6116	3.9516
70	337.5671	242.8031	159.1949	51.0531	11.1037	4.5934
90	414.3780	298.2790	195.9463	63.5006	14.0881	5.8771
100	452.7835	326.0169	214.3220	69.7244	15.5802	6.5190
120	529.5945	381.4928	251.0735	82.1719	18.5646	7.8027
140	606.4055	436.9686	287.8249	94.6194	21.5489	9.0864
Cu (kPa)	$\phi$ ( $^\circ$ )					
	10 $^\circ$	15 $^\circ$	20 $^\circ$	30 $^\circ$	40 $^\circ$	45 $^\circ$
40	108.7983	159.5893	356.4271	749.797	1593.944	4416.599
60	146.4361	215.0652	480.1107	1009.820	2146.695	5948.719
70	165.2551	242.8031	541.9525	1139.831	2423.070	6714.779
90	202.8929	298.2790	665.6361	1399.853	2975.821	8246.899
100	221.7119	326.0169	727.4779	1529.864	3252.196	9012.959
120	259.3497	381.4928	851.1615	1789.887	3804.947	10545.080
140	296.9876	436.9686	974.8451	2049.909	4357.697	12077.200

Los resultados de la capacidad portante ( $q_u$ ) para una zapata corrida sobre un talud son presentados en la Tabla A.8, y se construyen las curvas de la Figura A.7 utilizando

las soluciones de Hansen (1970) y Sarma & Chen (1995). En la Figura A.7 se observa que los resultados de  $q_u$  de Hansen (1970) son mayores a los de Sarma & Chen (1995) hasta  $\beta=30^\circ$ ; luego, a mayores valores de  $\beta$ , estos resultados se invierten.

**Figura A.7**

*Curvas de comparación de la capacidad portante en función de  $C_u$  vs.  $\beta$  y  $\phi^\circ$  usando Hansen (1970) y Sarma & Chen (1995).*



En la Figura A.7 se observa que los resultados de  $q_u$  de Sarma & Chen (1995) son mayores a los de Hansen (1970).

En las Figuras A.7a y A.7b se presenta el efecto de la capacidad portante ( $q_u$ ) en función de la cohesión ( $C_u$ ) e inclinación del talud ( $\beta$ ), donde se observan valores negativos para la solución de Hansen (1970) cuando  $\beta$  es mayor a  $40^\circ$ . También se observa que cuando  $\beta=30^\circ$  los resultados de ambas formulaciones son similares.

En las Figuras A.7c y A.7d se presenta el efecto de la capacidad portante ( $q_u$ ) en función de la cohesión ( $C_u$ ) y ángulo de fricción ( $\phi$ ), donde se observa que  $q_u$  es directamente proporcional a  $C_u$  y  $\phi$ .

Los resultados de la capacidad portante ( $q_u$ ) en función de  $D_f/B$  y  $b/B$  vs.  $\beta$  y  $\phi$  para una zapata corrida sobre un talud son presentados en las Tablas A.9 y A.10, y con estos resultados se construyen las curvas de la Figura A.8, utilizando las soluciones de Hansen (1970) y Sarma & Chen (1995). En la Tabla A.9 se observa que la capacidad portante

( $q_u$ ) presenta valores negativos cuando el ángulo de inclinación del talud  $\beta$  es mayor a  $40^\circ$ .

**Tabla A.9**

*Capacidad portante en función de  $D_f/B$  y  $b/B$  vs.  $\beta$  y  $\phi^\circ$  usando Hansen (1970).*

Hansen (1970)						
$D_f/B$	$\beta$ ( $^\circ$ )					
	10 $^\circ$	15 $^\circ$	20 $^\circ$	30 $^\circ$	40 $^\circ$	45 $^\circ$
0	586.8545	428.9226	283.3717	33.0751	-136.163	-164.848
0.5	586.8545	428.9226	283.3717	33.0751	-136.163	-164.848
1	586.8545	428.9226	283.3717	33.0751	-136.163	-164.848
2	586.8545	428.9226	283.3717	33.0751	-136.163	-164.848
$D_f/B$	$\phi$ ( $^\circ$ )					
	10 $^\circ$	15 $^\circ$	20 $^\circ$	30 $^\circ$	40 $^\circ$	45 $^\circ$
0	114.1529	260.4174	428.9226	1066.241	1770.492	3155.687
0.5	114.1529	260.4174	428.9226	1066.241	1770.492	3155.687
1	114.1529	260.4174	428.9226	1066.241	1770.492	3155.687
2	114.1529	260.4174	428.9226	1066.241	1770.492	3155.687
$b/B$	$\beta$ ( $^\circ$ )					
	10 $^\circ$	15 $^\circ$	20 $^\circ$	30 $^\circ$	40 $^\circ$	45 $^\circ$
0.1	586.8545	428.9226	283.3717	33.0751	-136.163	-164.848
0.5	586.8545	428.9226	283.3717	33.0751	-136.163	-164.848
1	586.8545	428.9226	283.3717	33.0751	-136.163	-164.848
2	586.8545	428.9226	283.3717	33.0751	-136.163	-164.848
$b/B$	$\phi$ ( $^\circ$ )					
	10 $^\circ$	15 $^\circ$	20 $^\circ$	30 $^\circ$	40 $^\circ$	45 $^\circ$
0	114.1529	260.4174	428.9226	1066.241	1770.492	3155.687
0.5	114.1529	260.4174	428.9226	1066.241	1770.492	3155.687
1	114.1529	260.4174	428.9226	1066.241	1770.492	3155.687
2	114.1529	260.4174	428.9226	1066.241	1770.492	3155.687

**Tabla A.10**

Capacidad portante en función de  $D_f/B$  y  $b/B$  vs.  $\beta$  y  $\phi^\circ$  usando Sarma & Chen (1995).

Sarma & Chen (1995)						
$D_f/B$	$\beta$ ( $^\circ$ )					
	10 $^\circ$	15 $^\circ$	20 $^\circ$	30 $^\circ$	40 $^\circ$	45 $^\circ$
0	299.1616	215.0652	140.8192	44.8293	9.6116	3.9516
0.5	299.1616	215.0652	140.8192	44.8293	9.6116	3.9516
1	299.1616	215.0652	140.8192	44.8293	9.6116	3.9516
2	299.1616	215.0652	140.8192	44.8293	9.6116	3.9516
$D_f/B$	$\phi$ ( $^\circ$ )					
	10 $^\circ$	15 $^\circ$	20 $^\circ$	30 $^\circ$	40 $^\circ$	45 $^\circ$
0	146.4361	215.0652	480.1107	1009.820	2146.695	5948.719
0.5	146.4361	215.0652	480.1107	1009.820	2146.695	5948.719
1	146.4361	215.0652	480.1107	1009.820	2146.695	5948.719
2	146.4361	215.0652	480.1107	1009.820	2146.695	5948.719
$b/B$	$\beta$ ( $^\circ$ )					
	10 $^\circ$	15 $^\circ$	20 $^\circ$	30 $^\circ$	40 $^\circ$	45 $^\circ$
0.1	299.1616	215.0652	140.8192	44.8293	9.6116	3.9516
0.5	299.1616	215.0652	140.8192	44.8293	9.6116	3.9516
1	299.1616	215.0652	140.8192	44.8293	9.6116	3.9516
2	299.1616	215.0652	140.8192	44.8293	9.6116	3.9516
$b/B$	$\phi$ ( $^\circ$ )					
	10 $^\circ$	15 $^\circ$	20 $^\circ$	30 $^\circ$	40 $^\circ$	45 $^\circ$
0	146.4361	215.0652	480.1107	1009.820	2146.695	5948.719
0.5	146.4361	215.0652	480.1107	1009.820	2146.695	5948.719
1	146.4361	215.0652	480.1107	1009.820	2146.695	5948.719
2	146.4361	215.0652	480.1107	1009.820	2146.695	5948.719

En la Figura A.8 se observa que los resultados de la capacidad portante  $q_u$  de Hansen (1970) son ligeramente mayores a los de Sarma & Chen (1995) hasta  $\beta=30^\circ$ ; luego, a mayores valores de  $\beta$ , estos resultados se invierten.

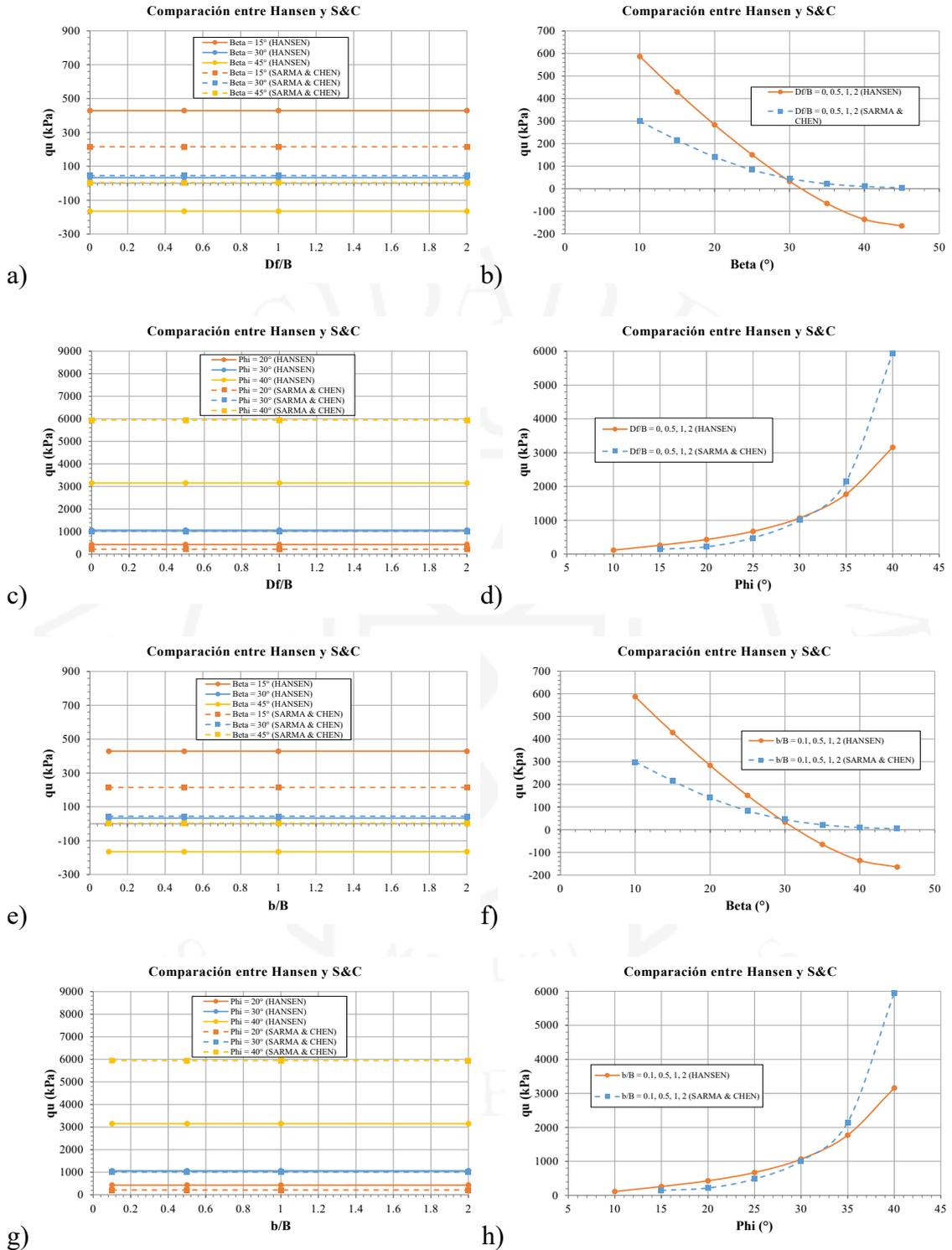
En las Figuras A.8a y A.8b se presenta el efecto de la capacidad portante ( $q_u$ ) en función de la relación  $D_f/B$  y el ángulo de inclinación del talud ( $\beta$ ), donde se observa que  $D_f/B$  no influye en la capacidad portante ( $q_u$ ).

En las Figuras A.8c y A.8d se presenta el efecto de la capacidad portante ( $q_u$ ) en función de la relación  $D_f/B$  y el ángulo de fricción ( $\phi$ ), donde se observa que  $D_f/B$  no influye en la capacidad portante ( $q_u$ ), pero  $q_u$  es directamente proporcional a  $\phi$ .

En las Figuras A.8e, A.8f, A.8g y A.8g se presenta el efecto de la capacidad portante ( $q_u$ ) en función de la relación  $b/B$  y el ángulo de inclinación del talud ( $\beta$ ), donde se observa que  $D_f/B$  no influye en la capacidad portante ( $q_u$ ), pero  $q_u$  es directamente proporcional a  $\phi$ .

### Figura A.8

Curvas de comparación de la capacidad portante en función de  $D_f/B$  y  $b/B$  vs.  $\beta$  y  $\phi$  usando Hansen (1970) y Sarma & Chen (1995).



Los resultados de la capacidad portante ( $q_u$ ) en función  $\phi$  vs.  $\beta$  y  $\phi$  para una zapata corrida sobre un talud son presentados en la Tabla A.11, y con estos resultados se construyen las curvas de la Figura A.9, utilizando las soluciones de Hansen (1970) y Sarma & Chen (1995). En la Tabla A.9 se observa que la capacidad portante ( $q_u$ ) presenta

valores negativos cuando el ángulo de inclinación del talud  $\beta$  es mayor a  $40^\circ$  para la solución de Hansen (1970).

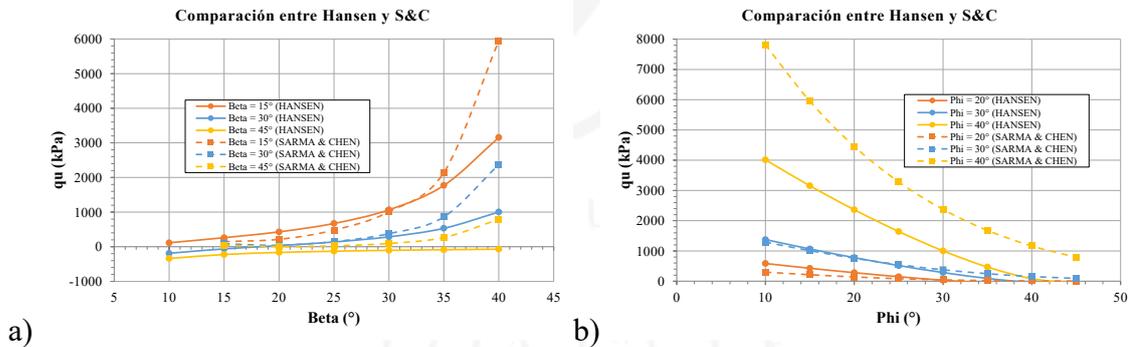
**Tabla A.11**

Capacidad portante en función de  $\phi$  vs.  $\beta$  usando Hansen (1970) y Sarma & Chen (1995).

Hansen (1970)						
$\phi$ (°)	$\beta$ (°)					
	10°	15°	20°	30°	40°	45°
10	235.022	114.152	2.7587	-188.800	-318.323	-340.276
15	389.242	260.417	141.691	-62.476	-200.524	-223.923
20	586.854	428.922	283.371	33.075	-136.163	-164.848
25	884.610	671.721	475.521	138.126	-90.003	-128.670
30	1377.483	1066.241	779.399	286.131	-47.393	-103.923
35	2264.201	1770.492	1315.487	533.038	3.982	-85.688
40	4014.059	3155.687	2364.607	1004.225	84.398	-71.505
Sarma & Chen (1995)						
$\phi$ (°)	$\beta$ (°)					
	10°	15°	20°	30°	40°	45°
15	168.753	146.436	124.925	85.901	54.112	41.420
20	299.161	215.065	140.819	44.829	9.611	3.951
25	625.207	480.110	346.806	148.572	48.398	25.292
30	1290.648	1009.820	759.544	377.830	156.255	94.285
35	2760.969	2146.695	1627.924	861.694	403.695	264.399
40	7811.683	5948.719	4458.560	2372.225	1163.184	790.498

**Figura A.9**

Curvas de comparación de la capacidad portante en función de  $\phi$  vs.  $\beta$  usando Hansen (1970) y Sarma & Chen (1995).



En la Figura A.9 se observa que los resultados de la capacidad portante ( $q_u$ ) de Hansen (1970) son similares a los de Sarma y Chen (1995) hasta  $\beta=35^\circ$ ; luego, a mayores valores de  $\beta$ , estos resultados difieren entre sí. Algo similar sucede cuando  $\phi$  es menor a  $30^\circ$ .

# Taludes capacidad de carga

---

## INFORME DE ORIGINALIDAD

---

8%

INDICE DE SIMILITUD

8%

FUENTES DE INTERNET

4%

PUBLICACIONES

2%

TRABAJOS DEL  
ESTUDIANTE

---

## FUENTES PRIMARIAS

---

1	<a href="#">qdoc.tips</a> Fuente de Internet	1%
2	<a href="#">hdl.handle.net</a> Fuente de Internet	1%
3	<a href="#">repositorio.unab.cl</a> Fuente de Internet	1%
4	<a href="#">www.researchgate.net</a> Fuente de Internet	<1%
5	<a href="#">pdffox.com</a> Fuente de Internet	<1%
6	<a href="#">repositoriodigital.ucsc.cl</a> Fuente de Internet	<1%
7	<a href="#">tesis.ipn.mx</a> Fuente de Internet	<1%
8	<a href="#">pt.scribd.com</a> Fuente de Internet	<1%
9	<a href="#">oa.upm.es</a> Fuente de Internet	<1%

---

10	<a href="#">idoc.pub</a> Fuente de Internet	<1 %
11	Submitted to National Institute of Technology, Rourkela Trabajo del estudiante	<1 %
12	Submitted to Universidad San Francisco de Quito Trabajo del estudiante	<1 %
13	<a href="#">pdfcoffee.com</a> Fuente de Internet	<1 %
14	<a href="#">spectrum.library.concordia.ca</a> Fuente de Internet	<1 %
15	Arindam Dey, Rana Acharyya, Anangsha Alammyan. "Bearing capacity and failure mechanism of shallow footings on unreinforced slopes: a state-of-the-art review", International Journal of Geotechnical Engineering, 2019 Publicación	<1 %
16	<a href="#">repositorio.uns.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1 %
17	<a href="#">www.nrcresearchpress.com</a> Fuente de Internet	<1 %
18	<a href="#">www.scribd.com</a> Fuente de Internet	<1 %

- |    |   |      |
|----|---|------|
| 19 | Nini Tatiana Suárez B, Julio César Escobar Restrepo, Federico Latorre Correa, Junes Villarraga Ossa. "Comportamiento estático de un pilar de circona sometido envejecimiento artificial. Método de elementos finitos", Revista Facultad de Odontología, 2015<br>Publicación | <1 % |
| 20 | <a href="https://tesis.pucp.edu.pe">tesis.pucp.edu.pe</a><br>Fuente de Internet   | <1 % |
| 21 | <a href="https://upcommons.upc.edu">upcommons.upc.edu</a><br>Fuente de Internet   | <1 % |
| 22 | Submitted to Universidad Nacional del Centro del Peru<br>Trabajo del estudiante   | <1 % |
| 23 | "Caracterización geotécnica de suelos diatomáceos", Pontificia Universidad Católica de Chile, 2018<br>Publicación   | <1 % |
| 24 | <a href="https://sciendo.com">sciendo.com</a><br>Fuente de Internet   | <1 % |
| 25 | "Comportamiento sísmico de estructuras rígidas de contención de suelos", Pontificia Universidad Católica de Chile, 2013<br>Publicación  | <1 % |
| 26 | <a href="https://repositorio.upn.edu.pe">repositorio.upn.edu.pe</a><br>Fuente de Internet   | <1 % |

Excluir citas

Apagado

Excluir coincidencias < 20 words

Excluir bibliografía

Activo