

# Capacidad de carga de celdas estructuradas. Un método simplificado

Sergio A. Martínez-Galván & Miguel P. Romo-Organista  
Instituto de Ingeniería, UNAM, Mexico



## ABSTRACT

In this paper it is proposed a simplified analysis method to compute the bearing capacity of structured cell foundations subjected to vertical loading. A structured cell is comprised by a top concrete slab structurally connected to concrete perimeteral walls that enclose the natural soil. Contrary to a box foundation it does not include a bottom slab and hence, the soil within the walls becomes an important component of the structured cell. This simplified method considers the three-dimensional geometry of the cell, the shear strength of purely cohesive soils and that there is structural continuity between the top concrete slab and the surrounding walls, along the walls themselves and the walls structural joints. The method was developed from results of many numerical analysis, which allowed to define that this foundation type fails according to an indentation mechanism.

## RESUMEN

En este artículo se propone un método de análisis simplificado para calcular la capacidad de carga de cimentaciones a base de las celdas estructuradas sometidas a carga vertical sostenida. Una celda estructurada está constituida por una losa tapa y muros de concreto reforzado perimetrales, sin losa de fondo. El método simplificado propuesto considera la geometría tridimensional de la celda, la resistencia del suelo puramente cohesivo y que existe continuidad estructural entre losa y muros, a lo largo de los muros y en los contactos entre muros. El método propuesto se desarrolló a partir de los resultados de un exhaustivo análisis numérico. Además, se define el mecanismo de falla por penetración de este tipo de cimentación.

## 1 INTRODUCCIÓN

### 1.1 Antecedentes

Desde siempre ha existido, pero recientemente se ha incrementado, la necesidad de cimentar estructuras en suelos difíciles, de baja resistencia y alta deformabilidad; que requieren de sistemas estructurales novedosos para sustituir a las convencionales, tales como zapatas, losas, cajones con pilotes de fricción o de punta.

El ingeniero de cimentaciones enfrenta, en la zona de lago de la ciudad de México, una serie de problemas ocasionados por: a) los potentes depósitos de arcillas blandas; b) los abatimientos piezométricos; y c) la amplificación (efectos de sitio) de los movimientos sísmicos. El lector interesado en esto, puede consultar las siguientes referencias: Auvinet y Mendoza (1986), Romo (1990), Mendoza et al., (2000), Romo et al., (2000) y Mendoza (2007).

Como alternativa a las soluciones tradicionales para cimentar en suelos blandos de la ciudad de México, se propuso (Romo et al., 2002) la celda estructurada, coloquialmente conocida como "vaso invertido". En este artículo se presenta un método de análisis simplificado para calcular su capacidad portante al ser sometida a cargas verticales sostenidas.

### 1.2 Celda estructurada de cimentación

Es conveniente mencionar que las condiciones adversas, que presentan los suelos blandos, imponen a la construcción de cajones de cimentación procesos constructivos detallados y complicados. El uso de

cajones implica una excavación profunda que genera costos, tiempo de construcción y control de calidad del proceso de excavación, SMMS (2000 y 2001).

El uso de pilotes de fricción, Jaime et al., (1990), condiciona un diseño detallado, en función de los siguientes criterios de la norma local, GDF (a y b; 2004): (1) Los pilotes sólo reducen asentamientos y la losa o cajón toma toda la capacidad de carga en condiciones estáticas y dinámicas. (2) Los pilotes se diseñan para soportar la capacidad de carga en condiciones estáticas y dinámicas, y la losa se considera como elemento que rigidiza o distribuye la carga, ya que la losa pierde contacto con el suelo por efecto del hundimiento regional.

Ahora bien, una celda estructurada de cimentación está compuesta por muros perimetrales (e intermedios si se requieren por las dimensiones en planta de la cimentación) estructuralmente ligados a una losa tapa, Figura 1; cabe señalar que no existe losa de fondo. Esta cimentación presenta, a priori, algunas ventajas desde el punto de vista constructivo. Los muros perimetrales e intermedios pueden construirse en el sitio con la técnica conocida como muro Milán o pueden colocarse tableros pre-fabricados, Rioboó (2004) y Rioboó y Romo (2004), donde la relación peso del tablero pre-fabricado vs potencia de la grúa condiciona la geometría del pre-fabricado. Después, se procede a la construcción de la losa tapa la cual se realiza de manera monolítica. Este procedimiento constructivo tiene dos ventajas: (1) No se requiere excavación profunda, como en el caso de un cajón y (2) Rapidez de construcción. Además, la losa tapa funciona horizontalmente como un elemento que rigidiza el sistema losa-muros.

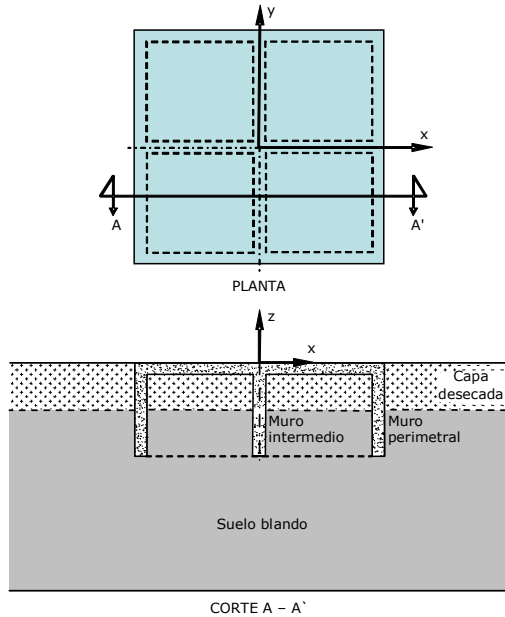


Figura 1. Esquema de una celda estructurada de cimentación.

El método de análisis que se propone considera que la resistencia última a la compresión vertical se calcula con:

$$q_u = q_p + q_{ae} + q_{aa} + q_0 \quad (1)$$

donde:  $q_p$  = resistencia a la penetración de la celda,  $q_{ae}$  = resistencia por adherencia lateral de las caras externas de los muros perimetrales,  $q_{aa}$  = resistencia por adherencia lateral de las caras internas de los muros perimetrales y  $q_0$  = esfuerzo vertical a la profundidad de desplante (D) de la cimentación. Es importante señalar que en la ecuación 1 no se incluye, ni tampoco en el resto del artículo, el efecto de los muros intermedios.

Por cuestiones de espacio, en este artículo sólo se presentan y comentan los resultados para definir la resistencia a la penetración de la celda, la determinación de las demás variables puede verse en Martínez (2011).

## 2 RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN

### 2.1 Antecedentes

El objetivo principal del análisis de esfuerzos en una estructura geotécnica es asegurar que tenga un factor de seguridad adecuado contra colapso, además de que cumpla con los requerimientos de servicio para la cual fue diseñada. En general, estos problemas se dividen en dos grupos: los de estabilidad y los de deformabilidad que abarcan compresibilidad y distorsión. Los problemas de estabilidad y deformabilidad requieren conocer los esfuerzos en la masa de suelo bajo las cargas de trabajo que no inducen falla plástica ni entorpecen el servicio de la estructura.

La característica más importante de los problemas de estabilidad es determinar la carga en la cual la masa de suelo falla plásticamente. En suelos con comportamiento elasto-plástico, se requiere ubicar las zonas donde los esfuerzos han alcanzado la resistencia del suelo para determinar la superficie de falla plástica; existen varios métodos, aquí tres de ellos: (a) El método de equilibrio límite ha proveído a la mecánica de suelos de varios métodos de análisis simples que consideran la aplicación de la estática para una superficie de falla plana, circular o espiral logarítmica y una ley de resistencia del suelo. (b) El método de análisis límite de la teoría de la plasticidad con sus conceptos de límites superior e inferior también ha generado soluciones para determinar la estabilidad de estructuras geotécnicas, tal como la solución de Prandtl (1921) para el cálculo de capacidad de carga en cimentaciones superficiales. (c) Recientemente, la combinación de los métodos numérico y de análisis límite están generando soluciones o métodos sencillos de análisis para problemas de estabilidad de estructuras geotécnicas, por ejemplo Gouvernec et al. (2006), Salgado et al., (2004), Martin (2001), Romo (1972) y Reséndiz y Romo (1981).

El método de análisis que se propone en este artículo es el resultado de la combinación de los métodos de análisis numérico y de análisis límite, para determinar la capacidad de carga de las celdas estructuradas. La resistencia a la penetración de la celda ( $q_p$ ) considera el efecto combinado de la penetración de los muros perimetrales, la rigidez infinita de la losa y la deformación del suelo confinado por la celda, se calcula con:

$$q_p = c_p N_c F_f F_p \quad (2)$$

donde:  $c_p$  = cohesión del suelo de desplante de los muros de la celda,  $N_c$  = factor cohesivo de capacidad de carga, igual a 5.14,  $F_f$  = factor de forma en planta de la celda y  $F_p$  = factor por profundidad de desplante de la celda. En lo que sigue se hace énfasis en la determinación de estos factores de forma y de profundidad de las celdas de cimentación.

### 2.2 Marco de referencia

La ecuación de capacidad última ( $q_u$ ) ante carga vertical de compresión de cimentaciones rígidas desplantadas en una masa de suelo puramente cohesivo es:

$$q_u = c N_c F_f F_p + q_0 \quad (3)$$

donde:  $c$  = cohesión y  $N_c$ ,  $F_f$ ,  $F_p$  y  $q_0$  se definieron previamente.

La ecuación 3 se fundamenta en la relación propuesta por Terzaghi (1943). Modificaciones a esta ecuación, realizadas por Meyerhof (1951), Hansen (1970), Vesic (1973), Salgado et al., (2004) y Gouvernec et al., (2006), consideran una magnitud diferente de  $N_c$

(solución de Prandtl) y proponen diferentes relaciones para  $F_f$  y  $F_p$ , ver la Tabla 1.

La variación de los factores de forma y de profundidad (incluidos en la Tabla 1) se muestran en las Figuras 2 y 3 en función de la geometría de la zapata, donde B es el ancho, L el largo y D la profundidad de desplante. En la Figura 2 se observa que para una zapata larga ( $B/L = 0$ ) el factor  $F_f = 1$  y cuando la zapata es cuadrada ( $B/L = 1$ ), el factor  $F_f$  varía entre 1.12 y 1.20. Por otro lado, la Figura 3 muestra que el factor  $F_p$  siempre aumenta con la profundidad.

Tabla 1. Factores  $N_c$ ,  $F_f$ , y  $F_p$  para calcular la capacidad última ante carga vertical de compresión de cimentaciones superficiales.

	$N_c$	$F_f$	$F_p$
Terzaghi (1943)	$1.5\pi+1$	zapata: larga 1.0 circular 1.3 cuadrada 1.3	No considera
Meyerhof (1951)	$2 + \pi$	$1+0.2B/L$	$1+0.2D/B$
Hansen (1970) - Vesic (1973)	$2 + \pi$	$1+0.2B/L$	$1+0.4 D/B$ para $D/B \leq 1$ $1+0.4\tan^{-1}(D/B)$ para $D/B > 1$
Salgado <i>et al.</i> (2004)	$2 + \pi$	zapata rectangular: $1+0.12B/L$ zapata circular: 1.163	zapata rectangular: $1+0.27(D/B)^{0.5}$
Gouvernec <i>et al.</i> (2006)	----	zapata rectangular: $1+0.214(B/L)-$ $0.067(B/L)^2$	----

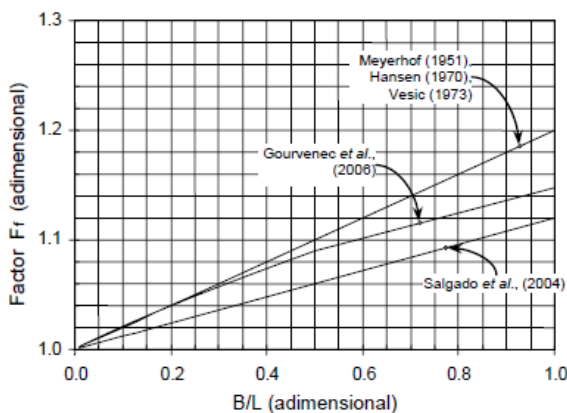


Figura 2. Factor de forma,  $F_f$ , datos publicados.

Cuando se realizan modelaciones numéricas para integrar bases de datos a partir de las cuales se desarrollan métodos simplificados de análisis, es importante reducir el número de parámetros, integrando

varios en uno sólo (o proponiendo productos adimensionales), para acotar la cantidad de análisis. Con esto en mente, se definió el parámetro  $N_c^*$  (ecuación 4) que agrupa los tres factores de la ecuación 2:

$$N_c^* = N_c F_f F_p \quad (4)$$

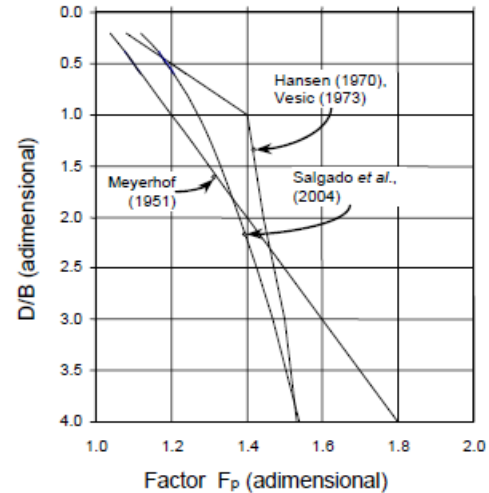


Figura 3. Factor de profundidad,  $F_p$ , datos publicados.

La Tabla 2 muestra las soluciones de carga de colapso de zapatas desplantadas superficialmente en suelo puramente cohesivo calculadas con análisis numérico, análisis límite y algunas propuestas empíricas. Para desplante superficial  $q_0 = 0$  y  $F_p = 1$ , de acuerdo con las ecuaciones 3 y 4, la solución se reduce a:

$$N_c^* = q_u / c = N_c F_f \quad (5)$$

En la Tabla 2 se incluyen los valores de los factores  $N_c^*$  y  $F_f$ , y estos se dividen en los casos bi (zapata larga) y tridimensionales (zapatas cuadrada y circular).

La solución bidimensional es exacta, en la cual coinciden las soluciones de los límites inferior y superior de la teoría de la plasticidad, la magnitud del factor  $N_c^* = N_c = 2+\pi = 5.14$ ; además, ésta solución bidimensional aplica a superficies de contacto liso o rugoso, Gouvernec et al., (2006).

Para terminar con el marco de referencia y sólo con fines de comparación de los resultados de este estudio, la fuerza resistente última a la penetración de la punta,  $F_{up}$ , de pilotes desplantados en suelo puramente cohesivo se realiza con la siguiente expresión:

$$F_{up} = A_c c N_c^* \quad (6)$$

donde:  $A_c$  = área de la sección del pilote y las demás variables ya fueron definidas. En esta ecuación no se

considera el aporte de resistencia que genera el peso del suelo de empotramiento ni la resistencia desarrollada en el fuste del pilote.

De acuerdo con la ecuación 4 y los factores de forma y de profundidad mostrados en la Tabla 1, para condiciones no drenadas, el factor  $N_c^*$  de los pilotes ( $B = 0.5$  m) varía entre 8.75 y 11.11, aunque su magnitud depende principalmente del factor de profundidad ( $F_p$ ), el cual usualmente se calcula con la relación propuesta por Vesic (1973), ver la Figura 3.

Tabla 2. Factores  $N_c^*$  y  $F_f$  calculados con análisis límite, con la combinación de análisis numérico y análisis límite, y propuestas empíricas.

	Referencia	Solución <sup>2</sup>	Contacto	$N_c^*$	$F_f^1$
Zapata larga	Prandtl (1921)	Exacta	Liso o Rugoso	5.14	1.00
	Skempton (1951)	Empírico	-----	6.17	1.20
	Shield y Drucker (1953)	LS	Liso	5.71	1.11
Zapata cuadrada	Michalowski y Dawson (2002)	MDF (FLAC3D)	Liso	5.43	1.06
	Michalowski (2001)	LS	Rugoso	6.56	1.28
	Salgado <i>et al.</i> , (2004)	ALN-LI ALN-LS	Rugoso Rugoso	5.52 6.22	1.07 1.21
	Gourvenec <i>et al.</i> , (2006)	MEF-LS (ABACUS)	Liso Rugoso	5.56 5.91	1.08 1.15
	En este estudio	MDF-LS (FLAC3D)	Liso Rugoso	5.61 5.98	1.09 1.16
	Cox <i>et al.</i> , (1961)	Exacto	Liso Rugoso	5.69 6.05	1.11 1.18
Zapata circular	Salgado <i>et al.</i> , (2004)	ALN	Rugoso	5.86 6.23	1.14 1.21
	Gourvenec <i>et al.</i> , (2006)	MEF (ABACUS)	Liso Rugoso	5.58 5.96	1.09 1.16
	En este estudio	MDF (FLAC3D)	Liso Rugoso	6.02 6.38	1.17 1.24

1 Factor calculado a partir de la solución exacta de deformación plana,  $N_c = 5.14$ .

2 Indica: calculado con alguno de los métodos: LS = Límite superior, LI = Límite inferior, ALN = Análisis límite numérico, MEF = Método de los elementos finitos y MDF = Método de diferencias finitas. Adicionalmente, ABACUS y FLAC3D son programas comerciales de elemento finito y de diferencias finitas, respectivamente.

### 2.3 Definición de la carga límite (colapso)

Mediante análisis numérico por etapas se incrementa el desplazamiento vertical de compresión aplicado uniformemente en el área en planta de la cimentación, hasta que la masa de suelo llega a la falla plástica. Los desplazamientos uniformes en el área de la cimentación modelan una rigidez vertical infinita de la losa. En cada incremento de desplazamiento se calcula la carga vertical de compresión en el suelo.

Criterio de falla plástica: En la curva presión externa ( $q$ ) vs asentamiento máximo entre semi-ancho de la losa ( $2\delta_{max}/B$ ) se revisa que ocurra la condición de falla plástica (colapso) de acuerdo con lo indicado en la Figura 4. Para el estado de esfuerzos que corresponde al punto de colapso, se revisa que la velocidad de desplazamiento forme una superficie de falla plástica cinemáticamente admisible (criterio del límite superior de la teoría de la plasticidad) y se compara y valida con la superficie de falla mostrada en la Figura 5.

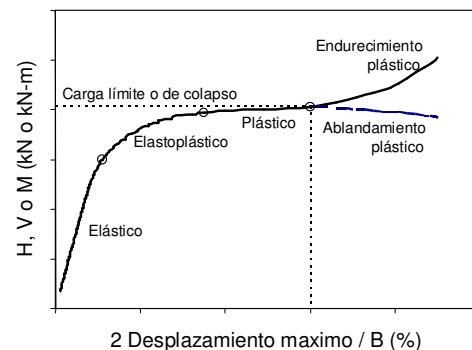


Figura 4. Criterio de falla plástica.

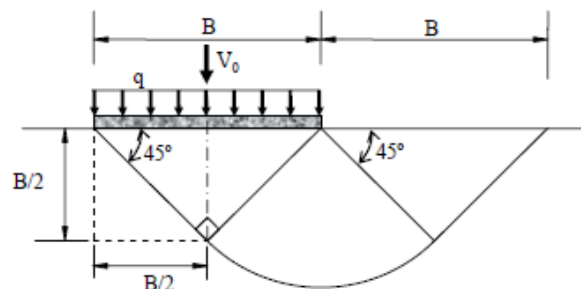


Figura 5. Mecanismo de falla de Prandtl en suelo cohesivo.

### 2.4 Validación del mecanismo de falla y cálculo del factor de forma ( $F_f$ ) de las celdas estructuradas

Para validar el método de análisis con el cual se calculó la carga de colapso de las celdas de cimentación, se analizaron losas de cimentación circulares, cuadradas y rectangulares desplantadas en la superficie de una masa de suelo cohesivo con ángulo de fricción interna nulo, donde la solución es conocida, ver la Tabla 2.

El ancho y el diámetro de las losas varían entre 0.5 y 10.0 m, es decir se cubre la sección de un pilote. La relación ancho/largo ( $B/L$ ) de las losas rectangulares varía de 1.0 a 0.1. La resistencia al esfuerzo cortante del suelo se consideró de  $c = 30$  kPa, el módulo de elasticidad de  $E = 100c$  y la relación de Poisson de  $\nu = 0.49$ . Se analizaron superficies de contacto lisa y rugosa.

Como ejemplo, la Figura 6 muestra los mecanismos de falla plástica, definidos por los contornos de velocidad

de desplazamiento de las losas circular, cuadrada y rectangular con contacto rugoso.

Se observa que los mecanismos de falla son superficiales y similares entre sí y al propuesto por Prandtl, Figura 5. La diferencia entre ellos es el volumen relativo de suelo movilizado. Además, se observa que todo el suelo alrededor de la losa circular opone resistencia al desplazamiento, mientras que en las losas cuadrada y rectangular el suelo cercano a la esquina tiene menos desplazamiento con respecto al suelo ubicado a los lados. El mecanismo de falla de la losa rectangular muestra, como es de esperar, que la superficie de falla presenta más desarrollo en el sentido transversal que en el longitudinal.

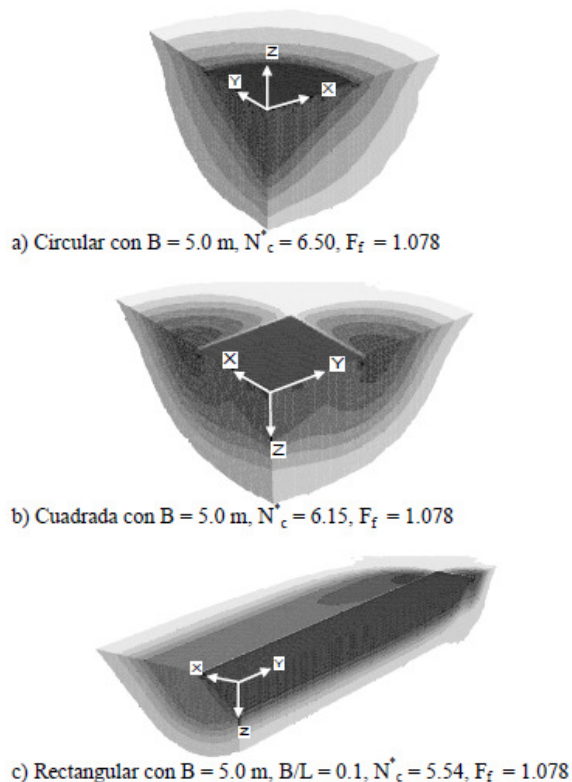


Figura 6. Contornos de velocidad de desplazamiento que definen la superficie de falla plástica de losas circular, cuadrada y rectangular. Vistas de la cuarta parte de cada modelo.

Con el procedimiento de análisis descrito en el inciso 2.3, para cada una de las losas analizadas se calculó la carga última ( $q_u$ ) y una vez conocida la cohesión, con la ecuación 5 se calcularon los correspondientes factores  $N_c^*$ . Asimismo, considerando que el factor  $N_c = 5.14$  (deformación plana), los valores de  $N_c^*$  calculados anteriormente y con base en la misma ecuación 5, se determinaron los factores  $F_f$  correspondientes.

Los factores  $N_c^*$  y  $F_f$  de las losas circulares y cuadradas calculados en este estudio, están graficados en función de su diámetro o ancho como se muestra en

la Figura 7. En las gráficas se observa que hay un efecto geométrico de escala: A menor diámetro o ancho, mayor magnitud de ambos factores. Estas gráficas son un aporte al cálculo de la capacidad de carga de cimentaciones, por que las ecuaciones publicadas que se ocupan del cálculo de capacidad de carga no consideran este efecto de escala.

Las ecuaciones que describen ambas gráficas de la Figura 7 pueden verse en Martínez (2011). En la Tabla 2 se muestra que en el caso de losas circulares se definen soluciones exactas, Cox et al., (1961), para contacto rugoso el factor  $N_c^* = 6.05$  y para liso  $N_c^* = 5.69$ . Asimismo, los resultados de este estudio muestran que cuando la curva para losa circular es asintótica ( $B = 10$  m), Figura 7, la magnitud de  $N_c^* = 6.38$  (contacto rugoso). Además, para contacto liso se calculó un factor  $N_c^* = 6.02$ , Martínez (2011). Al comparar los resultados de este trabajo con las soluciones exactas, se calculan errores de 5.45 y 5.8 %, respectivamente para contacto rugoso y liso.

En la Tabla 2 se observa que para zapatas cuadradas la solución no está bien definida y sólo existen aproximaciones. La magnitud del factor  $N_c^*$  varía de 5.43 a 6.56. Levin (1955) sugiere que el factor  $N_c^*$  de una zapata cuadrada debe encontrarse en el intervalo de los factores de cimentaciones larga y circular, entre 5.14 y 6.05 para superficie rugosa, y entre 5.14 y 5.69 para superficie lisa. En el caso de losas cuadradas, en este trabajo se calcularon magnitudes del factor  $N_c^*$  que caen dentro del intervalo que sugiere Levin, entre las magnitudes de los factores  $N_c^*$  de las cimentaciones circulares y el caso bi-dimensional,  $N_c = 5.14$ , Figura 7.

Por lo anterior, para diámetro y ancho equivalentes de losas circular y cuadrada, respectivamente, el factor  $N_c^*$  de la losa circular debe ser mayor que el de la losa cuadrada, como se muestra en la figura.

El factor  $N_c^*$  de zapatas rectangulares depende de la relación  $B/L$  como lo muestran las ecuaciones del factor de forma ( $F_f$ ) de la Tabla 1. Para varios anchos de losas rectangulares, la Figura 8 muestra la variación de los factores  $N_c^*$  y  $F_f$  en función de la relación  $B/L$ , calculados en el presente estudio. En cada curva (ancho de cimentación), se observa que para losas cuadradas ( $B/L = 1$ ) los factores  $N_c^*$  y  $F_f$  tienen la magnitud máxima y cuanto más larga es la losa ( $B/L \rightarrow 0$ ) estos factores disminuyen su magnitud. Sin embargo, el efecto de escala nuevamente se nota, la curva correspondiente al ancho  $B = 0.5$  m está por encima de cualquier otra curva de otros anchos. Cada una de las curvas mostradas en la Figura 8 es un aporte al cálculo de la capacidad de carga de cimentaciones con desplante superficial, por que las ecuaciones publicadas que se ocupan del cálculo de capacidad de carga no consideran este efecto de escala.

Además, la curva para ancho  $B = 10$  m muestra datos similares a los publicados por Meyerhof (1951), Hansen (1970), Vesic (1973), Salgado et al., (2004) y Gouvernec et al., (2006). Las ecuaciones que describen



cada una de las curvas de la Figura 8 pueden verse en Martínez (2011).

Los factores  $N_c^*$  y  $F_f$  para anchos y diámetros  $B = 0.5$  m (sección equivalente de pilotes o muros) mostrados en las Figuras 7 y 8 son sólo de comparación, debido a que el desplante de la cimentación es superficial.

Cabe resaltar que la capacidad última ante carga vertical de compresión ( $q_u$ ) de una losa de cimentación con desplante superficial depende únicamente de la resistencia a la penetración ( $q_p$ ),  $q_u = q_p$ .

Como conclusión preliminar, los factores  $N_c^*$  calculados muestran que el método de análisis para calcular la  $q_u = q_p$  es similar y congruente con los resultados publicados que abarcan varios métodos de análisis como el de equilibrio límite, de análisis límite y la combinación de métodos numéricos con análisis límite.

Por último, los factores de forma ( $F_f$ ) calculados, Figuras 7 y 8, son parte del método de análisis simplificado objetivo de este documento.

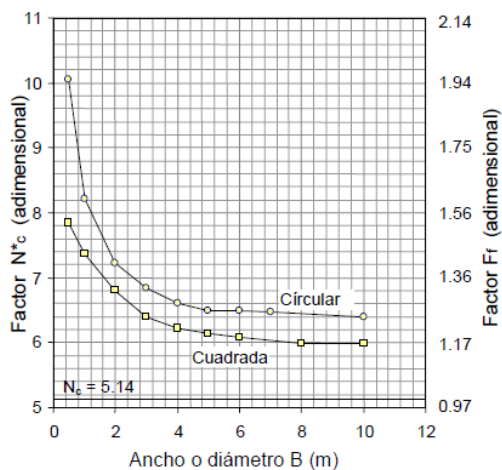


Figura 7. Factores  $N_c^*$  y  $F_f$  de losas de cimentación circulares y cuadradas desplantadas superficialmente en suelo puramente cohesivo.

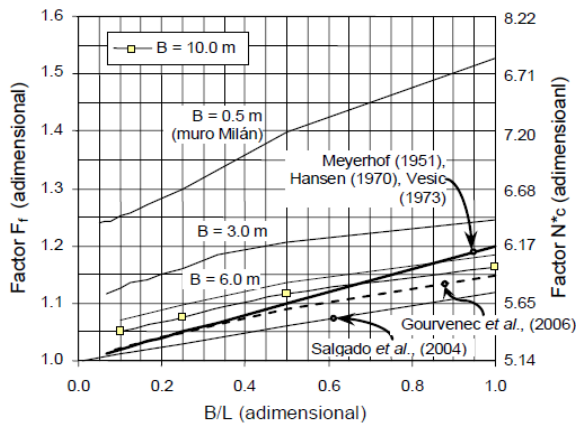


Figura 8. Factores  $N_c^*$  y  $F_f$  de losas de cimentación rectangulares desplantadas superficialmente en suelo puramente cohesivo.

## 2.5 Mecanismo de falla a la penetración de las celdas estructuradas

Cabe enfatizar que en el cálculo de la resistencia a la penetración ( $q_p$ ) de las celdas estructuradas, se utiliza el método de análisis descrito en el inciso 2.3. Además, no se considera la resistencia por adherencia lateral de los muros que conforman la celda ni el peso del suelo vecino a la celda, por consecuencia el peso volumétrico de toda la masa de suelo es nulo. Las propiedades del suelo son las mismas a las utilizadas en el caso de losas superficiales. Adicionalmente, el espesor de los muros es de 0.50 m y se modelan como sólidos con propiedades de concreto, con  $f'_c = 350$  kg/cm<sup>2</sup> y relación de Poisson de 0.20.

De acuerdo con la profundidad de desplante ( $D$ ) de los muros perimetrales de las celdas de cimentación, se desarrollan tres tipos de falla: general, transición y de punzonamiento, Vesic (1973). Como ejemplo, la Figura 9 muestra las superficies de falla de cuatro celdas circulares con diferente profundidad de desplante, se observa que para pequeñas profundidades de desplante (relación  $D/B < 0.5$ ) la superficie de falla plástica es del tipo general o de transición y para profundidades mayores, es de punzonamiento. En general, el mecanismo de falla de la celda circular forma un sólido de revolución axisimétrico.

Las superficies de falla de las celdas cuadradas y rectangulares, en función de la profundidad de desplante, presentan esquemas similares a los mostrados en la Figura 9, ver Martínez (2011).

## 2.6 Factor de profundidad $F_p$ de las celdas estructuradas

Con el procedimiento descrito en el inciso 2.3, se calculó la carga de colapso ( $q_u$ ) de cada una de las celdas analizadas y una vez conocida la cohesión, con la ecuación 5 se calcularon los correspondientes factores  $N_c^*$ .

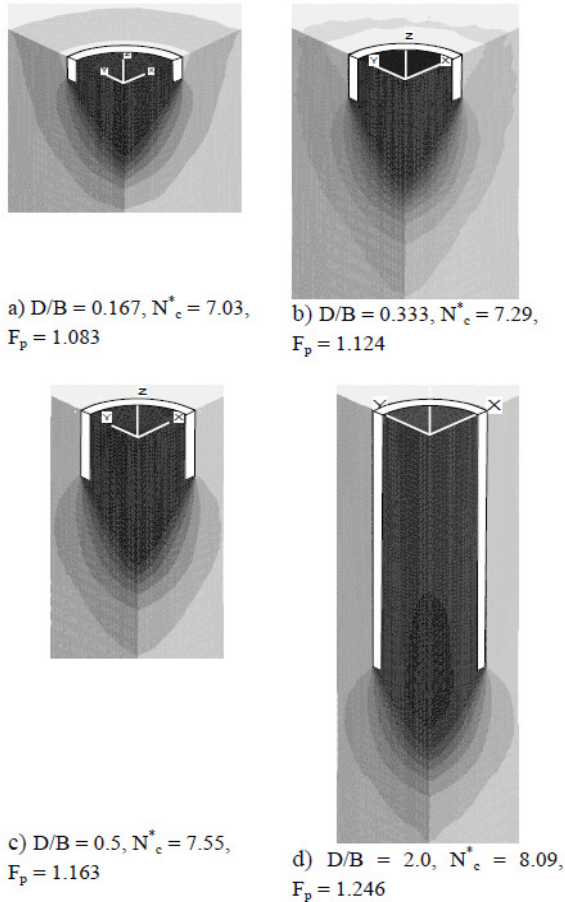


Figura 9. Contornos de velocidad de desplazamiento que definen la superficie de falla plástica de celdas circulares de diámetro  $B=6.0$  m. Vistas de la cuarta parte de cada modelo.

Además, con base en la ecuación 4, y en los factores  $N_c = 5.14$  y los  $F_f$  definidos en las Figuras 7 y 8 (para losas con desplante superficial) se calcularon los correspondientes factores de profundidad  $F_p$  para cada celda analizada. La Figura 10 muestra la variación del factor de profundidad ( $F_p$ ) de las celdas circulares, en función de la relación  $D/B$  y del diámetro de la celda. Se observa que:

– Como las celdas circulares no tienen losa de fondo, al desplante la sección es un anillo, la separación de los muros define la magnitud del factor  $F_p$ ; para diámetros pequeños ( $B = 3$  m) este factor aumenta con la profundidad. En cambio, para  $B = 6$  m el factor  $F_p$  tiende a ser constante a partir de  $D/B = 0.5$ , y su tendencia es comparable con los resultados publicados para zapatas rígidas superficiales por los autores incluidos en la misma figura. Para  $B = 10$  m el factor  $F_p$  disminuye a partir de  $D/B = 0.5$ . Por lo anterior, a mayor separación de los muros, la resistencia a la penetración disminuye. Este efecto se presenta aunque la losa tapa sea infinitamente rígida.

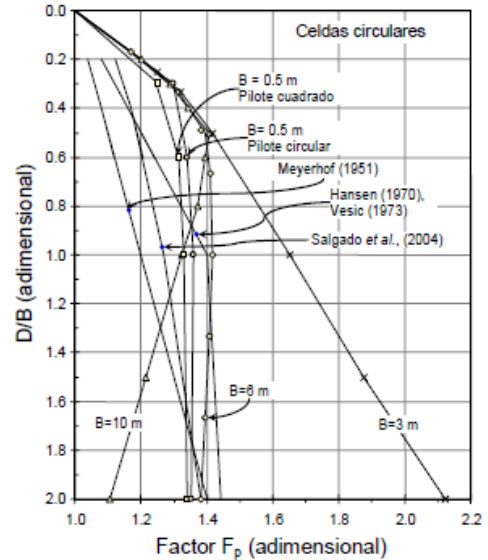


Figura 10. Factores  $F_p$  de celdas circulares de cimentación inmersa en suelo puramente cohesivo.

– Con fines de comparación, el factor  $F_p$  de los pilotes, elementos de sección sólida, se mantiene constante con la profundidad ( $F_p = 1.35$ ) cuando la relación  $D/B > 0.5$ , es decir a profundidades donde normalmente se desplantan los pilotes.

Ahora bien, con todos los valores del factor  $F_p$  calculados en el presente estudio para los diámetros  $B = 3, 6$  y  $10$  m, y mediante interpolación se calcularon las curvas intermedias para los diámetros que se muestran en la Figura 11.

La tendencia del factor  $F_p$  de las celdas cuadradas es similar al de las celdas circulares, los valores de  $F_p$  se incrementan hasta la profundidad de  $D/B \approx 0.5$ . Luego se mantiene constante con la profundidad cuando  $B = 3$  m; y para  $B \geq 6$  m los valores de  $F_p$  disminuyen para  $D/B > 0.5$ , Figura 12. Asimismo, con todos los valores del factor  $F_p$  calculados en el presente estudio para los anchos  $B = 3, 6$  y  $10$  m, y mediante interpolación se calcularon las curvas intermedias para los anchos que muestran en la Figura 13.

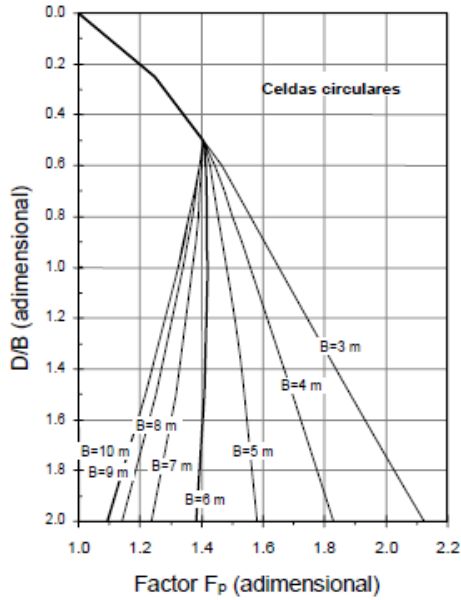


Figura 11. Factores  $F_p$  de celdas circulares de cimentación inmersas en suelo puramente cohesivo, calculados mediante interpolación.

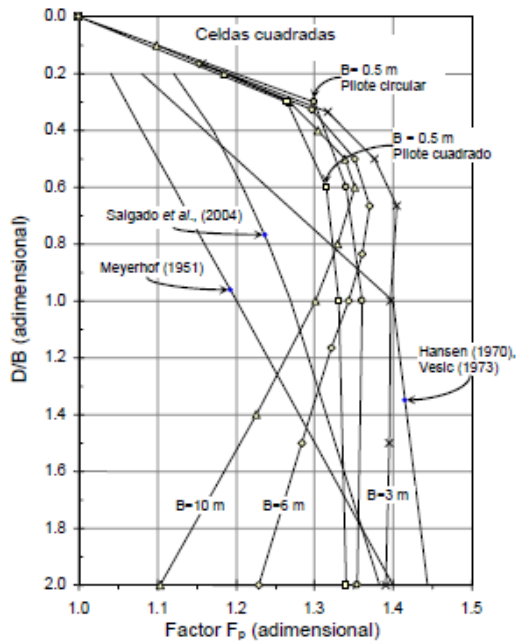


Figura 12. Factores  $F_p$  de celdas cuadradas de cimentación inmersas en suelo puramente cohesivo.

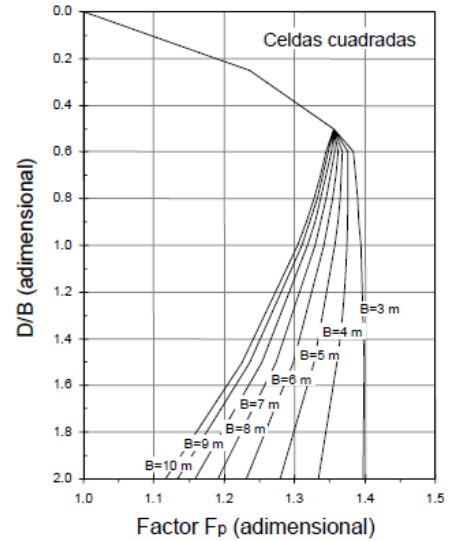


Figura 13. Factores  $F_p$  de celdas cuadradas de cimentación inmersas en suelo puramente cohesivo. Calculados mediante interpolación.

La Figura 14 muestra la variación del factor  $F_p$  de las celdas rectangulares con la profundidad, los valores de este factor se incrementan hasta la profundidad  $D/B \approx 0.3$  luego a partir de ahí este factor disminuye con la profundidad. Con fines de comparación, esta figura incluye las curvas de  $F_p$  de las celdas cuadradas ( $L/B = 1$ ), se observa que cuando la relación  $L/B$  pasa de 1 a 2, los valores de  $F_p$  disminuyen pronunciadamente; además, la curva correspondiente a largos más grandes ( $L/B = 4$  y  $10$ ) es muy similar a la correspondiente a  $L/B = 2$ . Los factores de profundidad ( $F_p$ ) mostrados en las Figuras 10 a 14, son parte del método simplificado de análisis objeto del presente estudio, y se utilizan para calcular la resistencia a la penetración de las celdas de cimentación.

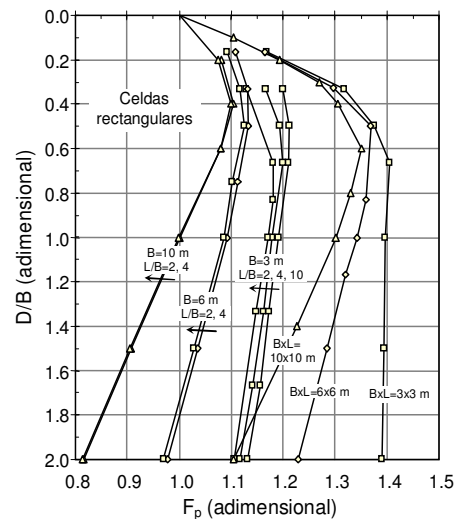


Figura 14. Factores  $F_p$  de celdas rectangulares de cimentación inmersas en suelo puramente cohesivo.



Los muros intermedios tienen la característica que aumentan la rigidez de una celda y provocan que el suelo inscrito en ella se deforme menos en comparación con una celda sin muros intermedios.

Las Figuras 10, 12 y 14 muestran que cuando la separación de los muros perimetrales es pequeña (por ejemplo,  $B = 3$  m), el factor  $F_p$  es relativamente más grande que para secciones de celdas más grandes,  $B = 6$  y  $10$  m. Al adicionar muros intermedios desplantados a la misma profundidad que los muros perimetrales, el valor del factor  $F_p$  de la celda aumenta y su límite superior está dado por el factor de la sección más pequeña,  $B = 3.0$  m.

De acuerdo con la forma en planta de la celda, es complicado adicionar muros intermedios en una celda circular. Sin embargo, por geometría es factible utilizar muros intermedios en celdas cuadradas y rectangulares.

### 3 MÉTODO DE ANÁLISIS SIMPLIFICADO

El método de análisis que se propone considera que la resistencia última a la compresión vertical ( $q_u$ ) se calcula con la ecuación 1 y que la sección en planta de la celda se mantiene constante en profundidad. A continuación se describen cada uno de los sumandos de la ecuación 1.

La resistencia a la penetración de la celda ( $q_p$ ) considera el efecto combinado de la penetración de los muros perimetrales, la rigidez infinita de la losa y la deformación del suelo confinado por los muros de la celda, se calcula con la ecuación 2. Los factores de forma ( $F_f$ ) y de profundidad ( $F_p$ ) que se incluyen en esta ecuación, se calculan con base en las Figuras 7 y 8, y de 10 a 14, respectivamente, en función de la geometría de la celda a analizar.

La resistencia por adherencia lateral de las caras externas de los muros perimetrales ( $q_{ae}$ ) se calcula con:

$$q_{ae} = \alpha_p \frac{p}{A_c} \sum_{i=1}^N c_{1i} D_{ei} \quad (7)$$

donde:  $\alpha_p$  = factor que considera el comportamiento de la interfaz muro-suelo, depende del procedimiento y calidad de la instalación del muro y del tipo de suelo, para contacto concreto-suelo, varía de 0.6 a 1.0 y para arcilla de la ciudad de México es común utilizar 0.7;  $p$  = perímetro externo de la sección de la celda;  $A_c$  = área en planta de la celda;  $c_{1i}$  y  $D_{ei}$  son respectivamente la cohesión y el espesor del estrato de suelo  $i$  que confina a la celda, y  $N$  = número de estratos de suelo en torno a la celda.

La resistencia por adherencia lateral de las caras internas de los muros perimetrales ( $q_{aa}$ ) se calcula con:

$$q_{aa} = \alpha_p F_{aa} \frac{p_a}{A_c} \sum_{i=1}^{N_a} c_{2i} D_{ai} \quad (8)$$

donde:  $p_a$  = perímetro interno de la sección celda,  $c_{2i}$  y  $D_{ai}$  son la cohesión y el espesor del estrato de suelo  $i$  dentro de la celda, respectivamente,  $N_a$  = número de estratos de suelo dentro de la celda y  $F_{aa}$  = factor por adherencia interna que depende de la separación de los muros y de la profundidad de desplante, considera la deformación del suelo confinado por los muros de la celda.

El factor  $F_{aa}$  de las celdas de cimentación se calculó con base en los análisis numéricos con los cuales se definieron los factores de profundidad, para más detalles ver Martínez (2011). En resumen, este factor considera la deformación que se produce en el suelo confinado por los muros perimetrales de la celda. La deformación del suelo enclaustrado es pequeña en comparación con la deformación del suelo vecino a la celda, por lo tanto este factor es menor a la unidad. En condiciones de suelo homogéneo y para celdas circulares y cuadradas con diámetro o ancho entre 3 y 6 m, este factor se calcula con:

$$F_{aa} = 0.26 \left( \frac{D}{B} \right)^{-0.18} \quad (9)$$

Que aplica al intervalo  $0.15 \leq D/B \leq 2$ . Además, para  $B > 10$  m y  $D/B \leq 2.0$  el factor  $F_{aa}$  es constante e igual a 0.35. El esfuerzo vertical ( $q_0$ ) inducido por el suelo entorno a la celda a la profundidad de desplante ( $D$ ), se calcula con:

$$q_0 = \gamma_p D \quad (10)$$

donde:  $\gamma_p$  = peso volumétrico promedio ponderado por los espesores de los estratos de suelo que confinan a la celda.

### 4 APLICACIÓN

A manera de ejemplo se presenta la aplicación del método propuesto a un caso hipotético. La Tabla 3 muestra la estratigrafía y las propiedades para el diseño geotécnico de la celda estructurada. El depósito presenta una capa superficial desecada (CS) constituida por suelos limo arenosos cohesivo-friccionantes; pero en este ejemplo sólo se considera la cohesión. Los estratos de A a D están constituidos por arcilla blanda. La celda es de sección cuadrada de 6x6 m y profundidad de desplante  $D = 12$  m. Los espesores de los muros perimetrales y de la losa son de 0.60 m y 1.50 m, respectivamente.

Tabla 3. Estratigrafía y propiedades para el diseño geotécnico del caso hipotético.

Estrato	Prof. (m)		Espesor (m)	c (kPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
	de	a			
CS	0.0	4.50	4.5	50.0	15.0
A	4.5	7.0	2.5	25.0	12.0
B	7.0	9.00	2.0	27.0	12.5
C	9.0	12.0	3.0	32.0	13.0
D	12.0	14.0	2.0	30.0	13.0
Suma =			14.0	$\gamma_p =$	12.5

La Tabla 4 muestra el aporte de cada uno de los sumandos (ecuaciones 2, 7, 8 y 10) que integran la ecuación 1. En esta caso, el mayor aporte a la capacidad de carga lo genera la resistencia a la penetración ( $q_p$ ) con el 37.4 % y la menor, como era de esperarse, la adherencia interna de los muros con el 4.3 %. La capacidad de carga ( $q_u$ ) de la celda es 595.3 kPa.

Tabla 4. Aporte de cada uno de los sumandos de la ecuación de capacidad última ante carga vertical de compresión, ecuación 1.

$q_p$	$q_{ae}$	$q_{aa}$	$q_0$	$q_u$	Unidades
222.7	159.4	25.7	187.5	595.3	(kPa)
37.4	26.8	4.3	31.5	100.0	(%)

Para calcular la resistencia a la penetración se consideró la cohesión del estrato en que se apoyan los muros de la celda (a 12 m de profundidad),  $c_p = 30$  kPa. En otros casos donde la cohesión sea variable, la cohesión ( $c_p$ ) se puede calcular como el promedio ponderado por los espesores de los estratos de suelo ubicados entre el desplante de los muros y 0.5 B abajo del desplante de los muros. De acuerdo con las Figuras 7 y 12, los factores  $F_f$  y  $F_p$  son 1.18 y 1.23, respectivamente.

Para calcular la adherencia externa se considera que el factor  $\alpha_p = 0.7$ ,  $p = 24$  m y  $A_c = 36$  m<sup>2</sup>. Además, las cohesiones ( $c_{1i}$ ) y los espesores de los estratos de suelo que confinan a la celda ( $D_{2i}$ ) son los correspondientes a los estratos CS y A a D.

La adherencia interna se calcula con  $F_{aa} = 0.23$  (ecuación 9) y  $p_a = 21.6$  m. A diferencia del cálculo de la adherencia externa, el espesor del estrato CS se reduce por considerar el espesor de la losa, por lo tanto,  $D_{a1} = 3.0$  m. Los demás espesores son iguales a los correspondientes a los estratos A a D y las cohesiones ( $c_{2i}$ ) corresponden a los estratos CS y A a D.

## 5 CONCLUSIONES

En este artículo se propone un método de análisis simplificado para determinar la capacidad de carga última ( $q_u$ ) de las celdas estructuradas de cimentación.

El método propuesto está formado por las ecuaciones 1, 2, 7, 8 y 10.

El procedimiento de análisis que se utilizó para definir el método simplificado se validó con soluciones publicadas que son el resultado del análisis límite, de la combinación de métodos numéricos con análisis límite y algunas propuestas empíricas.

El factor  $N_c^*$  es función del ancho o diámetro de la cimentación debido al efecto geométrico de escala, lo cual se muestra en las Figuras 7 y 8. Este efecto no es considerado en las ecuaciones usualmente usadas para el cálculo de capacidad de carga.

## 6 REFERENCIAS

- Audibert, J.M.E., Clukey, E.C., y Huang, J., (2003). "Suction caisson installation at Horn Mountain - A case history", Proceedings of 13 International Offshore and Polar Engineering Conference.
- Bransby, M.F. y Randolph, M.F. (1998). "Combined loading of skirted foundations". *Geotechnique* 48, No. 5, 637–655.
- Butterfield, R. y Gottardi, G. (1994). "A complete three-dimensional failure envelope for shallow footings on sand". *Geotechnique* 44, No.1, 181–184.
- Butterfield, R. y Ticof, J. (1979). "Design parameters for granular soils (discussion contribution)", Proc. 7th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Engng, Brighton 4, 259–261.
- Gourvenec, S. (2004). "Bearing capacity under combined loading: a study of the effect of shear strength heterogeneity", Proc. 9th Australia New Zealand Conf. on Geomechanics, Auckland, 527–533.
- Gourvenec, S. (2007). "Shape effects on the capacity of rectangular footings under general loading", *Geotechnique* 57, No. 8, 637–646.
- Gourvenec, S. y Randolph, M.F. (2003). "Effect of strength nonhomogeneity on the shape and failure envelopes for combined loading of strip and circular foundations on clay". *Geotechnique* 53, No. 6, 575–586.
- Gourvenec, S., Randolph, M.F. y Kingsnorth, O. (2006). "Undrained bearing capacity of square and rectangular footings", *International Journal of Geomechanics*. May/June, Vol. 6, No. 3, pp 147-157.
- Green, A.P. (1954). "The plastic yielding of metal junctions due to combined shear and pressure", *J. Mech. Phys. Solids* 2, No. 3, 197–211.
- Hansen, J.B. (1970). "A revised and extended formula for bearing capacity", Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Bul. No. 28, 21 pp. (successor to Bul. No. 11).
- Martin, C.M. (2001). "Vertical bearing capacity of skirted circular foundations on Tresca soil", Proc. 15th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Vol. 1, pp 743-746.
- Martin, C.M. y Houlsby, G.T. (2001). "Combined loading of spudcan foundations on clay: numerical modelling", *Geotechnique* 51, No. 8, 687–699.

- Martínez, S.A. (2011). "Método de análisis simplificado para un nuevo tipo de cimentación en suelos blandos", Tesis doctoral, Posgrado de Ingeniería, UNAM. En proceso.
- Martínez, S.A. y Romo, M.P. (2010). "Capacidad de carga de celdas estructuradas: Un método de análisis simplificado", *Memorias XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, Publicación SMMS, Acapulco, Gro.
- Meyerhof, G.G. (1951). "The ultimate bearing capacity of foundations", *Geotechnique*, vol. 2, no. 4, pp 301-331.
- Meyerhof, G.G. (1953). "The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads", *Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng*, Zurich, 1, 440-445.
- Murff, J.D. y Hamilton, J.M. (1993). "P-ultimate for undrained analysis of laterally loaded piles", *J. Geotech. Engng Div. ASCE*, 119, No. 1, 91-107.
- Nova, R. y Montrasio, L. (1991). "Settlements of shallow foundations on sand", *Geotechnique* 41, No. 2, 243-256.
- Randolph, M.F. y Puzrin, A.M. (2003). "Upper bound limit analysis of circular foundations on clay under general loading". *Geotechnique* 53, No. 9, 785-796.
- Resendiz, D. y Romo, M.P. (1981). "Settlements upon soft-ground tunneling: Theoretical solution", In *soft-ground tunneling*, A.A. Balkema, Rotterdam, ed. Resendiz, D. y Romo, M.P., pp 67-75.
- Rioboó, J. M. (2004). "Comunicación personal".
- Rioboó, J. M. y Romo, M.P. (2004). "Parrillas y celdas de concreto reforzado y presforzado para cimentaciones y estructuras de pavimentos en suelos blandos", Número de registro de la patente PA/A/2004/000892.
- Romo, M.P. (1972). "Análisis de estabilidad de taludes en términos de sus deformaciones exteriores", Tesis de maestría, DEPMI, UNAM, México, D.F.
- Romo, M.P. et al. (2002). "Estudio de ingeniería geotécnica para el nuevo aeropuerto internacional de la ciudad de México en el ex-lago de Texcoco y Zapotlán de Juárez. Anexo A.X", Informe técnico del instituto de ingeniería a aeropuertos y servicios auxiliares, mayo, México, DF.
- Roscoe, K.H. y Schofield, A.N. (1957). "The stability of short pier foundations in sand: Discussion", *Br. Weld. J.*, January, 12-18.
- Salgado, R., Lyamin, A. V., Sloan, S. W., and Yu, H. S. (2004). "Two and three-dimensional bearing capacity of foundations in clay". *Geotechnique*, 54(5), 297-306.
- SMMS (2000). "Manual de cimentaciones profundas", México, D. F., 2ª ed.
- SMMS (2001). "Manual de construcción geotécnica", Paniagua W. I. (editor), México, D. F.
- Taiebat, H.A. y Carter, J.P. (2000). "Numerical studies of the bearing capacity of shallow foundations on cohesive soil subjected to combined loading", *Geotechnique* 50, No. 4, 409-418.
- Terzaghi, K. (1943). "Theoretical soil mechanics", John Wiley & Sons, New York, NY., 510 pp.
- Tjelta, T.I., Aas, P.M., Hermstad, J. y Andenaes, E. (1990). "The skirt piled Gulfaks C platform installation", *Proc. 22nd Annual Offshore Technology Conference*, pp. 453-462.
- Ukritchon, B., Whittle, A.J. y Sloan, S.W. (1998). "Undrained limit analysis for combined loading of strip footings on clay", *J. Geotech. Geoenviron. Engng ASCE* 124, No. 3, 265-276.
- Vesic, A.S. (1973). "Analysis of ultimate loads of shallow foundations", *Jour. Soil Mech. Found. Engng. ASCE* 99, No. 1, 45-76 pp.