

ARTÍCULOS

Geomallas, una opción para el reforzamiento de suelos blandos bajo estructuras de hormigón armado

Geogrids, an option for the reinforcement of soft soils under reinforced concrete structures

Giler-Sánchez, Michael Sam; Macías-García, Jean Alejandro; Manouris, Evangelos; Espín-León, Marguith Yanira



Michael Sam Giler-Sánchez



mgiler2799@utm.edu.ec
Universidad Técnica de Manabí.
Portoviejo, Ecuador.

Jean Alejandro Macías-García



jmacias2389@utm.edu.ec
Universidad Técnica de Manabí.
Portoviejo, Ecuador.

Evangelos Manouris



evangelos.manouris@utm.edu.ec
Universidad Técnica de Manabí.
Portoviejo, Ecuador.

Marguith Yanira Espín-León



marguith.espin@utm.edu.ec
Universidad Técnica de Manabí.
Portoviejo, Ecuador.

FIGEMPA: Investigación y Desarrollo

Universidad Central del Ecuador, Ecuador

ISSN-e: 2602-8484

Periodicidad: Semestral

vol. 17, núm. 1, 2024

revista.figempa@uce.edu.ec

Recepción: 11 diciembre 2023

Aprobación: 26 enero 2024

DOI: <https://doi.org/10.29166/revfig.v17i1.5920>

RESUMEN

Los profesionales en construcción están a la vanguardia para reforzar el suelo con el uso y aplicación de métodos y materiales que ayuden a aumentar su capacidad portante, ya que, una de las causas principales de colapsos y asentamientos de edificaciones es el suelo blando. Para este estudio, se diseñó una edificación de cinco pisos de hormigón armado mediante un software estructural y se realizó un análisis de interacción suelo-estructura. Se calcularon los asentamientos inmediatos y diferenciales con la aplicación de las cargas provenientes de la estructura. Consideramos cuatro modelos de análisis de reforzamiento: 1) sin mejoramiento; 2) con sustitución del suelo; 3) con geomallas; y 4) con geomallas y reducción del ancho de zapata. El cálculo de la capacidad portante se estimó mediante datos de estudios de suelos y parámetros de materiales provenientes de canteras aledañas a la zona de estudio en Portoviejo, Ecuador. Se aplicó una adaptación a las fórmulas de Meyerhof y Hanna para la alternativa de sustitución del suelo, en cambio, para las geomallas se usó y aplicó las fórmulas de Huang & Meng. Lo que se pretende con este análisis es obtener un valor alto de capacidad portante del suelo que conlleve ahorro de material de cimentación y a la vez alcanzar números bajos en los asentamientos que se deduzcan a la seguridad de la estructura. Los resultados del reforzamiento con relación al suelo natural revelaron un incremento considerable para las alternativas de geomallas en comparación con la sustitución del suelo, y una reducción en los asentamientos. Los porcentajes obtenidos luego del análisis y de los cálculos demuestran los beneficios del uso de geomallas bajo este tipo de estructuras.

Palabras claves: geomalla; cimientos; capacidad portante; asentamiento; reforzamiento.

Agradecimiento

Se agradece al Ing. José Martín Véliz Rivadeneira por su colaboración con los estudios de suelos realizados en la zona de estudio, a la empresa MEGAROK S.A. por su colaboración con los parámetros de las propiedades y costos de los materiales y agregados utilizados y a la empresa Industrias Geoambientales Montecristi S.A. por su colaboración con los parámetros de las propiedades y costos de geosintéticos (geomallas) utilizados.

Autor de correspondencia:

marguith.espin@utm.edu.ec



Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons Atribución 4.0 Internacional (CC BY 4.0)

Cómo citar: Giler-Sánchez, M. S., Macías-García, J. A., Manouris, E., & Espín-León, M. Y. (2024). Geomallas, una opción para el reforzamiento de suelos blandos bajo estructuras de hormigón armado. *FIGEMPA: Investigación y Desarrollo*, 17(1), 87-101. <https://doi.org/10.29166/revfig.v17i1.5920>

ABSTRACT

Construction professionals are at the forefront in reinforcing the soil with the use and application of methods and materials that help increase its bearing capacity, since one of the main causes of building collapse and settlement is soft soil. For this study, a five-story reinforced concrete building was designed using structural software and a soil-structure interaction analysis was performed. Immediate and differential settlements were calculated with the application of loads from the structure. Four reinforcement analysis models were considered: 1) without improvement; 2) with soil replacement; 3) with geogrids; and 4) with geogrids and footing width reduction. The bearing capacity was estimated using data from soil studies and material parameters from quarries near the study area in Portoviejo, Ecuador. An adaptation to the formulas of Meyerhof & Hanna was applied for the soil substitution alternative, while the formulas of Huang & Meng were used and applied for the geogrids. The aim of this analysis is to obtain a high bearing capacity value of the soil that leads to savings in foundation material and at the same time to achieve low numbers of settlements that are deduced to the safety of the structure. The results of the reinforcement in relation to the natural soil revealed a considerable increase for the geogrid alternatives compared to soil substitution, and a reduction in settlements. The percentages obtained after analysis and calculations demonstrate the benefits of using geogrids under this type of structure.

Keywords: geogrid; foundations; bearing capacity; settlement; reinforcement.

INTRODUCCIÓN

Según IEE & MAGAP (2012), Portoviejo es un cantón con una geomorfología variable, situado en la parte central de la región costera de Manabí, Ecuador. Esta zona destaca por la desaparición de la cordillera costera representada por algunos cerros que bajan hasta una llanura central y las formaciones de suelos finos presentes en varios sectores por debajo de las colinas. En la parte central del territorio se encuentra la parte más baja caracterizada por el cruce del río Portoviejo en dirección de Sur-Suroeste hacia el Norte-Noroeste y sus cauces provocan un alto grado de amenaza por inundaciones (IEE & MAGAP, 2012).

Estudios de zonificación sísmica realizados en la ciudad de Portoviejo por la Escuela Politécnica Nacional (2017) reflejan que las zonas urbanas de la ciudad están consideradas como suelos blandos con un alto potencial de licuefacción, clasificados según la NEC-SE-DS como suelos Tipo D, E y F. Los suelos blandos se caracterizan por tener problemas geotécnicos como una resistencia a la compresión de baja a muy baja y asentamientos en cimentaciones (González de Vallejo, 2002).

Las geomallas son materiales geosintéticos formados por nervios paralelos y perpendiculares conectados entre sí con aberturas que permiten el paso del suelo (Koerner, 2005). Son resistentes a procesos de degradación del suelo, debido a ser un material química y biológicamente inerte, además, para asegurar su calidad deben resistir rasgaduras, desgaste y punzonamiento (MTO, 2013). La función principal de las geomallas es el refuerzo, al ser rígidas y tener aberturas de las geomallas lo bastante amplias, permiten una interconexión con el suelo o la roca adyacente, para reforzar o segregarse ambos materiales (Das, 2011). Su uso crea una interacción geomalla-suelo que aumenta la resistencia al recibir, transmitir y repartir las cargas hacia el suelo de uniformemente, logrando un mejoramiento (Latha y Somwanshi, 2009). Las geomallas han tenido una mayor aplicación en proyectos viales, debido a sus impactos financieros positivos, reducción de espesores de movimiento de tierras y el aumento de la vida útil de los pavimentos (Sarmiento, 2017). Por estas razones, en este estudio se abordó su utilización para el reforzamiento del suelo bajo cargas producidas por un edificio de hormigón armado, diseñado con cimentaciones superficiales de zapatas corridas. Se llevó a cabo un análisis detallado que incluye el cálculo, la evaluación, y posteriormente, la comparación entre las alternativas de sustitución del suelo y el uso con geomallas.

El método de interacción suelo-estructura es una modelación matemática que distribuye resortes utilizando el módulo de balasto o módulo de elasticidad por debajo de las zapatas como si fueran retículas con apoyos elásticos para simular ser el suelo (Bernal, 2005). Con base en este método se calcularon las cargas verticales y cuantifican los asentamientos inmediatos y diferenciales producidas por el edificio.

MATERIALES Y MÉTODOS

Zona de estudio

La zona de estudio escogida se encuentra georreferenciada en latitud $1^{\circ} 1' 43.33''$ S y longitud $80^{\circ} 28' 54.57''$ W, con una altitud de 31 ms.n.m. y se localiza en el sector El Negrital perteneciente a la parroquia 18 de Octubre en Portoviejo, Ecuador (Ver figura 1), donde se realizaron los estudios de mecánica de suelos.

Se optó por esta área de estudio, ya que cumple con características similares a las áreas urbanas céntricas de la ciudad de Portoviejo como son suelos plásticos arcillosos o limosos con un nivel freático muy cerca de la superficie y una consistencia blanda (Alvarado, 2018).

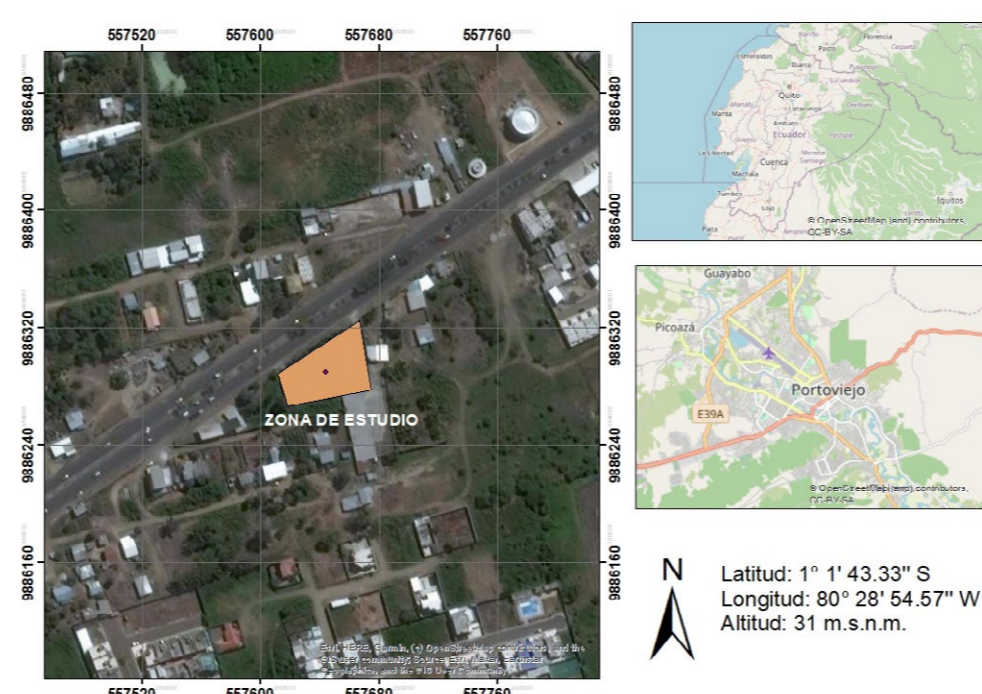


FIGURA 1
Zona de estudio

Estudios de suelos

Se realizaron tres sondeos SPT (Standard Penetration Test) a una profundidad de seis metros para determinar el perfil estratigráfico del suelo con la clasificación del suelo, nivel freático y golpes SPT (Ver figura 2).



FIGURA 2
Perfil estratigráfico del suelo

Con los resultados del ensayo SPT, se observa que el suelo es de tipo limoso con un nivel freático a 2 metros de profundidad y que no se superó los 11 golpes. Los suelos blandos que posean una humedad mayor al 40% y sus golpes SPT varía de 2 a 10 golpes SPT, se caracterizan por presentar baja resistencia al corte, alta deformabilidad y peligro de colapso (González de Vallejo, 2002). En la zona de estudio se realizó un ensayo Triaxial UU (No drenado - No consolidado) a una muestra del suelo y con los resultados se definieron los parámetros mecánicos como peso específico, cohesión y ángulo de fricción en condiciones no drenadas.

Según DGAVS (2019), en limos y arcillas saturadas, la resistencia al corte podrá manifestarse en términos de esfuerzos totales, la cual será representado con un ángulo de fricción efectivo ($\theta' = 0^\circ$) y una cohesión efectiva igual a la cohesión no drenada ($c' = C_u$). Por este motivo, los cálculos que ocupen los parámetros del suelo limoso saturado, utilizarán los datos de los parámetros resultados del ensayo triaxial UU, con excepción del ángulo de fricción que se lo estimará igual a 0° (Ver tabla 1).

TABLA 1
Parámetros del suelo limoso saturado

Peso específico (γ)	15,49 kN/m ³
Cohesión efectiva (c')	29,42 kPa
Ángulo de fricción efectivo (θ')	0°

Diseño de la estructura

Se diseñó una estructura de hormigón armado de tipo residencial de cinco plantas, con dimensiones de 8,40 metros de ancho y 11,50 metros de largo, constituida por vigas, columnas, losas macizas y una cimentación de 7 zapatas corridas con un desplante (D_f) de 0,80 metros y un ancho de zapata (B) de 1,20 metros. Los primeros cuatro niveles son departamentos unifamiliares y el último piso destinado a una zona de lavandería y eventos o reuniones. Los elementos estructurales, cargas muertas y cargas vivas de la estructura fueron prediseñados según la Normativa Ecuatoriana de la Construcción vigente (MIDUVI, 2014a, 2014b) y modelados en el software estructural ETABS 20 (Ver figura 3).

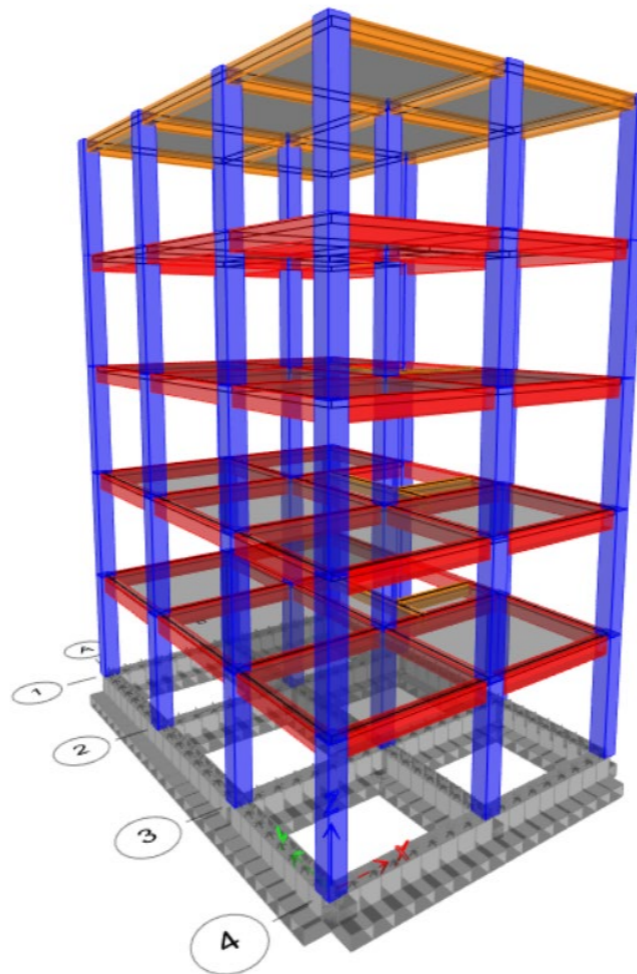


FIGURA 3
Vista 3D de la edificación de estudio

Sustitución del suelo

Con el propósito de contrarrestar los efectos del nivel freático y la humedad del suelo, se colocó un estrato de 50 cm de material granular (diámetro > 100 mm) conocido como Piedra Bola que servirá para prevenir el posible hinchamiento del limo saturado y logrará una base sólida de apoyo para los cimientos. Sobre el estrato de Piedra Bola, se dispondrá un segundo estrato de 50 cm de material grava-arena conocido como Sub-Base clase III, este material cumplirá una doble función que actuará como sellador para la Piedra Bola, y al mismo tiempo como un filtrante para el agua de las precipitaciones, por lo que se agregará el mismo material por encima de la zapata (D_f).

La Sub-Base clase III, está conformada por áridos gruesos que se obtienen mediante el tamizado de gravas o rocas que son mezcladas con material triturado o con arena, con 30% al 70% del material pasante por el tamiz N° 4 y no mayor al 20% pasante por tamiz N° 200 (MTO, 2013). Los dos estratos de mejoramiento tienen sobrecancho de 50 cm, en la figura 4 se muestra un esquema gráfico de corte y en planta con la alternativa de mejoramiento con sustitución del suelo.

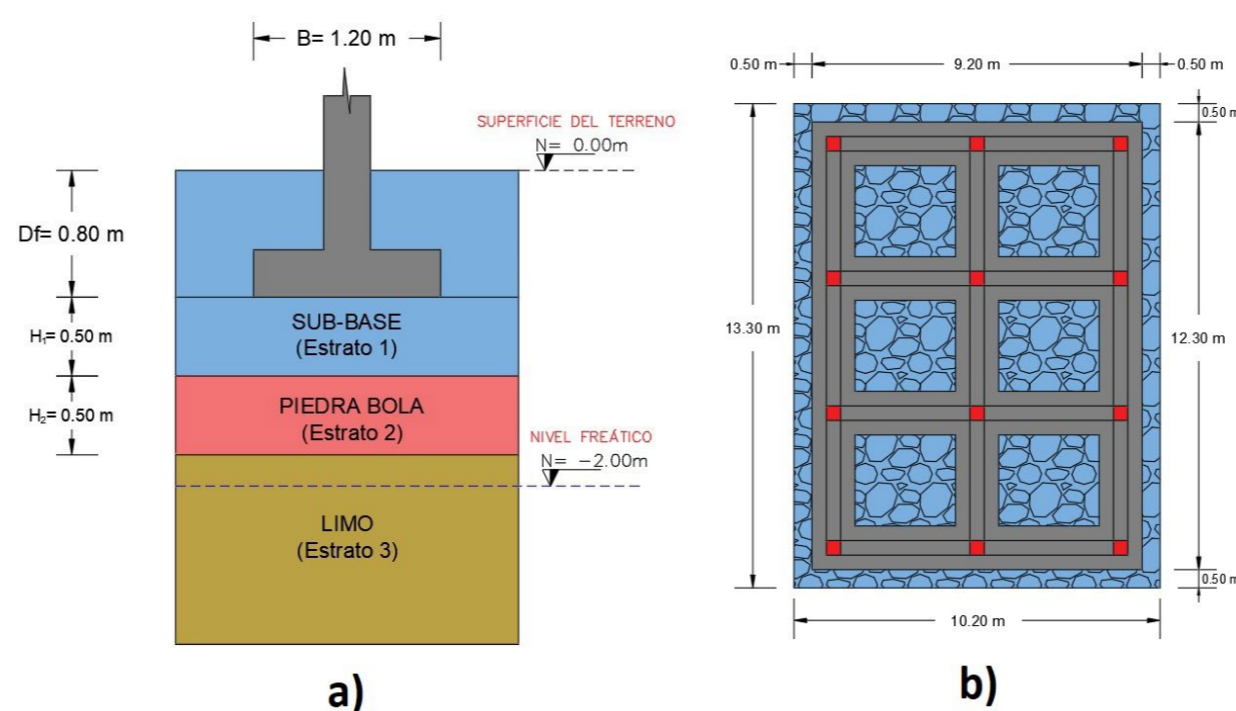


FIGURA 3
a) Esquema de corte y b) Esquema en planta con alternativa de sustitución del suelo

A continuación, en la tabla 2 se presentan las propiedades correspondientes al material granular y arena-grava utilizados en la sustitución del suelo para cada estrato.

TABLA 2
Propiedades de los materiales para la sustitución del suelo

Propiedades	Piedra Bola	Sub-Base
Peso específico (γ)	13,83 kN/m ³	18,64 kN/m ³
Cohesión efectiva (c')	0 kPa	0 kPa
Ángulo de fricción efectivo (ϕ')	40°	40°

Teoría de Meyerhof & Hanna y su adaptación a la pragmática del estudio

Con las fórmulas de la teoría de Meyerhof & Hanna (1978) citados en Das (2014), se calculó la capacidad portante por debajo de las zapatas mediante la alternativa de sustitución del suelo. Se procedió a adaptarlas para los tres diferentes estratos. Las nomenclaturas de las propiedades de los estratos se muestran en la tabla 3.

TABLA 3
Nomenclaturas de los estratos de sustitución del suelo

Propiedades del suelo			
Estrato	Peso específico	Ángulo de fricción	Cohesión
Sub-Base	$\gamma_{(1)}$	$\phi'_{(1)}$	$c'_{(1)}$
Piedra Bola	$\gamma_{(2)}$	$\phi'_{(2)}$	$c'_{(2)}$
Limo	$\gamma_{(3)}$	$\phi'_{(3)}$	$c'_{(3)}$

El procedimiento de cálculo de la capacidad portante con la alternativa de sustitución del suelo se lo dividió en dos ciclos:

- 1) Estrato fuerte (Piedra Bola) sobre estrato débil (Limo)
- 2) Estrato fuerte (Sub-Base) sobre estrato débil (Piedra Bola)

Las fórmulas de adaptación de la teoría de Meyerhof & Hanna (1978) serán válidas si se tienen tres estratos continuos por debajo de la zapata, donde el estrato superior será más fuerte que el estrato inferior. Además, el estrato 1 debe continuar desde debajo de la zapata hasta la superficie (D_f).

Ciclo 1: Estrato fuerte (Piedra Bola) sobre estrato débil (Limo)

La adaptación de la ecuación de capacidad de carga del estrato débil (Limo), consistió en añadir la influencia del espesor y propiedades del estrato 1 en el componente de confinamiento de la ecuación 1.

$$q_{b1} = c'_{(3)} N_{c(3)} F_{cs(3)} + (\gamma_{(1)}(D_f + H_1) + \gamma_{(2)}(H_2)) N_{q(3)} F_{qs(3)} + 1/2 \gamma_{(3)} B N_{\gamma(3)} F_{\gamma s(3)}$$

Ec. (1)

Donde:

q_{b1} = Capacidad de carga del estrato débil (Limo)

$N_{c(3)}, N_{q(3)}, N_{\gamma(3)}$ = Factores de capacidad de carga del estrato 3 (Limo)

$F_{cs(3)}, F_{qs(3)}, F_{\gamma(3)}$ = Factores de forma para el estrato 3 (Limo)

D_f = Desplante de la zapata

H_1 = Espesor del estrato 1 (Sub-Base) por debajo de la zapata

H_2 = Espesor del estrato 2 (Piedra Bola)

B = Ancho de la zapata

Igualmente, se adaptó de la capacidad de carga del estrato fuerte (Piedra Bola) al agregar la influencia del espesor y propiedades del estrato 1 en el componente de confinamiento de la ecuación 2.

$$q_{t1} = c'_{(2)} N_{c(2)} F_{cs(2)} + (\gamma_{(1)} (D_f + H_1)) N_{q(2)} F_{qs(2)} + 1/2 \gamma_{(2)} B N_{\gamma(2)} F_{\gamma(2)} \quad \text{Ec. (2)}$$

Donde:

q_{t1} = Capacidad de carga del estrato fuerte (Piedra bola)

$N_{c(2)}, N_{q(2)}, N_{\gamma(2)}$ = Factores de capacidad de carga del estrato 2 (Piedra bola)

$F_{cs(2)}, F_{qs(2)}, F_{\gamma(2)}$ = Factores de forma del estrato 2 (Piedra bola)

La adaptación de la capacidad de carga última del Ciclo 1, se basó en agregar la influencia del espesor del estrato 1 y se define como (Ver ecuación 3):

$$q_{u1} = q_{b1} + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{2c'_{\alpha} H_2}{B}\right) + \gamma_{(2)} (H_2)^2 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(1 + \frac{2(D_f + H_1)}{H_2}\right) \left(\frac{K_s \tan \phi'_{(2)}}{B}\right) - \gamma_{(2)} H_2 \leq q_{t1} \quad \text{Ec. (3)}$$

Donde:

q_{u1} = Capacidad de carga última del Ciclo 1

L = Largo de la zapata

c'_{α} = Fuerza adhesiva del suelo representada por la cohesión del estrato 2 (Piedra Bola)

K_s = Coeficiente de corte por punzonamiento

La relación del ancho de la cimentación sobre el largo de la cimentación tiende a cero al tratarse de una zapata continua, por tal motivo en los cálculos se considerará $B/L=0$

Ciclo 2: Estrato fuerte (Sub-Base) sobre estrato débil (Piedra Bola)

Para tener una continuidad de capacidad de carga en el cálculo de los tres estratos, el estrato débil del Ciclo 2 (q_{b2}) será igual a la capacidad de carga última del Ciclo 1 (q_{u1}), representado como (Ver ecuación 4):

$$q_{b2} = q_{u1} \quad \text{Ec. (4)}$$

La capacidad de carga del estrato fuerte para el Ciclo 2 (Sub-Base), se determina con la ecuación original de Meyerhof & Hanna (Ver ecuación 5):

$$q_{t2} = c'_{(1)} N_{c(1)} F_{cs(1)} + \gamma_{(1)} D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \frac{1}{2} \gamma_{(1)} B N_{\gamma(1)} F_{ys(1)}$$

Ec. (5)

Donde:

q_{t2} = Capacidad de carga del estrato fuerte (Sub-Base)

$N_{c(1)}, N_{q(1)}, N_{\gamma(1)}$ = Factores de capacidad de carga del estrato 1 (Sub-Base)

$F_{cs(1)}, F_{qs(1)}, F_{ys(1)}$ = Factores de forma del estrato 1 (Sub-Base)

La ecuación para capacidad de carga última del Ciclo 2 es la que actuará por debajo de la zapata, y es definida con la ecuación de Meyerhof & Hanna (Ver ecuación 6).

$$q_{u2} = q_{b2} + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{2c'_a H_1}{B}\right) + \gamma_{(1)} (H_1)^2 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(1 + \frac{2D_f}{H_1}\right) \left(\frac{K_s \tan \phi'_{(1)}}{B}\right) - \gamma_{(1)} H_1 \leq q_{t2}$$

Ec. (6)

Donde:

q_{u2} = Capacidad de carga última del Ciclo 2

L = Largo de la zapata

c'_a = Fuerza adhesiva del suelo representada por la cohesión del estrato 1 (Sub-Base)

K_s = Coeficiente de corte por punzonamiento

$\phi'_{(1)}$ = Ángulo de fricción del estrato 1 (Sub-Base)

Geomallas

Se consideraron dos capas de geomallas biaxiales cuadradas separadas en estratos de 30 cm de espesor. Debido al ancho comercial de los rollos de geomallas que es de 3,90 metros, se necesitaron tres filas de geomallas con un traslape de 60 cm y un sobreaancho de 65 cm.

El material de confinamiento es de tipo arenoso que continúa por encima de la zapata hasta la superficie (D_f) para lograr un buen drenaje del agua en épocas de precipitaciones fuertes. En la figura 5 se muestra un esquema gráfico de corte y planta con la alternativa de mejoramiento con geomallas.

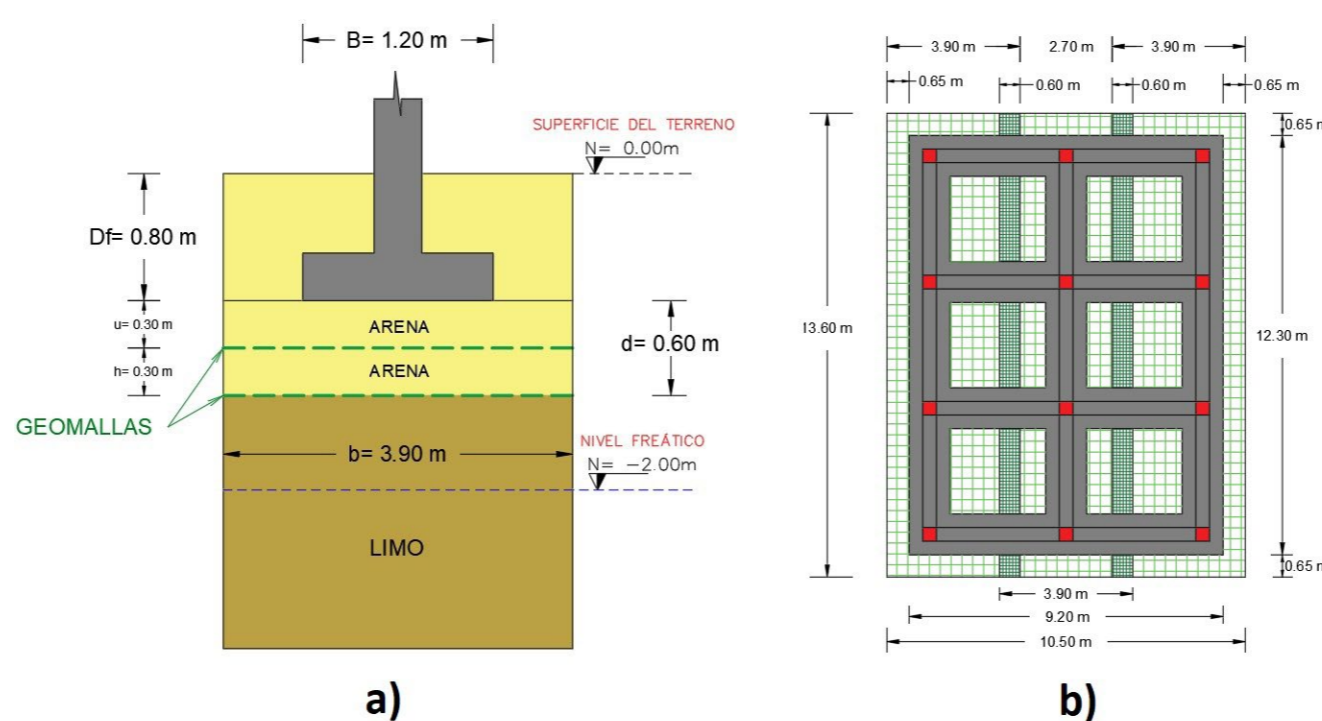


FIGURA 5

a) Esquema de corte y b) Esquema en planta con alternativa de geomallas

Se consideran los parámetros de la geomalla: ancho de costilla (w) igual a 3mm; espacio entre costillas (W) igual a 40mm. Con respecto a las propiedades correspondientes al material granular de confinamiento (arena) tenemos peso específico (γ) igual a 15,21 kN/m³ y un ángulo de fricción efectivo (ϕ') igual a 33°.

Teoría de Huang & Meng

Para el cálculo con geomallas se propone utilizar la teoría de Huang & Meng (1997) citados en Das (2009), ya que las fórmulas son válidas para cálculos con suelos arenosos y cimentaciones de zapatas corridas. La capacidad portante última del suelo reforzado con geomallas (q_u), se representa como (ver ecuación 7):

$$q_u = \left[0.5 - 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \right] (B + 2d \cdot \tan \beta) \gamma N_\gamma + \gamma (D_f + d) N_q$$

Ec. (7)

Donde:

γ = Peso específico de la arena

B = Ancho de la zapata

L = Largo de la zapata

d = Profundidad total de reforzamiento

β = Ángulo de amplitud de la carga sobre el suelo

N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga de la arena

D_f = Desplante de la zapata

CR = Relación de cobertura

Para los factores de capacidad de carga (N_q, N_γ) se utilizarán las mismas ecuaciones para el cálculo de la capacidad portante del suelo con la alternativa de sustitución del suelo. La ecuación de la capacidad portante del suelo mediante geomallas solo tendrá validez y será aplicable siempre que se cumplan con los rangos de las siguientes condiciones:

$$\begin{array}{ll} 0 \leq \tan \beta \leq 1 & 1 \leq N \leq 5 \\ 1 \leq \left(\frac{b}{B} \right) \leq 10 & 0,02 \leq CR \leq 1 \\ 0,25 \leq \left(\frac{h}{B} \right) \leq 0,5 & 0,3 \leq \left(\frac{d}{B} \right) \leq 2,5 \end{array}$$

Factor de seguridad

Según la NEC-SE-GC, si se utilizan únicamente las cargas muertas y vivas para el análisis y diseño de capacidad de carga en cimentaciones superficiales, se debe aplicar un factor de seguridad mínimo de 3, por este motivo, se consideró un factor de seguridad ($FS=3$) para hallar la capacidad admisible del suelo.

Interacción suelo-estructura

Con la aplicación del método de interacción suelo-estructura se calcularon en ETABS 20 los asentamientos instantáneos y diferenciales en la cimentación del edificio de estudio mediante la modelación de resortes lineales con el módulo de balasto del suelo para determinar sus desplazamientos verticales con la combinación de cargas de servicio Carga Muerta + Carga Viva ($D+L$).

El módulo de balasto del suelo, son valores de relación entre el esfuerzo aplicado y el asentamiento dado, permiten una interacción suelo-estructura. El módulo de balasto para cada alternativa de mejoramiento se lo estimó mediante la correlación entre la capacidad admisible del suelo y el módulo de balasto del suelo determinada por Morrison (1993). Para el valor del módulo de balasto para cimentaciones corridas (K_{SB}), se debe realizar una conversión con respecto al ancho de la cimentación (DGC, 2009). La ecuación se representa como (Ver ecuación 8):

$$K_{SB} = K_s \cdot B$$

Ec. (8)

Donde:

K_s = Módulo de balasto del suelo

B = Ancho de la zapata

Asentamientos

Cuando se aplica una carga sobre un terreno, una parte de los asentamientos se produce de forma inmediata, de ahí el nombre "asentamiento inmediato", y en las cimentaciones superficiales es un factor importante que define frecuentemente la carga admisible del suelo (Jiménez, de Justo y Serrano, 1981). Los asentamientos diferenciales son los desplazamientos por debajo de la línea de inclinación de la cimentación, estos asentamientos pueden provocar cualquier daño en la edificación, por lo que deben ser controlados por el diseñador para ser aceptables en la estructura (Bowles, 1997).

Por estos motivos, los asentamientos inmediatos y diferenciales de la estructura de estudio fueron determinados utilizando el software ETABS 20, que incorpora un método de análisis de interacción suelo-estructura. Con el propósito de obtener resultados más precisos de la distribución de cargas hacia el suelo y los desplazamientos verticales de la estructura, se discretiza las zapatas corridas cada 50 cm para un mejor análisis.

Presentación de los modelos de análisis de reforzamiento

MODELO 1. Con el suelo natural, sin mejoramiento con una zapata corrida de ancho B=1,20 m.

MODELO 2. Con sustitución de suelo, con dos capas de estratos de suelo: Piedra Bola con espesor de 50 cm y Sub-Base de 50 cm, con una zapata corrida con ancho de 1,20 m.

MODELO 3. Dos capas de geomallas con material granular de arena de confinamiento, con una zapata corrida de B=1,20 m.

MODELO 4. Dos capas de geomallas con material granular de arena de confinamiento, con una zapata corrida de B=0,80 m.

Todas las comparaciones de los resultados entre los modelos de mejoramiento de suelos, se realizaron con respecto al MODELO 1 como base.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Resultados y comparaciones de los resultados

La figura 6 muestra la comparación de los resultados de las capacidades portantes admisibles entre los cuatro modelos de trabajo.

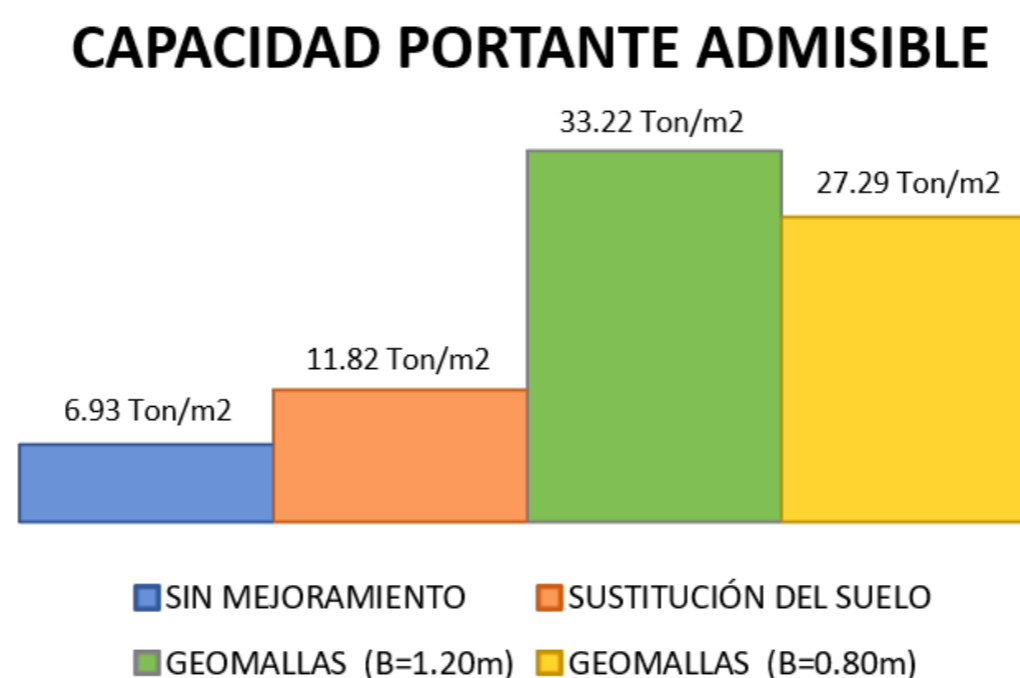


FIGURA 6

Capacidades portantes admisibles en Ton/m² para todos los modelos.

Se observa que los modelos con refuerzos de geomallas obtienen las capacidades portantes más altas, destacando el MODELO 4 que, aun reduciendo el ancho de zapata (B), la capacidad portante del suelo sigue siendo mayor en comparación a la alternativa de sustitución del suelo.

En las figuras 7, 8, 9 y 10 se representan los valores de los asentamientos inmediatos en los nodos de columnas para cada modelo de análisis.

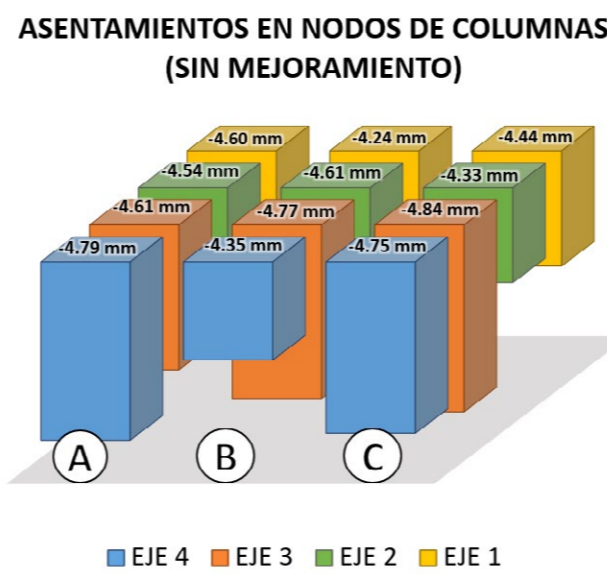


FIGURA 7

Asentamientos en mm en los nodos de columnas para el MODELO 1
Suelo sin mejoramiento con B=1,20 m

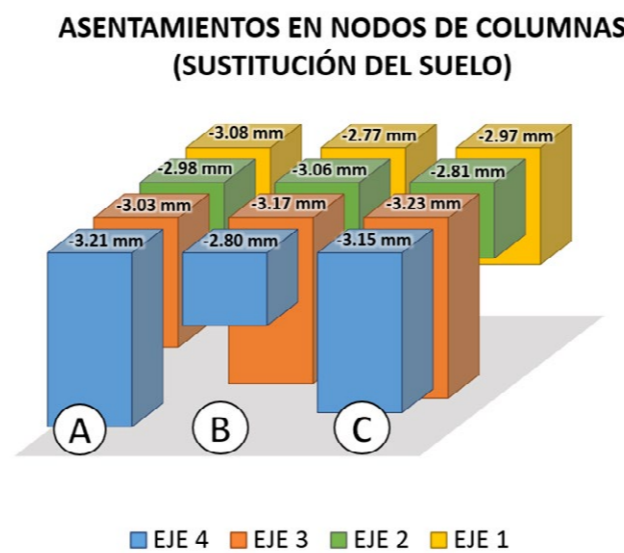


FIGURA 8

Asentamientos en mm en los nodos de columnas para el MODELO 2
Sustitución del suelo con B=1,20 m

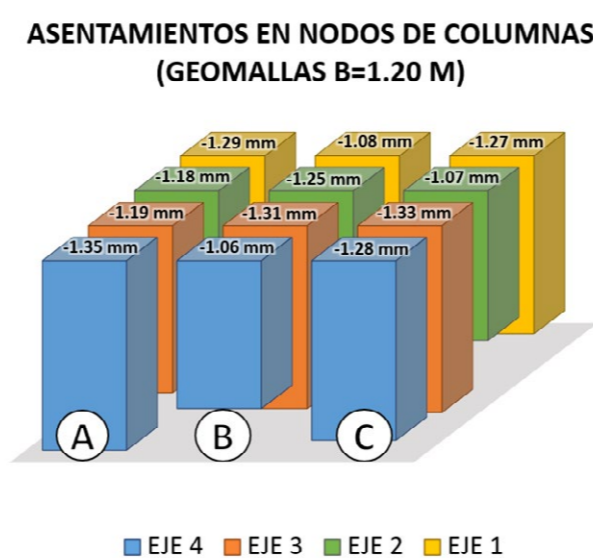


FIGURA 9

Asentamientos en mm en los nodos de columnas para el MODELO 3
Geomallas con B=1,20 m

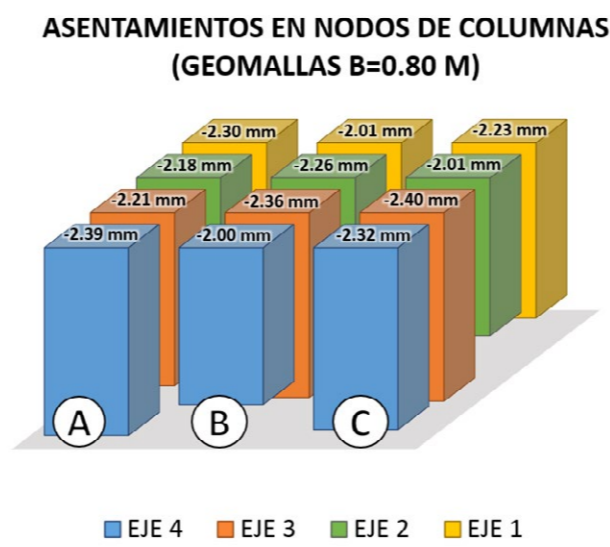


FIGURA 10
Asentamientos en mm en los nodos de columnas para el MODELO 4
Geomallas con B=0,80 m

Los asentamientos en los nodos en las columnas están directamente relacionados con la capacidad portante del suelo; esto implica que, a medida que la capacidad portante del suelo aumenta, los asentamientos en la cimentación de la edificación disminuyen. Las alternativas de refuerzos con geomallas posibilitan una mayor disminución en los asentamientos inmediatos por causa de la capacidad de rigidez y confinamiento que ofrecen las geomallas al material granular.

La figura 11 presenta la comparación de los asentamientos inmediatos máximos obtenidos en los nodos de las columnas para todos los modelos análisis calculados.

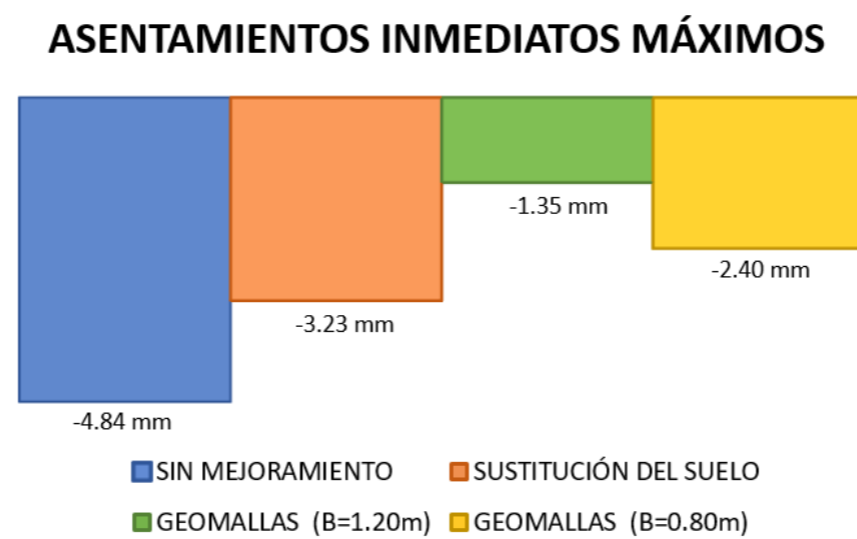


FIGURA 11
Asentamientos inmediatos máximos en mm para todos los modelos

La figura 12 representa la comparación de los asentamientos diferenciales máximos entre nodos de columnas para todos los modelos análisis calculados.

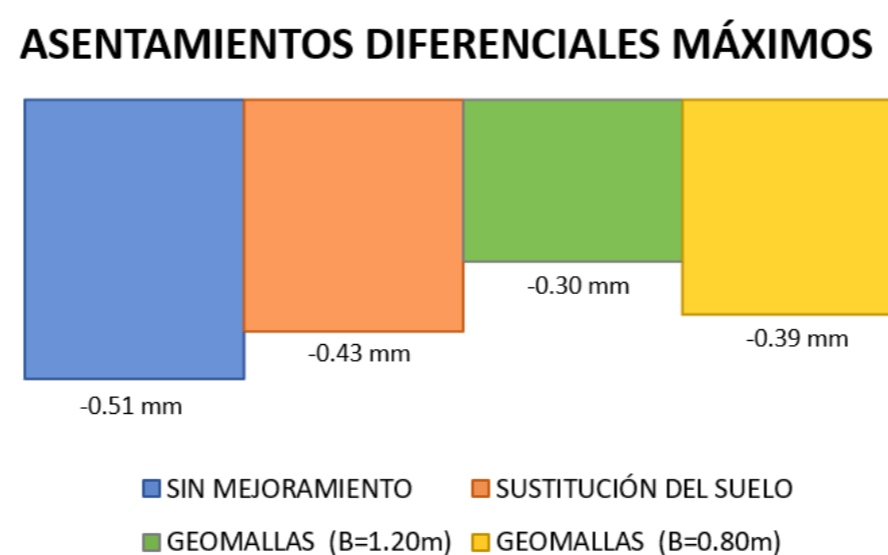


FIGURA 12
Asentamientos diferenciales máximos en mm para todos los modelos

Los porcentajes del mejoramiento en la capacidad portante admisible del suelo, asentamientos inmediatos máximos y asentamientos diferenciales máximos aplicando las alternativas propuestas con respecto al modelo base del suelo sin reforzar se presentan en la tabla 4.

TABLA 4
Porcentajes de mejoramiento del suelo para las alternativas de reforzamiento

Parámetro	Sustitución del suelo (B=1,20 m)	Con geomallas (B=1,20 m)	Con geomallas (B=0,80 m)
Capacidad portante admisible	70,62 %	379,43 %	293,87 %
Asentamiento inmediato máximo	49,77 %	257,65 %	101,54 %
Asentamiento diferencial máximo	20,47 %	72,39 %	29,95 %

La capacidad portante admisible para la alternativa de refuerzos con geomallas y una zapata de ancho B=1,20 m (MODELO 3) es la más alta con un 379,43 % y posibilita un mejoramiento del 257,65% en desplazamientos verticales para la superestructura en comparación al suelo sin mejoramiento. La alternativa de refuerzos con geomallas con un B=0,80 m (MODELO 4) obtiene resultados superiores a la alternativa de sustitución del suelo con un B=1,20 m (MODELO 2).

CONCLUSIONES

Los resultados de la investigación reflejan el porcentaje de mejora para las alternativas de reforzamiento del suelo propuestas (MODELO 2, MODELO 3 y MODELO 4) con relación al suelo natural (MODELO 1); y evidencian que el uso de geomallas como un material de refuerzo para suelos bajo cimentaciones superficiales conlleva un notable mejoramiento en la capacidad portante del suelo para la distribución de cargas y desplazamientos verticales (asentamientos) en estructuras de hormigón armado. Estos resultados respaldan la viabilidad de la implementación de geomallas como opción efectiva para el diseño de cimentaciones.

La utilización de geomallas en lugar de la sustitución del suelo, permite reducir las dimensiones del ancho de la zapata y el espesor de reforzamiento, al mismo tiempo que proporciona altos valores de capacidad portante y minimiza los asentamientos inmediatos y diferenciales, estos últimos se destacan como los resultados más relevantes, debido a que dichos asentamientos producen fuerzas internas que pueden afectar gravemente a los elementos estructurales.

RECOMENDACIONES

Considerar utilizar geomallas con un material arena-grava como Base o Sub-Base, ya que al existir un material granular de mayor diámetro permite mejorar el confinamiento lateral de las partículas del suelo a través de la fricción y la interconexión del agregado con la geomalla.

Profundizar en la investigación de longitudes de traslapes y sobrecargas de las geomallas y su influencia para el reforzamiento del suelo debajo de cimentaciones superficiales de hormigón armado, debido a que la información disponible en empresas distribuidoras de estos productos lleva un alcance de estudios mayoritariamente en vías, carreteras, muros de contención y taludes.

Emplear el método de interacción suelo-estructura, especialmente en presencia de suelos blandos, puesto que se considera que este método proporciona resultados más cercanos a la realidad, sobre la influencia del suelo ante cargas de la estructura.

REFERENCIAS

- Alvarado, K. (2018) *Mapa de Microzonificación Geotécnica y Modelo Geológico-Geotécnico 3D de la Ciudad de Portoviejo* (Tesis de pregrado) Escuela Politécnica Nacional, Ecuador. <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/19473>
- Bernal, J. (2005) *Hormigón Armado, Zapatas*. 1ª Ed. ISBN13 9789875840171. Argentina: Nobuko.
- Bowles, J. (1997) *Foundation Analysis and Design*. Fifth Edition, Singapore: McGraw-Hill Science, Engineering. ISBN 0-07-912247-7
- Das, B. M. (2009) *Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement*. 2nd Edition, Estados Unidos: CRC Press. ISBN 1420070061
- Das, B. M. (2011) *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. Séptima edición, México: Cengage Learning.
- Das, B. M. (2014) *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. Cuarta edición, México: Cengage Learning.
- DGAVS (2019) *Documento Básico: Seguridad estructural Cimientos*. España: Dirección General de Arquitectura, Vivienda y Suelo.
- DGC (2009) *Guía de cimentaciones en obras de carreteras*. España: Dirección General de Carreteras.
- Escuela Politécnica Nacional EPN TECH EP (2017) *Estudio de la microzonificación sísmica del área urbana de Portoviejo y sus cabeceras parroquiales rurales, Ecuador*. Realizado en conjunto con el Instituto Geofísico Ecuatoriano (IGEPE), la Fundación Venezolana de Investigación Sismológica (FUNVISIS), la Pontificia Universidad Católica del Ecuador y el GAD de Portoviejo. <https://docplayer.es/87719388-Michael-schmitz-estudios-de-microzonificacion-sismica-en-quito-y-portoviejo-ecuador.html>
- González de Vallejo, L. (2002) *Ingeniería Geológica*. España: Pearson Educación.
- Huang, C. & Meng, F. (1997) Deep footing and wide-slab effects on reinforced sandy ground. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123 (1), pp. 30-36. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1997\)123:1\(30\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:1(30))
- Instituto Espacial Ecuatoriano [IEE] y Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca [MAGAP] (2012) *Proyecto de Generación de Geoinformación a Escala 1: 25.000 a nivel nacional*. Ecuador: Geoportal IGM. https://www.geoportaligm.gob.ec/descargas_prueba/portoviejo.html
- Jiménez, J., De Justo, J. & Serrano, A. (1981) *Geotecnia y cimientos II*. Mecánica del suelo y de las rocas, España: Editorial Rueda. ISBN 8472070212
- Koerner, R. (2005) *Designing with geosynthetics*. Fifth Edition, Estados Unidos: Pearson Prentice Hall.
- Latha, G. & Somwanshi, A. (2009) Bearing capacity of square footings on geosynthetic reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 27 (4), 281–294. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2009.02.001>
- Meyerhof, G. & Hanna A. (1978.) Ultimate bearing capacity of foundation on layered soil under inclined load. *Canadian Geotechnical Journal*, 15 (4), 565-572. <https://doi.org/10.1139/t78-060>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda [MIDUVI] (2014a) *Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*. Ecuador. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda [MIDUVI] (2014b) *Norma Ecuatoriana de la Construcción: Geotecnia y Cimentaciones*. Ecuador. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/7.-NEC-SE-GC-Geotecnia-y-Cimentaciones.pdf>

Ministerio de Transporte y Obras Públicas [MTOP] (2013) *Norma Ecuatoriana Vial*. Volumen N° 3 Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes. Ecuador. https://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2013/12/01-12-2013_Manual_NEVI-12_VOLUMEN_3.pdf

Morrison, N. (1993) *Interacción Suelo-Estructuras: Semi-espacio de Winkler* (Tesis de maestría). Barcelona, España: Universidad Politécnica de Cataluña.

Sarmiento, J. (2017) *Uso de geomallas y su importancia en la construcción de pavimentos en la provincia de Pisco, 2017* (Tesis de pregrado). Perú: Universidad Alas Peruanas. <https://hdl.handle.net/20.500.12990/6655>