

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERU

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**Evaluación de la Capacidad Portante de Suelos Reforzados
con Geoceldas con Diferentes Soluciones Analíticas**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR

Aldo Isaac Vargas Zavaleta

ASESOR:

Marko Antonio López Bendezú

Lima, Setiembre 2024

Informe de Similitud

Yo, **Marko Antonio López Bendezú**, docente de la **Facultad de Ciencias e Ingeniería** de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada: **Evaluación de la Capacidad Portante de Suelos Reforzados con Geoceldas con Diferentes Soluciones Analíticas**, del autor **Aldo Isaac Vargas Zavaleta** dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 6%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 04/09/2024.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: San Miguel, Lima, miércoles 04 de setiembre,

Apellidos y nombres del asesor: <u>López Bendezú, Marko Antonio</u>	
DNI: 41165322	Firm: 
ORCID: /0000-0003-0335-1693	

Resumen

Los suelos de poca resistencia plantean un desafío considerable en la ingeniería civil debido a sus complejas características y propiedades físico-químicas, caracterizadas por baja resistencia y alta compresibilidad. En este contexto, los geosintéticos surgen como una solución efectiva al interactuar positivamente con los suelos y mejorar sus propiedades de manera más rentable. Este estudio se enfoca en la evaluación de la capacidad portante de suelos reforzados con geocelda para suelos no aptos para construcción. La evaluación de la capacidad portante se realiza mediante soluciones analíticas y compara los resultados de la misma con respecto a un ensayo experimental descrito en el caso de estudio A. Por otra parte, se realiza una comparación del diseño de una base reforzada con diferentes geosintéticos, tanto técnica como económica, para una zapata continua, incluyendo geotextil, geomalla y geocelda. Los datos sobre las características del suelo de cimentación y del material de relleno son mencionados en el caso de estudio B. Además, se realiza un análisis paramétrico para evaluar el impacto de los geosintéticos en el aumento de la capacidad portante frente a variaciones en la presión aplicada transmitida por la zapata. En la parte final de la tesis, se presentan algunas conclusiones y recomendaciones sobre el desarrollo de la investigación.

Palabras clave: capacidad portante, geocelda, geosintéticos, presión aplicada

Abstract

Soils with low resistance pose a considerable challenge in civil engineering due to their complex characteristics and physicochemical properties, characterized by low strength and high compressibility. In this context, geosynthetics emerge as an effective solution by positively interacting with soils and improving their properties more cost-effectively. This study focuses on evaluating the bearing capacity of soils reinforced with geocells for non-construction suitable soils. The assessment of bearing capacity is carried out using analytical solutions and compares the results thereof with an experimental test described in Case Study A. Furthermore, a comparison is made of the design of a reinforced base using different geosynthetics, both technically and economically, for a continuous footing, including geotextile, geogrid, and geocell. Data regarding the foundation soil characteristics and fill material are mentioned in Case Study B. Additionally, a parametric analysis is conducted to assess the impact of geosynthetics on increasing bearing capacity against variations in applied pressure transmitted by the footing. In the final part of the thesis, some conclusions and recommendations regarding the research development are presented.

Keywords: geocell, geosynthetics, increase and stress applied and ultimate bearing capacity.

Dedicatoria y/o agradecimientos

“Esta tesis quiero dedicársela a Dios, a mi padre, a mi madre, a mi hermano, a mi hermana y su hija, a mi abuelita, al resto de mi familia, a mi asesor de tesis, a todos los profesores y amigos que me toco en la universidad, a mis amigos del barrio, a mis amigos de CAPU PUCP, a mis amigos de GEOPUCP, a mis amigos de Peru Sobre Rieles, a mis amigos de FEBAN, a mis amigos del Colegio y a mis equipos de futbol favoritos en la cual soy hincha (Universitario de Deportes, al Manchester United y al Real Madrid). A todas las personas que me toco en mi vida, les agradezco de corazón porque gracias a ellos yo aprendí de mis errores hacer cada día mejor”

AIVZ

Índice

1. Generalidades	1
1.1. Introducción	1
1.2. Justificación	2
1.3. Hipótesis	3
1.4. Objetivos	3
1.5. Metodología	4
2. Geoceldas	6
2.1. Introducción	6
2.2. Características de la geocelda	6
2.3. Propiedades de la geoceldas	7
2.4. Beneficios	8
2.5. Aplicaciones en la ingeniería	8
2.5.1. Aumento de la capacidad de carga en suelos desérticos	8
2.5.2. Protección de tuberías enterradas	11
3. Diseño con geoceldas	17
3.1. Determinación de la capacidad portante	17
3.1.1. Koerner (2005)	17
3.1.2. Presto (2008)	18
3.1.3. Avesani et al. (2013)	18
3.2. Determinación de la tensión y la longitud de empotramiento	19
3.3. Comparación con otros geosintéticos	23
3.4. Alternativas de mitigación de una cimentación	25
3.4.1. Mezcla de partículas de diferentes tipos de suelos:.....	25
3.4.2. Nivel freático alto	26

3.4.3. Mezcla con nivel freático alto	27
4. Ensayo experimental de una zapata circular	29
4.1. Capacidad de carga para el caso sin refuerzo.	30
4.2. Capacidades de cargas para suelos reforzados	30
5. Diseño de cimentación reforzada de una zapata continúa.....	32
5.1. Diseño de base de zapata continúa	32
5.1.1. Capacidad de carga del suelo para el caso no reforzado	32
5.1.2. Diseño sin refuerzo.....	33
5.1.3. Diseño con geotextil.....	33
5.1.4. Diseño con geomallas.....	35
5.1.5. Diseño con geoceldas	36
5.2. Comparación de costos	37
5.3. Análisis paramétrico	39
5.3.1. Análisis con el uso de geotextil.....	39
5.3.2. Análisis con el uso de geomallas.....	40
5.3.3. Análisis con el uso de geocelda.....	41
5.3.4. Comparación de los diseños	43
5.4. Recomendaciones	46
6. Conclusiones.....	47
Bibliografía.....	48
Anexo A: Determinación de la resistencia de rotura y al arrancamiento	50
Anexo B: Análisis de costos unitarios	57
Anexo C: Especificaciones técnicas los geosintéticos utilizados	61

Lista de Figuras

Figura 2.1: Forma de transitabilidad actual de los vehículos militares (Chatterjee et al., 2020).....	9
Figura 2.2: Colocación de la geocelda de un tramo de 30 m (Chatterjee et al., 2020).....	9
Figura 2.3: Colocación del relleno sobre la geocelda (Chatterjee et al., 2020).....	10
Figura 2.4: Pasadas de tanques sobre el suelo reforzado (Chatterjee et al., 2020).....	10
Figura 2.5: Profundidad del surco vs número de pasadas: a) no reforzado y b) reforzado (adaptado de Chatterjee et al., 2020).	11
Figura 2.6: Configuración de la prueba (adaptado de Hedge & Sitharam, 2020).	13
Figura 2.7: Variación de las presiones de cargas y asentamientos para diferentes refuerzos de suelo (adaptado de Hedge & Sitharam, 2020).	13
Figura 2.8: a) Presión y b) deformación de la parte superior de la tubería (adaptado de Hedge & Sitharam, 2020).....	14
Figura 2.9: Variación de la presión de carga y asentamiento para distintas profundidades de la parte superior de la tubería (adaptado de Hedge & Sitharam, 2020).....	15
Figura 2.10: Reducción de la presión superior de la tubería para diferentes profundidades (adaptado de Hedge & Sitharam, 2020).	15
Figura 2.11: Reducción de la deformación de la parte superior de la tubería (adaptado de Hedge & Sitharam, 2020).....	15
Figura 2.12: Comparación de las presiones de cargas vs asentamientos (adaptado de Hedge & Sitharam, 2020).....	16
Figura 2.13: Desplazamientos en la parte superior de la tubería: a) no reforzado y b) reforzado (Hedge & Sitharam, 2020).	16
Figura 3.1: Idealización del comportamiento del suelo con geocelda (adaptado de Koerner, 2005).....	17
Figura 3.2: Fallas a) por encima de la primera capa de refuerzo, b) rotura del refuerzo, c) por pullout y d) por creep (GEOSOFTE, 2021).	20

Figura 3.3: Mecanismo de falla en cimentaciones reforzadas con geosintéticos (GEOSOFT, 2021).	21
Figura 3.4: a) Variación I , M y J y b) de L_0/B y X_0/B todos con respecto a z/B (Egoavil, 2012).	22
Figura 3.5: Mecanismo de falla del sistema de refuerzo (adaptado de Huanq y Menq, 1997).	24
Figura 3.6: Perfil de una geomalla de refuerzo (Egoavil, 2012).	24
Figura 3.7: Esquema del problema de la mezcla de partículas.	26
Figura 3.8: Esquema del uso de geotextil en función de separación.	26
Figura 3.9: Esquema del problema debido a la presencia de napa freática.	27
Figura 3.10: Propuesta de solución para la presencia de napa freática.	27
Figura 3.11: Esquema del problema mixto.	28
Figura 3.12: Propuesta de solución para el problema mixto.	28
Figura 4.1: Esquema del ensayo de Meneses (2004).	29
Figura 4.2: a) Aporte de la geocelda y b) capacidad portante con respecto a la variación de la carga.	31
Figura 5.1: Esquema de diseño de la base reforzada para una zapata continúa.	32
Figura 5.2: Presión aplicada vs capacidad portante del suelo reforzado.	44
Figura 5.3: BCR obtenido con respecto a la variación de presión aplicada.	45
Figura 5.4: Presión admisible con respecto al análisis de cada material.	45

Lista de Tablas

Tabla 2.1: Propiedades de la geocelda y de la geomalla (Hedge & Sitharam, 2020).....	12
Tabla 3.1: Factores de reducción para geotextiles (GEOSOFT, 2021).	23
Tabla 3.2: Factores de reducción para geomallas (GEOSOFT, 2021).	23
Tabla 4.1: Datos y parametros del ensayo experimental (Menese, 2004).	29
Tabla 4.2: Cargas aplicadas en el ensayo de Meneses (Avesani Neto et al., 2013)	29
Tabla 4.3: Refuerzo con geocelda por el método de Koerner.	30
Tabla 4.4: Refuerzo con geocelda por el método de Presto.	31
Tabla 4.5: Refuerzo de geocelda por el método de Avesani et al.	31
Tabla 5.1: Datos geométricos del esquema de diseño.	32
Tabla 5.2: Propiedades del suelo utilizados en el diseño de la base reforzada.....	32
Tabla 5.3: Resumen de los cálculos obtenidos con el uso de geotextil.	34
Tabla 5.4: Resumen de los cálculos obtenidos con el uso de geomalla.	35
Tabla 5.5: Resumen de los nuevos cálculos obtenidos con el uso de geomalla	35
Tabla 5.6: Resumen de los cálculos obtenidos con el uso de geocelda.....	36
Tabla 5.7: Resumen de presupuesto para el caso sin reforzar.	38
Tabla 5.8: Resumen de presupuesto para el refuerzo con geotextil.	38
Tabla 5.9: Resumen de presupuesto para el refuerzo con geomallas	38
Tabla 5.10: Resumen de presupuesto para el refuerzo con geocelda	38
Tabla 5.11: Resultados obtenidos con el geotextil.	40
Tabla 5.12: Resultados obtenidos del análisis con la geomalla.....	40
Tabla 5.13: Resultados obtenidos del análisis con la geocelda $h/d = 0.35$	41
Tabla 5.14: Resultados obtenidos del análisis con la geocelda $h/d = 0.42$	42
Tabla 5.15: Resultados obtenidos del análisis con la geocelda $h/d = 0.56$	42
Tabla 5.16: Resultados obtenidos del análisis con la geocelda $h/d = 0.70$	43



1. Generalidades

1.1. Introducción

En la labor de un ingeniero, especialmente en el desarrollo de proyectos de construcción, es de suma importancia la experiencia obtenida dentro una obra de construcción. Aunque la experiencia en campo es valiosa, suele ser limitada en alcance. Por lo tanto, es común que los ingenieros recurran a informes que relatan las experiencias de otros profesionales. Estos informes, siempre y cuando sean precisos y detallados en cuanto a las condiciones del suelo, pueden constituir una valiosa fuente de conocimiento. Sin embargo, si los informes carecen de precisión o están incompletos, podrían conducir a conclusiones erróneas. Por ende, es imperativo que dichos informes sean elaborados con cuidado y que se aplique una metodología rigurosa para evaluar la información que contienen.

Durante la ejecución de obras civiles, pueden surgir desafíos, especialmente si el suelo presenta una baja resistencia que dificulta las labores de construcción. Estas situaciones pueden poner en riesgo los proyectos de infraestructura y ocasionar retrasos en el desarrollo económico, social y cultural de las comunidades y del país en su conjunto. Por lo tanto, resulta fundamental llevar a cabo un estudio de mecánica de suelos en el emplazamiento donde se pretenda edificar la obra. Esto permitirá obtener información sobre las propiedades hidromecánicas, físicas y químicas del suelo, lo que a su vez facilitará la toma de decisiones informadas durante las etapas constructivas y el diseño de una estructura óptima.

La capacidad portante, o teoría de capacidad de carga, fue inicialmente estudiada por Terzaghi, quien la presentó por primera vez para cimentaciones superficiales en 1943. Si bien este método es fundamental y sirve como base para calcular la resistencia última del suelo, adolece de información insuficiente para abordar posibles dificultades en la práctica. Esto se debe a que el método no proporciona las consideraciones o recomendaciones necesarias para casos especiales, como suelos colapsables, expansivos, con alto nivel freático o baja capacidad portante.

La existencia de suelos con características y propiedades complejas, como la baja capacidad portante y la alta compresibilidad ante el incremento de cargas, plantea un desafío significativo para los ingenieros civiles. Los suelos de baja capacidad portante se caracterizan por su escasa resistencia ante las cargas aplicadas y su tendencia a

deformarse considerablemente. Como resultado, estos suelos no siempre son aptos para soportar estructuras como edificios, puentes, carreteras y presas, debido a su complejidad inherente (Das & Sivakugan, 2019). Por consiguiente, es crucial implementar métodos o mecanismos que mejoren las propiedades de resistencia del terreno.

Para los ingenieros, soluciones convencionales como la compactación del suelo, el uso de losas de cimentación o pilotes de concreto armado suelen ser recursos utilizados para garantizar el éxito de la construcción. Sin embargo, estas soluciones no siempre resultan económicamente viables. En este contexto, los geosintéticos desempeñan un papel crucial, ya que son materiales que interactúan de manera beneficiosa con los suelos, mejorando sus propiedades de una manera más rentable.

De acuerdo con el estándar ASTM D4439-23a, los geosintéticos son productos planos fabricados con materiales poliméricos que se utilizan en conjunto con el suelo, la roca, la tierra u otros materiales relacionados con la ingeniería geotécnica para formar parte integral de proyectos, estructuras o sistemas construidos por el hombre (Subcomité D35.93, 2023). Esta categoría de geotecnia abarca geotextiles, geomallas, geomembranas y geonets, que son los materiales geotécnicos más comúnmente empleados. No obstante, la continua evolución en este campo ha dado lugar al desarrollo de un nuevo material conocido como geocelda, que presenta una mejor interacción con el suelo en comparación con los geosintéticos convencionales.

La geocelda es un material geosintético tridimensional fabricado con polietileno de alta densidad, caracterizado por su notable flexibilidad y su capacidad para adherirse al terreno para facilitar su manejo. A pesar de sus propiedades excepcionales, el uso de este material no es muy extendido en proyectos de ingeniería, principalmente debido a la escasez de información e investigación al respecto.

En consecuencia, se hace imprescindible investigar la eficacia de la geocelda como refuerzo del suelo, empleando enfoques innovadores que proporcionen resultados precisos y confiables. En este sentido, se lleva a cabo un análisis comparativo de los métodos analíticos propuestos, así como una comparación de un diseño de refuerzo de suelos utilizando los geosintéticos. Finalmente, se indica, mediante gráficas, el aporte técnico de cada geosintético comparado en el diseño de la base reforzada.

1.2. Justificación

A pesar de los avances continuos en la industria de los geosintéticos en la ingeniería

civil, es esencial contar con especialistas capaces de ofrecer soluciones para problemas relacionados con diversos tipos de suelos, ya sean de arena o arcilla. En este contexto, se busca realizar un análisis exhaustivo utilizando la última tecnología tridimensional derivada de los geosintéticos, es decir la geocelda. Esta innovación permite confinar el suelo, mejorando su resistencia al corte y evitando su expansión lateral. El objetivo central de esta investigación es llevar a cabo una evaluación detallada de la geocelda como el geosintético más idóneo en el campo de la ingeniería geotécnica. Este estudio comparativo tiene como propósito proporcionar a profesionales de la industria y a la comunidad académica los conocimientos necesarios para afrontar los desafíos presentes en la construcción de infraestructuras, especialmente aquellos relacionados con suelos de baja calidad.

1.3. Hipótesis

La geocelda se destaca como el geosintético óptimo, tanto desde una perspectiva económica como técnica, debido a su destacada capacidad para brindar un rendimiento excepcional. Desde el punto de vista económico, su uso se traduce en ventajas significativas en términos de eficiencia y reducción de costos en proyectos de ingeniería civil e infraestructura. Esta eficiencia se refleja en una optimización del uso de materiales y recursos, así como en la reducción de los tiempos de construcción. Desde un enfoque técnico, la geocelda demuestra una versatilidad que la hace especialmente valiosa en una variedad de aplicaciones geotécnicas. Su capacidad para confinar el suelo y aumentar la capacidad portante del mismo la convierte en una herramienta esencial para abordar desafíos relacionados con suelos blandos y otros problemas geotécnicos.

1.4. Objetivos

El objetivo general es realizar una evaluación de la capacidad portante de suelos de baja calidad reforzado con geoceldas a través de las ecuaciones analíticas propuestas por Koerner (2005), Presto (2008) y Avesani et al. (2013) y comparar su aporte con respecto a las geomallas y geotextiles.

Los objetivos específicos son los siguientes:

- Realizar una recopilación de la literatura de la aplicación ingenieril de la geocelda, definiendo sus características, propiedades y beneficios de la misma.
- Describir las ecuaciones analíticas de la capacidad portante de suelos reforzados

con geocelda o geomallas o geotextiles propuestos en la investigación

- Mencionar alternativas de solución ante los principales riesgos geotécnicos externos que podría afectar a una cimentación

- Realizar una comparación de un diseño de base de cimentación reforzada debajo de una zapata continua usando geocelda o geomallas o geotextiles y validar su aporte a través de un análisis paramétrico variando la carga aplicada sobre la zapata.

1.5. Metodología

La metodología propuesta para esta tesis se basa en un enfoque claro y sistemático para abordar el estudio de la geocelda como material de refuerzo en suelos de baja capacidad portante. A continuación, se describe paso a paso cómo se lleva a cabo este proceso de investigación.

1. Se realiza una revisión completa de la literatura existente sobre la geocelda, centrándose en sus características, propiedades, beneficios y aplicaciones en la ingeniería. Esta revisión bibliográfica proporciona una base sólida de conocimientos sobre la geocelda y permite identificar los problemas específicos asociados con los suelos de baja capacidad portante.

2. Se lleva a cabo una revisión bibliográfica de los diferentes métodos de diseño utilizados con geoceldas. Se analiza métodos analíticos reconocidos, como el método de Koerner (2004), el método de Presto (2008) y el método de Avesani et al. (2013). Estos métodos proporcionan enfoques estructurados para el diseño y la evaluación de suelos reforzados con geoceldas. Además, se menciona algunas mitigaciones ante problemas geotécnicos que ponen en riesgo la cimentación de una edificación.

3. Revisión del método de diseño con geomalla y geotextiles para refuerzo de suelos empleando la metodología de Huanq y Menq (1997). Esto tiene como finalidad de poder realizar una comparación exhaustiva de la geocelda respecto a los geosintéticos.

4. Descripción de un primer caso de estudio, donde se presenta un caso de estudio de un ensayo de laboratorio de un suelo cohesivo descrito en Avesani et al. (2013), la cual se tiene como finalidad de poder comparar los resultados analíticos con el resultado experimental. Luego, elegir la mejor ecuación que representa el comportamiento de la geocelda como refuerzo para mejora del suelo.

5. Descripción del segundo caso de estudio, donde a través de un diseño de una base de suelo granular sobre una zapata continua, se va a comparar la influencia de la geocelda como refuerzo para suelos ante del uso de un geotextil o geomalla. Además, se realiza un pequeño resumen de presupuesto de cada diseño con respecto a cada geosintético para resaltar una mejor comparación tanto técnica como económica.

6. Se lleva a cabo un análisis paramétrico con la variación de la presión aplicada transmitida por la zapata continua hacia el suelo. Esto va evaluar la contribución de la geocelda en relación con los beneficios potenciales que podrán resultar de la aplicación de geomalla y geotextil para incrementar la capacidad de carga del suelo reforzado descrito en el segundo caso de estudio.



2. Geoceldas

2.1. Introducción

La presencia de suelos que presentan características y propiedades complejas, como una capacidad portante baja y una alta compresibilidad ante cargas adicionales, plantea un desafío significativo para la construcción de infraestructuras. Estas obras civiles desempeñan un papel crucial en el desarrollo económico, social y cultural de nuestras comunidades, y, por lo tanto, su integridad se ve seriamente comprometida. Con el objetivo de abordar esta problemática, los ingenieros geotécnicos proponen el uso de geosintéticos como una solución para aumentar la capacidad portante de suelos arcillosos y arenosos. A lo largo de las últimas tres décadas, se ha llevado a cabo una extensa investigación sobre esta técnica de refuerzo. Cada año, su utilización en proyectos de ingeniería civil ha ido en aumento debido a su notable eficacia en comparación con métodos tradicionales. Sin embargo, los resultados obtenidos hasta el momento indican ciertas limitaciones en ciertas áreas donde los diversos tipos de geosintéticos no ofrecen los beneficios esperados. Tras un análisis comparativo exhaustivo de estos materiales, se ha llegado a la conclusión de que la geocelda es el material preferido para el refuerzo del suelo.

2.2. Características de la geocelda

La geocelda es un material tridimensional compuesto por múltiples celdas y fabricado con polietileno de alta densidad (por sus siglas en inglés HDPE o *High Density Polyethylene*). Estas celdas tienen la capacidad de abrazar el suelo y son flexibles, pero altamente resistentes a la tracción, lo que las hace especialmente adecuadas para estructuras geotécnicas que requieren una mayor capacidad de deformación. Las geoceldas son de color negro y tienen una superficie lisa. Cada celda presenta orificios en sus paredes, lo que permite que las partículas del suelo se introduzcan en ellos al colocarlas sobre el terreno a reforzar. Esto proporciona un confinamiento o enganche mucho más efectivo.

Otra ventaja de las geoceldas es su resistencia superior al desgaste causado por agentes químicos y sales marinas, y su menor propensión a la oxidación. Estos materiales son prácticos y fáciles de instalar en el lugar de trabajo, y sus dimensiones pueden ajustarse sin dificultad, aunque es importante tener precaución con la distancia de soldadura. Además, las geoceldas se adaptan al relieve y la topografía del terreno, lo que

las convierte en una opción popular para una variedad de estructuras geotécnicas. Su uso también permite reducir costos en la construcción. Además, cabe destacar que las geoceldas son respetuosas con el medio ambiente.

2.3. Propiedades de la geoceldas

Las geoceldas son geosintéticos tridimensionales que presentan características distintas a las de los geotextiles. Sin embargo, en términos de su función de refuerzo, estas geoceldas tienen una trabajabilidad similar a la de las geomallas. En cuanto a las propiedades mecánicas, estas determinan la capacidad del material fabricado para resistir y transmitir fuerzas o deformaciones.

En primer lugar, la resistencia a la tensión en el punto de fluencia indica la magnitud de carga que el material puede soportar durante la instalación, la construcción y el uso normal. La norma ISO 10319 (2015) establece un valor mínimo de 22 kN/m para esta resistencia (ISO/TC 221 *Geosynthetics*, 2015). En segundo lugar, la resistencia a la tensión en la soldadura es la máxima fuerza de calor que el material puede soportar cuando se suelda la geocelda junto con el pasador. La norma ISO 13426-1 (2019), Método B, establece un valor mínimo de 16 kN/m para esta resistencia (ISO/TC 221 *Geosynthetics*, 2019). En tercer lugar, el tiempo de inducción de oxidación es una medida estimada de la resistencia del material a la oxidación y proporciona información sobre su calidad y el cambio de color debido a la oxidación. La norma ASTM D3895-19, establece un tiempo mínimo de 150 minutos para esta propiedad (Subcomité D20.30, 2019). Cuarto, la resistencia al agrietamiento por exposición ambiental es la capacidad del material para resistir la formación de fisuras internas cuando se expone a condiciones climáticas, evitando así la reducción de la resistencia a la tensión. La norma ASTM D1693-21, establece que el geosintético debe resistir al menos 4000 horas de exposición al ambiente (Subcomité D20.15, 2021).

Por otro lado, las propiedades físicas determinan las características del material. La norma ASTM D1505-18, establece un rango de densidad entre 0.945 g/cm³ y 0.960 g/cm³ para las geoceldas (Subcomité D20.70, 2018). La norma ASTM D1603-20, establece que la composición de la geocelda debe contener al menos un 1.5% de negro humo (Subcomité D20.70, 2020). La norma ASTM D5199-12, indica que el espesor de fabricación de la geocelda debe ser de 1.50 mm con una variación no menor al 10% (Subcomité D35.03, 2019). Otras propiedades físicas varían según la distancia entre

costillas y la altura de la geocelda.

2.4. Beneficios

Existen diversas ventajas asociadas al uso de este material, entre las cuales se pueden mencionar:

- Reducción de costos de operación y construcción.
- Material muy adaptativo al medio ambiente y perfecto para el recrecimiento de plantas.
- Soporta grandes deformaciones a la tracción debido a su flexibilidad.
- Resistentes a altas presiones y muy permeables.
- Reduce los costos de mantenimiento.

2.5. Aplicaciones en la ingeniería

2.5.1. Aumento de la capacidad de carga en suelos desérticos

Las geoceldas se utilizan en proyectos de ingeniería para fortalecer suelos blandos, mejorando su capacidad portante. Esto es especialmente importante en la construcción de carreteras, vías de transporte, estacionamientos y depósitos, donde los suelos blandos pueden presentar limitaciones en términos de resistencia y estabilidad a largo plazo. A modo de ejemplo, se analiza el estudio realizado por Chatterjee et al. (2020), el cual se centra en la aplicación de geoceldas para mejorar la transitabilidad en suelos desérticos.

El principal problema abordado en este estudio era la dificultad que enfrentaba el ejército de la India al movilizar sus vehículos militares por el desierto de Thar, ubicado al oeste del país. Esto afectaba negativamente las operaciones militares, las cuales no podían llevarse a cabo con éxito. Este problema se debía a las características del terreno desértico, que consistía en arena granular con baja capacidad portante, lo que resultaba en un hundimiento excesivo de los neumáticos y la formación de surcos profundos debido al peso de los vehículos militares (Chatterjee et al., 2020). Además, la resistencia a la fricción ofrecida por la arena era mínima, y en ciertas áreas del desierto, el nivel freático era elevado, lo que provocaba la presencia de limos en la arena.

A pesar de que el ejército hindú utilizaba marcos de aluminio conocidos como *Assault Track Ways* (ATW) para mitigar el problema (ver Figura 2.1), estas medidas no eran suficientes, y el mantenimiento y los recursos requeridos por este material voluminoso eran muy elevados. Ante esta situación, los autores de la investigación se

propusieron estudiar la influencia de las geoceldas en el suelo arenoso del desierto de Thar, en busca de una solución más efectiva.



Figura 2.1: Forma de transitabilidad actual de los vehículos militares (Chatterjee et al., 2020).

La ejecución del estudio se complementa mediante ensayos de corte directo, pruebas de carga de placa y pruebas de campo de la geocelda como refuerzo para suelos arenosos. Las geoceldas utilizadas en este estudio fueron de geotextiles no tejidos de polietileno de alta densidad (HDPE) con una densidad de 0.94 g/cm^3 , un espesor de 5 mm, una altura de 150 mm y una resistencia a la tracción de 590 ton/m^2 (Chatterjee et al., 2020). En la prueba de carga, la profundidad de la geocelda fue de 10 cm, y los tamaños de las celdas fueron de $18 \times 12 \text{ cm}$. Además, en las pruebas de campo, se midió la resistencia del suelo mediante el ensayo de penetrómetro de cono de campo. Se instalaron planchas de geoceldas de $2.8 \times 3 \text{ m}$ en tramos de 30 m (ver Figura 2.2) y se rellenaron con arena para realizar pasadas de prueba sobre el suelo reforzado con los distintos tipos de vehículos militares (ver Figura 2.3). Luego, con la ayuda de tanques militares, se realizó el ensayo de campo en la cual consistía en realizar pasadas sobre el suelo arenoso reforzado con geocelda (ver Figura 2.4).



Figura 2.2: Colocación de la geocelda de un tramo de 30 m (Chatterjee et al., 2020).



Figura 2.3: Colocación del relleno sobre la geocelda (Chatterjee et al., 2020).



Figura 2.4: Pasadas de tanques sobre el suelo reforzado (Chatterjee et al., 2020).

Finalmente, según Chatterjee (2020), los resultados obtenidos en el estudio concluyeron que el uso de geoceldas mejoró la rigidez y la capacidad de carga del suelo. Además, se observó un aumento en los esfuerzos cortantes y una reducción de la profundidad del surco en aproximadamente tres veces en comparación con el suelo no reforzado (ver Figura 2.5). Adicionalmente, se destacó que el uso de geoceldas es mucho más económico y permite reducir el tiempo de operación y construcción en comparación con el método convencional de ATW.

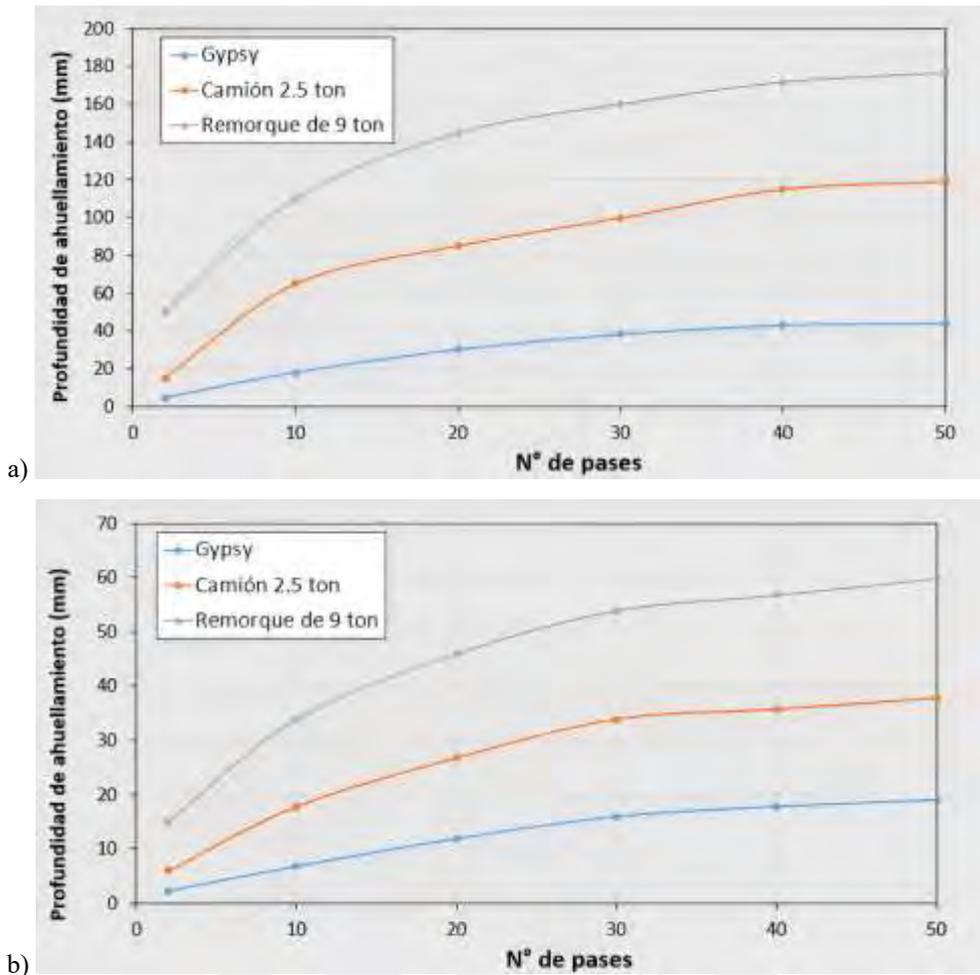


Figura 2.5: Profundidad del surco vs número de pasadas: a) no reforzado y b) reforzado (adaptado de Chatterjee et al., 2020).

2.5.2. Protección de tuberías enterradas

Las tuberías enterradas o de servicio público son sistemas subterráneos destinados a transportar líquidos hacia destinos específicos. Sin embargo, el aumento del uso de automóviles ha acortado la vida útil de las carreteras, lo que expone las tuberías a las cargas del tráfico generado por los vehículos que circulan por la calzada. Estas cargas provocan deformaciones abruptas en las tuberías, llegando incluso al colapso, lo que genera contaminación ambiental y daños en las estructuras civiles cercanas. Un estudio realizado por Hedge y Sitharam (2020) ilustra el uso de geoceldas como medida de protección para las tuberías enterradas y los sistemas de servicios públicos. El principal problema que aborda este estudio es la contaminación que se produce en las áreas urbanas debido a la rotura de las tuberías causada por las cargas de tráfico repetitivas, lo cual genera molestias para los peatones y los conductores debido a la acumulación de aguas residuales. Según Hedge y Sitharam (2020), esto se debe a las altas deformaciones que experimentan las tuberías debido a la presión del suelo, que las empuja debido a su

asentamiento elevado causado por las cargas del tráfico. Aunque el concepto es relativamente nuevo, ha habido algunas investigaciones sobre el uso de geosintéticos, como geotextiles o geomallas, para proteger estos sistemas de redes públicas, con resultados muy favorables, aunque no satisfactorios a largo plazo. Ante esto, los autores de la investigación buscan mejorar el rendimiento del suelo reforzado con geoceldas como medida de protección para las tuberías enterradas y los sistemas de servicios públicos, con el objetivo de aumentar la capacidad de carga del suelo de relleno y reducir los asentamientos, evitando así que la tubería se deforme fácilmente bajo las cargas del tráfico.

Para llevar a cabo el estudio, se utilizó una arena mal gradada (SP), según la clasificación SUCS, con una gravedad específica (G_s) de 2.64, un tamaño D_{10} de 0.26 mm, un coeficiente de uniformidad (C_u) de 3.08, un coeficiente de curvatura (C_c) de 1.05. Además, se utilizaron tuberías de PVC con un diámetro exterior de 75 mm, un espesor de 1.4 mm y una resistencia a la tracción de 42 kN/m (Hedge & Sitharam, 2020). También se emplearon geoceldas fabricadas por *Neology* y geomallas biaxiales de polipropileno, las características de la geocelda se presenta en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1: Propiedades de la geocelda y de la geomalla (Hedge & Sitharam, 2020).

PARÁMETROS	CANTIDAD
GEOCELDAS	
Material	Neology
Tamaño de celdas (mm)	250 x 210
Número de celdas/m ²	40
Profundidad de la celda (mm)	150
Grosor de la tira (mm)	1.53
Fuerza de la costura celular (N)	2150 ± 5%
Densidad (g/cm ³)	0.95 ± 1.5%
Límite elástico a corto plazo (kN/m)	20
GEOMALLA	
Polímero	Polipropileno
Tamaño de apertura (mm)	35 x 35
Resistencia a la tracción (kN/m)	20
Masa por unidad de área (g/m ²)	220
Forma de la apertura de la abertura	Cuadrado

Además, de acuerdo con Hedge y Sitharam (2020), se llevaron a cabo tres series de pruebas de carga en placas. En cada serie, se varió la profundidad de colocación de la tubería enterrada, siendo la primera a 1.5 veces el ancho de la placa y las demás entre 1 y 2 veces el ancho de la placa. Se utilizaron tres tipos diferentes de refuerzos. El tamaño del tanque de prueba era de 90 cm de largo, 90 cm de ancho y 60 cm de alto, con una

placa de acero cuadrada de 20 mm de espesor y 150 mm de lado. La configuración de la prueba se muestra en la Figura 2.6, donde B es el ancho de la zapata, b es el ancho de la geocelda ($b = 5.8 \times B$), d es el diámetro de la celda unitaria ($d = 1.5 \times B$), D es el diámetro de la tubería ($D = 0.5 \times B$), h es la altura de la geocelda ($h = 1 \times B$), H es la profundidad de la parte superior de la tubería ($H = [1 \times B, 2 \times B]$) y u es la profundidad de la parte superior de la geocelda ($u = 0.1 \times B$).

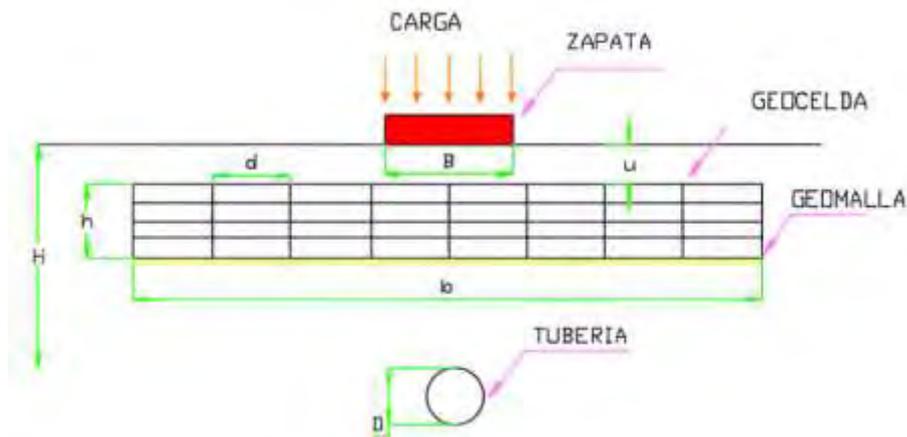


Figura 2.6: Configuración de la prueba (adaptado de Hedge & Sitharam, 2020).

Según los resultados obtenidos por Hedge y Sitharam (2020), se observó que un suelo reforzado soporta mayor presión de carga que uno sin reforzar y, esto a su vez, permite que se asiente más antes de fallar, tal como muestra la curva presión versus asentamiento en la Figura 2.7. Se puede observar que las resistencias de cada tipo de suelo con respecto a su refuerzo.

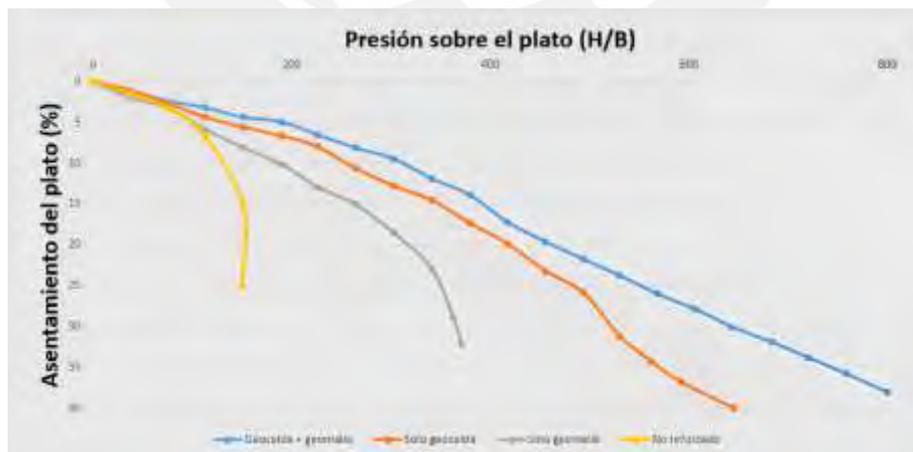


Figura 2.7: Variación de las presiones de cargas y asentamientos para diferentes refuerzos de suelo (adaptado de Hedge & Sitharam, 2020).

Inclusive, la presión vertical y la deformación en la parte superior de la tubería se reduce con el tipo de refuerzo utilizado, donde la geocelda muestra mejores resultados que los geosintéticos convencionales, tal como se muestra en la Figura 2.8. Se observa

los valores de presión en la parte superior de la tubería se reduce considerablemente cuando el tipo de refuerzo usado es geocelda, así como también al usar geoceldas, la deformación de la tubería se reduce considerablemente con respecto al no reforzado.

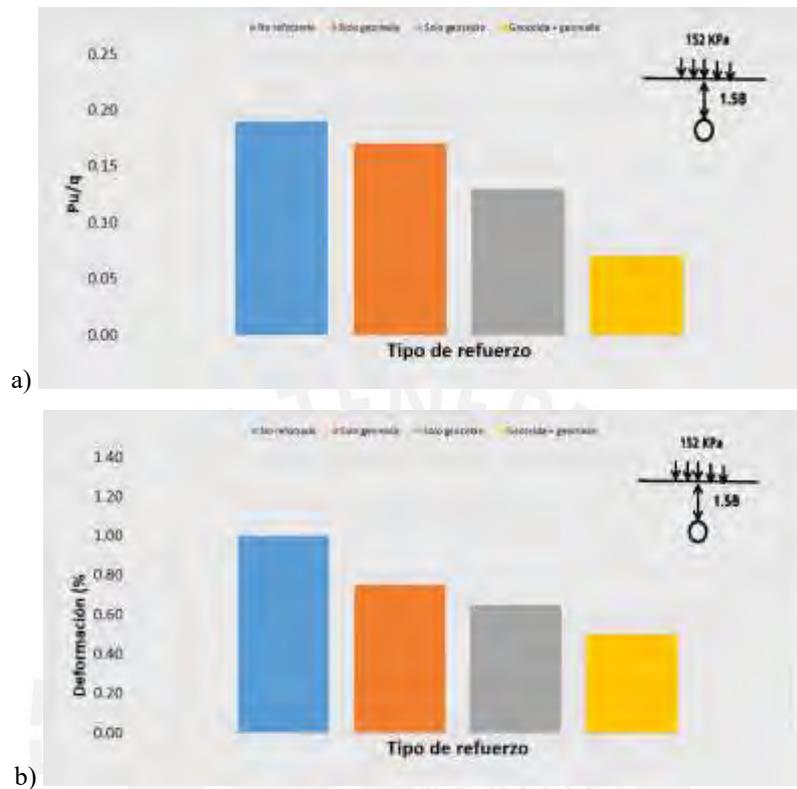


Figura 2.8: a) Presión y b) deformación de la parte superior de la tubería (adaptado de Hedge & Sitharam, 2020).

Por otro lado, se pudo observar que, a medida que aumenta la profundidad de la tubería, el suelo reforzado incrementa su capacidad de asentamiento, pero se reduce su capacidad de soportar las cargas que actúan en ella (ver Figura 2.9). Aunque, esta reducción es menos significativa a medida que la profundidad aumenta. Además, debido a que la rigidez de la tubería es de 2 a 3 veces mayor que la del suelo reforzado, actúa como un refuerzo adicional para el sistema. Se pudo observar que las deformaciones en la parte superior de la tubería se redujeron en un 40% en comparación con el caso sin refuerzo, para diferentes profundidades y una presión de 152 kPa (ver Figura 2.10 y Figura 2.11). Al reducir las deformaciones y las presiones en la tubería, se disminuye el efecto de contaminación ambiental que podría producirse debido a la rotura de una tubería de servicio público. Además, se minimizan las perturbaciones superficiales y las preocupaciones socioeconómicas, ya que la geocelda aumenta la capacidad de carga del suelo de relleno y reduce los asentamientos diferenciales, lo que prolonga la vida útil de la estructura en comparación con la construcción convencional.

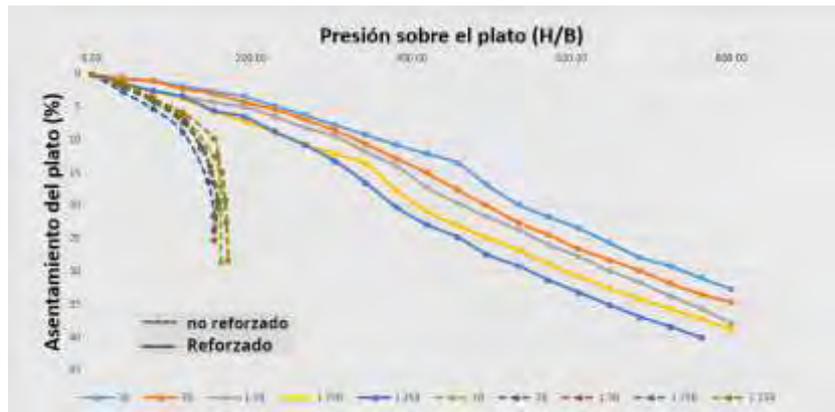


Figura 2.9: Variación de la presión de carga y asentamiento para distintas profundidades de la parte superior de la tubería (adaptado de Hedge & Sitharam, 2020).

Nota: En este gráfico, se puede observar cómo varía la presión de carga y el asentamiento con respecto a la profundidad de la parte superior de la tubería.

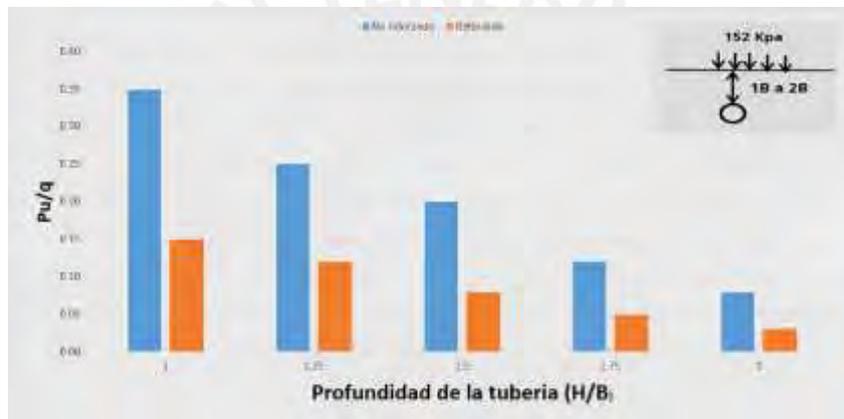


Figura 2.10: Reducción de la presión superior de la tubería para diferentes profundidades (adaptado de Hedge & Sitharam, 2020).

Se observa que, a mayor profundidad de la parte superior de la tubería, no hay mucha reducción de las presiones, como en caso donde la profundidad es igual al ancho de la zapata.

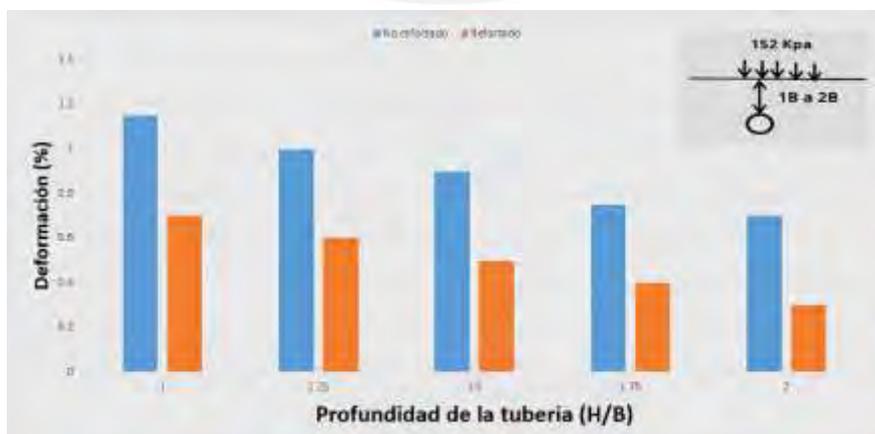


Figura 2.11: Reducción de la deformación de la parte superior de la tubería (adaptado de Hedge & Sitharam, 2020).

Se puede observar que las deformaciones se mantienen constantes para el suelo reforzado a pesar de que la profundidad de la parte superior de la tubería aumente.

Finalmente, para validar sus resultados, los investigadores realizaron un modelado numérico con elementos finitos utilizando el software FLAC 3D. Los resultados del modelado se pueden observar en las siguientes Figura 2.12 y Figura 2.13.

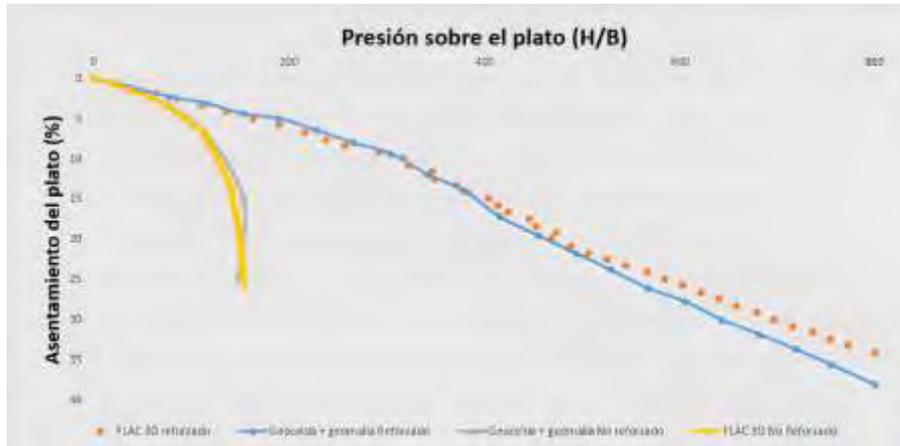


Figura 2.12: Comparación de las presiones de cargas vs asentamientos (adaptado de Hedge & Sitharam, 2020).

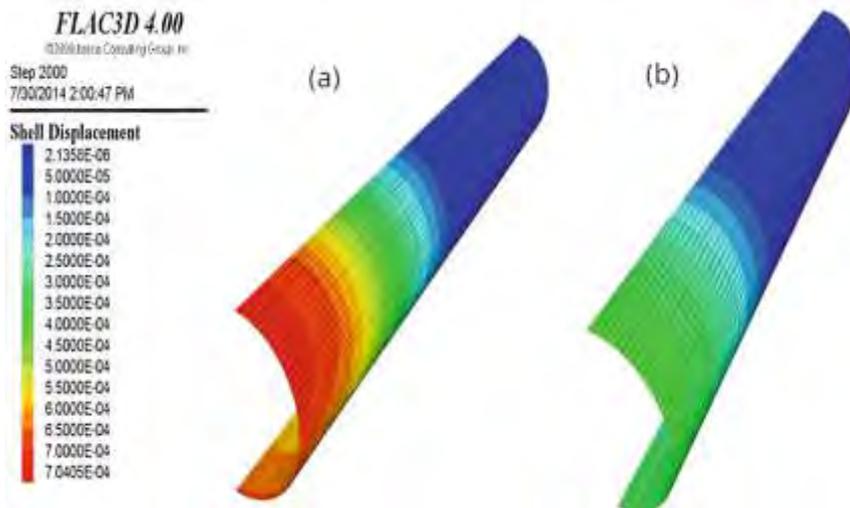


Figura 2.13: Desplazamientos en la parte superior de la tubería: a) no reforzado y b) reforzado (Hedge & Sitharam, 2020).

3. Diseño con geoceldas

3.1. Determinación de la capacidad portante

3.1.1. Koerner (2005)

En 1994, Robert Koerner propuso un método para calcular la capacidad de carga de suelos reforzados con geoceldas. Su enfoque se basó en un experimento llevado a cabo por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (*U.S. Army Corps of Engineers*), que evaluó el número de pasadas de vehículos sobre un suelo reforzado con dicho material. La expresión propuesta por Koerner para determinar la capacidad de carga del suelo con la matriz de refuerzo de geosintéticos se muestra en la Figura 3.1 y en la Ecuación (3.1).

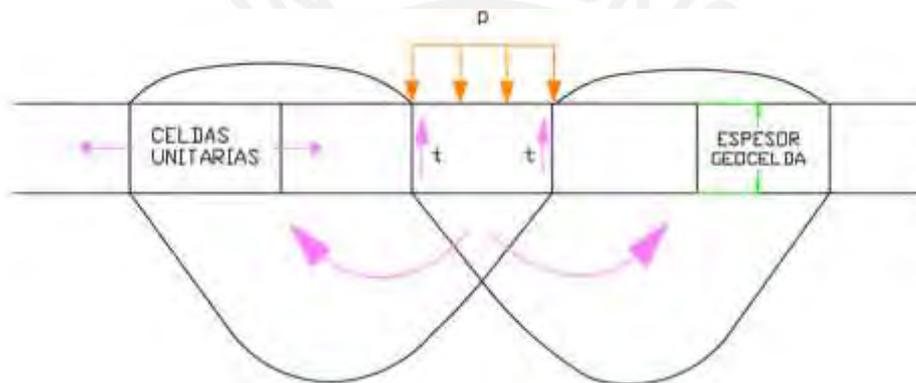


Figura 3.1: Idealización del comportamiento del suelo con geocelda (adaptado de Koerner, 2005).

$$p_r = 2\tau + p_u \quad (3.1)$$

Donde p_r es la capacidad portante del suelo reforzado, τ es el esfuerzo cortante producto de las paredes de la geocelda con el suelo dentro ($\tau = \sigma_h \tan \delta$), σ_h es el esfuerzo horizontal del suelo dentro de la geocelda ($\sigma_h = p K_a$), p es la carga distribuida de la cimentación hacia el suelo, k_a es el coeficiente de empuje activo del terreno ($K_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$) y δ es el ángulo de corte entre el suelo dentro y las paredes de la geocelda (δ varía entre 15° a 20°).

Con fines de diseño, se requerirá que un factor de seguridad adicional a la capacidad portante del suelo sin reforzar, entonces la ecuación sería de la siguiente manera:

$$p_{r adm} = p_r / 3 \quad (3.2)$$

Donde $p_{r adm}$ es la capacidad portante del suelo reforzado admisible y q_0 es la presión admisible.

3.1.2. Presto (2008)

La ecuación para determinar la capacidad de carga utilizando geoceldas fue desarrollada en la década de 1970 por la Estación Experimental de Vías Navegables del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos. Este estudio se llevó a cabo con el propósito de encontrar métodos de construcción rápida de caminos en arenas para operaciones de desembarco en playas y en terrenos desérticos. A finales de la década de 1970, la empresa Presto desarrolló el sistema de confinamiento celular Geoweb, basado en dicha investigación, con el objetivo de ofrecer un producto comercial para el diseño y la construcción de caminos sin pavimentar sobre suelos blandos (Presto Geosystems, 2008). La geocelda desempeña las funciones de separación y refuerzo en suelos problemáticos. La fórmula utilizada por la empresa es la siguiente:

$$p_r = 2 \frac{h}{d} k_a \sigma_{vm} \tan \delta + p_u \quad (3.3)$$

Donde h es la altura de la geocelda, d es el diámetro de la geocelda, p_u es la capacidad portante del suelo sin reforzar, K_a es el coeficiente de empuje activo del terreno ($K_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$), σ_{vm} es el promedio de esfuerzo verticales del suelo, ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo y δ es el ángulo de corte entre el suelo dentro y las paredes de la geocelda ($\delta = 0.7 \times \phi$). El cálculo a seguir es detallado en Presto (2008).

Con fines de diseño, se requerirá que un factor de seguridad adicional a la capacidad portante del suelo sin reforzar, entonces la ecuación sería de la siguiente manera:

$$p_{r \text{ adm}} = p_r / 3 \quad (3.4)$$

3.1.3. Avesani et al. (2013)

El propósito de este método es aumentar la capacidad de carga del suelo utilizando geoceldas, aprovechando el efecto de confinamiento proporcionado por los materiales geosintéticos y considerando los efectos de los esfuerzos dispersivos en el terreno. Se busca mejorar la capacidad portante del suelo y garantizar una mayor estabilidad en las estructuras construidas sobre él. En Avesani et al. (2013) se detalla el paso a paso de las condiciones asumidas para la obtención de la fórmula. A continuación, se describe la fórmula de Avesani et al. (2013).

$$p_r = p_u + n \times \left(4 \frac{h}{d} k_o p e \tan \delta + (1 - e) p \right) \quad (3.5)$$

Donde p_u es la capacidad portante del suelo sin reforzar, n es el número de capas de geocelda, h es la altura de la geocelda, d es el diámetro de abertura de la geocelda, k_o es el coeficiente de empuje en reposo, p es la carga aplicada sobre la cimentación, e es el efecto de redistribución de efectos $\left(e = \frac{BL}{(B+2d)(L+2d)} \right)$, δ es el ángulo de corte entre las paredes de la geocelda y el suelo $(\delta = \frac{2}{3} \phi)$ y ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo.

Con fines de diseño, se requerirá que un factor de seguridad adicional a la capacidad portante del suelo sin reforzar, entonces la ecuación sería de la siguiente manera:

$$p_{r \text{ adm}} = p_r / 3 \quad (3.6)$$

3.2. Determinación de la tensión y la longitud de empotramiento

Para la determinación de la tensión y la longitud de empotramiento, se usa la metodología de Binquet y Lee (1975), la información de este teorema será tomado de la investigación de Egoavil (2012). Este menciona que los primeros estudios realizados sobre el uso de geosintéticos para refuerzo de suelos fueron los ensayos de laboratorio ejecutados por Binquet y Lee, tal como lo cita Egoavil (2012). Estos introdujeron el concepto de BCR (*Bearing Capacity Ratio*), la cual se obtiene mediante la relación de la capacidad de carga de una cimentación reforzada entre la no reforzada para un mismo nivel de asentamiento.

$$BCR = \frac{q_d \text{ reforzado}}{q_d \text{ sin reforzar}} = \frac{p_r}{q_0} \quad (3.7)$$

Donde p_r es la capacidad portante del suelo reforzado, q_0 es la capacidad portante del suelo sin reforzar y BCR es la razón de la capacidad portante.

La descripción del ensayo, el entorno del ensayo, la verificación de la colocación de los refuerzos y el número máximo de refuerzo que ejerce un aumento en el BCR se describen en Egoavil (2012). Asimismo, Binquet y Lee (1975), como lo cita Egoavil (2012), identificaron 4 principales mecanismos de falla en cimentaciones reforzadas: el primer mecanismo de falla es por encima de la primera capa de refuerzo, se da cuando el refuerzo colocado no está dentro de la superficie de falla de la capacidad de carga (ver Figura 3.2a); el segundo mecanismo se produce por la rotura de los refuerzos, se da

cuando los esfuerzos sobre el material de refuerzo superan a las tensiones de los refuerzos (ver Figura 3.2b); el tercer mecanismo de falla es una falla por *pullout*, se da cuando la longitud de empotramiento no es la adecuada para generar un incremento en la capacidad portante (ver Figura 3.2c); y el cuarto mecanismo de falla es por *creep*, se da cuando el material es sometido a deformaciones permanentes en el tiempo debido a las constantes cargas repetitivas que ejerce la cimentación (ver Figura 3.2d). Para una mayor información de los mecanismos de falla se recomienda leer el libro de diseño de infraestructura.

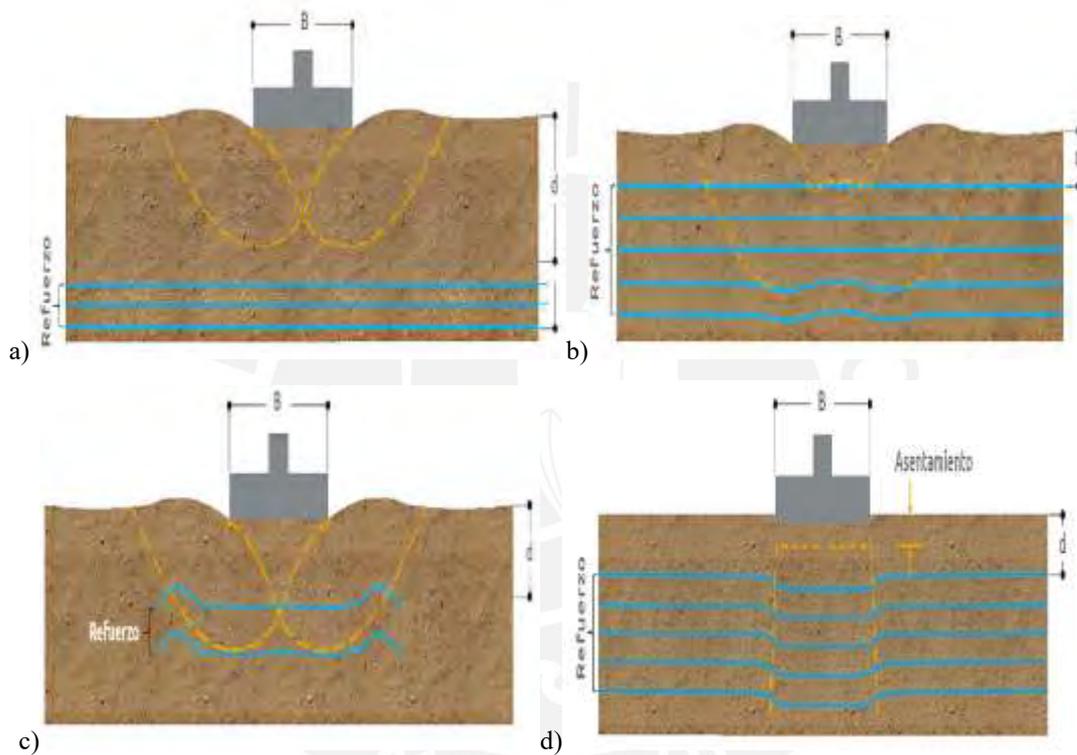


Figura 3.2: Fallas a) por encima de la primera capa de refuerzo, b) rotura del refuerzo, c) por pullout y d) por creep (GEOSOFTE, 2021).

Por otro lado, Binquet y Lee (1975) como lo cita Egoavil (2012), propone una metodología en base a los estudios que realizaron sobre refuerzo de arenas con tiras metálicas. Esta metodología se basa en determinar el aumento de la capacidad portante mediante el uso de geosintéticos asumiendo hipótesis básicas que se describe en Egoavil (2012). La hipótesis del método se ejemplifica en la Figura 3.3.

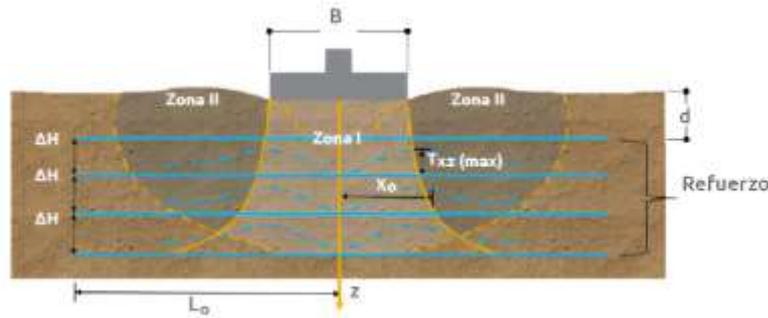


Figura 3.3: Mecanismo de falla en cimentaciones reforzadas con geosintéticos (GEOSOFIT, 2021).

La determinación de cada ecuación se detalla con especificación en el libro de “Diseño de Infraestructura con Geosintéticos”.

Determinación de la resistencia a la rotura:

$$T_{(N)} = \frac{1}{N} \left[p_{u \text{ adm}} \left(\frac{p}{p_{u \text{ adm}}} - 1 \right) (JB - I\Delta H) \right] \quad (3.8)$$

Donde N es el número de capas de refuerzo, $p_{u \text{ adm}}$ es la capacidad portante admisible del suelo sin reforzar, p es la presión transmitida por la cimentación, ΔH es el espesor de una franja de estrato del suelo analizado, B es el ancho de la cimentación, J e I son los factores adimensionales del método obtenidos de la Figura 3.4.

Determinación de la resistencia al arrancamiento del refuerzo:

$$F_B = 2 \tan \delta LDR \left[MB p_{u \text{ adm}} \left(\frac{p}{p_{u \text{ adm}}} \right) + \gamma (L_0 - X_0) (z + D_f) \right] \quad (3.9)$$

Donde LDR es la razón de densidad lineal (para geotextiles $LDR = 1$ y para geomallas LDR varía entre 0.08 y 0.47), δ es el ángulo de interacción de suelo-refuerzo, M es el factor adimensional del método obtenido de la Figura 3.4a, L_0 y X_0 son los factores obtenidos de la Figura 3.4b, z es el espesor del suelo reforzado y D_f es la profundidad de cimentación.

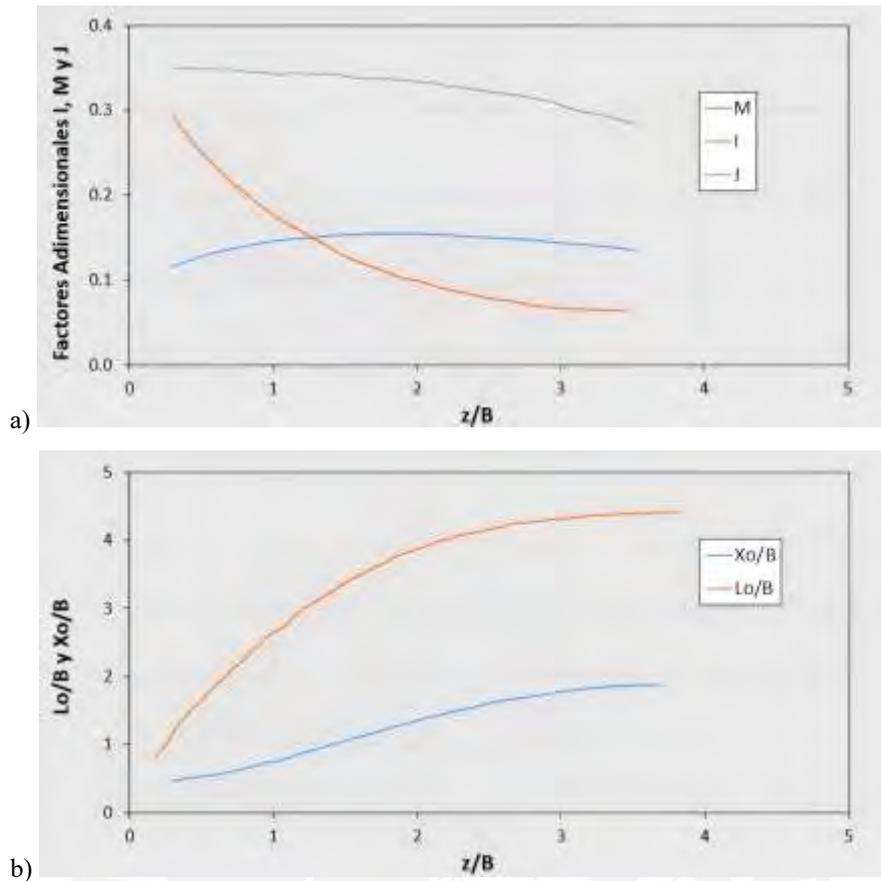


Figura 3.4: a) Variación I , M y J y b) de L_0/B y X_0/B todos con respecto a z/B (Egoavil, 2012).

Finalmente, el factor de seguridad al arrancamiento es igual a:

$$FS_a = \frac{F_B}{T_{(N)}} \quad (3.10)$$

Para la elección del geosintético, se halla la resistencia de diseño con la siguiente fórmula descrita en (GEOSOFIT, 2021):

$$T_{diseño} = \frac{T_{últ}}{FRID \times FRFL \times FRDQ_B} \quad (3.11)$$

Donde $FRID$ es el factor de reducción debido a daños por instalación, $FRFL$ es el factor de reducción debido a la fluencia *creep*, $FRDQ_B$ es el factor de reducción por degradación química y biológica y $T_{últ}$ es la resistencia última del geosintético.

Los valores de los factores de reducción cambian debido a la función principal de diseño del geosintético, para este caso, se usa los factores de seguridad en función a refuerzo.

Tabla 3.1: Factores de reducción para geotextiles (GEOSOFT, 2021).

AREA	Daño por instalación FRID	Fluencia FRFL	Degradación química/ biológica** FRDQB
Separación	1.1 a 2.5	1.5 a 2.5	1.0 a 1.5
Protección Geomembranas	1.1 a 2.0	1.2 a 1.5	1.0 a 2.0
Caminos no pavimentados	1.1 a 2.0	1.5 a 2.5	1.0 a 1.5
Muros de Cotención	1.1 a 2.0	2.0 a 4.0	1.0 a 1.5
Terraplenes sobre suelos blandos	1.1 a 2.0	2.0 a 3.5	1.0 a 1.5
Fundaciones	1.1 a 2.0	2.0 a 4.0	1.0 a 1.5
Estabilización de Taludes	1.1 a 1.5	2.0 a 3.0	1.0 a 1.5
Capas Pavimento	1.1 a 1.5	1.0 a 2.0	1.0 a 1.5
Ferrocarriles	1.5 a 3.0	2.0 a 4.0	1.5 a 2.0
Geotextile Tube	1.1 a 1.5	1.5 a 3.0	1.0 a 1.5

Tabla 3.2: Factores de reducción para geomallas (GEOSOFT, 2021).

AREA	Daño por instalación FRID	Fluencia FRFL	Degradación química/ biológica** FRDQB
Caminos pavimentados	1.2 a 1.5	1.5 a 2.5	1.1 a 1.7
Caminos no pavimentados	1.1 a 1.6	1.5 a 2.5	1.0 a 1.6
Terraplenes sobre suelos blandos	1.1 a 1.4	2.0 a 3.0	1.1 a 1.5
Estabilización de taludes	1.1 a 1.4	2.0 a 3.0	1.1 a 1.5
Muros de contención	1.1 a 1.4	2.0 a 3.0	1.1 a 1.5
Fundaciones	1.2 a 1.5	2.0 a 3.0	1.1 a 1.6

Para el caso de las geoceldas, no hay un estudio sobre los factores de reducción debido a que su campo de aplicación y las áreas a usar, aún, no está bien desarrollado. Aunque, el libro recomienda utilizar un valor general de 1.5 de factor de reducción (GEOSOFT, 2021). Al final la experiencia en la aplicación de este material será fundamental para los factores de reducción a usar en el diseño.

3.3. Comparación con otros geosintéticos

El diseño con geocelda será comparado con el diseño con geotextiles y geomallas, en la cual, para la determinación de la capacidad portante, se usará la metodología de Huang y Menq (1997). Sin embargo, para la determinación de la tensión y longitud de empotramiento, se usará la metodología descrita en el apartado 3.2.

El método de Huang y Menq está basado en los mecanismos de falla propuesto por Schlosser et al. (1983) como se puede ver en la Figura 3.5. Los autores describen que el incremento de la capacidad de carga del suelo se debe a que la profundidad de la cimentación debido al empotramiento que genere en el suelo (Huang & Menq, 1997). Además, describen el efecto de losa ancha de modo que, producto de este efecto, habrá un aumento del ancho de cimentación (ΔB) debido a la interacción del suelo con el refuerzo dentro del espesor de refuerzo (d). Sin embargo, los autores solo proponen la ecuación de capacidad de carga para un suelo arenoso homogéneo reforzado. Inclusive, con ayuda de los resultados de ensayos de laboratorio obtenidos por los autores citados en su artículo

para su comparación con el método, ellos pueden determinar una regresión lineal del ángulo de dispersión de carga con la finalidad de obtener una ecuación para el incremento ΔB . A continuación, se muestra el procedimiento a seguir en base a las recomendaciones de los autores.

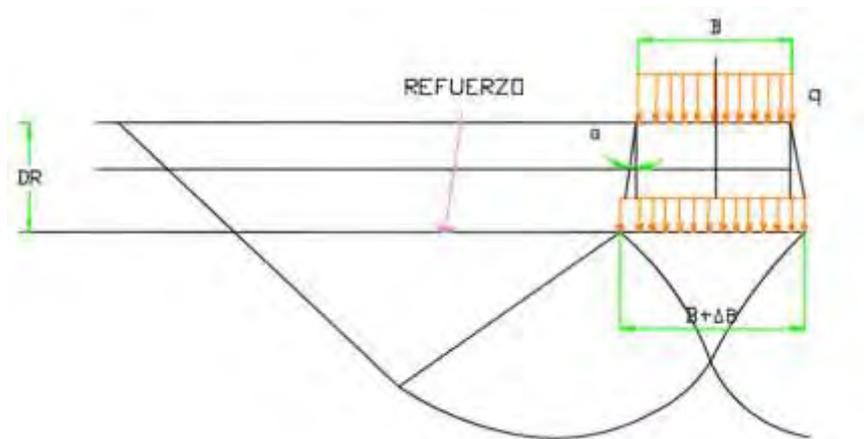


Figura 3.5: Mecanismo de falla del sistema de refuerzo (adaptado de Huanq y Menq, 1997).

Paso 01: Determinar el valor de ratio de cobertura (CR).

$$CR = \frac{w}{W} \quad (3.12)$$

Donde w es el ancho de costilla del geosintético y W es el espaciamiento entre costillas del geosintético.

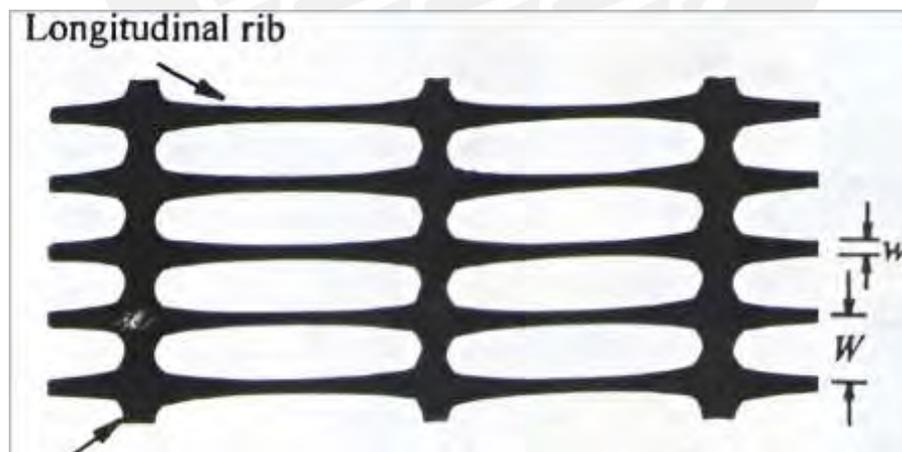


Figura 3.6: Perfil de una geomalla de refuerzo (Egoavil, 2012).

Paso 02: Calcular el valor de $\tan(\alpha)$ de la regresión lineal.

$$\tan(\alpha) = 0.680 - 2.071 \times \frac{\Delta H}{B} + 0.743 \times CR + 0.030 \times \frac{l}{B} + 0.076n \quad (3.13)$$

Donde ΔH es la separación entre capas de refuerzos, B es el ancho de la

cimentación, l es la longitud del refuerzo, n es el número de capas de refuerzo.

La ecuación es válida si se cumple las siguientes condiciones de los autores, las cuales son:

$$\begin{array}{lll} \tan \alpha > 0, & 0.25 \leq h/B \leq 0.50, & 0.3 \leq d/B \leq 2.5 \\ 0.02 \leq CR \leq 1.0, & 1 < l/B \leq 10, & 1 \leq n \leq 5 \end{array}$$

Paso 03: Determinar el incremento de la base con la siguiente ecuación:

$$\Delta B = \tan \alpha \times (2 \times D_R) \quad (3.14)$$

Donde ΔB es el incremento de la base y D_R es el espesor del estrato de suelo reforzado.

Paso 04: Determinar la ecuación de la capacidad de carga para un suelo reforzado.

$$p_r = (\eta \times (B + \Delta B) \times \gamma \times N_\gamma) + (\gamma \times (D_f + D_R) \times N_q) \quad (3.15)$$

Donde γ es el peso específico del suelo, B es el ancho de la cimentación, D_f es la profundidad de cimentación, N_γ y N_q son los factores de capacidad de carga obtenidas de la ecuación de Terzaghi, η es 0.4 para cimentaciones cuadradas y 0.5 para cimentaciones continuas.

3.4. Alternativas de mitigación de una cimentación

En este acápite, se va a mostrar algunos inconvenientes que se podría tener en obra ante la presencia de agentes externos si no se toma precaución del caso. A continuación, se detalla algunos ejemplos sobre algunas consideraciones que afectarían el diseño del sistema de refuerzo y la pérdida de la capacidad portante, así como las propiedades mecánicas del suelo elaborado. Por último, se describe una posible solución de ellos.

3.4.1. Mezcla de partículas de diferentes tipos de suelos:

Este problema se da, mayormente, cuando hay dos estratos de suelos en las cuales poseen granulometrías muy diferentes de modo que tienden a formar una zona de mezcla entre sus partículas. El principal problema de este inconveniente se debe a que, al mezclarse ambas partículas de los estratos de suelo, las propiedades mecánicas de ambos estratos se pierden de modo que la capacidad portante se reduce (ver Figura 3.7). Esto podría conllevar a que la presión con la que ha sido diseñada, no funcione en su proceso de ejecución y el sistema elaborado colapse debido a la pérdida de sus propiedades.

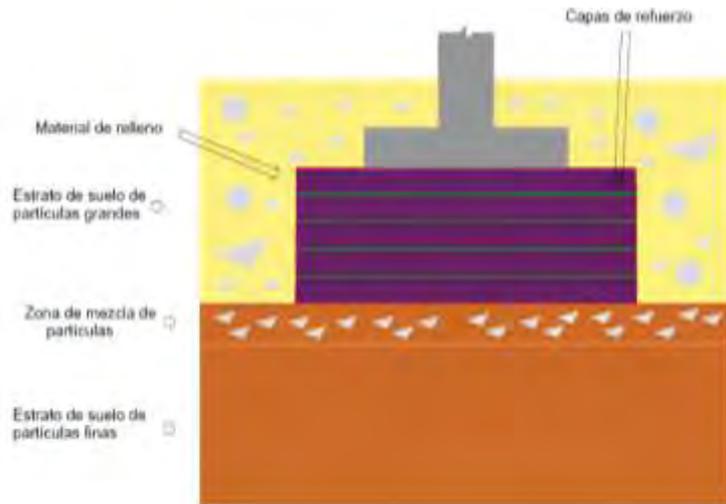


Figura 3.7: Esquema del problema de la mezcla de partículas.

Como posible solución, varios autores recomiendan el uso de un geotextil como función de separación, como se muestra en la Figura 3.8. Koerner (2005) describe que el geotextil tiene la capacidad de realizar la función de separación y, a la vez, la función de refuerzo por lo que, indirectamente, se le estaría añadiendo mayor refuerzo al terreno y, por ende, mayor capacidad portante.

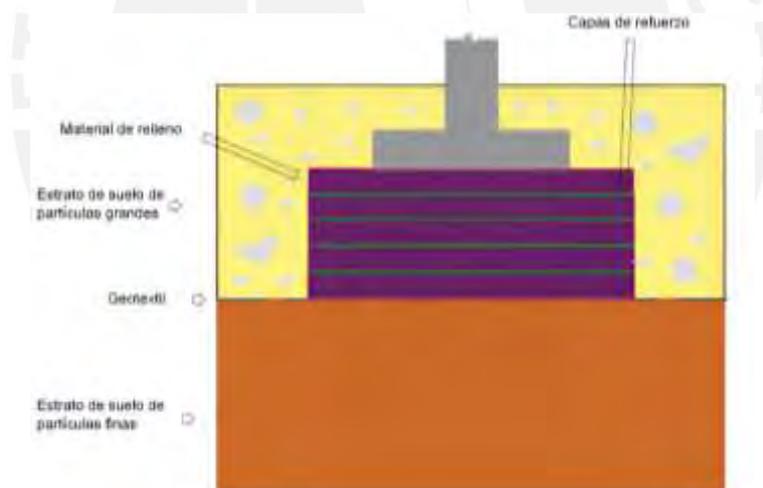


Figura 3.8: Esquema del uso de geotextil en función de separación.

3.4.2. Nivel freático alto

El principal problema debido a la presencia de nivel freático se debe a que el terreno por capilaridad podría saturar el material de relleno y, a la vez, reducir sus propiedades físicas y mecánicas del material mismo (ver Figura 3.9). Además, esto podría conllevar a que el agua subterránea contenga algunas sustancias químicas de modo que perjudicaría al concreto de la zapata al descascararla si no se ha previsto con anticipación. Esta reacción de las sustancias al concreto podría exponer al acero de refuerzo en contacto con las sustancias químicas hasta su oxidación de modo que el sistema en general colapsaría.

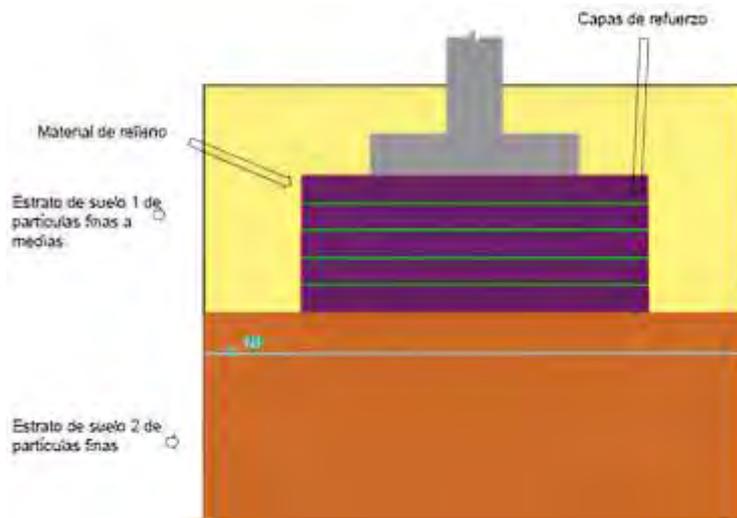


Figura 3.9: Esquema del problema debido a la presencia de napa freática.

Como posible solución, se recomienda que se realice un sistema de drenaje como el propuesto a continuación.

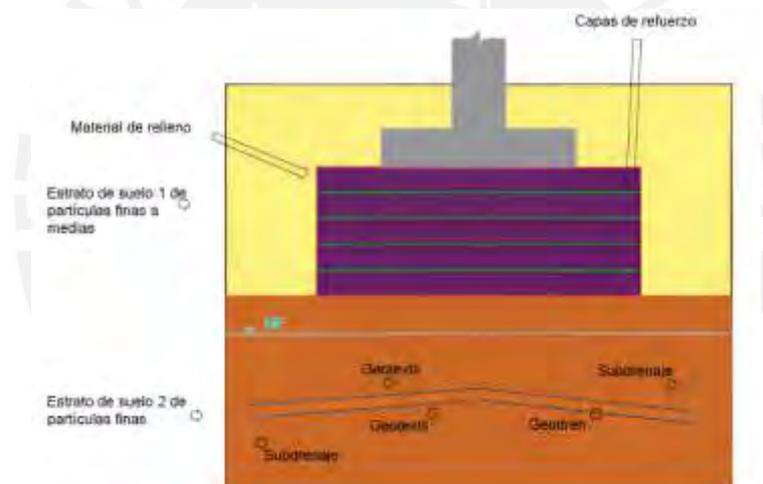


Figura 3.10: Propuesta de solución para la presencia de napa freática.

En este sistema de drenaje, se utiliza los geodrenes o geonets debido a que es un tipo de geosintético ideal para la conducción de las aguas o sustancias líquidas hacia la estructura de perforación de drenaje, tal como se muestra en la Figura 3.10) Además, se podría revestir los geodrenes con geotextiles al igual que en los subdrenajes de modo que este geocompuesto evitaría que los finos del suelo lleguen al geodren hasta colmatarlo. Asimismo, se recomienda colocar drenajes superficiales si la colmatación del drenaje subterránea lograra a suceder. La función del diseño del geotextil para esta solución sería de filtración.

3.4.3. Mezcla con nivel freático alto

Este problema es una combinación de las preocupaciones descritas anteriormente.

Como se puede observar en la Figura 3.11, la zona de mezcla al saturarse podría formar un lente de arena, debido que en ese espesor, el suelo mezclado es prácticamente nulo por baja resistencia. Esto conlleva que se produzca mayores asentamientos sobre la zapata y originarle una falla por corte. El resto de problemas se detalló anteriormente.

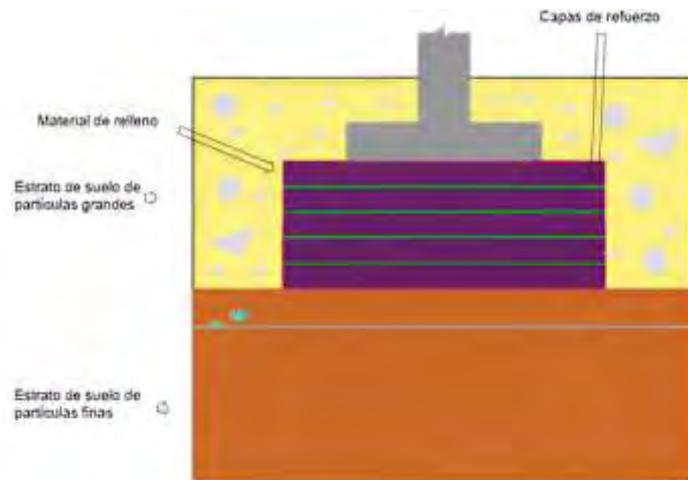


Figura 3.11: Esquema del problema mixto.

Como posible solución para este problema en obra se detalla en la Figura 3.12.

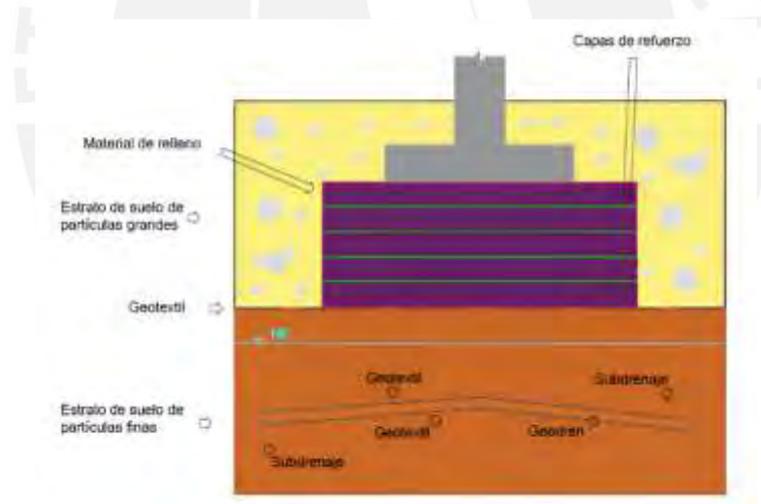


Figura 3.12: Propuesta de solución para el problema mixto.

Como se aprecia, prácticamente, es combinar las soluciones anteriores, pero con criterio de modo que se prevé el buen funcionamiento del sistema de refuerzo y la funcionalidad del mismo, para así evitar pérdidas económicas y humanas ante el colapso de la estructura. No obstante, el presupuesto del sistema ya no dependerá de las partidas descritas en el Anexo 2, sino que se deberá de considerar mayores partidas por el añadido de nuevas estructuras geotécnicas dentro de la estructura general. Por lo tanto, para la elección del material a elegir, dependerá mucho de la experiencia del personal y de la empresa en realizar tales estructuras geotécnicas a parte del aspecto técnico y económico.

4. Ensayo experimental de una zapata circular

El presente caso de estudio se trata de un ensayo experimental del uso de geocelda sobre una zapata circular cimentada sobre un suelo cohesivo realizado por Meneses (2004), el esquema del ensayo realizado se muestra en la Figura 4.1. En el ensayo, el investigador utiliza una geocelda de polietileno de alta densidad, un suelo de fundación de arcilla y un suelo de relleno granular, las propiedades de presentan en la Tabla 4.1. La carga es distribuida en una zapata circular de 350 mm de diámetro y en la Tabla 4.2 se presenta los incrementos de carga aplicados. En la ejecución del ensayo se incrementa la presión o carga aplicada proveniente de la zapata circular con la finalidad de determinar el aporte que el material ejerce, como refuerzo, sobre el suelo de fundación. Los resultados del ensayo se pueden observar en la Tabla 4.2 El uso de la máquina de laboratorio, el volumen de suelo utilizado sobre el espécimen del tanque de acero, etc.; se detalla con mayor información en Meneses (2004) y Avesani et al. (2013).

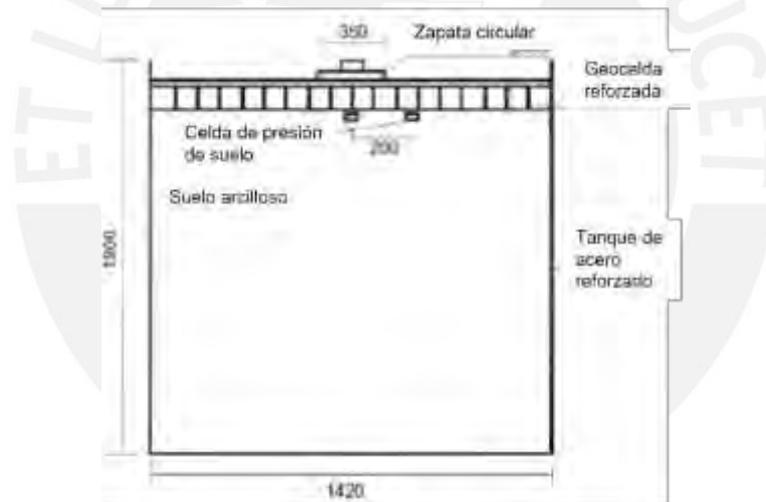


Figura 4.1: Esquema del ensayo de Meneses (2004).

Tabla 4.1: Datos y parametros del ensayo experimental (Menese, 2004).

Parámetros de la geocelda	Material de fabricación Polietileno de alta densidad (HDPE)		
	h (mm)	190.00	
d (mm)	50.00		
Parámetros del suelo de fundación	c (kPa)	20.00	
	γ (kN/m ³)	15.50	
Datos de la cimentación	B (mm)	350.00	
	L (mm)	350.00	
	Df (mm)	30.00	
Parámetros del material de relleno	ϕ (°)	35.00	
	γ (kN/m ³)	19.00	

Tabla 4.2: Cargas aplicadas en el ensayo de Meneses (Avesani Neto et al., 2013)

p (kPa)	0.00	15.59	31.18	46.77	62.36	77.95	93.54	109.13	124.73	140.32	155.91	171.50	187.09
f (kPa)	0.00	4.29	16.18	25.47	35.96	47.55	60.54	72.53	85.43	105.12	119.11	127.30	149.08

4.1. Capacidad de carga para el caso sin refuerzo.

Para el cálculo de la capacidad de carga de un suelo sin refuerzo se emplea la fórmula de Terzaghi (Terzaghi et al., 1996).

Factores de capacidad de carga: Como el suelo de fundación es arcilla, entonces el ángulo de fricción se asume igual a 0° ($\phi = 0^\circ$).

$$N_q = e^{\pi \times \tan 0^\circ} \times \tan^2 \left(45 + \frac{0^\circ}{2} \right) = 1$$

$$N_c = \pi + 2 = 5.14$$

$$N_y = \frac{\tan 0^\circ}{2} \left(\frac{10.8}{\cos^2 0^\circ} - 1 \right) = 0$$

Factores de forma de la cimentación: Como la cimentación ensayada es una zapata circular, entonces los factores de forma de Terzagui son los siguientes: $s_c = 1.30$ y $s_y = 0.60$ y $s_q = 1$.

Cálculo de la capacidad de carga del suelo sin reforzar:

$$p_u = cN_c s_c + \gamma D_f N_q s_q$$

$$p_u = (20 \times 5.14 \times 1.30) + (15.50 \times 0.03 \times 1 \times 1) = 134.15 \text{ kPa}$$

Cálculo de la capacidad admisible del terreno:

$$q_o = \frac{p_u}{FS}$$

$$q_o = \frac{134.15}{3} = 44.72 \text{ kPa}$$

4.2. Capacidades de cargas para suelos reforzados

Koerner (1994): Los parámetros de refuerzo, la propiedad geométrica de la geocelda y los resultados obtenidos se muestra en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3: Refuerzo con geocelda por el método de Koerner.

K_a	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27
δ (°)	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00
$\tan \delta$	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32
p (kPa)	0.00	15.59	31.18	46.77	62.36	77.95	93.54	109.13	124.73	140.32	155.91	171.50	187.09
I (kPa)	0.00	2.75	5.49	8.24	10.98	13.73	16.47	19.22	21.96	24.71	27.46	30.20	32.95
p_r (kPa)	134.15	136.89	139.64	142.38	145.13	147.87	150.62	153.37	156.11	158.86	161.60	164.35	167.09
p_r es mayor a p ?	Si	No	No										

Presto (2008): Los parámetros de refuerzo, la propiedad geométrica de la geocelda y los resultados obtenidos se muestra en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4: Refuerzo con geocelda por el método de Presto.

K_0	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27
δ (°)	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50
$\tan \delta$	0.46	0.46	0.46	0.46	0.46	0.46	0.46	0.46	0.46	0.46	0.46	0.46	0.46
h/d	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26
$p = \text{avm}$ (kPa)	0.00	15.59	31.18	46.77	62.36	77.95	93.54	109.13	124.73	140.32	155.91	171.50	187.09
I (kPa)	0.00	1.01	2.03	3.04	4.05	5.07	6.08	7.09	8.11	9.12	10.13	11.15	12.16
p_r (kPa)	134.15	135.16	136.17	137.19	138.20	139.21	140.23	141.24	142.26	143.27	144.28	145.30	146.31
p_r es mayor a p ?	Si	No	No	No									

Avesani et al. (2013): Los parámetros de refuerzo, la propiedad geométrica de la geocelda y los resultados obtenidos se muestra en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5: Refuerzo de geocelda por el método de Avesani et al.

K_0	0.43	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27
δ (°)	23.33	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50	24.50
$\tan \delta$	0.43	0.46	0.46	0.46	0.46	0.46	0.46	0.46	0.46	0.46	0.46	0.46	0.46
h/d	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26
α	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23
p (kPa)	0.00	15.59	31.18	46.77	62.36	77.95	93.54	109.13	124.73	140.32	155.91	171.50	187.09
I (kPa)	0.00	12.70	25.40	38.10	50.80	63.50	76.20	88.90	101.61	114.31	127.01	139.71	152.41
p_r (kPa)	134.15	146.85	159.55	172.25	184.95	197.65	210.35	223.05	235.76	248.46	261.16	273.86	286.56
p_r es mayor a p ?	Si												

En la Figura 4.2a, gráfica de presión aplicada vs incremento del aporte de la geocelda p vs I , se muestra el aporte de la geocelda al aumento de la presión aplicada con las diferentes soluciones analíticas. En la Figura 4.2b, gráfica de presión aplicada vs capacidad portante del suelo reforzado p vs p_r , se muestra la variación de la capacidad de carga para suelos reforzados con geocelda al aumento de la presión aplicada con las diferentes soluciones analíticas. En ambas figuras se observa que la ecuación de Avesani et al. (2013) es la que mejor se comporta o tiene mejor precisión con respecto al ensayo experimental de Meneses (2004).

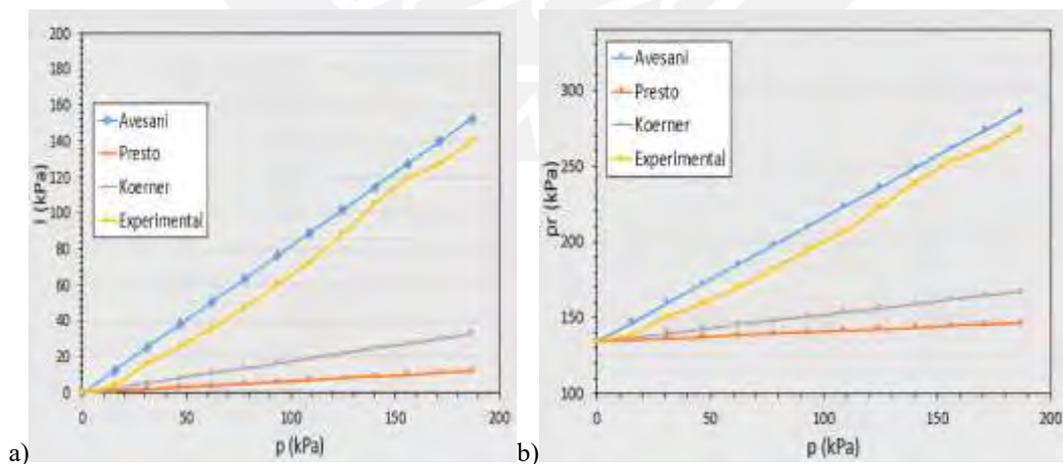


Figura 4.2: a) Aporte de la geocelda y b) capacidad portante con respecto a la variación de la carga.

5. Diseño de cimentación reforzada de una zapata continúa.

Este caso de estudio se basa de un ejemplo de diseño de una base reforzada con cuatro capas de refuerzos sobre un suelo granular. Para fin de la investigación, se adapta el ejemplo de modo que la carga horizontal y la sobrecarga sobre la cimentación continua no es tomada en cuenta, en la Figura 5.1 se presenta el esquema de diseño de la base reforzada para una zapata continúa. Las propiedades del geosintético a utilizar son extraídas de fichas técnicas con la finalidad de poder realizar una comparación de diseño. Estas fichas técnicas se muestran en el anexo C. Los datos geométricos y los parámetros geotécnicos de los suelos de fundación y de relleno del presente caso se presentan en Tabla 5.1 y Tabla 5.2, respectivamente.

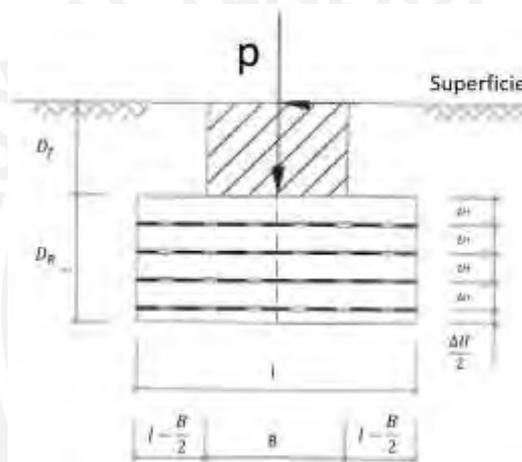


Figura 5.1: Esquema de diseño de la base reforzada para una zapata continúa.

Tabla 5.1: Datos geométricos del esquema de diseño.

Relación	D_f (m)	B (m)	D_R (m)	d (m)	ΔH (m)
Valor	1.00	1.50	1.35	0.30	0.30

Tabla 5.2: Propiedades del suelo utilizados en el diseño de la base reforzada.

Material	E_s (MN/m ²)	E_s (kN/m ³)	ϕ (°)	E_s (kN/m ²)
Terreno natural	8.0	18.0	25.0	5.0
Relleno	-	20.0	40.0	0.0

5.1. Diseño de base de zapata continúa

5.1.1. Capacidad de carga del suelo para el caso no reforzado

Para el cálculo de la capacidad de carga de un suelo sin refuerzo se empleará la fórmula de Terzaghi descrita en el capítulo III.

Factores de capacidad de carga:

$$N_q = e^{\pi \times \tan 25^\circ} \times \tan^2 \left(45 + \frac{25^\circ}{2} \right) = 10.66$$

$$N_c = (10.66 - 1) \times \cot(25^\circ) = 20.72$$

$$N_y = \frac{\tan 25^\circ}{2} \left(\frac{31.8}{\cos^2 25^\circ} - 1 \right) = 8.79$$

Factores de forma de la cimentación:

Como la cimentación ensayada es una zapata continua, entonces $s_c = 1.00$ y $s_y = 1.00$. Además, se asume $s_q = 1.00$.

Cálculo de la capacidad de carga del suelo sin reforzar (p_u):

$$p_u = (5 \times 20.72 \times 1) + (18 \times 1 \times 10.66 \times 1) + (0.5 \times 18 \times 1 \times 8.79 \times 1) = 414.23 \text{ kPa}$$

Cálculo de la capacidad admisible del terreno (p_{adm}):

$$p_{adm} = \frac{414.23}{3} = 138.08 \text{ kPa}$$

5.1.2. Diseño sin refuerzo

Para este diseño se utiliza solo el material de relleno presentado en el caso de estudio. Como el ángulo de fricción del material de relleno es 40° , entonces los factores de capacidad de carga y el cálculo de la capacidad portante serán los siguientes:

$$N_q = e^{\pi \times \tan 40^\circ} \times \tan^2 \left(45 + \frac{40^\circ}{2} \right) = 64.20$$

$$N_c = (64.20 - 1) \times \cot(40^\circ) = 75.31$$

$$N_y = \frac{\tan 40^\circ}{2} \left(\frac{141.0}{\cos^2 40^\circ} - 1 \right) = 100.4$$

$$p_r = (20 \times 1 \times 64.20 \times 1) + (0.5 \times 20 \times 1.50 \times 100.4 \times 1) = 2789.73 \text{ kPa}$$

$$p_{r adm} = 2789.73/3 = 929.91 \text{ kPa}$$

5.1.3. Diseño con geotextil

Considerando la metodología Binquet & Lee y una carga p de 450 kPa, tenemos que el valor de LDR es igual a:

$$LDR = \frac{1 \times (1.0m)}{1} = 1$$

Los detalles del cálculo se muestran en el Anexo 1. A continuación, se muestra la Tabla 5.3 donde se detallan los cálculos obtenidos.

Tabla 5.3: Resumen de los cálculos obtenidos con el uso de geotextil.

Capa	Profundidad (m)	Resistencia a la rotura T_R (kN/m)	Resistencia al Arrancamiento T_r (kN/m)	$F_{Sarrancamiento}$ (Tf/TN)	Verificación (Tf/TN)
1	0.30	33.02	98.08	2.97	Cumple
2	0.60	33.59	111.27	3.31	Cumple
3	0.90	34.40	123.55	3.59	Cumple
4	1.20	34.98	128.22	3.67	Cumple

Como se puede apreciar en la Tabla 5.3, la longitud de los refuerzos de 3 m genera un valor de resistencia al arrancamiento mayor que la resistencia a la rotura. Por lo tanto, nuestro refuerzo tiene una condición estable. Asimismo, se halla la resistencia de diseño y se compara que sea mayor a la resistencia de rotura última.

De la tabla 3.1, se escogerá los siguientes factores de reducción por daño de instalación (FRID), factor de reducción por factor de fluencia (FRFL) y factor por degradación química (FRDQ_B), las cuales son las siguientes:

$$FRID = 1.20, FRFL = 2.0 \text{ y } FRDQ_B = 1.0,$$

Reemplazándolo en la ecuación 3.11 se tiene que:

$$T_{diseño} = \frac{110}{1.2 \times 2.0 \times 1.0} = 45.83 \text{ kN/m}$$

$$T_{diseño} = 45.83 \frac{kN}{m} \geq 34.98 \frac{kN}{m} \text{ (Cumple)}$$

El geotextil elegido será un geotextil tejido TR8000, las propiedades son presentadas en el Anexo 3.

Por otro lado, para el cálculo de la capacidad portante para suelos reforzados, se reemplaza en las ecuaciones 3.14, 3.15 y 3.16 de modo que se obtuvo los siguientes resultado:

$$\tan \alpha = 0.680 - 2.071 \times \frac{0.30}{1.50} + 0.743 \times 1 + 0.030 \times \frac{3.00}{1.50} + 0.076 \times 4 = 1.37$$

$$\Delta B = 1.37 \times (2 \times 1.35) = 3.71 \text{ m}$$

$$p_r = (0.5 \times (1.5 + 3.71) \times 20 \times 64.20) + (20 \times (1 + 1.35) \times 100.4)$$

$$p_r = 7831.76$$

$$p_{r adm} = 7831.76/3 = 2610.59 \text{ kPa}$$

Como se puede notar la capacidad de carga del suelo admisible reforzado es superior a la carga aplicada. Entonces, el diseño cumple las condiciones de diseño descritas en el Capítulo 3.

5.1.4. Diseño con geomallas

Considerando la metodología Biquet & Lee y la carga p de 450 kPa, tenemos que el valor de la razón de la densidad lineal es igual a:

$$LDR = \frac{2.5mm \times (1.0m)}{25mm} = 0.1$$

Los detalles del cálculo se muestran en el Anexo 1. A continuación, se muestra la Tabla 5.4 donde se detallan los cálculos obtenidos con el uso de geomalla.

Tabla 5.4: Resumen de los cálculos obtenidos con el uso de geomalla.

Capa	Profundidad (m)	Resistencia a la rotura T_N (kN/m)	Resistencia al Arrancamiento T_r (kN/m)	$F_{Sarrancamiento}$ (T_f/T_N)	Verificación (T_f/T_N)
1	0.30	33.02	9.81	0.30	No Cumple
2	0.60	33.59	11.13	0.33	No Cumple
3	0.90	34.40	12.35	0.36	No Cumple
4	1.20	34.98	12.82	0.37	No Cumple

Como se puede apreciar en la Tabla 5.4, longitud de los refuerzos de 3 m genera un valor de resistencia al arrancamiento menor que la resistencia a la rotura. Por lo tanto, nuestro refuerzo tiene una condición inestable y se debe aumentar la longitud de empotramiento para que cumpla el diseño.

Al aumentar la longitud de empotramiento, se determina que la longitud óptima sería de 22 m y los resultados obtenidos son presentados en la Tabla 5.5.

Tabla 5.5: Resumen de los nuevos cálculos obtenidos con el uso de geomalla

Capa	Profundidad (m)	Resistencia a la rotura T_N (kN/m)	Resistencia al Arrancamiento T_r (kN/m)	$F_{Sarrancamiento}$ (T_f/T_N)	Verificación (T_f/T_N)
1	0.30	33.02	34.62	1.05	Cumple
2	0.60	33.59	41.66	1.22	Cumple
3	0.90	34.40	48.61	1.37	Cumple
4	1.20	34.98	54.81	1.47	Cumple

Como se aprecia en la Tabla 5.5, ahora la fuerza de arrancamiento es mayor a la rotura. A continuación, se halla que la resistencia de diseño sea mayor a la resistencia de rotura última.

De la tabla 3.2, se escogerá los siguientes factores de reducción por daño de instalación (FRID), factor de reducción por factor de fluencia (FRFL) y factor por degradación química (FRDQ_B), las cuales son las siguientes:

$$FRID = 1.20, FRFL = 2.0 \text{ y } FRDQ_B = 1.1,$$

Reemplazándolo en la ecuación 3.11 se tiene que:

$$T_{diseño} = \frac{100}{1.2 \times 2.0 \times 1.1} = 37.88 \text{ kN/m}$$

$$T_{diseño} = 37.88 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \geq 34.98 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ (Cumple)}$$

Por otro lado, para el cálculo de la capacidad portante para suelos reforzados, se reemplaza en las ecuaciones 3.14, 3.15 y 3.16 de modo que se obtuvo el siguiente resultado:

$$\tan \alpha = 0.680 - 2.071 \times \frac{0.30}{1.50} + 0.743 \times 0.10 + 0.030 \times \frac{22.00}{1.50} + 0.076 \times 4 = 1.08$$

$$\Delta B = 1.08 \times (2 \times 1.35) = 2.93 \text{ m}$$

$$p_r = (0.5 \times (1.5 + 2.93) \times 20 \times 64.20) + (20 \times (1 + 1.35) \times 100.4)$$

$$p_r = 7461.44 \text{ kPa}$$

$$p_{r adm} = 7461.44/3 = 2487.15 \text{ kPa}$$

Como se puede notar la capacidad de carga del suelo admisible reforzado es superior a la carga aplicada. Entonces, el diseño cumple las condiciones descritas en el Capítulo 3.

5.1.5. Diseño con geoceldas

Considerando la metodología descrita en el apartado 3.2 y se sabe que la carga (p) de 450 kPa y una geocelda de h/d igual a 0.56, tenemos que el valor de LDR es igual a:

$$LDR = \frac{150\text{mm} \times (1.0\text{m})}{356\text{mm}} = 0.42$$

Los detalles del cálculo se muestran en el Anexo 1. A continuación, se muestra la Tabla 5.6 de los cálculos obtenidos con el uso de geocelda.

Tabla 5.6: Resumen de los cálculos obtenidos con el uso de geocelda.

Capa	Profundidad (m)	Resistencia a la rotura T_N (kN/m)	Resistencia al Arrancamiento T_r (kN/m)	$F_{Sarrancamiento}$ (T_r/T_N)	Verificación (T_r/T_N)
1	0.30	33.02	41.33	1.24	Cumple
2	0.60	33.59	46.88	1.38	Cumple
3	0.90	34.40	52.06	1.49	Cumple
4	1.20	34.98	54.02	1.52	Cumple

Como se aprecia en la Tabla 5.6, la longitud de los refuerzos de 3 m genera un valor de resistencia al arrancamiento mayor que la resistencia a la rotura. Por lo tanto, nuestro refuerzo tiene una condición estable. Asimismo, se podría considerar para este diseño una

resistencia a la tracción de 40 kN/m, ya que este valor es superior a la resistencia de rotura última y menor a la resistencia de arrancamiento último. Para esta sección, no hay fichas técnicas de la geocelda con esa resistencia, son productos que se manda a hacer siguiendo la geometría solicitada por el cliente y el factor de reducción recomendado en el Capítulo III. A pesar de eso, para el desarrollo del diseño, se utiliza las propiedades geométricas de la geocelda descrita en el Anexo 3.

Por otro lado, para el cálculo de la capacidad portante para suelos reforzados, se utiliza el método de Avesani et al. (2013) debido a que fue el método que mejor se comporta con los resultados experimentales como se mostró en el caso anterior. A continuación, se muestra los resultados obtenidos:

$$k_0 = 1 - \sin(40^\circ) = 0.36$$

$$\delta = \frac{2}{3} \times 40^\circ = 26.67^\circ$$

$$e = \frac{1.5 \times 10}{(1.5 + 2 \times 0.356)(10 + 2 \times 0.356)} = 0.63$$

$$I = 4 \times 0.42 \times 0.36 \times 400 \times 0.63 \times \tan(26.67^\circ) + (1 - 0.63) \times 400 = 251.26 \text{ kPa}$$

$$p_r = 2789.73 + 4 \times 236.91 = 3794.78 \text{ kPa}$$

$$p_{r \text{ adm}} = 3737.36/3 = 1264.93 \text{ kPa}$$

Como se puede notar la capacidad de carga del suelo admisible reforzado es superior a la carga aplicada. Entonces, el diseño cumple las condiciones de diseño descrito en el Capítulo 3.

5.2. Comparación de costos

Para el desarrollo del presupuesto, se realizó un metrado de cada partida de manera independiente y se desarrolló un Análisis de Costos Unitarios (ACUs) de las partidas que se emplean en el presupuesto. Cabe recalcar los ACUs se muestra en los anexos y que, para este presupuesto, no se considera los gastos generales de la obra. Además, los precios de insumos de los ACUs han sido actualizados con el suplemento técnico del mes de octubre proporcionado por la revista Costos (COSTOS, 2024). Inclusive, la mano de obra se determinó de la última publicación de la Cámara de Peruana de Construcción (CAPECO, 2018). Asimismo, los metrados de las partidas siguen lo descrito de la Norma Técnica Peruana Metrados para obras de edificaciones y habilitaciones urbanas. En la Tabla 5.7 se muestra los presupuestos de cada diseño explicado en el subcapítulo 5.1.

Tabla 5.7: Resumen de presupuesto para el caso sin reforzar.

ITEM	Descripción	Unidad	Metrado	Costo Unitario	Parcial (S/.)
01.01	Excavación masiva para zapatas con excavadora 115-165 HP	m3	86.40	44.01	S/.3,802.42
01.02	Relleno con material de préstamo con pison manual	m3	86.40	119.83	S/.10,353.00
01.03	Concreto preparado en obra $f_c=210$ kg/cm ² Zapata	m3	15.00	512.31	S/.7,684.59
01.04	Encofrado y Desencofrado Zapata	m2	23.00	52.57	S/.1,209.07
01.05	Armadura de Acero $f_y=4200$ kg/cm ² Zapata	kg	277.31	14.49	S/.4,019.33
					S/.27,068.41

Tabla 5.8: Resumen de presupuesto para el refuerzo con geotextil.

ITEM	Descripción	Unidad	Metrado	Costo Unitario	Parcial (S/.)
01.01	Excavación masiva para zapatas con excavadora 115-165 HP	m3	86.40	44.01	S/.3,802.42
01.02	Suministro e instalación de Geotextil	m2	36.00	5.70	S/.205.27
01.03	Relleno con material de préstamo con pison manual	m3	50.40	119.83	S/.6,039.25
01.04	Relleno con material propio	m3	18.00	34.55	S/.621.95
01.05	Concreto preparado en obra $f_c=210$ kg/cm ² Zapata	m3	15.00	512.31	S/.7,684.59
01.06	Encofrado y Desencofrado Zapata	m2	23.00	52.57	S/.1,209.07
01.07	Armadura de Acero $f_y=4200$ kg/cm ² Zapata	kg	277.31	14.49	S/.4,019.33
					S/.23,581.89

Tabla 5.9: Resumen de presupuesto para el refuerzo con geomallas

ITEM	Descripción	Unidad	Metrado	Costo Unitario	Parcial (S/.)
01.01	Excavación masiva para zapatas con excavadora 115-165 HP	m3	633.60	44.01	S/.27,884.44
01.02	Suministro e instalación de Geomalla	m2	264.00	7.21	S/.1,904.39
01.03	Relleno con material de préstamo con pison manual	m3	369.60	119.83	S/.44,287.81
01.04	Relleno con material propio	m3	246.00	34.55	S/.8,499.99
01.05	Concreto preparado en obra $f_c=210$ kg/cm ² Zapata	m3	15.00	512.31	S/.7,684.59
01.06	Encofrado y Desencofrado Zapata	m2	23.00	52.57	S/.1,209.07
01.07	Armadura de Acero $f_y=4200$ kg/cm ² Zapata	kg	277.31	14.49	S/.4,019.33
					S/.95,489.63

Tabla 5.10: Resumen de presupuesto para el refuerzo con geocelda

ITEM	Descripción	Unidad	Metrado	Costo Unitario	Parcial (S/.)
01.01	Excavación masiva para zapatas con excavadora 115-165 HP	m3	86.40	44.01	S/.3,802.42
01.02	Suministro e instalación de Geomalla	m2	36.00	43.62	S/.1,570.31
01.03	Relleno con material de préstamo con pison manual	m3	50.40	119.83	S/.6,039.25
01.04	Relleno con material propio	m3	18.00	34.55	S/.621.95
01.05	Concreto preparado en obra $f_c=210$ kg/cm ² Zapata	m3	15.00	512.31	S/.7,684.59
01.06	Encofrado y Desencofrado Zapata	m2	23.00	52.57	S/.1,209.07
01.07	Armadura de Acero $f_y=4200$ kg/cm ² Zapata	kg	277.31	14.49	S/.4,019.33
					S/.24,946.93

Como se puede observar que, para ese diseño, la solución más viable sería el uso de geotextil T2400 en comparación al resto de geosintéticos. Además, que ofrece un correcto cumplimiento de las condiciones descritas en el Capítulo 3. Sin embargo, a pesar de que el geotextil sea la mejor elección a escoger en este diseño del caso de estudio, las demás condiciones no están muy alejadas del precio del geotextil, ya que la diferencia con respecto al caso del uso de la geocelda GCW 356-150I y el de sin refuerzo es inferior a los 1000 nuevos soles aproximadamente. En cambio, el uso de geomallas P-BX-100/100 es mucho más costoso debido a que al aumento de la longitud de empotramiento para que cumpla las especificaciones técnicas de diseño. Por tal motivo, el geotextil sería el

geosintético ideal para este diseño. Aunque, solo será efectivo antes presiones aplicadas menores a la admisible. Puesto que, se debe de aumentar capas de refuerzo y eso implica mayor costo. En cambio, la geocelda no es necesario aumentar las capas de refuerzo a menos que por cuestiones de separación entre refuerzos estuviese limitada.

Por lo tanto, la geocelda, a pesar de ser un poco más costosa que el geotextil, será la mejor elección futura a realizar, ya que esta ejercerá mayor aporte ante el aumento de las presiones transmitidas por la zapata y, a su vez, producir ahorros de la reconstrucción de este sistema de estudio. En pocas palabras, la geocelda es el material ideal como refuerzo de suelos para cimentaciones. Esto se comprueba el siguiente subcapítulo 5.3.

5.3. Análisis paramétrico

En este apartado se realiza análisis paramétrico con la variación de la presión aplicada (p) transmitida por la zapata continua hacia el suelo. La variación de la presión aplicada estará entre el rango de 0 a 10000 kPa. Con respecto a los geosintéticos utilizados, se añade tres geoceldas, cada uno de diferente altura, pero tendrán las mismas propiedades mecánicas y físicas.

5.3.1. Análisis con el uso de geotextil

Para el análisis con este tipo de geosintético, se utiliza el método de Huanq y Menq (1997). Dicho método se basa y determinar el aporte total del sistema de refuerzo sobre el suelo; es decir, no varía al aumento de la carga aplicada. Por lo tanto, en el análisis, se prevé una tendencia constante. El geotextil a utilizar es el TR8000 descrita en el Anexo 3. A continuación, se muestra los parámetros de reforzamientos obtenidos, la capacidad portante del suelo reforzado y su presión admisible del mismo.

$$\tan\alpha = 0.680 - 2.071 \times \frac{0.30}{1.50} + 0.743 \times 0.20 + 0.030 \times \frac{3.00}{1.50} + 0.076 \times 4 = 1.37$$

$$\Delta B = 1.37 \times (2 \times 1.35) = 3.71 \text{ m}$$

$$p_r = (0.5 \times (1.5 + 3.71) \times 20 \times 64.20) + (20 \times (1 + 1.35) \times 100.4)$$

$$p_r = 7831.76$$

$$p_{r \text{ adm}} = 7831.76/3 = 2610.59 \text{ kPa}$$

En la Tabla 5.11 se muestra el resumen de los valores de capacidad portante obtenida al variar la carga aplicada sobre el caso de estudio.

Tabla 5.11: Resultados obtenidos con el geotextil.

p (kPa)	0.00	1000.00	2000.00	3000.00	4000.00	5000.00	6000.00	7000.00	8000.00	9000.00	10000.00
pr (kPa)	7831.76	7831.76	7831.76	7831.76	7831.76	7831.76	7831.76	7831.76	7831.76	7831.76	7831.76
¿pr es mayor a p?	Si	No	No	No							
pr adm (kPa)	2610.59	2610.59	2610.59	2610.59	2610.59	2610.59	2610.59	2610.59	2610.59	2610.59	2610.59
¿pr adm es mayor a p?	Si	Si	Si	No							

Como se aprecia, el uso de una capa geotextil solo soporta como máximo 7831.76 kPa. Por lo tanto, para aumentar su capacidad, es necesario agregar más capas de geotextil a la estructura de refuerzo lo que implicaría mayor costo en corte y relleno, por ende, mayor costo la aplicación de este geosintético.

5.3.2. Análisis con el uso de geomallas

Para el análisis del sistema con el uso de geomallas, se utiliza la metodología empleada en el ítem anterior. La geomalla a utilizar se describe en la ficha técnica en el Anexo 3. A continuación, se muestran los parámetros de reforzamientos obtenidos, la capacidad portante del suelo reforzado y su presión admisible del mismo.

$$\tan \alpha = 0.680 - 2.071 \times \frac{0.30}{1.50} + 0.743 \times 0.1 + 0.030 \times \frac{22.00}{1.50} + 0.076 \times 4 = 1.08$$

$$\Delta B = 1.08 \times (2 \times 1.35) = 2.93 \text{ m}$$

$$p_r = (0.5 \times (1.5 + 2.93) \times 20 \times 64.20) + (20 \times (1 + 1.35) \times 100.4)$$

$$p_r = 7461.44 \text{ kPa}$$

$$p_{r \text{ adm}} = 7461.44/3 = 2487.15 \text{ kPa}$$

En la Tabla 5.12 se muestra el resumen de los valores de capacidad portante obtenida al variar la carga aplicada sobre el caso de estudio.

Tabla 5.12: Resultados obtenidos del análisis con la geomalla.

p (kPa)	0.00	1000.00	2000.00	3000.00	4000.00	5000.00	6000.00	7000.00	8000.00	9000.00	10000.00
pr (kPa)	7461.44	7461.44	7461.44	7461.44	7461.44	7461.44	7461.44	7461.44	7461.44	7461.44	7461.44
¿pr es mayor a p?	Si	No	No	No							
pr adm (kPa)	2487.15	2487.15	2487.15	2487.15	2487.15	2487.15	2487.15	2487.15	2487.15	2487.15	2487.15
¿pr adm es mayor a p?	Si	Si	Si	No							

Como se aprecia, a pesar de que el resultado (p_r) da un valor constante, el uso de geomalla solo soporta como máximo 7461.44 kPa. Por lo tanto, para aumentar su capacidad, será necesario agregar más capas de geomallas a la estructura de refuerzo lo que implicaría mayor costo en corte y relleno, por ende, mayor costo la aplicación de este geosintético.

5.3.3. Análisis con el uso de geocelda

Para el análisis de la geocelda, se utiliza las dimensiones de la geocelda GCW-356 de la ficha técnica en el Anexo 3.

Para una geocelda $h/d = 0.35$:

Los resultados obtenidos de los parámetros de refuerzo son los siguientes:

$$K_o = 1 - \sin 40^\circ = 0.36$$

$$\delta = \frac{2}{3} \times 40^\circ = 26.67^\circ$$

$$\tan \delta = \tan 26.67^\circ = 0.50$$

$$\frac{h}{d} = \frac{125 \text{ mm}}{356 \text{ mm}} = 0.35$$

$$e = \frac{1.5 \times 10}{(1.5 + 2 \times 0.356) \times (1.5 + 2 \times 0.356)} = 0.63$$

A modo de ejemplo, para una carga aplicada (p) igual a 1000 kPa, se tiene lo siguiente:

$$I = 4 \times 0.35 \times 0.50 \times 0.36 \times 1000 \times 0.63 + (1 - 0.63) \times 1000$$

$$I = 526.46$$

$$p_r = 2789.73 + (4 \times 526.46) = 4895.57 \text{ kPa}$$

$$p_{r \text{ adm}} = 4895.57/3 = 1631.86 \text{ kPa}$$

A continuación, se muestra el resumen de los resultados obtenidos del suelo reforzado con geocelda mediante la fórmula de Avesani et al.

Tabla 5.13: Resultados obtenidos del análisis con la geocelda $h/d = 0.35$.

p (kPa)	0.00	1000.00	2000.00	3000.00	4000.00	5000.00	6000.00	7000.00	8000.00	9000.00	10000.00
I (kPa)	0.00	526.46	1052.92	1579.38	2105.84	2632.29	3158.75	3685.21	4211.67	4738.13	5264.59
p_r (kPa)	2789.73	4895.57	7001.40	9107.24	11213.07	13318.91	15424.74	17530.58	19636.41	21742.25	23848.08
p_r es mayor a p ?	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
$p_{r \text{ adm}}$ (kPa)	929.91	1631.86	2333.80	3035.75	3737.69	4439.64	5141.58	5843.53	6545.47	7247.42	7949.36
$p_{r \text{ adm}}$ es mayor a p ?	Si	Si	Si	Si	No						

Como se aprecia en la Tabla 5.13, a medida de que aumenta la presión aplicada, el incremento del aporte de una geocelda incrementa linealmente. Esto conlleva a que la capacidad portante máxima del terreno sea superior a la presión transmitida por la zapata. Sin embargo, para fines de cimentaciones, no todas las presiones admisibles son mayores a las aplicadas, entonces se debe de aumentar el refuerzo para que cumpla las condiciones del Capítulo 3 sobre un factor de seguridad de 3.

Para una geocelda $h/d = 0.42$:

$$\frac{h}{d} = \frac{150 \text{ mm}}{356 \text{ mm}} = 0.42$$

A modo de ejemplo, para una carga aplicada $p = 1000 \text{ kPa}$, se tiene lo siguiente:

$$I = 4 \times 0.42 \times 0.50 \times 0.36 \times 1000 \times 0.63 + (1 - 0.63) \times 1000 = 558.36 \text{ kPa}$$

$$p_r = 2789.73 + (4 \times 558.36) = 5023.17 \text{ kPa}$$

$$p_{r \text{ adm}} = 5023.17/3 = 1674.39 \text{ kPa}$$

Tabla 5.14: Resultados obtenidos del análisis con la geocelda $h/d = 0.42$.

p (kPa)	0.00	1000.00	2000.00	3000.00	4000.00	5000.00	6000.00	7000.00	8000.00	9000.00	10000.00
I (kPa)	0.00	558.36	1116.72	1675.08	2233.48	2791.80	3350.16	3908.52	4466.88	5025.44	5583.60
p_r (kPa)	2789.73	5023.17	7256.61	9490.05	11723.49	13956.93	16190.37	18423.81	20657.25	22890.69	25124.13
p_r es mayor a p ?	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
$p_{r \text{ adm}}$ (kPa)	929.91	1674.39	2418.87	3163.35	3907.83	4652.31	5396.79	6141.27	6885.75	7630.23	8374.71
$p_{r \text{ adm}}$ es mayor a p ?	Si	Si	Si	Si	No						

Como se aprecia en la Tabla 5.14, a medida de que aumenta la presión aplicada, el incremento del aporte de una geocelda incrementa linealmente. Esto conlleva a que la capacidad portante máxima del terreno sea superior a la presión transmitida por la zapata. Sin embargo, para fines de cimentaciones, no todas las presiones admisibles del suelo no suelen ser mayores a las presiones transmitidas; por ende, no cumple el requerimiento señalado en el Capítulo 3 sobre un factor de seguridad de 3. Aunque, en comparación al caso anterior con la geocelda de $h/d = 0.35$, se ve mayor incremento en los resultados.

Para una geocelda $h/d = 0.56$

$$\frac{h}{d} = \frac{200 \text{ mm}}{356 \text{ mm}} = 0.56$$

A modo de ejemplo, para una carga aplicada $p = 1000 \text{ kPa}$, se tiene lo siguiente:

$$I = 4 \times 0.56 \times 0.50 \times 0.36 \times 1000 \times 0.63 + (1 - 0.63) \times 1000 = 622.16 \text{ kPa}$$

$$p_r = 2789.73 + (4 \times 622.16) = 5278.38 \text{ kPa}$$

$$p_{r \text{ adm}} = 5278.38/3 = 1759.46 \text{ kPa}$$

Tabla 5.15: Resultados obtenidos del análisis con la geocelda $h/d = 0.56$.

p (kPa)	0.00	1000.00	2000.00	3000.00	4000.00	5000.00	6000.00	7000.00	8000.00	9000.00	10000.00
I (kPa)	0.00	622.16	1244.32	1866.49	2488.65	3110.81	3732.97	4355.13	4977.30	5599.46	6221.62
p_r (kPa)	2789.73	5278.38	7767.03	10255.67	12744.32	15232.97	17721.62	20210.27	22698.92	25187.56	27676.21
p_r es mayor a p ?	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
$p_{r \text{ adm}}$ (kPa)	929.91	1759.46	2589.01	3418.56	4248.11	5077.66	5907.21	6736.76	7566.31	8395.85	9225.40
$p_{r \text{ adm}}$ es mayor a p ?	Si	Si	Si	Si	Si	Si	No	No	No	No	No

Como se aprecia en la Tabla 5.15 comienza a ver mejoras en el aumento de la

presión admisible a medida que la altura de celda de la geocelda aumenta. Al igual que las anteriores geoceldas de $h/d = 0.35$ y $h/d = 0.42$, hay presiones admisibles que siguen sin superar la presión transmitida de la base de zapata. Por ese motivo, aún, hay presiones aplicadas que sigue sin cumplir que la presión admisible máxima sea mayor a la presión aplicada.

Para una geocelda $h/d = 0.70$:

$$\frac{h}{d} = \frac{250 \text{ mm}}{356 \text{ mm}} = 0.70$$

A modo de ejemplo, para una carga aplicada $p = 1000 \text{ kPa}$, se tiene lo siguiente:

$$I = 4 \times 0.70 \times 0.50 \times 0.36 \times 1000 \times 0.63 + (1 - 0.63) \times 1000 = 685.96 \text{ kPa}$$

$$p_r = 2789.73 + (4 \times 685.96) = 5533.59 \text{ kPa}$$

$$p_{r \text{ adm}} = 5533.59/3 = 1844.53 \text{ kPa}$$

Tabla 5.16: Resultados obtenidos del análisis con la geocelda $h/d = 0.70$.

$p \text{ (kPa)}$	0.00	1000.00	2000.00	3000.00	4000.00	5000.00	6000.00	7000.00	8000.00	9000.00	10000.00
$I \text{ (kPa)}$	0.00	685.96	1371.93	2057.89	2743.86	3429.82	4115.78	4801.75	5487.71	6173.68	6859.64
$p_r \text{ (kPa)}$	2789.73	5533.59	8277.44	11021.30	13765.16	16509.01	19252.87	21996.73	24740.58	27484.44	30228.30
$p_r \text{ es mayor a } p?$	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
$p_{r \text{ adm}} \text{ (kPa)}$	929.91	1844.53	2759.15	3673.77	4588.39	5503.00	6417.62	7332.24	8246.86	9161.48	10076.10
$p_{r \text{ adm}} \text{ es mayor a } p?$	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si

Como se puede apreciar en la Tabla 5.16, todas las presiones admisibles son mayores a las presiones transmitidas por la base de la zapata continua. Sin embargo, cabe recalcar que, para el caso de estudio, ya no sería conveniente aumentar la altura de la celda debido a que la separación entre capas de geocelda sería prácticamente cero y eso, para fines de construcción, no es conveniente debido a que no habrá el mecanismo de membrana con el suelo y el efecto de trabazón o agarre sería nulo. Por lo tanto, para esas situaciones será conveniente aumentar las capas de geosintéticos.

5.3.4. Comparación de los diseños

En este apartado, se muestra el resumen de los análisis descritos en los ítems anteriores en forma de gráfico de modo que se puede ver la tendencia de del aporte de la geocelda en comparación al resto de geosintéticos. A continuación, se muestra algunas gráficas para la comparación de los diseños

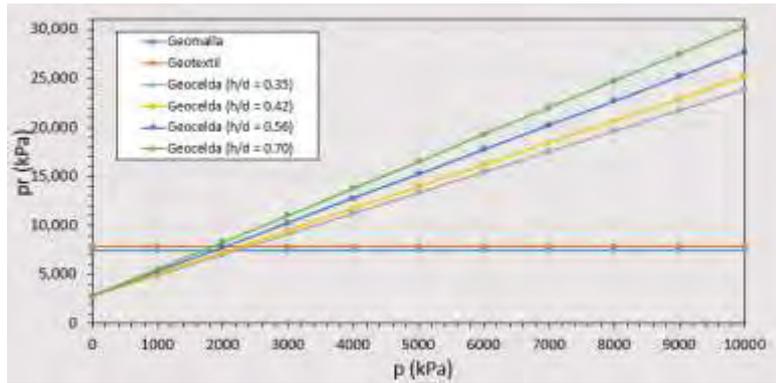


Figura 5.2: Presión aplicada vs capacidad portante del suelo reforzado.

En la Figura 5.2 se muestra que a medida que aumenta la presión aplicada (p) sobre la base de cimentación reforzada del caso de estudio, la capacidad portante de refuerzo de la geomalla y el geotextil disminuye. Por el contrario, el comportamiento de la geocelda muestra un aumento lineal en su capacidad de refuerzo en comparación con los otros geosintéticos.

En cuanto a los geotextiles y geomallas, se observa que la capacidad de carga máxima del suelo reforzado con geomalla coincide con la capacidad máxima del geotextil, ya que su relación de diseño límite sería uno en esas circunstancias. Además, estas capacidades de carga permanecen constantes, dado que el enfoque de Huanq y Menq (1997) no considera el efecto de la presión aplicada, sino el trabajo conjunto de los materiales y el suelo. Una posible solución sería aumentar las capas de refuerzo sobre la base, pero esto conllevaría a un mayor costo en comparación con el diseño.

Este aumento en el costo se reflejaría en las partidas de relleno de material de préstamo, el volumen de corte y el suministro e instalación del material. Es importante destacar que la longitud de empotramiento de los tres geosintéticos aumentará debido a razones estructurales: a medida que se incrementa la presión aplicada, las dimensiones de la base aumentan, lo que a su vez aumenta los costos de excavación y vaciado. Además, la resistencia necesaria del geosintético sería mayor para resistir la rotura. Sin embargo, como se mencionó anteriormente, los costos operativos derivados del aumento de capas y longitud de empotramiento generarían un mayor costo en el caso del geotextil y la geomalla en comparación con la geocelda.

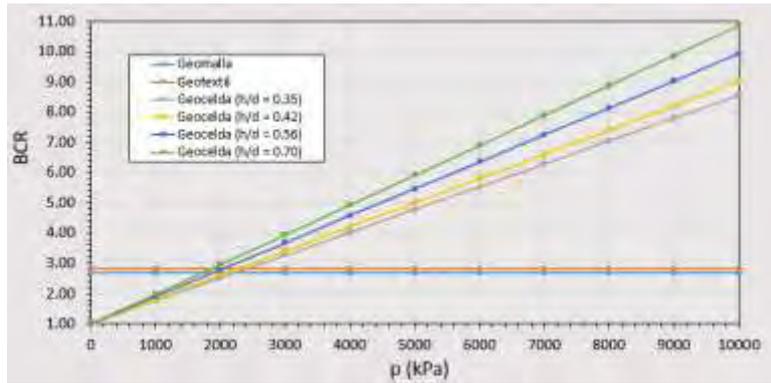


Figura 5.3: BCR obtenido con respecto a la variación de presión aplicada.

En la Figura 5.3 se revela que la relación BCR, se mantiene por encima de uno al emplear cualquiera de los tres geosintéticos mencionados en este estudio. No obstante, se observa un incremento más notable en la tendencia del BCR del suelo al utilizar geoceldas en comparación con el uso de geotextiles o geomallas. Además, al aumentar la relación h/d de la geocelda, se evidencia un incremento correspondiente en el BCR, lo que conlleva a un diseño más estable y conservador en términos de seguridad. Sin embargo, este enfoque también resulta más costoso debido al aumento de las propiedades específicas de las geoceldas.

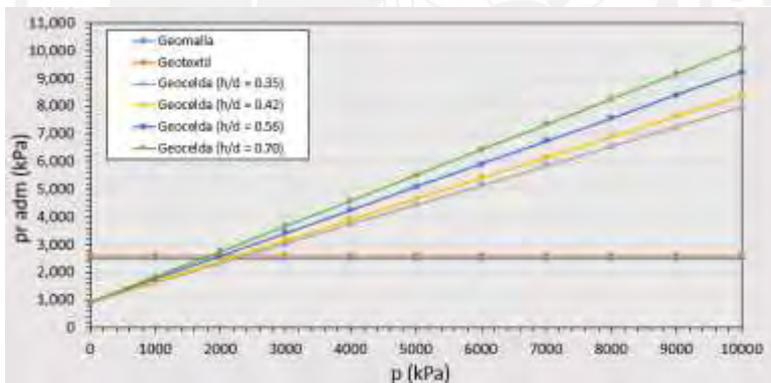


Figura 5.4: Presión admisible con respecto al análisis de cada material.

Finalmente, como se puede apreciar en la Figura 5.4, a pesar de que la geocelda implica un coste ligeramente superior en comparación con los geotextiles y geomallas, su valor añadido radica en su gran aporte en términos de refuerzo. Esto se refleja claramente en el aumento de $p_{r adm}$, donde la geocelda demuestra una ventaja significativa al aumentar la presión admisible, lo que garantiza el cumplimiento de las condiciones establecidas en el Capítulo 3 al aplicar un factor de seguridad de 3, sin necesidad de aumentar las capas de geocelda. Por lo tanto, a pesar de que el suministro e instalación de la geocelda resulte costoso inicialmente, la reducción de este se traduce en la eliminación de la partida de corte y relleno, a diferencia de lo que ocurriría con otros geosintéticos.

5.4. Recomendaciones

La preferencia por el uso de geocelda en suelos de baja capacidad portante se consolida como una recomendación clave, especialmente en proyectos que demandan una estabilidad superior y cumplen con las normativas rigurosas, como la E.050. Esta elección estratégica se fundamenta en una cuidadosa evaluación técnica y económica, revelando una serie de consideraciones cruciales que se detalla a continuación:

- Ajuste de la relación h/d . La versatilidad de la geocelda se manifiesta en la posibilidad de ajustar la relación h/d según las necesidades específicas de cada proyecto. Este ajuste, considerando tanto la estabilidad estructural como la economía del proyecto, subraya la adaptabilidad y eficiencia de este geosintético en diversas condiciones y requisitos.
- Análisis de costos. La geocelda ofrece ahorros significativos al evitar la necesidad de emplear grandes cantidades de corte y relleno. Esta perspectiva económica refuerza su posición como una inversión estratégica.
- Consideraciones técnicas. Considerando aspectos técnicos, el uso de geotextil como función de separación emerge como una solución efectiva ante la mezcla de partículas de diferentes tipos de suelos. Para contrarrestar la afectación potencial por la presencia de nivel freático alto, se recomienda un sistema de drenaje integral con geodrenes y geotextiles. Estas recomendaciones técnicas garantizan la integridad del suelo y del concreto, optimizando la durabilidad de las estructuras.

En resumen, se sugiere la incorporación de la geocelda en proyectos de ingeniería civil, dada su notable eficacia como elemento de fortalecimiento para aumentar la capacidad portante en suelos no muy competentes para una obra civil.

6. Conclusiones

El estudio exhaustivo centrado en la geocelda como geosintético clave para suelos blandos ha arrojado resultados sumamente prometedores, consolidando su posición como elección preferente en proyectos de ingeniería civil. La minuciosa evaluación de los hallazgos destaca aspectos fundamentales que resaltan las capacidades y ventajas distintivas de este material. A continuación, se detalla las conclusiones más destacables:

- Uno de los aspectos más destacados es el comportamiento lineal mostrado por la geocelda al aumentar la capacidad portante. En comparación con otros geosintéticos, se ha evidenciado su superioridad en situaciones de presiones aplicadas más elevadas. Esta característica es esencial para proyectos que enfrentan desafíos considerables en términos de carga y presión sobre el suelo.
- El análisis técnico-paramétrico revela un panorama alentador en cuanto a las ventajas técnicas de la geocelda. A pesar de tener un costo ligeramente superior, esta opción ofrece beneficios significativos en términos de presión admisible. Cumplir con los estándares de la normativa E.050 sin la necesidad de aumentar capas adicionales confirma su estabilidad técnica y su capacidad para cumplir con las exigencias normativas.
- La geocelda se erige como la opción más estable y conservadora desde el punto de vista económico. Aunque presenta un costo inicial ligeramente superior, esta inversión se ve ampliamente compensada a lo largo del tiempo gracias a la notable reducción de corte y relleno. Esta perspectiva económica a largo plazo refuerza su posición como una elección rentable y eficiente.
- En síntesis, los resultados de esta evaluación respaldan de manera contundente la elección de la geocelda como geosintético fundamental para abordar los desafíos específicos asociados con suelos pobres en proyectos de ingeniería civil. Su comportamiento lineal, ventajas técnicas y estabilidad económica la posicionan como una herramienta invaluable para diseñadores y constructores que buscan soluciones sólidas y eficaces en el ámbito de la geotecnia.

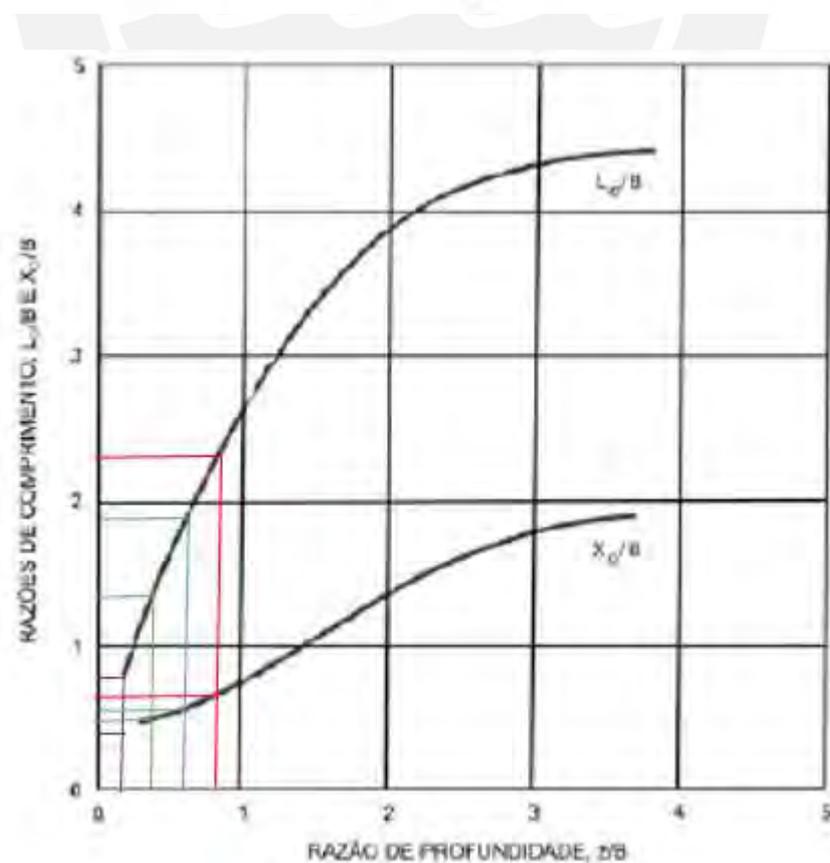
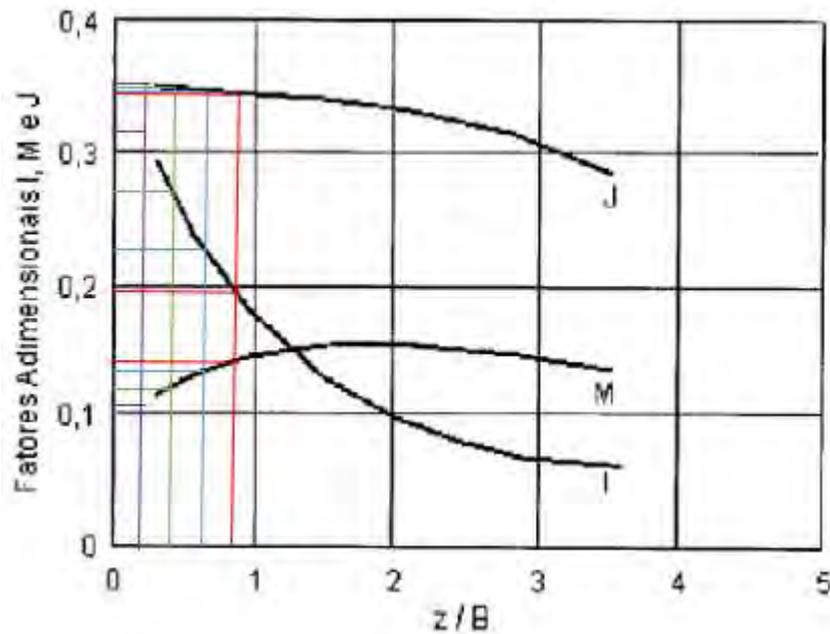
Bibliografía

- Antônio De Meneses, L. (2004). *Utilização de geocélulas em reforço de solo mole* [Tesis]. Universidade de Sao Paulo-Escola de Engenharia de Sao Carlos.
- Avesani Neto, J. O., Bueno, B. S., & Futai, M. M. (2013). A bearing capacity calculation method for soil reinforced with a geocell. *Geosynthetics International*, 20(3), 129–142. <https://doi.org/10.1680/gein.13.00007>
- CAPECO. (2018). *Análisis de Precios Unitarios en Edificaciones* (CAPECO, Ed.; 3rd ed.). Biblioteca Nacional del Perú.
- Chatterjee, K., Pratap Singh, A., & Kumar, A. (2020). Geocells Applications in Enhancing Trafficability in Desert Soils. In Prof. T. G. Sitharam, A. M. Hedge, & S. Kolathayar (Eds.), *Geocells: Advances and Aplications* (pp. 319–366). Springer Transactions in Civil and Environmental Engineering. https://doi.org/https://doi.org/10.1007/978-981-15-6095-8_12
- COSTOS. (2024). *Suplemento Técnico Agosto 2024*.
- Das, B. M., & Sivakugan, N. (2019). *Principles of Foundation Engineering* (B. M. Das & N. Sivakugan, Eds.; Ninth). Cengage Learning.
- Egoavil Perea, H. (2012). *Refuerzo de cimentaciones superficiales con geosinteticos* [Tesis de maestria]. UNED.
- GEOSOFTE. (2021). *Diseño de Infraestructura con Geosinteticos* (PAVCO WAVIN, AMANC WAVN, & Bidim WAVIN, Eds.; 10th ed.). PAVCO.
- Hedge, A. M., & Sitharam, Prof. T. G. (2020). Protection of Buried Pipelines and Underground Utilities Using Geocells. In Prof. T. G. Sitharam, A. M. Hedge, & S. Kolathayar (Eds.), *Geocells: Advances and Aplications* (pp. 341–365). Springer Transactions in Civil and Environmental Engineering. https://doi.org/https://doi.org/10.1007/978-981-15-6095-8_13
- Huang, C. C., & Menq, F. Y. (1997). Deep-Footing and Wide-Slab Effects In Reinforced Sandy Grpund. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(1), 30–36. [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1997\)123:1\(30\)](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:1(30))
- ISO/TC 221 Geosynthetics. (2015). *ISO 10319:2015(en): Geosynthetics — Wide-width*

- tensile test*. <https://www.iso.org/obp/ui/en/#iso:std:iso:10319:ed-3:v1:en>
- ISO/TC 221 Geosynthetics. (2019). *ISO 13426-1:2019(en), Geotextiles and geotextile-related products — Strength of internal structural junctions — Part 1: Geocells*. <https://www.iso.org/obp/ui/en/#iso:std:iso:13426:-1:ed-2:v1:en>
- Presto Geosystems. (2008). *Presto Geoweb® Load Support System Technical Overview*.
- Subcomité D20.15. (2021). Standard Test Method for Environmental Stress-Cracking of Ethylene Plastics 1. *Development of International Standards, Guides and Recommendations, 08.01(D1693-21)*, 1–11. <https://doi.org/10.1520/D1693-21>
- Subcomité D20.30. (2019). Standard Test Method for Oxidative-Induction Time of Polyolefins by Differential Scanning Calorimetry 1. *Development of International Standards, Guides and Recommendations, 08.02(D3895-19)*, 1–7. <https://doi.org/10.1520/D3895-19>
- Subcomité D20.70. (2018). Standard Test Method for Density of Plastics by the Density-Gradient Technique 1. *Development of International Standards, Guides and Recommendations, 08.01(D1505-18)*, 1–7. <https://doi.org/10.1520/D1505-18>
- Subcomité D20.70. (2020). Standard Test Method for Carbon Black Content in Olefin Plastics 1. *Development of International Standards, Guides and Recommendations, 08.01(D1603-20)*, 1–4. <https://doi.org/10.1520/D1603-20>
- Subcomité D35.03. (2019). Standard Test Method for Measuring the Nominal Thickness of Geosynthetics 1. *Development of International Standards, Guides and Recommendations, 04.13(D5199-12)*, 1–4. <https://doi.org/10.1520/D5199-12R19>
- Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). Plastic equilibrium in soils. In Mesri Gholamreza (Ed.), *Soil mechanics in engineering practice* (3ra edición, pp. 258–262). John Wiley & Sons, INC.

Anexo A: Determinación de la resistencia de rotura y al arrancamiento

En primer lugar, se determinará los coeficientes J , I , M , X_o/B y L_o/B con el uso de los gráficos 4.1 y 4.2 descritos en el capítulo IV. A continuación, se muestra el trazado de líneas en las gráficas y la tabla resumen de los valores obtenidos de las gráficas descritas anteriormente.



Z	B	Z/B	J	I	M	Xo/B	Lo/B
0.30	1.50	0.20	0.350	0.320	0.110	0.400	0.800
0.60	1.50	0.40	0.347	0.280	0.125	0.450	1.300
0.90	1.50	0.60	0.344	0.230	0.140	0.500	1.800
1.20	1.50	0.80	0.341	0.190	0.150	0.600	2.300

Sin embargo, a pesar de que se obtiene el coeficiente Lo/B para determinar la longitud de empotramiento, en base al caso de estudio B, la longitud de empotramiento es dato del problema y se mantendrá un valor de 3.00 m. En caso, el diseño con ese valor no sea estable, se podrá realizar el aumento de dicho valor, pero de modo que se mantenga constante en las 4 capas de refuerzo.

Para el diseño con geotextil:

En base a este diseño, se sabe que LDR = 1 porque no tiene aberturas, la presión transmitida es 450 kPa y el número de capas de refuerzo es 4. Entonces, se determinará Xo, Lo y l para el desarrollo de los cálculos.

Z/B	J	I	M	Xo/B	Xo	Lo/B	Lo	l = 2Lo
0.20	0.350	0.320	0.110	0.400	0.600	0.800	1.500	3.000
0.40	0.347	0.280	0.125	0.450	0.675	1.300	1.500	3.000
0.60	0.344	0.230	0.140	0.500	0.750	1.800	1.500	3.000
0.80	0.341	0.190	0.150	0.600	0.900	2.300	1.500	3.000

Además, con el uso de las fórmulas 4.2, 4.3 y 4.4 se determina la resistencia a la rotura, la resistencia al arrancamiento y el factor de seguridad al arrancamiento para las diferentes capas a sus distintas profundidades.

Para la capa 1 (z = 0.30 m):

$$T_{(1)} = \frac{1}{4} \left[142.16 \times \left(\frac{450}{142.16} - 1 \right) (0.350 \times 1.50 - 0.320 \times 0.30) \right]$$

$$T_{(1)} = 33.02 \text{ kN/m}$$

$$F_{B1} = 2 \times \tan(26.67^\circ) \times 1 \left[\frac{0.110 \times 1.50 \times 142.16 \times \left(\frac{450}{142.16} \right) +}{20 \times (1.50 - 0.60)(0.30 + 1.00)} \right]$$

$$F_{B1} = 98.08 \text{ kN/m}$$

$$FS_{a1} = \frac{F_{B1}}{T_{(1)}} = \frac{98.08}{33.02} = 2.97$$

Para la capa 2 (z = 0.60 m):

$$T_{(2)} = \frac{1}{4} \left[142.16 \times \left(\frac{450}{142.16} - 1 \right) (0.347 \times 1.50 - 0.280 \times 0.30) \right]$$

$$T_{(2)} = 33.59 \text{ kN/m}$$

$$F_{B2} = 2 \times \tan(26.67^\circ) \times 1 \left[\frac{0.125 \times 1.50 \times 142.16 \times \left(\frac{450}{142.16} \right) +}{20 \times (1.50 - 0.675)(0.30 + 1.00)} \right]$$

$$F_{B2} = 111.27 \text{ kN/m}$$

$$FS_{a2} = \frac{F_{B2}}{T_{(2)}} = \frac{111.27}{33.59} = 3.31$$

Para la capa 3 (z = 0.90 m):

$$T_{(3)} = \frac{1}{4} \left[142.16 \times \left(\frac{450}{142.16} - 1 \right) (0.344 \times 1.50 - 0.230 \times 0.30) \right]$$

$$T_{(3)} = 34.40 \text{ kN/m}$$

$$F_{B3} = 2 \times \tan(26.67^\circ) \times 1 \left[\frac{0.140 \times 1.50 \times 142.16 \times \left(\frac{450}{142.16} \right) +}{20 \times (1.50 - 0.750)(0.30 + 1.00)} \right]$$

$$F_{B3} = 123.55 \text{ kN/m}$$

$$FS_{a3} = \frac{F_{B3}}{T_{(3)}} = \frac{123.55}{34.40} = 3.59$$

Para la capa 4 (z = 1.20 m):

$$T_{(4)} = \frac{1}{4} \left[142.16 \times \left(\frac{450}{142.16} - 1 \right) (0.341 \times 1.50 - 0.190 \times 0.30) \right]$$

$$T_{(4)} = 34.98 \text{ kN/m}$$

$$F_{B4} = 2 \times \tan(26.67^\circ) \times 1 \left[\frac{0.150 \times 1.50 \times 142.16 \times \left(\frac{450}{142.16} \right) +}{20 \times (1.50 - 0.900)(0.30 + 1.00)} \right]$$

$$F_{B4} = 128.22 \text{ kN/m}$$

$$FS_{a4} = \frac{F_{B4}}{T_{(4)}} = \frac{128.22}{34.98} = 3.67$$

Para el diseño con geomallas:

En base a este diseño, se sabe que LDR = 0.10 porque tiene aberturas, la presión

transmitida es 450 kPa y el número de capas de refuerzo es 4. Entonces, se determinará X_o , L_o y l para el desarrollo de los cálculos.

Z/B	J	I	M	X_o/B	X_o	L_o/B	L_o	$l = 2L_o$
0.20	0.350	0.320	0.110	0.400	0.600	0.800	1.500	3.000
0.40	0.347	0.280	0.125	0.450	0.675	1.300	1.500	3.000
0.60	0.344	0.230	0.140	0.500	0.750	1.800	1.500	3.000
0.80	0.341	0.190	0.150	0.600	0.900	2.300	1.500	3.000

Además, con el uso de las fórmulas 4.2, 4.3 y 4.4 se determina la resistencia a la rotura, la resistencia al arrancamiento y el factor de seguridad al arrancamiento para las diferentes capas a sus distintas profundidades.

Para la capa 1 ($z = 0.30$ m):

$$T_{(1)} = 33.02 \text{ kN/m}$$

$$F_{B1} = 2 \times \tan(26.67^\circ) \times 0.1 \left[\frac{0.110 \times 1.50 \times 142.16 \times \left(\frac{450}{142.16}\right) +}{20 \times (1.50 - 0.60)(0.30 + 1.00)} \right]$$

$$F_{B1} = 9.81 \text{ kN/m}$$

$$FS_{a1} = \frac{F_{B1}}{T_{(1)}} = \frac{9.81}{33.02} = 0.30$$

Para la capa 2 ($z = 0.60$ m):

$$T_{(2)} = 33.59 \text{ kN/m}$$

$$F_{B2} = 2 \times \tan(26.67^\circ) \times 0.1 \left[\frac{0.125 \times 1.50 \times 142.16 \times \left(\frac{450}{142.16}\right) +}{20 \times (1.50 - 0.675)(0.30 + 1.00)} \right]$$

$$F_{B2} = 11.13 \text{ kN/m}$$

$$FS_{a2} = \frac{F_{B2}}{T_{(2)}} = \frac{11.13}{33.59} = 0.33$$

Para la capa 3 ($z = 0.90$ m):

$$T_{(3)} = 34.40 \text{ kN/m}$$

$$F_{B3} = 2 \times \tan(26.67^\circ) \times 0.1 \left[\frac{0.140 \times 1.50 \times 142.16 \times \left(\frac{450}{142.16}\right) +}{20 \times (1.50 - 0.750)(0.30 + 1.00)} \right]$$

$$F_{B3} = 12.35 \text{ kN/m}$$

$$FS_{a3} = \frac{F_{B3}}{T_{(3)}} = \frac{12.35}{34.40} = 0.36$$

Para la capa 4 (z = 1.20 m):

$$T_{(4)} = 34.98 \text{ kN/m}$$

$$F_{B4} = 2 \times \tan(26.67^\circ) \times 0.1 \left[0.150 \times 1.50 \times 142.16 \times \left(\frac{450}{142.16} \right) + \right. \\ \left. 20 \times (1.50 - 0.900)(0.30 + 1.00) \right]$$

$$F_{B4} = 12.82 \text{ kN/m}$$

$$FS_{a4} = \frac{F_{B4}}{T_{(4)}} = \frac{12.82}{34.98} = 0.37$$

Como el diseño, tal y como se describió en el punto 6.2, no cumple los requisitos técnicos. Entonces, se rediseñará de modo que la nueva longitud de empotramiento sea 22 m. A continuación, se muestra la tabla resumen de los valores a usar en las ecuaciones.

Z/B	J	I	M	Xo/B	Xo	Lo/B	Lo	I = 2Lo
0.20	0.350	0.320	0.110	0.400	0.600	0.800	11.000	22.000
0.40	0.347	0.280	0.125	0.450	0.675	1.300	11.000	22.000
0.60	0.344	0.230	0.140	0.500	0.750	1.800	11.000	22.000
0.80	0.341	0.190	0.150	0.600	0.900	2.300	11.000	22.000

Para la capa 1 (z = 0.30 m):

$$T_{(1)} = 33.02 \text{ kN/m}$$

$$F_{B1} = 2 \times \tan(26.67^\circ) \times 0.1 \left[0.110 \times 1.50 \times 142.16 \times \left(\frac{450}{142.16} \right) + \right. \\ \left. 20 \times (11.00 - 0.60)(0.30 + 1.00) \right]$$

$$F_{B1} = 34.62 \text{ kN/m}$$

$$FS_{a1} = \frac{F_{B1}}{T_{(1)}} = \frac{34.62}{33.02} = 1.05$$

Para la capa 2 (z = 0.60 m):

$$T_{(2)} = 33.59 \text{ kN/m}$$

$$F_{B2} = 2 \times \tan(26.67^\circ) \times 0.1 \left[0.125 \times 1.50 \times 142.16 \times \left(\frac{450}{142.16} \right) + \right. \\ \left. 20 \times (11.00 - 0.675)(0.30 + 1.00) \right]$$

$$F_{B2} = 41.66 \text{ kN/m}$$

$$FS_{a2} = \frac{F_{B2}}{T_{(2)}} = \frac{41.66}{33.59} = 1.24$$

Para la capa 3 (z = 0.90 m):

$$T_{(3)} = 34.40 \text{ kN/m}$$

$$F_{B3} = 2 \times \tan(26.67^\circ) \times 0.1 \left[0.140 \times 1.50 \times 142.16 \times \left(\frac{450}{142.16} \right) + \right. \\ \left. 20 \times (11.00 - 0.750)(0.30 + 1.00) \right]$$

$$F_{B3} = 48.61 \text{ kN/m}$$

$$FS_{a3} = \frac{F_{B3}}{T_{(3)}} = \frac{48.61}{34.40} = 1.41$$

Para la capa 4 (z = 1.20 m):

$$T_{(4)} = 34.98 \text{ kN/m}$$

$$F_{B4} = 2 \times \tan(26.67^\circ) \times 0.1 \left[0.150 \times 1.50 \times 142.16 \times \left(\frac{450}{142.16} \right) + \right. \\ \left. 20 \times (11.00 - 0.900)(0.30 + 1.00) \right]$$

$$F_{B4} = 54.81 \text{ kN/m}$$

$$FS_{a4} = \frac{F_{B4}}{T_{(4)}} = \frac{54.81}{34.98} = 1.57$$

Para el diseño con geocelda h/d = 0.35:

En base a este diseño, se sabe que LDR = 0.35 porque tiene aberturas, la presión transmitida es 450 kPa y el número de capas de refuerzo es 4. Entonces, se determinará X_o , L_o y l para el desarrollo de los cálculos.

Z/B	J	l	M	X_o/B	X_o	L_o/B	L_o	$l = 2L_o$
0.20	0.350	0.320	0.110	0.400	0.600	0.800	1.500	3.000
0.40	0.347	0.280	0.125	0.450	0.675	1.300	1.500	3.000
0.60	0.344	0.230	0.140	0.500	0.750	1.800	1.500	3.000
0.80	0.341	0.190	0.150	0.600	0.900	2.300	1.500	3.000

Además, con el uso de las fórmulas 4.2, 4.3 y 4.4 se determina la resistencia a la rotura, la resistencia al arrancamiento y el factor de seguridad al arrancamiento para las diferentes capas a sus distintas profundidades.

Para la capa 1 (z = 0.30 m): $T_{(1)} = 33.02 \text{ kN/m}$

$$F_{B1} = 2 \times \tan(26.67^\circ) \times 0.42 \left[\frac{0.110 \times 1.50 \times 142.16 \times \left(\frac{450}{142.16}\right) +}{20 \times (1.50 - 0.60)(0.30 + 1.00)} \right]$$

$$F_{B1} = 41.33 \text{ kN/m}$$

$$FS_{a1} = \frac{F_{B1}}{T_{(1)}} = \frac{41.33}{33.02} = 1.25$$

Para la capa 2 (z = 0.60 m): $T_{(2)} = 33.59 \text{ kN/m}$

$$F_{B2} = 2 \times \tan(26.67^\circ) \times 0.42 \left[\frac{0.125 \times 1.50 \times 142.16 \times \left(\frac{450}{142.16}\right) +}{20 \times (1.50 - 0.675)(0.30 + 1.00)} \right]$$

$$F_{B2} = 46.88 \text{ kN/m}$$

$$FS_{a2} = \frac{F_{B2}}{T_{(2)}} = \frac{46.88}{33.59} = 1.40$$

Para la capa 3 (z = 0.90 m): $T_{(3)} = 34.40 \text{ kN/m}$

$$F_{B3} = 2 \times \tan(26.67^\circ) \times 0.42 \left[\frac{0.140 \times 1.50 \times 142.16 \times \left(\frac{450}{142.16}\right) +}{20 \times (1.50 - 0.750)(0.30 + 1.00)} \right]$$

$$F_{B3} = 52.06 \text{ kN/m}$$

$$FS_{a3} = \frac{F_{B3}}{T_{(3)}} = \frac{52.06}{34.40} = 1.51$$

Para la capa 4 (z = 1.20 m):

$$T_{(4)} = 34.98 \text{ kN/m}$$

$$F_{B4} = 2 \times \tan(26.67^\circ) \times 0.42 \left[\frac{0.150 \times 1.50 \times 142.16 \times \left(\frac{450}{142.16}\right) +}{20 \times (1.50 - 0.900)(0.30 + 1.00)} \right]$$

$$F_{B4} = 54.02 \text{ kN/m}$$

$$FS_{a4} = \frac{F_{B4}}{T_{(4)}} = \frac{54.02}{34.98} = 1.54$$

Anexo B: Análisis de costos unitarios

Los precios de los insumos, equipos y costos de mano de obras son sacados de la Revista Costos y análisis de precios unitarios de proyectos de colegas en este sector.

Partida		01.01.		PARTIDA:		Excavación masiva para zapatas con excavadora 115-165HP			
Velocidad	m3/DIA	480.0000	EQ.	480.0000		Costo unitario directo por m3:		44.01	
Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/	Parcial \$/			
Mano de Obra									
CAPATAZ		hh	0.1000	0.002	33.25	0.06			
PEON		hh	2.0000	0.033	19.71	0.66			
						0.71			
Equipos									
HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.000	0.71	0.036			
EXCAVADORA SOBRE ORUGAS 115-165 HP		hm	1.0000	0.017	317.79	5.297			
CAMION VOLQUETE 6X4 330 HP 15m3		hm	6.0000	0.100	379.65	37.965			
						43.297			

Partida		01.02.		PARTIDA:		Suministro e instalación de Geomalla			
Velocidad	m2/DIA	1750.0000	EQ.	1750.0000		Costo unitario directo por m2:		7.21	
Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/	Parcial \$/			
Mano de Obra									
CAPATAZ		hh	0.1000	0.0005	33.25	0.02			
OPERARIO		hh	1.0000	0.0046	27.71	0.13			
OFICIAL		hh	1.0000	0.0046	21.79	0.10			
PEÓN		hh	4.0000	0.0183	19.71	0.36			
						0.60			
Materiales									
GEOMALLA TEJIDA P-BX-100/100 3.95m x 100m		m2		1	6.58	6.58			
						6.58			
Equipos									
HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.000	0.60	0.030			
						0.030			

Partida		01.02.		PARTIDA:		Suministro e instalación de Geotextil			
Velocidad	m2/DIA	1750.0000	EQ.	1750.0000		Costo unitario directo por m2:		5.70	
Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/	Parcial \$/			
Mano de Obra									
CAPATAZ		hh	0.1000	0.0005	33.25	0.02			
OPERARIO		hh	1.0000	0.0046	27.71	0.13			
OFICIAL		hh	1.0000	0.0046	21.79	0.10			
PEÓN		hh	2.0000	0.0091	19.71	0.18			
						0.42			
Materiales									
GEOTEXTIL TEJIDO TR8000		m2		1	5.26	5.26			
						5.26			
Equipos									
HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.000	0.42	0.021			
						0.021			

Partida		01.02.		PARTIDA:		Suministro e instalación de Geocelda			
Velocidad	m2/DIA	500.0000	EQ.	500.0000		Costo unitario directo por m2:	43.62		
Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/	Parcial \$/			
Mano de Obra									
CAPATAZ		hh	0.1000	0.0016	33.25	0.05			
OPERARIO		hh	1.0000	0.016	27.71	0.44			
OFICIAL		hh	1.0000	0.016	21.79	0.35			
PEÓN		hh	2.0000	0.032	19.71	0.63			
						1.48			
Materiales									
GEOCELDA GCW 356-150 I		m2		1.000	23.62	23.62			
CINTILLOS PVC		und		1.000	14.15	14.15			
SOGA DE NYLON 1/2"		m2		0.100	7.20	0.72			
VARILLA DE FIERRO CORRUGADO		und		0.100	35.83	3.58			
						42.07			
Equipos									
HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.000	1.48	0.074			
						0.074			

Partida		01.03.		PARTIDA:		Relleno con material de préstamo con pison manual			
Velocidad	m3/DIA	6.0000	EQ.	6.0000		Costo unitario directo por m3:	119.83		
Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/	Parcial \$/			
Mano de Obra									
CAPATAZ		hh	0.1000	0.133	33.25	4.43			
PEÓN		hh	2.0000	2.667	19.71	52.56			
						56.99			
Materiales									
HORMIGON		m3		1.050	45.00	47.25			
AGUA		m3		0.120	12.00	1.44			
						48.69			
Equipos									
HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.000	56.99	2.85			
PISON MANUAL		hm	1.000	1.333	8.47	11.29			
						14.14			

Partida		01.04.		PARTIDA:		Relleno compactado con material propio			
Velocidad	m3/DIA	5.0000	EQ.	5.0000		Costo unitario directo por m3:	34.55		
Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/	Parcial \$/			
Mano de Obra									
PEÓN		hh	1.0000	1.600	19.71	31.54			
						31.54			
Materiales									
Agua		m3		0.120	12.00	1.44			
						1.44			
Equipos									
HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		5.000	31.54	1.58			
						1.58			

Partida	01.05. PARTIDA: Concreto preparado en obra fc=210 kg/cm ² Zapata						
Velocidad	m3/DIA	20.0000	EQ	20.0000	Costo unitario directo por m3:	512.31	
Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/	Parcial \$/	
Mano de Obra							
	CAPATAZ	hh	0.2000	0.085	33.25	2.83	
	OPERARIO	hh	2.0000	0.800	27.71	22.17	
	OFICIAL	hh	2.0000	0.800	21.79	17.43	
	PEON	hh	8.0000	3.200	19.71	63.07	
	OPERADOR DE EQUIPO MEDIANO	hh	2.0000	0.800	28.90	23.12	
						128.62	
Materiales							
	ACEITE MULTIGRADO 15W-40	gal		0.005	166.69	0.87	
	GRASA MULTIPROPOSITO	lbs		0.008	12.63	0.10	
	GASOLINA 84 OCTANOS	gal		0.256	13.67	3.50	
	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.560	50.85	28.48	
	ARENA GRUESA	m3		0.550	50.85	27.97	
	AGUA	m3		0.195	12.00	2.34	
	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 KG	bol		10.220	29.92	305.78	
						369.04	
Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.000	128.62	6.43	
	VIBRADOR DE CONCRETO 2.4 (4HP	hm	1.0000	0.400	6.80	2.72	
	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HF	hm	1.0000	0.400	13.75	5.50	
						14.65	

Partida	01.06. PARTIDA: Encofrado y Desencofrado Zapata						
Velocidad	m2/DIA	16.0000	EQ	16.0000	Costo unitario directo por m2:	52.57	
Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/	Parcial \$/	
Mano de Obra							
	CAPATAZ	hh	0.1000	0.053	33.25	1.77	
	OPERARIO	hh	1.0000	0.500	27.71	13.86	
	OFICIAL	hh	1.0000	0.500	21.79	10.90	
						26.52	
Materiales							
	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N8	kg		0.320	3.31	1.06	
	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 2"	kg		0.050	3.98	0.20	
	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.120	3.98	0.48	
	MADERA TORNILLO	p2		2.830	4.41	12.48	
						14.22	
Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.000	26.52	1.33	
						1.33	
Subpartidas							
	DESENCOFRADO DE ZAPATAS	m2		1.000	10.51	10.51	
						10.51	

Partida		01.07.		PARTIDA:		Armadura de Acero fy=4200 kgf/cm ² Zapata	
Velocidad	kg/DIA	250.0000	EQ.	250.0000	Costo unitario directo por kg:	14.49	
Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/	Parcial \$/	
Mano de Obra							
	CAPATAZ	hh	0.1000	0.003	33.25	0.11	
	OPERARIO	hh	1.0000	0.032	27.71	0.89	
	OFICIAL	hh	1.0000	0.032	21.79	0.70	
						1.70	
Materiales							
	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N16	kg		0.170	7.20	1.22	
	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kgf/cm ² GRADO 60	kg		1.070	2.76	2.95	
						4.18	
Equipos							
	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		5.000	1.70	8.49	
	CORTADORA DE ACERO	hm	1.0000	0.032	4.20	0.13	
						8.62	



Anexo C: Especificaciones técnicas los geosintéticos utilizados



Geotextiles Tejidos

Especificaciones Técnicas MARV



PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMA	UNIDAD	T1400	T1700	T2100	T2400	TR3000	TR4000	TR5000	TR6000	TR10000
Método Grab											
Resistencia a la tensión	ASTM D4632	N (lb)	790 (178)	800 (180)	1140 (257)	1410 (317)	1870 (421)	2400 (540)	2600 (585)	3160 (711)	3920 (882)
Elongación		%	9	9	9	10	10	11	11	12	12
Método tira ancha											
Sentido longitudinal	ASTM D4595	kN/ m (lb/ft)	20 (1370)	21 (1439)	34 (2329)	40 (2740)	52 (3563)	67 (4591)	80 (5480)	110 (7537)	200 (13703)
Elongación		%	10	10	11	11	11	12	12	11	11
Sentido transversal	ASTM D4595	kN/ m (lb/ft)	20 (1370)	21 (1439)	34 (2329)	40 (2740)	52 (3563)	60 (4111)	75 (5137)	110 (7537)	200 (13703)
Elongación		%	10	9	9	10	10	10	10	10	10
Método CBR resistencia al punzonamiento											
Resistencia al rasgado trapezoidal	ASTM D6241	kN (lb)	3.0 (676)	3.2 (721)	4.8 (1079)	4.9 (1102)	7.0 (1574)	7.5 (1689)	8.0 (1801)	11.0 (2473)	12.1 (2724)
	ASTM D4533	N (lb)	280 (63)	300 (68)	400 (90)	500 (113)	610 (137)	690 (155)	740 (167)	1400 (315)	2082 (468)

PROPIEDADES HIDRÁULICAS	NORMA	UNIDAD	T1400	T1700	T2100	T2400	TR3000	TR4000	TR5000	TR6000	TR10000
Tamaño de abertura aparente	ASTM D4751	mm(Tamiz)	0.425 (40)	0.600 (30)	0.425 (40)	0.425 (40)	0.425 (40)	0.425 (40)	0.600 (30)	0.425 (40)	0.425 (40)
Permeabilidad	ASTM D4491	cm/s	0.7×10^{-2}	0.55×10^{-2}	4.6×10^{-2}	4.1×10^{-2}	4.6×10^{-2}	3.7×10^{-2}	6.3×10^{-2}	5.5×10^{-2}	15×10^{-2}
Permitividad	ASTM D4491	s ⁻¹	0.15	0.11	0.57	0.46	0.42	0.34	0.35	1.10	1.15
Tasa de flujo	ASTM D4491	l/min/m ²	430	326	1665	1343	1238	981	1000	1770	1980

PROPIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDAD	T1400	T1700	T2100	T2400	TR3000	TR4000	TR5000	TR6000	TR10000
Espesor	ASTM D5199	mm	0.5	0.5	0.8	0.9	1.1	1.1	1.8	0.5	1.0
Resistencia UV @ 500 hr	ASTM D4355	%	>70	>70	>70	>70	>70	>70	>70	>70	>70
Rollo ancho	Medido	m	3.85	3.85	3.85	3.85	3.85	3.83	3.80	3.75	3.75
Rollo largo	Medido	m	160	160	140	120	100	100	80	100	100
Rollo área	Calculado	m ²	616	616	539	462	385	383	304	375	375

FUNCIÓN DEL GEOTEXTIL	T1400	T1700	T2100	T2400	TR3000	TR4000	TR5000	TR6000	TR10000
Refuerzo	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Separación			✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Estabilización				✓	✓	✓	✓	✓	✓

CONVENCIONES:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: No aplica.

Operamos bajo sistemas internacionales de control de calidad; Contamos con la acreditación **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

PRESENTES EN TODA LATINOAMÉRICA



La presente ficha técnica está vigente a partir de abril de 2019. Nos reservamos el derecho de introducir las modificaciones de especificaciones que considere necesarias para garantizar la óptima calidad y funcionalidad de sus productos sin previo aviso. La información aquí contenida se ofrece gratis, es cierta y exacta a nuestro leal saber y entender; no obstante, todas las recomendaciones y sugerencias están hechas sin garantía, puesto que las condiciones de uso están fuera de nuestro control y es responsabilidad exclusiva del usuario. Por favor verificar los datos de esta especificación con el Departamento de Ingeniería para confirmar que la información esta vigente.

COLOMBIA: Bogotá • Tel.: (571) 782 5000 Exts: 1504 / 1518 / 1519 / 1521 • Todo el país: 01 8000 912 286
 • ingenieriageosinteticos@mexichem.com • www.pavcogeosinteticos.com **PERÚ:** Lima • Tels.: (511) 6276038 / 6276039
 • geosperu@mexichem.com • www.pavcogeosinteticos.com **ARGENTINA:** Buenos Aires • Tels.: (54 11) 4848-8484 /
 0800 444 26 26 26 • geosinteticos@mexichem.com • www.pavcogeosinteticos.com

Geomalla Tejida P-BX-100/100

Las geomallas biaxiales de poliéster (PET) están específicamente diseñadas para un mejor rendimiento en aplicaciones de refuerzo de suelos, confinamiento y estabilización.

	PROPIEDADES	NORMA	UNIDAD	VALOR MARV ¹
MECÁNICAS	Resistencia última a la tensión (MD/CD)	ASTM D6637	kN/m	100/100
	Elongación a la rotura (MD/CD)	ASTM D6637	%	12/12
	Resistencia a la Tensión 2% de deformación	ASTM D6637	kN/m	16
	Resistencia a la Tensión 5% de deformación	ASTM D6637	kN/m	40
	Resistencia Creep a 120 años	-	kN/m	32
	Resistencia de diseño a largo plazo 120 años	-	kN/m	27
FÍSICAS	Tamaño de abertura aparente (MD/CD)	-	mm	25x25
	Tipo de polímero	-	-	PET
	Ancho del rollo	medido	m	3.95
	Largo del rollo	medido	m	100
	Área del rollo	calculado	m ²	395

Nota:

- Los valores publicados corresponden al sentido más desfavorable del Geotextil. Los Valores MARV corresponden al valor resultante de: Valor Típico - 2 veces Desviación Estándar de todos los datos históricos.

PAVCO WAVIN se reserva el derecho de introducir las modificaciones de especificaciones que considere necesarias para garantizar la óptima calidad y funcionalidad de sus productos. La información aquí contenida se ofrece gratis y es, a nuestro leal saber y entender, cierta y exacta; no obstante, todas las recomendaciones y sugerencias están hechas sin garantía, puesto que las condiciones de usos están fuera de nuestro control.



Geocelda

Refuerzo en Carreteras

Panel en forma tridimensional 3D, conocido como Geoceldas, última tecnología para el confinamiento de material granular, mejorando sus propiedades de desempeño iniciales y garantizando estabilidad dimensional.



✓ Ventajas y Beneficios

- Reducción de espesores de material granular que conforman la estructura de pavimento.
- Reemplazo de material granular de alta especificación por materiales de menor resistencia.
- Disminución de costos de mantenimiento del proyecto.
- Incremento de la vida útil de la carretera.
- Disminución de materiales pétreos no renovables.

⋮ Campos de Aplicación

- Estabilización de subrasantes.
- Refuerzo de estructuras de pavimento.
- Refuerzo de estructuras férreas.
- Refuerzo de cimentaciones.
- Absorción de cambios de rigidez y asentamientos diferenciales.

Funciones



Confinamiento



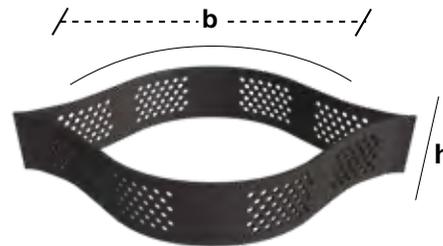
Estabilización



Refuerzo

PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMA	UNIDAD	VALOR
Esfuerzo de fluencia a tensión mínimo promedio	ASTM D6693	kN/m	18
Esfuerzo de rotura a la tensión mínimo promedio	ASTM D6693	kN/m	13
Resistencia en la unión mínima promedio	ISO 13426 Método B ASTM D4437	kN/m	13
Tiempo de inducción oxidativa	ASTM D3895	min	≥ 150
Resistencia al agrietamiento por exposición ambiental	ASTM D1693	Horas	> 5000
Angulo de fricción conjunto arena - pared de la celda	ASTM D5321	°	> 30
Eficiencia Soldadura mínima promedio	GRI - GS - 13	%	100

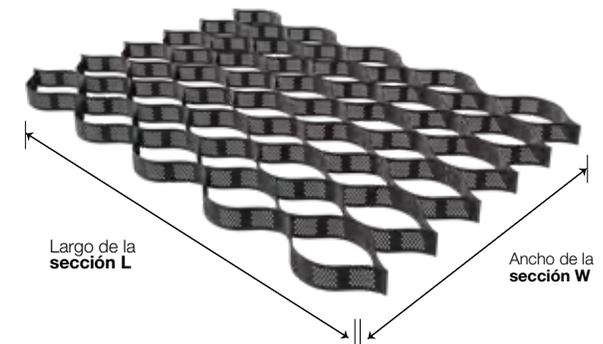
PROPIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDAD	VALOR
Material		HDPE	
Densidad del material	ASTM D1505	g/cm ³	0.945 - 0.96
Negro de Humo	ASTM D1603	%	> 1.5
Espesor total incluida la pared texturizada	ASTM D5199	mm	1.50 ± 10%



DIMENSIONES	REFERENCIA	
	GCW - 356	GCW - 445
Altura (h) mm	125 150 200 250	150
Dimensiones de la Celda Abierta (± 3%) (m) (x - y)	0.259 x 0.226	0.315 x 0.304
Distancia entre soldadura (b)mm	356	445
Dimensión Panel Extendido (m) (L x W) *	5.18 x 6.78	5.04 x 9.12
Área Sección Expandida (m ²)	35,12	45,96
Diametro de perforaciones de la pared (mm)	10	10

Definir referencia

* Se pueden manejar dimensiones especiales de acuerdo al proyecto.



CONVENCIONES:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • N. A.: No aplica.

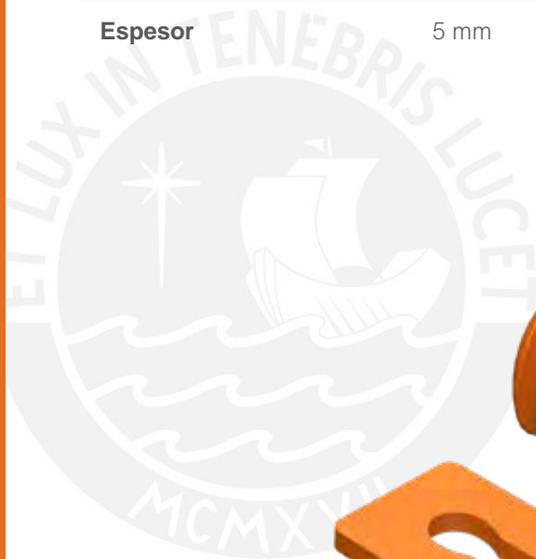
Operamos bajo sistemas internacionales de control de calidad; Contamos con la acreditación **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

La presente ficha técnica está vigente a partir de mayo de 2021. Nos reservamos el derecho de introducir las modificaciones de especificaciones que considere necesarias para garantizar la óptima calidad y funcionalidad de sus productos sin previo aviso. La información aquí contenida se ofrece gratis, es cierta y exacta a nuestro leal saber y entender; no obstante, todas las recomendaciones y sugerencias están hechas sin garantía, puesto que las condiciones de uso están fuera de nuestro control y es responsabilidad exclusiva del usuario. Por favor verificar los datos de esta especificación con el Departamento de Ingeniería para confirmar que la información esta vigente.

COLOMBIA: • Tel.: (571) 782 5000 Exts: 1518
 • ingenieriageosinteticos@wavin.com • www.wavin.com/es-co
PERÚ: • Tels.: (511) 6276038 / 6276039 • geosperu@wavin.com • www.wavin.com/es-pe



PIN CONECTOR		PROPIEDADES	
Piezas	2 (pin y abrazadera)		
Color	Naranja, para facilitar la identificación de la unión de los paneles en el proceso de instalación.		
ABRAZADERA	PROPIEDADES	PIN	PROPIEDADES
Ancho	20 mm	Diámetro cabeza	20 mm
Largo	20 mm	Altura	24 mm
Espesor	5 mm	Diámetro del vástago	7 mm



CONVENCIONES:

ASTM: American Society for Testing and Materials. • **N. A.:** No aplica.

Operamos bajo sistemas internacionales de control de calidad; Contamos con la acreditación **GAI LAP (The Geosynthetic Institute)**.

La presente ficha técnica está vigente a partir de mayo de 2021. Nos reservamos el derecho de introducir las modificaciones de especificaciones que considere necesarias para garantizar la óptima calidad y funcionalidad de sus productos sin previo aviso. La información aquí contenida se ofrece gratis, es cierta y exacta a nuestro leal saber y entender; no obstante, todas las recomendaciones y sugerencias están hechas sin garantía, puesto que las condiciones de uso están fuera de nuestro control y es responsabilidad exclusiva del usuario. Por favor verificar los datos de esta especificación con el Departamento de Ingeniería para confirmar que la información esta vigente.

COLOMBIA: • Tel.: (571) 782 5000 Exts: 1518
 • ingenieriageosinteticos@wavin.com • www.wavin.com/es-co
PERÚ: • Tels.: (511) 6276038 / 6276039 • geosperu@wavin.com • www.wavin.com/es-pe