

Comportamiento de cimentaciones superficiales sobre arenas reforzadas con geosintéticos

Behavior of shallow foundations on sand reinforced with geosynthetic

Danny Useche Infante; Gonzalo Aiassa Martínez; Pedro Arrúa; Marcelo Eberhardt

Facultad Regional Córdoba, Universidad Tecnológica Nacional

djuseche@gmail.com

Resumen

Diversas investigaciones han reportado el efecto positivo de incluir geosintéticos en suelos granulares con el fin de mejorar el desempeño de fundaciones superficiales apoyadas en este tipo de suelos reforzados. Esta mejora se da gracias a la fuerza de tracción del material de refuerzo, la cual permite incrementar la capacidad portante y disminuir los asentamientos inmediatos del suelo de fundación. En el presente trabajo se realiza una implementación numérica de la metodología propuesta por Sharma, et. Al. (2009) para estudiar el comportamiento de dos tipos de arenas usadas con frecuencia en fundaciones de diferente tipo de estructuras en la ciudad de Córdoba Argentina. Inicialmente se realiza una revisión de los antecedentes experimentales y numéricos documentados en la literatura técnica referentes al comportamiento de suelos reforzados ante fundaciones superficiales, y posteriormente se estima la capacidad última de carga del suelo reforzado $q_{u(R)}$, así como la relación de capacidad de carga (BCR) utilizando parámetros conocidos de los suelos y materiales de reforzamiento empleados en el ámbito local.

Abstract

Several researchers have evaluated the benefits of using geosynthetics in granular soils to improve the performance of shallow foundations supported on this type of soil reinforced. This is possible thanks to the tensile strength of the reinforcing material can increase the bearing capacity and decrease the immediate settlement of the foundation soil. This paper using the method adopted by Sharma, et. Al., (2009) to study the behavior of two kinds of sands often used in foundations of structures in the city of Cordoba Argentina. Initially we did a review of experimental and numerical record documented in technical journals concerning the behaviour of reinforced soil with shallow foundations, then the final capacity of the reinforced soil $q_u (R)$ is calculated as well as the bearing capacity ratio (BCR), using known parameters of soils and reinforcing used locally.

1 INTRODUCCIÓN

La inclusión de geosintéticos en suelos granulares con el fin de mejorar el comportamiento de estos ante fundaciones superficiales ha sido ampliamente documentada por diversas investigaciones alrededor del mundo. Se han llevado a cabo pruebas de laboratorio en

suelos reforzados de diversas condiciones en las cuales el objetivo es medir el incremento en la capacidad ultima de carga y la disminución del asentamiento (Adams y Collin 1997; Wasti y bütün 1997; Das, et. Al. 1998; Alawaji 2001; Kotake, et. Al. 2001; DeMerchant, et. Al. 2002; Patra, et. Al. 2005; Basudhar, et. Al. 2007; Latha y Somwanshi. 2009; Phanikumar, et. Al. 2009; Moghaddas Tafreshi y Dawson 2012; Abu-

Farsakh, et. Al. 2013; Yadu y Tripathi 2013; Azzam y Nasr 2014; Dixit y Patil 2014), estos autores realizaron pruebas sobre arenas reforzadas en tanques aplicando cargas por medio de gatos hidráulicos.

Así mismo en la literatura técnica se encuentran modelos numéricos que describen el comportamiento del sistema suelo-geosintético (Biquet y Lee 1975b, Dixit y Mandal 1993; Shukla y Chandra, 1995; Huang y Menq 1997; Wayne et al 1998; Yamamoto y Kusuda. 2001; Michalowski 2004; Sharma, et. Al. 2009), los cuales tienen en cuenta el efecto de la tracción aportada por el refuerzo y están basados en métodos de equilibrio límite o en modelos de fundaciones superficiales sobre suelos no reforzados.

En este trabajo se realiza una revisión de la literatura técnica disponible sobre suelos reforzados y se analiza la implementación del modelo desarrollado por Sharma, et. Al. (2009) para las condiciones locales de los suelos de Córdoba Argentina. Así mismo se estiman los parámetros de la interface suelo-geosintético utilizando geogrietas del medio local.

2 ANTECEDENTES

2.1 Pruebas de Laboratorio

Los dispositivos más utilizados para realizar pruebas en suelos reforzados consisten en tanques rectangulares en los que se vierte el suelo reforzado de manera controlada con el fin de alcanzar una determinada densidad relativa y poder incluir el geosintético. Las cargas al sistema suelo-refuerzo se aplican mediante un gato hidráulico que transfiere la carga al suelo a través de una fundación superficial metálica cuyas dimensiones son tales que evitan los efectos producidos por la escala del modelo.

En estos modelos es posible medir directamente el asentamiento vertical producido ante la aplicación de diversas cargas y se obtiene una configuración óptima del sistema suelo-geosintético con la cual se produzcan incrementos significativos en la capacidad última de carga y se disminuya el asentamiento. Para esto se realizan ensayos considerando diferentes capas de geosintético, variando el espaciamiento entre capas y la distancia vertical entre la base de la fundación y la primera capa de refuerzo. Así

mismo se evalúan diferentes profundidades de cimentación. Un esquema típico del ensayo es el mostrado en la figura 1.

Detalles de diversos programas experimentales de este tipo se pueden encontrar en las investigaciones realizadas por (Adams y Collin 1997; Wasti y bütün 1997; Das, et. Al. 1998; Alawaji 2001; Kotake, et. Al. 2001; DeMerchant, et. Al. 2002; Patra, et. Al. 2005; Basudhar, et. Al. 2007; Latha y Somwanshi. 2009; Phanikumar, et. Al. 2009; Moghaddas Tafreshi y Dawson 2012; Abu-Farsakh, et. Al. 2013; Yadu y Tripathi 2013; Azzam y Nasr 2014; Dixit y Patil 2014), entre otros.

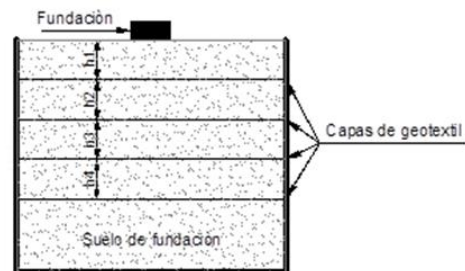


Figura 1. Esquema típico de ensayos en laboratorio de suelos reforzados ante fundaciones superficiales.

Con el fin de encontrar los parámetros mecánicos de resistencia de los suelos reforzados se realizan ensayos en la caja de corte directo modificada (Liu et. Al. 2009; Lopes y Silvano 2010; Sayeed et. Al. 2014), ensayos triaxiales que incluyen el reforzamiento (Latha y Murthy 2007; Chen et. Al. 2014) y ensayos de arrancamiento (Lopes y Ladeira 1996; Ezzein y Bathurst 2014).

2.2 Modelos numéricos

El primer modelo de suelo reforzado documentado fue desarrollado por (Biquet y Lee 1975b), en el cual los autores identificaron tres posibles mecanismos de falla que dependen de la fuerza de tensión del reforzamiento y de la configuración del mismo (número de capas y profundidad de la primera capa).

El primer mecanismo de falla ocurre por encima del refuerzo, se da cuando el espacio entre la base de la fundación y la primera capa de reforzamiento (u) es mayor a $2/3B$ o cuando la rigidez y longitud del refuerzo son considerables, lo que genera una zona rígida. El segundo mecanismo corresponde a la falla por arrancamiento de los refuerzos (pull-out), el cual sucede cuando (u) es menor a $2/3B$ y son usadas tres capas de refuerzo como máximo, además la

longitud del refuerzo es relativamente corta. El tercer mecanismo de falla se da por la ruptura del refuerzo, es cuando (u) es menor a 2/3B y se tienen 4 o más capas de reforzamiento y la longitud de los mismos es larga.

La capacidad de carga del suelo reforzado está definida por el refuerzo de menor rigidez, esto porque si una de las capas de refuerzo se rompe o presenta deformaciones excesivas, los esfuerzos soportados por esta serán transmitidos a la capa inferior generando un proceso de ruptura sucesiva, se utiliza el siguiente criterio de dimensionamiento:

$$T_D \leq \left(\frac{R_y}{FS_y}, \frac{T_f}{FS_f} \right) V = D/T \quad (1)$$

donde: R_y es la resistencia a la ruptura del refuerzo, T_f resistencia al arrancamiento de la capa de refuerzo, FS_y y FS_f son factores de seguridad parciales referentes a la resistencia a la ruptura y al arrancamiento respectivamente.

Según Binquet y Lee (1975b) la distribución de esfuerzos debajo de una zapata corrida sobre suelo reforzado es la mostrada en la Figura 2. Se asume que a medida que la carga aumenta el suelo por debajo de la cimentación se asienta mientras que el suelo lateral es empujado hacia los costados y hacia arriba definiendo el plano de rotura mostrado en la Figura 3.

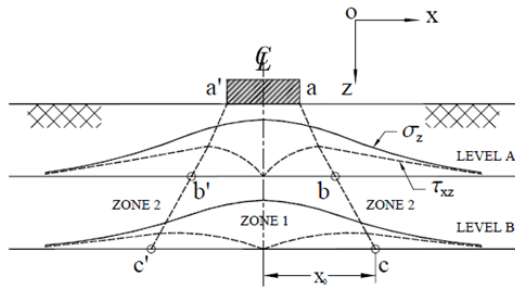


Figura 2. Distribución de esfuerzos debajo de una zapata corrida y mecanismo de falla (Binquet y Lee 1975b).

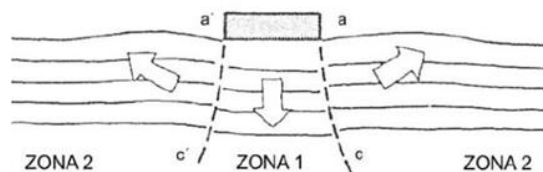


Figura 3. Plano de rotura definido (Binquet y Lee 1975b).

Los bordes a'-c' y a-c (Figura 3) entre las zonas 1 y 2 se podrían obtener mediante la conexión de los puntos de diferente profundidad en el suelo en

los cuales el esfuerzo de corte es máximo, la localización de estos puntos se encuentra por medio de la aplicación de la teoría de la elasticidad. La determinación de la tensión del refuerzo se determina haciendo equilibrio de fuerzas del elemento ABCD (Figura 4-b), además se asume que después de la deformación el refuerzo toma la forma mostrada.

La ecuación para la fuerza de tracción del reforzamiento en función a la profundidad del refuerzo es expresada como:

$$T_z(z, N) = \frac{1}{N} \left[J \left(\frac{z}{B} \right) B - I \left(\frac{z}{B} \right) h \right] q_o \quad (2)$$

donde z es la profundidad del reforzamiento, N es el número de capas de reforzamiento, h es el espacio vertical entre capas de refuerzo, B es el ancho de la zapata, q_o y q_r es la carga máxima soportada por el suelo no reforzado y reforzado respectivamente, I y J son factores adimensionales de la fuerza y se calculan de la siguiente manera:

$$J \left(\frac{z}{B} \right) = \frac{\int_0^{x_o} \sigma_z \left(\frac{z}{B} \right) dx}{q_r B} \quad (3)$$

$$I \left(\frac{z}{B} \right) = \frac{\tau_{xz(\max)} \left(\frac{z}{B} \right) V}{q_r} = D/T \quad (4)$$

donde x_o es la distancia desde el eje central de la cimentación a la cual τ_{xz} es máximo, σ_z es el esfuerzo vertical a una profundidad z y $\tau_{xz(\max)}$ es el esfuerzo cortante máximo a una profundidad z. Además expresaron la resistencia de tensión y la resistencia al arrancamiento (*pull-out*) del refuerzo como:

$$V = D/T \quad (5)$$

$$T_f(z) = 2fLDR \left[M \left(\frac{z}{B} \right) B q_o \left(\frac{q_r}{q_o} \right) + \gamma(L_o - x_o)(z + D) \right]$$

$$V = D/T(6)$$

donde R_y y T_f son la resistencia a la tensión y la resistencia al arrancamiento (*pull-out*) del reforzamiento respectivamente, w es el ancho de la tira de refuerzo, t es el espesor de la tira, N_r es el número de tiras por unidad de longitud de zapata, el producto wN_r es llamado densidad linear del reforzamiento (LDR), f_y es la fuerza de fluencia del material, FS_y es el factor de seguridad contra la ruptura del reforzamiento, f es el coeficiente de fricción del sistema suelo-refuerzo calculado como $(\tan\phi_f/FS_y)$, ϕ_f es el ángulo de fricción del sistema suelo-refuerzo y M es una fuerza adimensional.

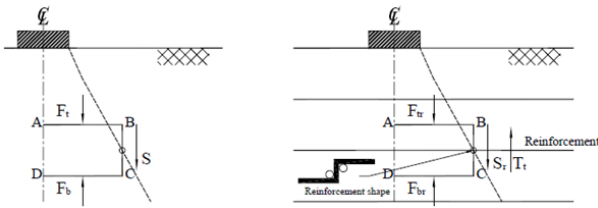


Figura 4. Componentes de fuerzas para suelo reforzado y no reforzado, (a) Suelo sin reforzamiento; (b) Suelo reforzado (Binquet y Lee 1975b).

Dixit y Mandal (1993) proponen la utilización del cálculo variacional para encontrar la capacidad última del suelo reforzado. Este método se basa en la metodología de Baker y Garber (1977) para capacidad de carga última de suelos no reforzados, a la cual se le incorpora el efecto del reforzamiento. Las ecuaciones deducidas satisfacen las condiciones de equilibrio límite. En este método se evalúa una fundación superficial de ancho $2l$, con una profundidad de cimentación H y sometida a una carga Q tal como se muestra en la Figura 5.

Las siguientes consideraciones son asumidas en el desarrollo del problema: el problema es considerado bidimensional, es decir en el estado plano de deformaciones; el suelo por encima del nivel de fundación es considerado como una sobrecarga uniformemente distribuida y es igual a γH ; la ruptura del sistema está caracterizada por una superficie de falla continua bien definida que conecta el borde de la fundación con la superficie del terreno y es acompañada por una rotación de la fundación; la falla del sistema ocurre por la ruptura del refuerzo o el deslizamiento del mismo; el suelo es considerado homogéneo e isotrópico y el geosintético no altera los parámetros de corte del suelo.

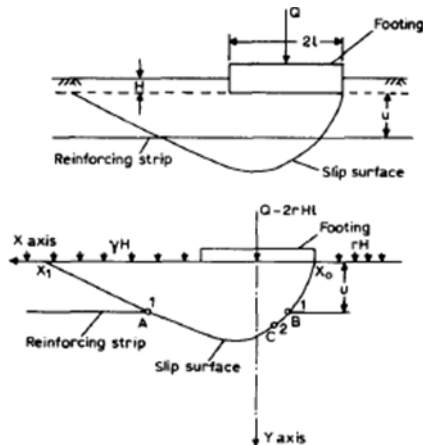


Figura 5. Diagrama de fundación sobre suelo reforzado (Dixit y Mandal 1993).

El problema se resuelve teniendo en cuenta debe satisfacer el criterio de falla de Coulomb dado por la siguiente ecuación:

$$v = D/T$$

$$\tau(x) = c + \sigma(x)\tan\phi \quad (7)$$

donde $\tau(x)$ y $\sigma(x)$ son la distribución del esfuerzo cortante y normal a lo largo de la superficie de falla respectivamente y ϕ es el ángulo de fricción interna. Además se deben satisfacer las tres ecuaciones de equilibrio como son:

$$\left. \begin{aligned} \sum V &= 0 \\ \sum H &= 0 \\ \sum M &= 0 \end{aligned} \right\} v = D/T \quad (8)$$

Las fuerzas consideradas son:

- Q = Carga de la fundación, la cual es eventualmente igual a $Q-2\gamma Hl$ (verticalmente hacia abajo).
- La sobrecarga es uniformemente distribuida y es igual a γH (verticalmente hacia abajo).
- El peso del suelo uniformemente distribuido con un peso unitario de γ (verticalmente hacia abajo).
- $\tau(x)$ y $\sigma(x)$ actuando tangencial y normalmente a la curva $y(x)$.
- T_1 y T_2 fuerzas del reforzamiento, las cuales actúan formando los ángulos θ_1 y θ_2 con la horizontal. (ver Figura 6).

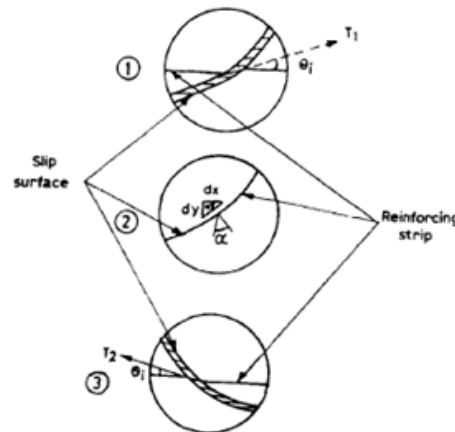


Figura 6. Diagrama de fuerzas para fundaciones sobre suelo reforzado (Dixit y Mandal 1993).

Las condiciones de borde son: $y(x_0)=y(x_1)=0$; $y_{x_0}=-1$, x_1 debe estar sobre la línea $y(x)$. Las ecuaciones de equilibrio pueden escribirse de la siguiente forma:

$$\Sigma V = 0V = D/T \quad (9)$$

$$Q - 2\gamma Hl - \int_s(\tau \text{sen}\alpha + \sigma \text{cos}\alpha) ds + \int_{x_0}^{x_1} \gamma(y + H) dx - T_1 \text{sen}\theta_i - T_2 \text{sen}\theta_j = 0$$

$$V = D/T \quad (10)$$

$$\Sigma H = 0V = D/T \quad (11)$$

$$\int_s(\sigma \text{sen}\alpha - \tau \text{cos}\alpha) ds + T_2 \text{cos}\theta_j - T_1 \text{cos}\theta_i = 0$$

$$V = D/T \quad (12)$$

$$\Sigma M = 0 \quad V = D/T \text{ (Respecto al origen de coordenadas)} \quad (13)$$

$$\int_s\{(\tau \text{cos}\alpha - \sigma \text{sen}\alpha)y - (\tau \text{sen}\alpha + \sigma \text{cos}\alpha)x\} ds + \int_{x_0}^{x_1} \gamma x(y + H) dx + (T_1 \text{cos}\theta_i - T_2 \text{cos}\theta_j)u - T_1 \text{sen}\theta_i x_b - T_2 \text{sen}\theta_j x_c = 0 \quad (14)$$

donde x_b y x_c son las coordenadas de los puntos B y C de la Figura 5, x_0 y x_1 son los puntos finales de la curva $y(x)$ y S es la longitud del arco a lo largo de la curva $y(x)$ y $\alpha = \tan^{-1}(dy/dx)$. El origen de coordenadas respecto al cual se realiza el equilibrio de momentos corresponde con el punto de aplicación de la carga Q . Este es un problema variacional del tipo isoparamétrico con una variable. Aplicando diversos cálculos matemáticos es posible expresar la capacidad portante de la siguiente manera:

$$\bar{Q} = \int_{x_0}^{x_1} K(\hat{\sigma}, \bar{y}, \bar{y}', \Psi, \hat{\sigma}, \theta_i, \theta_j, \bar{T}_1, \bar{T}_2) dx =$$

$$\bar{Q} = \int_{x_0}^{x_1} K(\hat{\sigma}, \bar{y}, \bar{y}', \Psi, \hat{\sigma}, \theta_i, \theta_j, \bar{T}_1, \bar{T}_2) dx = \int_{x_0}^{x_1} \{\hat{\sigma}(\Psi * \bar{y}' + 1) - \bar{y} \Psi, \} dx - \bar{T}_1 \text{sen}\theta_i - \bar{T}_2 \text{sen}\theta_j$$

$$V = D/T$$

$$\int_{x_0}^{x_1} \{\hat{\sigma}(\Psi * \bar{y}' + 1) - \bar{y} \Psi, \} dx - \bar{T}_1 \text{sen}\theta_i - \bar{T}_2 \text{sen}\theta_j \quad (15)$$

Al aplicar el método de cálculo variacional los autores llegan a expresar la solución del problema por medio del siguiente sistema de ecuaciones:

$$F_1(r_0, \theta_0, \theta_1) = 0 \quad (16)$$

$$F_1(r_0, \theta_0, \theta_1) = 0 \quad (17)$$

$$F_1(r_0, \theta_0, \theta_1) = 0 \quad (18)$$

Luego aplicando el método de Newton-Raphson tenemos:

$$\begin{Bmatrix} \Delta\theta_0 \\ \Delta\theta_1 \\ \Delta r_0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta F_1 & \delta F_1 & \delta F_1 \\ \delta\theta_0 & \delta\theta_1 & \delta r_0 \\ \delta F_2 & \delta F_2 & \delta F_2 \\ \delta\theta_0 & \delta\theta_1 & \delta r_0 \\ \delta F_3 & \delta F_3 & \delta F_3 \\ \delta\theta_0 & \delta\theta_1 & \delta r_0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \end{Bmatrix} V = D/T$$

$$(19)$$

$$\begin{Bmatrix} \theta_0 \\ \theta_1 \\ r_0 \end{Bmatrix}^{new} = \begin{Bmatrix} \theta_0 \\ \theta_1 \\ r_0 \end{Bmatrix}^{old} + \begin{Bmatrix} \Delta\theta_0 \\ \Delta\theta_1 \\ \Delta r_0 \end{Bmatrix} \quad V = D/T$$

$$(20)$$

Huang y Menq (1997) evalúan el comportamiento de suelo arenoso reforzado con geomallas basándose en el mecanismo de falla propuesto por Schlosser, et. Al. (1983), el cual se muestra en la Figura 7. Según este mecanismo de falla, el incremento de la capacidad de carga depende esencialmente de la profundidad y el ancho de la fundación.

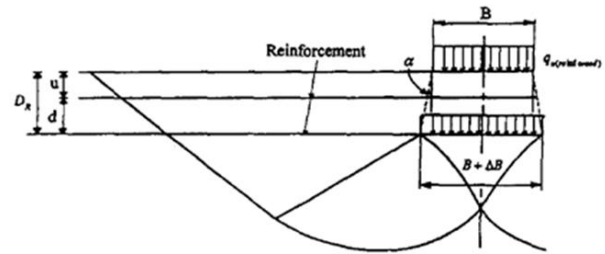


Figura 7. Mecanismo de falla del suelo reforzado (Schlosser, et. Al. 1983).

Las ecuaciones planteadas en esta investigación para la capacidad de carga última son las siguientes:

Para suelo no reforzado:

$$q_{u(D_f=0)} = \eta * \gamma * B * N_\gamma \quad V = D/T \quad (21)$$

Para suelo reforzado:

$$q_{u(R)} = \eta * (B + \Delta B) * \gamma * N_\gamma + \gamma * D_R * N_q \quad V = D/T \quad (22)$$

donde $q_{u(D_f=0)}$ es la capacidad ultima de carga para el suelo no reforzado; $q_{u(R)}$ es la capacidad ultima de carga para el suelo reforzado; η es un factor que depende de la forma de la zapata; γ es el peso unitario el suelo; B es el ancho de la zapata, N_γ y N_q son los factores de capacidad de carga que son función del ángulo de fricción interna por unidad de peso y sobrecarga respectivamente; D_f es la profundidad de

cimentación; D_R es la profundidad del reforzamiento y ΔB es el incremento en el ancho de la fundación que se calcula como:

$$\Delta B = (2 * D_R) * \tan \alpha \quad V = D/T \quad (23)$$

donde α es el ángulo de distribución del esfuerzo.

Los autores realizaron un análisis de regresión lineal de los datos experimentales obtenidos de diversas investigaciones obteniendo la ecuación (24) para estimar el valor del ángulo α .

$$V = D/T$$

$$\tan \alpha = 0.68 - 2.07 \left(\frac{h}{B}\right) + 0.7CR + 0.03 \left(\frac{l}{B}\right) + 0.08N \quad (24)$$

En la cual h es el espaciamiento vertical entre las capas de reforzamiento; CR es el radio de cobertura del reforzamiento, que se calcula como el área de reforzamiento dividida en el área del suelo cubierto por el reforzamiento; l es la longitud del reforzamiento y N es el número total de capas de reforzamiento. La ecuación (24) es válida para las siguientes condiciones:

$$\tan \alpha > 0 \quad V = D/T \quad (25)$$

$$0.25 \leq h/B \leq 0.5 \quad V = D/T \quad (26)$$

$$0.02 \leq CR \leq 1.0 \quad V = D/T \quad (27)$$

$$1 < l/B \leq 10 \quad V = D/T \quad (28)$$

$$1 \leq n \leq 5 \quad V = D/T \quad (29)$$

Wayne. et Al. (1998) presentan una metodología basada en la desarrollada por Meyerhof y Hanna (1980) para varias capas de suelo. Incluyen el término correspondiente a la tensión del geosintético. A continuación podemos observar la ecuación (30) planteada para zapatas corridas y la ecuación (31) para zapatas cuadradas.

$$q_{u(R)} = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \frac{k_s \tan \phi_1}{B}$$

$$V = D/T - \gamma_1 H + \frac{2T}{B}$$

(30)

$$V = D/T$$

$$q_{u(R)} = q_b + \frac{2c_a H(B+L)}{B * L} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \frac{k_s \tan \phi_1 (B+L)}{B * L} - \gamma_1 H + \frac{2T(B+L)}{B * L} \quad (31)$$

donde q_b es la capacidad de carga de la capa inferior de suelo, c_a es la adhesión, H es el espesor de la capa superior de suelo, B es el ancho de la cimentación, L es el largo de la cimentación γ_1 peso unitario de la capa superior de suelo, D_f

profundidad de cimentación, k_s es el coeficiente de punzonamiento, ϕ_1 es el ángulo de fricción del suelo de la capa superior y T es la resistencia a la tensión del refuerzo.

Tras realizar diversas revisiones literarias, Sharma, et. Al. (2009) identificaron cuatro posibles mecanismos de falla de los suelos reforzados ante cimentaciones superficiales, los cuales se pueden observar en la Figura 8. El mecanismo de falla mostrado en la Figura 8-a se produce cuando la falla ocurre por encima de las capas de refuerzo. La Figura 8-b presenta el mecanismo de falla ocurrido entre capas de geosintético, estos mecanismos de falla se pueden evitar con bajos valores de espaciamiento del primer refuerzo (u) y espaciamiento entre refuerzos (h). Esos valores deben ser inferiores a 0.5B para prevenir estos mecanismos de falla.

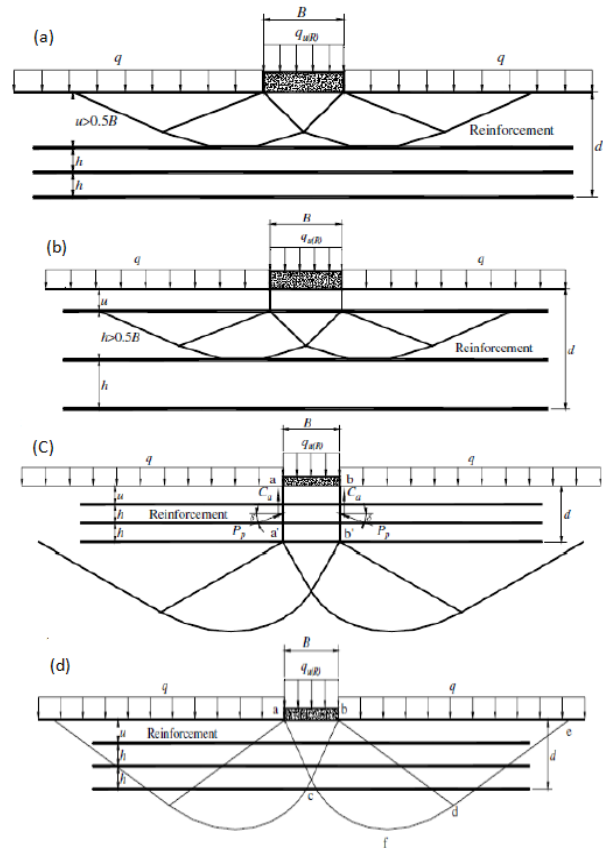


Figura 8. Mecanismos de falla de suelo reforzado ante cargas impuestas por cimentaciones superficiales, a-Falla por encima del refuerzo; b-Falla entre las capas de refuerzo; c-Falla debajo de las capas de refuerzo; d Falla en la zona de refuerzo (Sharma, et. Al. 2009).

En la 7-c se puede observar el mecanismo de falla similar a la falla de cimentaciones superficiales sobre dos estratos diferentes de suelo. Este mecanismo se produce cuando la resistencia de la zona reforzada es mucho mayor a la resistencia por debajo de esta zona y cuando la

relación (d/b) es relativamente pequeña. Generalmente esta falla se da cuando se realiza reforzamiento a suelo granular sobre suelo blando y se caracteriza por una falla por punzonamiento en la zona reforzada seguido por una falla por corte en la zona no-reforzada.

La ecuación para la capacidad última de carga con zapatas corridas corresponde a:

$$q_{u(R)} = q_b + \frac{2c_a d}{B} + \gamma_t d^2 \left(1 + \frac{2D_f}{d}\right) \frac{k_s \tan \phi_t}{B}$$

$$V = \frac{D}{T} + \frac{2 \sum_{i=1}^N T_i \tan \delta}{B} - \gamma_t d$$

(32)

donde $q_{u(R)}$ es la capacidad de carga ultima para suelo reforzado, q_b es la capacidad de carga ultima para suelo sin reforzamiento, γ_t es el peso unitario del suelo en la zona reforzada, D_f es la profundidad de cimentación, k_s es el coeficiente de punzonamiento el cual depende del ángulo de fricción del suelo en la zona reforzada y de la capacidad de carga ultima tanto en la zona reforzada como en la zona debajo del suelo reforzado. ϕ_t es el ángulo de fricción del suelo en la zona reforzada, T_i es la fuerza de tensión del geosintético, c_a es la fuerza de adhesión, δ es el ángulo de incidencia de la fuerza de tensión del geosintético y N es el número de capas de reforzamiento.

La capacidad de carga última para zapatas cuadradas es similar a la ecuación (32) y se define como:

$$q_{u(R)} = q_b + \frac{4c_a d}{B} + 2\gamma_t d^2 \left(1 + \frac{2D_f}{d}\right) \frac{k_s \tan \phi_t}{B}$$

$$V = \frac{D}{T} + \frac{4 \sum_{i=1}^N T_i \tan \delta}{B} - \gamma_t d$$

(33)

Los valores de c_a y δ varían con la profundidad y a lo largo de la superficie de rotura vertical de punzonamiento, además dependen de la profundidad de cimentación, el espesor de la capa superior de suelo y las fuerzas relativas de las capas superior e inferior del suelo. Generalmente se adopta para cálculos preliminares un valor promedio de $\delta = \phi_t/2$ y $c_a = 0.75c_t$, donde c_t corresponde al valor de la cohesión en la zona reforzada Chen (2007). El coeficiente de punzonamiento k_s y la fuerza de adhesión c_a se pueden obtener de la Figura 9 y la Figura 10 respectivamente.

Por otro lado, q_b puede calcularse como Chen (2007):

$$V = \frac{D}{T} q_b = c_c N_c + q N_q + 0.5 \gamma_b B N_\gamma$$

(34)

donde C_c es la cohesión del suelo en la zona sin reforzamiento; q es la sobrecarga calculada como: $q = \gamma_t (D_f + d)$; γ_b es el peso unitario del suelo no reforzado. Los valores N_c , N_q y N_γ son los factores de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción del suelo ϕ y se pueden calcular de la siguiente manera:

$$N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi}$$

(35)

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi}$$

(36)

$$V = \frac{D}{T} N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

(37)

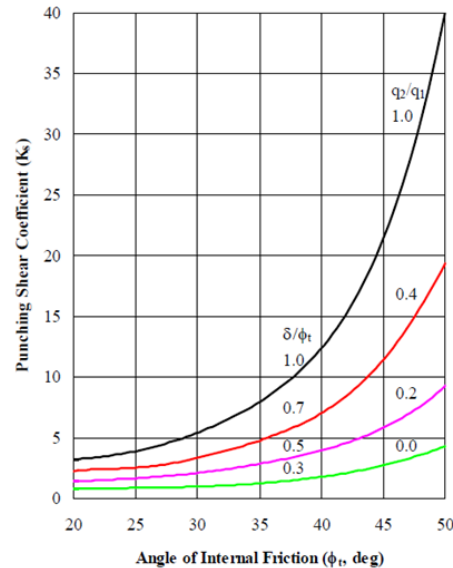


Figura 9. Coeficiente de resistencia al punzonamiento k_s bajo cargas verticales (Meyerhof y Hanna, 1978).

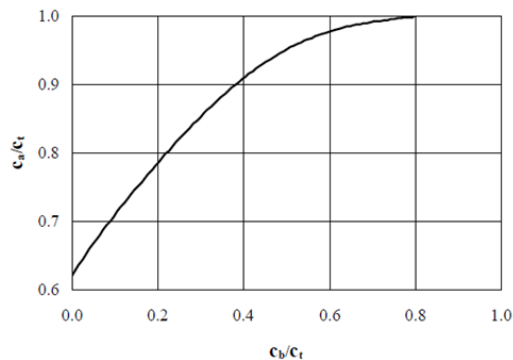


Figura 10. Variación del parámetro c_a bajo cargas verticales (Meyerhof y Hanna, 1978).

El otro mecanismo de falla considerado por Sharma, et. Al. (2009) corresponde a la rotura dentro de la zona reforzada (Figura 8-d). En este caso la resistencia del suelo reforzado es ligeramente mayor a la resistencia del suelo no

reforzado sobre el que se apoya y la relación (d/B) es relativamente alta. Sucede en suelos granulares reforzados apoyados sobre suelos arenosos. A la ecuación para el cálculo de la fuerza de punzonamiento se adiciona el efecto de la fuerza de tensión en el geosintético:

$$q_{u(R)} = q_{u(R)} + \Delta q_T = cN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma + \Delta q_T$$

$$V = D/T \quad (38)$$

donde Δq_T es el incremento en la capacidad de carga debido a la fuerza de tensión del geosintético, C es la cohesión del suelo, N_c , N_q , N_γ son los factores de capacidad de carga los cuales dependen del ángulo de fricción del suelo ϕ .

Luego de realizar sumatoria de fuerzas y momentos al diagrama de cuerpo libre a-b-c de la Figura 8-d los autores encontraron que la capacidad de carga para una zapata corrida en suelo reforzado corresponde a:

$$q_{u(R)} = cN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma + \sum_{i=1}^N \frac{4\tau_i [u + (i-1)h]}{B^2}$$

$$V = D/T \quad (39)$$

Así mismo para una zapata cuadrada tenemos:

$$V = D/T$$

$$q_{u(R)} = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma + \sum_{i=1}^N \frac{12\tau_i [u + (i-1)h]r_T}{B^2} \quad (40)$$

donde:

$$r_T = \left[1 - 2 \frac{u + (i-1)h}{B} \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \right]$$

$$\text{para } u + (i-1)h < \frac{B}{2} \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad V = D/T \quad (41)$$

$$r_T = \left[\frac{1}{2} - \frac{u + (i-1)h}{2H_f} \right]$$

$$\text{para } u + (i-1)h \geq \frac{B}{2} \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad V = D/T \quad (42)$$

Siendo H_f la profundidad de la superficie de falla y es evaluada mediante:

$$H_f = \frac{B}{2 \cos \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)} e^{\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \tan(\phi)} \cos(\phi) \quad V = D/T \quad (43)$$

Para calcular la capacidad última del suelo reforzado utilizando este método es necesario calcular la fuerza de tensión en el reforzamiento. Tras diversos experimentos realizados por Sharma, et. Al. (2009), estos encontraron que la tensión en el reforzamiento está directamente relacionada con el asentamiento de la fundación, se supone que la forma de asentamiento del reforzamiento a cierta profundidad es como se

muestra en la Figura 11. El asentamiento para cada nivel de reforzamiento puede calcularse con la siguiente ecuación sugerida por Schmertmann et. Al. (1978).

$$V = D/T$$

$$Se = C_1 C_2 C_3 (q - \gamma D_f) \sum \frac{I_e \Delta z}{E_s} \quad (44)$$

donde C_1 es el factor de corrección para la profundidad de cimentación, C_2 es el factor de corrección para la fluencia secundaria de la arena y C_3 es el factor de corrección por la forma de la fundación, D_f es la profundidad de cimentación, I_e es el factor de influencia de la deformación, Δz es el espesor de subdivisión de la capa de suelo y E_s es el módulo de elasticidad de la arena. Los factores de corrección pueden calcularse según Chen (2007) de la siguiente manera:

$$V = D/T C_1 = 1 - 0.5 \frac{\gamma D_f}{q - \gamma D_f} \quad (45)$$

$$V = D/T C_2 = 1 - 0.2 \log \left(\frac{t}{0.1} \right) \quad (46)$$

$$V = D/T C_3 = 1.03 - 0.03L/B \geq 0.73 \quad (47)$$

t es el tiempo de aplicación de la carga en años, para considerar asentamiento inmediato $C_2=1$. I_e se calcula con la siguiente ecuación:

$$V = D/T I_{\varepsilon p} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{q - \gamma D_f}{\sigma_{vp}'}} \quad (48)$$

en la cual:

$$\sigma_{vp}' = \gamma(D_f + B/2)V = D/T \sigma_{vp}' = \gamma(D_f + B/2)$$

(Para zapatas cuadradas) (49)

$$\sigma_{vp}' = \gamma(D_f + B)V = D/T \sigma_{vp}' = \gamma(D_f + B/2)$$

(Para zapatas corridas) (50)

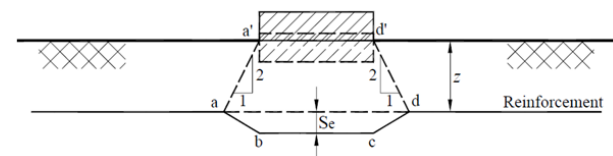


Figura 11. Distribución simplificada del asentamiento vertical en la arena (Sharma, et. Al. 2009).

La deformación promedio del reforzamiento se puede calcular como sigue:

$$\varepsilon_{prom} = \frac{L_{ab} + L_{bc} + L_{cd} - L_{ad}}{L_{ad}} \quad V = D/T \quad (51)$$

$$L_{ab} = L_{cd} = \sqrt{Se^2 + (z/2)^2} V = D/T \quad (52)$$

$$L_{bc} = B \quad V = D/T \quad (53)$$

$$V = D / T L_{ad} = B + z \quad (54)$$

en la cual S_e es el asentamiento a la profundidad $z = u + (i-1)h$. La deformación máxima se presenta debajo de la fundación y su distribución es como se muestra en la Figura 12.

La deformación máxima puede calcularse como:

$$V = D / T \varepsilon_{max} = 2\varepsilon_{prom} \quad (55)$$

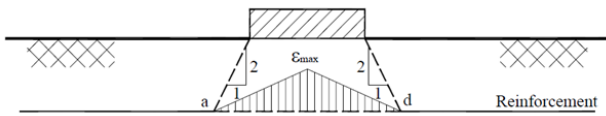


Figura 12. Distribución simplificada de la deformación a lo largo del refuerzo (Sharma, et. Al. 2009).

La fuerza de tensión en cierto punto del reforzamiento es igual a:

$$V = D / T T = J \varepsilon \quad (56)$$

donde J es el módulo de tensión del reforzamiento y ε es la deformación en un punto dado del refuerzo.

3 MATERIALES

Los parámetros utilizados en la implementación del modelo de Sharma, et. Al. (2009) son los correspondientes a arenas comúnmente utilizadas como mantos de fundación para diferentes tipos de estructuras en la ciudad de Córdoba Argentina. Algunas de estas arenas fueron caracterizadas por Aiassa et. Al. (2013) y agrupadas según sus características granulométricas, su distribución y morfología en diferentes grupos. En este trabajo se estudiarán particularmente los grupos denominados General paz y Centro. En la Figura 13 se presenta la curva de distribución granulométrica de los diferentes grupos de arena.

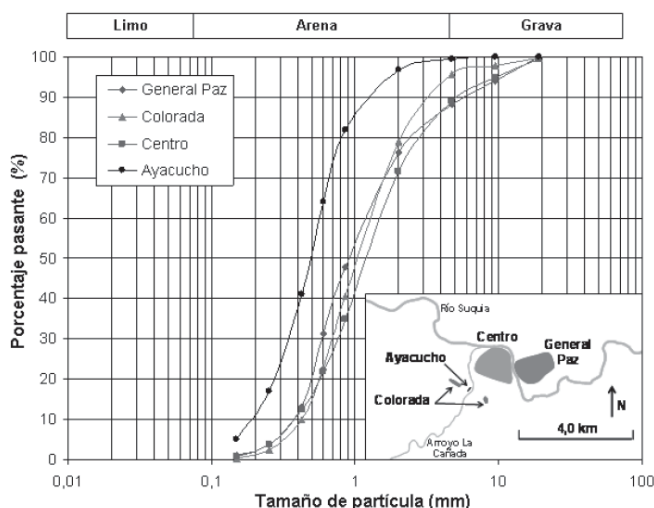


Figura 13. Curvas de distribución granulométrica (Aiassa et. Al. 2013).

Aiassa et. Al. (2013) utilizaron la técnica micrográfica presentada en (Uday et al.2013). En la Figura 14 se presentan las micrografías y en la Tabla 1 se tienen las características de distribución, de tamaño y morfología de las partículas de los grupos de arena estudiados en el presente trabajo.

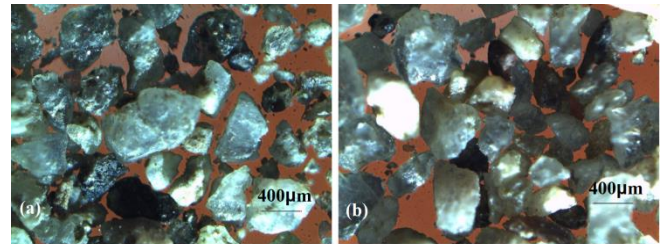


Figura 14. Micrografías de los grupos: (a) General Paz, (b) Centro.

En este trabajo se ha establecido el ángulo de fricción de las arenas mediante ensayos de corte directo realizados con anterioridad en el GIGEF y análisis de ecuaciones que contemplan la morfología de partículas (Santamarina y Cho 2004):

Tabla 1. Características de distribución de tamaño y morfología de partículas (Aiassa et. Al. 2013).

Grupo	Cu	Cc	USCS	R	S	ξ
General Paz	2.8	0.8	SP	0.40	0.63	0.51
Centro	3.0	1.1	SP	0.46	0.57	0.51

Como parámetros de reforzamiento se tomaron los correspondientes a geogrillas tipo A (ver Tabla 2) comercializadas por la empresa local CORIPA S.A., las cuales son mallas flexibles en forma de grilla ortogonal constituidas por filamentos tejidos de polivinil alcohol recubiertos por un revestimiento polimérico, resistente a la tracción, con alto módulo de rigidez y baja susceptibilidad a fluencia. Las propiedades físicas y mecánicas de las geogrillas se pueden ver en la Tabla 2.

Tabla 2. Propiedades mecánicas de geogrillas. (CORIPA S.A.)

TIPO	A			
PROPIEDADES MECANICAS				
Resistencia funcional a tracción (a deformación 5%) (L)	Min.	kN/m	20	IRAM 78012
Módulo de rigidez funcional (a deformación 5%). (L)	Min.	kN/m	400	IRAM 78012
Deformación a rotura. (L)	Max	%	5	IRAM 78012
Resistencia nominal a tracción (a	Min.	kN/m	20	IRAM

rotura). (L)				78012
Carga rotura por fluencia a 120 años ≤ 30°C. (L)	Min.	kN/m	13	----
SUPERVIVENCIA				
Resistencia Química	Apto	2 ≤ pH suelo ≤ 13		
CARACTERÍSTICAS FÍSICAS				
Abertura de malla	mm x mm	20 X 30	medido	

u/B	0.2-0.5	1/3
h/B	0.2-0.5	1/3
d/B	1.3-1.7	1.5
L/B	4-6	5

4 APLICACIÓN DEL MODELO DE SHARMA, ET. AL. (2009)

Se realizó un análisis de la metodología de Sharma, et. Al. (2009) con el fin de estimar algunos de los parámetros mecánicos para el sistema suelo-geosintético formado con los materiales descritos.

Para el análisis se tomaron los valores de configuración geométrica sugeridos por Chen (2007) que se presentan en la Tabla 3. Se estimaron los rangos de variación de los diferentes parámetros desconocidos y se obtuvieron los valores de la capacidad de carga última para el suelo reforzado $q_{(R)}$ teniendo en cuenta los distintos tipos de falla y las condiciones geométricas de la fundación que considera el modelo.

Además se calcula la relación de capacidad de carga BCR con el fin de estimar el incremento en la capacidad de carga última con la inclusión de geosintéticos y que es definida por Lovisa, et. Al. (2010) como:

$$BCR_u = \frac{q_{ult(R)}}{q_{ult}} V = D/T \quad (58)$$

donde $q_{ult(R)}$ y q_{ult} son los valores de capacidad de carga última para suelo reforzado y no reforzado respectivamente.

En la tabla 4 y 5 podemos observar los parámetros adoptados para el suelo y la interface suelo-geosintético para cada uno de los grupos de arena en estudio y según los tipos de falla mostrados en las figuras 7-c y 7-d respectivamente, se estimaron unos rangos de variación de los parámetros y se aplicó el modelo en los valores extremos de este rango. Se consideraron 3 capas de geosintéticos separadas 27 cm y una fundación superficial rígida de 80 cm con empotramiento variable. Para la fundación corrida se tomó $L=5B$.

Tabla 3. Parámetros de diseño recomendados para las capas de refuerzo (Chen 2007).

Valores Típicos	Valores Recomendados
-----------------	----------------------

Tabla 4. Parámetros de diseño adoptados para el suelo y la interface suelo-geosintético en el modo de falla abajo del refuerzo (Figura 8-c).

Falla suelo abajo del refuerzo										
	Grupo Arena	Parametros del suelo				Parametros interface				
		γ (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ (°)	Es (MPa)	ϕ_t (°)	Ct (kPa)	J (kPa)	Ks	δ (°)
Fundación Corrida	General	20	0	35,2	30	35,2	0	400	3,0	17,6
		16	0	35,2	17	35,2	0	400	3,0	17,6
	Centro	20	0	34,2	30	34,2	0	400	2,8	17,1
		16	0	34,2	17	34,2	0	400	2,8	17,1
Fundación Cuadrada	General	20	0	35,2	30	35,2	0	400	3,0	17,6
		16	0	35,2	17	35,2	0	400	3,0	17,6
	Centro	20	0	34,2	30	34,2	0	400	2,8	17,1
		16	0	34,2	17	34,2	0	400	2,8	17,1

Tabla 5. Parámetros de diseño adoptados para el suelo y la interface suelo-geosintético en el modo de falla en la zona del refuerzo (Figura 8-d).

Falla en el refuerzo										
	Grupo Arena	Parametros del suelo				Parametros interface				
		γ (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ (°)	Es (MPa)	ϕ_t (°)	Ct (kPa)	J (kPa)		
Fundación Corrida	General	20	0	35,2	30	35,2	0	400		
		16	0	35,2	17	35,2	0	400		
	Centro	20	0	34,2	30	34,2	0	400		
		16	0	34,2	17	34,2	0	400		
Fundación Cuadrada	General	20	0	35,2	30	35,2	0	400		
		16	0	35,2	17	35,2	0	400		
	Centro	20	0	34,2	30	34,2	0	400		
		16	0	34,2	17	34,2	0	400		

4 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Se realizaron los cálculos para la condición menos favorable y más favorable según los parámetros de los materiales, se estimó un rango de variación para el módulo de elasticidad y el valor del peso unitario. De esta forma ha resultado posible incrementar la capacidad última de carga en porcentajes variables según los escenarios contemplados.

Tras la implementación de este modelo, se puede concluir que el parámetro de elasticidad del suelo tiene una gran influencia en el cálculo de la capacidad de carga última ya que este afecta el cálculo de la tensión en el refuerzo. En los resultados se puede observar que para zapatas corridas los valores de la capacidad última de carga son similares en los dos modos de falla y para los dos tipos de arena utilizados los cálculos.

5 CONCLUSIONES

La capacidad última de carga de suelos reforzados bajo fundaciones superficiales ha sido estudiada en el presente trabajo. Se llevó a cabo la implementación numérica del modelo de Sharma, et. Al. (2009) con parámetros propios de suelos y materiales de refuerzo de la ciudad de Córdoba Argentina. Del estudio realizado se puede concluir lo siguiente:

- ◆ Los parámetros mecánicos del suelo deben ser estimados de manera adecuada, se evidencio en la implementación del modelo que el módulo de elasticidad del suelo tiene gran influencia en el cálculo de la capacidad ultima de carga.
- ◆ La metodología de Sharma, et. Al. (2009) muestra que, aún utilizando los parámetros del suelo más desfavorables, es posible aumentar la capacidad ultima de carga en un porcentaje, lo que habla de la importancia de la inclusión de estos materiales para mejorar el comportamiento de una fundación superficial.
- ◆ Es necesario realizar un programa experimental para definir si la metodología es válida para las arenas de Córdoba tomadas en cuenta en este estudio.
- ◆ La metodología de Sharma, et. Al. (2009) presenta un método de diseño de cimentaciones superficiales sobre suelo reforzado muy completo y sencillo aunque no permite establecer la variación en el asentamiento.

5 AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al CONICET, Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas. A la SCyT, y al Dpto. de Ing. Civil, de la FRC, UTN. Al Ministerio de Ciencia y Tecnología de la Provincia de Córdoba (PID-GRF), y a la Agencia Nacional de Promoción Científica y Tecnológica, FONCYT (PICT).

6 REFERENCIAS

- Abu-Farsakh, M.; Chen, Q. and Sharma, R. (2013). "An experimental evaluation of the behaviour of footings on geosynthetic-reinforced sand". *Soils and Foundations, The Japanese Geotechnical Society*. 53(2), 335-348
- Adams, M.T. and Collin, J.G. (1997). "Large model pread footing load test on geosynthetic reinforced soil foundations". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 123 (1)*, 66–72.
- Aiassa, G.M.; Arrúa, P.A. and Eberhardt, M.G. (2013). "Caracterización morfológica y granulométrica de algunas arenas de la ciudad de Córdoba". *Revista de Geología Aplicada a la Ingeniería y al Ambiente*. 31, 125–128.
- Alawaji, H.A. (2001). "Settlement and bearing capacity of geogrid-reinforced sand over collapsible soil". *Geotextiles and Geomembranes*. 19, 75-88.
- Azzam, W.R. and Nasr A.M. (2014). "Bearing capacity of shell strip footing on reinforced sand". *Journal of Advanced Research*. 1-11.
- Baker, R. and Garber, M. (1977). "Variation approach to slope stability". In *Proceedings of Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2, 9-12.
- Basudhar, P.K.; Saha, S. and Deb, K. (2007). "Circular footings resting on geotextile-reinforced sand bed". *Geotextiles and Geomembranes*. 25, 377-384.
- Binquet, J., and Lee, K.L., (1975b). "Bearing capacity analysis on reinforced earth slabs". *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 101(GT12), 1257-1276.
- Chen, Q. (2007). *An experimental study on characteristics and behavior of reinforced soil foundation*. PhD dissertation, Louisiana State University, Baton Rouge, USA.
- Chen, X.; Zhang, J. and Li, Z. (2014). *Shear behaviour of a geogrid-reinforced coarse-grained soil based on large-scale triaxial tests*. *Geotextiles and Geomembranes*. 1-17.
- Das, B.M.; Maji, A. and Shin, E.C., (1998). "Foundation on geogrid-reinforced sand - effect of transient loading". *Geotextiles and Geomembranes*. 16, 151-160.
- DeMerchant, M.R.; Valsangkar A.J. and Schriver A.B. (2002). "Plate load tests on geogrid-reinforced expanded shale lightweight aggregate". *Geotextiles and Geomembranes*. 20, 173-190.
- Dixit, R.K. and Mandal J. N. (1993). "Bearing capacity of geosynthetic-reinforced soil using variational method". *Geotextiles and Geomembranes*. 12(6), 543-566.
- Dixit, M.S. and Patil D.K. (2014). "Effect of reinforcement on bearing capacity and settlement of sand". *Electronic Journal of Geotechnical Engineering (EJGE)*. 19, 1033-1046.
- Ezzein, F.M. and Bathurst R.J. (2014). "A new approach to evaluate soil-geosynthetic interaction using a novel pullout test apparatus and transparent granular soil". *Geotextiles and Geomembranes*. 42, 246-255.
- Huang, C.C. and Menq, F.Y. (1997). "Deep footing and wide-slap effects on reinforced sandy ground". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 123 (1)*, 30–36.
- Kotake, N.; Tatsuoka, F.; Tanaka, T.; Siddiquee, M.S.A. and Huang, C.C. (2001). "FEM Simulation of the bearing capacity of level reinforced sand ground

- subjected to footing load". *Geosynthetics International*. 8(6), 501-549.
- Latha, G.M. and Murthy, V.S. (2007). Effects of reinforcement form on the behaviour of geosynthetic reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*. 25, 23-32
- Latha, G.M. and Somwanshi, A. (2009). "Bearing capacity of square footings on geosynthetic reinforced sand". *Geotextiles and Geomembranes*. 27, 281-294.
- Liu, C.N.; Zornberg, J.G.; Chen, T.C.; Ho, Y.H. and Lin, B.H. (2009). "Behavior of geogrid-sand interface in direct shear mode". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*. 135(12), 1863-1871.
- Lopes, M.L. and Ladeira, M. (1996). "Influence of the confinement, soil density and displacement rate on soil-geogrid interaction". *Geotextiles and Geomembranes*. 14, 543-554.
- Lopes, M.L. and Silvano, R. (2010). "Soil/geotextile interface behavior in direct shear and pullout movements". *Geotech Geol. Eng.* 28, 791-804.
- Lovisa, J.; Shukla, S.K. and Sivakugan, N. (2010). "Behaviour of prestressed geotextile-reinforced sand bed supporting a loaded circular footing". *Geotextiles and Geomembranes*. 28, 23-32.
- Meyerhof, G. and Hanna, A. M. (1978). "Design charts for ultimate bearing capacity of foundations on sand overlying soft clay". *Canadian Geotechnical Journal*, 300-303.
- Michalowski, R.L. (2004). "Limit loads on reinforced foundation soils". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*. 130(4), 381-390.
- Moghaddas Tafreshi, S.N. and Dawson A.R. (2012). "A comparison of static and cyclic loading responses of foundations on geocell-reinforced sand". *Geotextiles and Geomembranes*. 32, 55-68.
- Patra, C.R.; Das, B.M. and Atalar, C. (2005). Bearing capacity of embedded strip foundation on geogrid-reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*. 23, 454-462.
- Phanikumar, B.R.; Prasad, R. and Singh, A. (2009). Compressive load response of geogrid-reinforced fine, medium and coarse sands. *Geotextiles and Geomembranes*. 27, 183-186.
- Santamarina, J.C. and Cho, G.C. (2004). "Soil behaviour: The role of particle shape". *Advances in Geotechnical Engineering: The Skempton conference*. Thomas Telford, London. 1, 604-617.
- Sayed, M.M.A., Ramaiah, B.J. and Rawal, A. (2014). "Interface shear characteristics of jute/polypropylene hybrid nonwoven geotextiles and sand using large size direct shear test". *Geotextiles and Geomembranes*. 42, 63-68.
- Sharma, R., Chen, Q., Abu-Farsakh, M., and Yoon, S. (2009). "Analytical modeling of geogrid reinforced soil foundation". *Geotextiles and Geomembranes*. 27, 63-72.
- Schlosser, F.; Jacobsen, H. M.; Jurna, I.(1983). "Soil reinforcement". In: 8th Europe Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1159-1180.
- Schmertmann, J.H.; Hartman, J.P. and Brown, P.R. (1978). "Improved strain influence factor diagrams". *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*. 104(8), 1131-1135.
- Shukla, S.K. and Chandra, S. (1995). "Modelling of geosynthetic-reinforced engineered granular fill on soft soil". *Geosynthetics International*. 2(3), 603-618.
- Uday, K.V., Padmakumar, G.P. and Singh, D.N., (2013). "Some studies on morphology of the coarse-grained soils". *Engineering Geology*. 152, 48-55.
- Wasti, Y. and bütün, M.D. (1997). Behaviour of model footings on sand reinforced with discrete inclusions. *Geotextiles and Geomembranes*. 14, 575-584.
- Wayne, M.H.; Han, J. and Akins, K. (1998). "The design of geosynthetic reinforced foundations". In: *Proceedings of ASCE's Annual Convention & Exposition*. ASCE Geotechnical Special Publication 76, 1-18.
- Yadu, L. and Tripathi, R.K. (2013). "Effect of the length of geogrid layers in the bearing capacity ratio of geogrid reinforced granular fill-soft subgrade soil system". *Procedia - Social and Behavioral Sciences*. 104, 225-234.
- Yamamoto, K. and Kusuda, K. (2001). "Failure mechanisms and bearing capacities of reinforced foundations". *Geotextiles and Geomembranes*. 19, 127-162.

CORIPA: www.coripa.com.ar/productos/4-geogrillas