



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**EVALUACIÓN NUMÉRICA DEL MEJORAMIENTO DE LAS
CONDICIONES DE CIMENTACIÓN MEDIANTE LA TÉCNICA
DE SUELO REFORZADO CON GEOMALLAS PARA LA BAHÍA
DE PUNO**

TESIS

PRESENTADA POR:

JOSE DANIEL CALSINA QUISPE

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PUNO - PERÚ

2024



NOMBRE DEL TRABAJO

**EVALUACIÓN NUMÉRICA DEL MEJORA
MIENTO DE LAS CONDICIONES DE CIME
NTACIÓN MEDIANTE LA TÉCNICA DE SU
ELO REFORZADO CON GEOMALLAS PAR
A LA BAHÍA DE PUNO**

AUTOR

JOSE DANIEL CALSINA QUISPE

RECUESTO DE PALABRAS

24579 Words

RECUESTO DE CARACTERES

134153 Characters

RECUESTO DE PÁGINAS

142 Pages

TAMAÑO DEL ARCHIVO

3.8MB

FECHA DE ENTREGA

Jan 22, 2024 3:39 PM GMT-5

FECHA DEL INFORME

Jan 22, 2024 3:41 PM GMT-5

● **11% de similitud general**

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para cada base c

- 10% Base de datos de Internet
- Base de datos de Crossref
- 5% Base de datos de trabajos entregados
- 1% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de contenido publicado de Crossr

● **Excluir del Reporte de Similitud**

- Material bibliográfico
- Material citado
- Material citado
- Coincidencia baja (menos de 10 palabras)

Universidad
Nacional
del Altiplano



Firmado digitalmente por
HUAQUISTO CACERES Samuel FAU
20145496170 soft
Motivo: Soy el autor del documento
Fecha: 22.01.2024 15:51:20 -05:00



Firmado digitalmente por CASTILLO
ARONI Emilio FAU 20145496170
hard
Motivo: Doy V° B°
Fecha: 22.01.2024 16:38:27 -05:00

Resumen



DEDICATORIA

Para aquellos valientes que, a pesar de las limitaciones en sus oportunidades, han encontrado la fuerza para abrir grandes puertas en esta vida.



AGRADECIMIENTOS

A Dios, por brindarme a los seres queridos quienes me rodean, por prolongar mis días sobre este mundo hasta culminar de escribir estas líneas. A mis amados padres quienes sin tener mucho me han dado todo, por los valores que me han enseñado, por el soporte incondicional, por el ejemplo de entrega, amor y dedicación.

Mamá las líneas no alcanzarían para colmar mi gratitud por tu amor infinito y tu confianza inquebrantable en mí.

Papá, agradezco profundamente el esfuerzo incansable que has dedicado para guiarme a lo largo de mi vida.

Gracias a ambos por ser mi inspiración y mi refugio. Su amor y apoyo han sido el faro que me guía en los momentos más oscuros. Los amo con todo mi corazón.

A mi hermana Jaquelin con quien compartí una infancia imborrable, gracias por tus palabras y consejos brindados en todo este tiempo, a mis hermanos, David y Joel por sus enseñanzas y muestra de apoyo.

A todos mis docentes cuyo apoyo ha sido fundamental en el desarrollo de esta investigación; a las amistades que en el transcurso de mi vida académica han compartido sus experiencias y conocimientos conmigo.

Y a Ariana, mi querida compañera de travesías, gracias por alcanzarme en un tramo difícil de la vida, por tu especial compañía y comprensión hacia mí.



ÍNDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA	
AGRADECIMIENTOS	
ÍNDICE GENERAL	
ÍNDICE DE TABLAS	
ÍNDICE DE FIGURAS	
ACRONIMOS	
RESUMEN	18
ABSTRACT.....	19
CAPÍTULO I	
INTRODUCCIÓN	
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	22
1.1.1. Realidad problemática.....	22
1.1.2. Formulación del problema	23
1.2. ENUNCIADOS DEL PROBLEMA	24
1.2.1. Problema general.....	25
1.2.2. Problemas específicos	25
1.3. OBJETIVOS.....	25
1.3.1. Objetivo general	25
1.3.2. Objetivos específicos	26
1.4. JUSTIFICACIÓN	26
1.4.1. Práctica.....	26
1.4.2. Social.....	27
1.5. HIPÓTESIS	27



1.5.1. Hipótesis principal	27
1.5.2. Hipótesis secundaria.....	27

CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. ANTECEDENTES	28
2.2. MARCO TEÓRICO	34
2.2.1. Suelos lacustres.	34
2.2.2. Suelos finos como terreno de fundación	35
2.2.3. Cimentaciones superficiales.....	36
2.2.4. Capacidad de carga	37
2.2.5. Criterios para determinar la capacidad de carga.	38
2.2.6. Introducción a la técnica de suelo reforzado con geomallas.....	39
2.2.7. Estudios sobre cimentación de suelo reforzado con geomallas.	40
2.2.7.1. Disposición de refuerzos con extremos horizontales.....	41
2.2.7.2. Disposición de refuerzos con extremos envolventes	43
2.2.8. Análisis numérico mediante elementos finitos	45
2.2.8.1. Introducción	45
2.2.8.2. Método de elementos finitos.....	46
2.2.9. Modelos constitutivos	53
2.2.9.1. Modelo Constitutivo Hardening Soil	54
2.2.10. Herramienta computacional para el análisis.....	59
2.2.10.1.El programa PLAXIS 2D.....	59

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN	61
---	-----------



3.2.	ÁMBITO TEMPORAL Y ESPACIAL.....	61
3.3.	VARIABLES	61
3.3.1.	Definición conceptual de las variables.....	61
3.3.2.	Definición operacional de las variables	62
3.4.	ENFOQUE METODOLÓGICO	64
3.5.	POBLACIÓN Y MUESTRA.....	64
3.5.1.	Unidad de estudio.....	64
3.5.2.	Población.....	65
3.5.3.	Muestra.....	65
3.5.3.1.	Suelo de fundación.....	65
3.5.3.2.	Suelo de reforzamiento	65
3.6.	INSTRUMENTOS	66
3.6.1.	Técnicas e instrumentos y/o fuentes de recolección de datos	66
3.6.1.1.	Observación experimental.....	66
3.7.	PROCEDIMIENTOS	66

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1.	DESCRIPCIÓN DEL CASO	68
4.1.1.	Localización	68
4.1.2.	Aspectos físicos del área de estudio.....	68
4.1.2.1.	Geología.....	69
4.1.2.2.	Geomorfología	69
4.1.2.3.	Hidrología	70
4.2.	ASPETOS PREVIOS A LA EVALUACIÓN DEL CASO	70
4.2.1.	Caracterización geotécnica.....	70



4.2.1.1. Caracterización geotécnica	70
4.2.2. Calibración del modelo constitutivo Hardening Soil	72
4.2.2.1. Introducción	72
4.2.2.2. Determinación de los parámetros.....	75
4.2.2.3. Procedimiento de calibración para el modelo HS.....	86
4.3. EVALUACIÓN DEL CASO	92
4.3.1. Introducción	92
4.3.2. Aspectos generales del modelamiento en PLAXIS 2D.....	94
4.3.3. Procedimiento del modelamiento.....	95
4.3.4. Propiedades de la cimentación y el elemento de reforzamiento	95
4.3.5. Análisis numérico de la capacidad de carga en condiciones sin mejoramiento.....	97
4.3.6. Análisis numérico de la capacidad de carga en condiciones con mejoramiento.....	102
4.3.6.1. Sistema de extremos horizontales (Propuesta I)	102
4.3.6.2. Sistema de extremos envueltos (Propuesta II)	107
4.3.1. Asentamiento diferencial en condiciones naturales	110
4.3.2. Propuesta técnica de mejoramiento de suelo para cimentaciones.....	113
4.4. RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	116
4.4.1. Introducción	116
4.4.2. Sistema de extremos horizontales (Propuesta I)	117
4.4.3. Sistema de extremos envueltos (Propuesta II)	120
4.4.4. Evaluación para una edificación de 3 niveles	123
4.4.4.1. Asentamiento diferencial en condiciones sin mejoramiento... 125	



4.4.4.2. Propuesta técnica de mejoramiento de suelos para cimentaciones	125
4.5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	125
V. CONCLUSIONES	131
VI. RECOMENDACIONES.....	133
VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	134
ANEXOS.....	140

Área: **Geotecnia**

Tema: **Ingeniería de cimentaciones**

Línea de investigación: **Cimentaciones en suelos complejos**

FECHA DE SUSTENTACIÓN: 31 de enero del 2024



INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1 Parámetros geométricos del refuerzo para el sistema de extremos horizontales	42
Tabla 2 Parámetros geométricos del refuerzo para el sistema de extremos Envueltos.	45
Tabla 3 Definición conceptual de las variables.	62
Tabla 4 Tabla de definición operacional de las variables	63
Tabla 5 Características del suelo de mejoramiento.....	72
Tabla 6 Parámetros del modelo constitutivo Hardening Soil.	74
Tabla 7 Propiedades físicas de los suelos de fundación y reforzamiento.	78
Tabla 8 Módulo edométricos para suelo de fundación.	79
Tabla 9 Valores de módulo edométrico y de descarga y recarga para suelo de fundación.....	81
Tabla 10 Parámetros de resistencia efectivos de los suelos de fundación y reforzamiento	83
Tabla 11 Módulos de rigidez secante para diferentes esfuerzos de referencia	84
Tabla 12 Parámetros obtenidos en base al ensayo triaxial CU	86
Tabla 13 Parámetros primitivos obtenidos para calibración del modelo H.S.	88
Tabla 14 Parámetros calibrados del modelo constitutivo Hardening Soil.	89
Tabla 15 Parámetros geométricos de la distribución de refuerzo para Propuesta I ...	96
Tabla 16 Parámetros geométricos de la distribución de refuerzo para Propuesta II...	96
Tabla 17 Capacidad de carga última para cimentación sin mejoramiento - B=1.50...	98
Tabla 18 Capacidad de carga última para cimentación sin mejoramiento - B=2.00...	99



Tabla 19	Capacidad de carga última admisible para cimentaciones de $B=1.50m$ y $B=2.00m$	100
Tabla 20	Capacidad de carga última para cimentación bajo Propuesta I - $B=1.50m$	103
Tabla 21	Capacidad de carga última para cimentación bajo Propuesta I - $B=2.00m$	105
Tabla 22	Capacidad de carga última para cimentación bajo Propuesta II - $B=1.50m$	107
Tabla 23	Capacidad de carga última para cimentación bajo Propuesta II - $B=2.00m$	109
Tabla 24	Parámetros geométricos del refuerzo para propuesta de mejoramiento	114
Tabla 25	Cálculo del mejoramiento de la capacidad de carga BCRu para Propuesta I - $B=1.50m$	117
Tabla 26	Cálculo del mejoramiento de la capacidad de carga BCRs para Propuesta I - $B=1.50m$	117
Tabla 27	Cálculo del mejoramiento de la capacidad de carga BCRu para Propuesta I - $B=2.00m$	118
Tabla 28	Cálculo del mejoramiento de la capacidad de carga BCRs para Propuesta I - $B=2.00m$	119
Tabla 29	Cálculo del mejoramiento de la capacidad de carga BCRu para Propuesta II - $B=1.50m$	120
Tabla 30	Cálculo del mejoramiento de la capacidad de carga BCRs para Propuesta II - $B=1.50m$	120
Tabla 31	Cálculo del mejoramiento de la capacidad de carga BCRu para Propuesta II - $B=2.00m$	121



Tabla 32	Cálculo del mejoramiento de la capacidad de carga BCRs para Propuesta II - B=2.00m.....	122
Tabla 33	Asentamientos para una edificación de 3 niveles con B=1.50m	123
Tabla 34	Asentamientos para una edificación de 3 niveles con B=2.00m	124
Tabla 35	Evaluación de la distorsión angular para cimentaciones sin mejoramiento.	125
Tabla 36	Evaluación de la distorsión angular para cimentaciones empleando mejoramiento.	125



INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1 Proceso de formación de suelos residuales (lacustre).	35
Figura 2 Patrones de falla por resistencia al corte del suelo.	38
Figura 3 Superficie de falla por resistencia al corte.....	39
Figura 4 Disposición geométrica horizontal de refuerzo para geosintéticos	41
Figura 5 Disposición geométrica envuelta o cerrada de refuerzo para geosintéticos	43
Figura 6 Discretización 2D de elementos finitos.....	47
Figura 7 Ecuaciones de desplazamientos para elemento de 3 nodos.....	48
Figura 8 Curvas de Esfuerzo-Deformación de Laboratorio.....	54
Figura 9 Curva de comportamiento esfuerzo – deformación.....	55
Figura 10 Superficie del comportamiento del estado tensional	57
Figura 11 Superficie de la región elástica del estado tensional del suelo	58
Figura 12 Curvas de deformación de ensayo edométrico	59
Figura 13 Localización del área de estudio.....	68
Figura 14 Perfil estratigráfico de la zona de estudio.....	71
Figura 15 Perfil estratigráfico de la zona de estudio.....	73
Figura 16 Mapa de flujo de determinación de propiedades para suelo de fundación.	76
Figura 17 Mapa de flujo de determinación de propiedades para suelo de fundación.	77
Figura 18 Curva de consolidación para suelo de fundación MH.....	79
Figura 19 Gráfico de modulo edométrico vs presión vertical normalizado en suelo de fundación	80
Figura 20 Trayectoria de esfuerzos p' - q del ensayo triaxial en suelo de fundación. .	82



Figura 21	Trayectoria de esfuerzos p' - q del ensayo triaxial en suelo de reforzamiento	82
Figura 22	Módulos de rigidez secante para curvas de ensayo triaxial en suelo de fundación MH.....	83
Figura 23	Módulos de rigidez secante para curvas de ensayo triaxial en suelo de mejoramiento GC.	84
Figura 24	Gráfico de módulo de rigidez secante vs presión de confinamiento MH... ..	85
Figura 25	Gráfico de módulo de rigidez secante vs presión de confinamiento GC	85
Figura 26	Calibración de curvas de ensayo triaxial del modelo constitutivo para suelo MH.....	90
Figura 27	Calibración de curvas de ensayo triaxial del modelo constitutivo para suelo GC.....	90
Figura 28	Calibración de curvas de consolidación del modelo constitutivo para suelo MH.....	91
Figura 29	Curva de consolidación expresado en relación de vacíos y esfuerzo aplicado	92
Figura 30	Plano típico para análisis de cargas	93
Figura 31	Esquema de perfil estratigráfico para modelamiento en PLAXIS 2D.	94
Figura 32	Curva de capacidad de carga vs. Asentamientos para $B=1.50m$	98
Figura 33	Curva de capacidad de carga vs. Asentamientos para $B=2.00m$	100
Figura 34	Mecanismo de falla del suelo producido por la interacción de las cargas	101
Figura 35	Curva de comportamiento para Propuesta I - $B=1.50m$	104
Figura 36	Curva de comportamiento para Propuesta I - $B=2.00m$	106
Figura 37	Curva de comportamiento para Propuesta II - $B=1.50m$	108
Figura 38	Curva de comportamiento para Propuesta II - $B=1.50m$	110



Figura 39	Esquema de cimentaciones sin mejoramiento para evaluación de asentamiento diferencial.....	112
Figura 40	Distribución del bulbo de tensiones bajo las cimentaciones.....	112
Figura 41	Curva de comportamiento de cimentaciones mejoradas	113
Figura 42	Diseño de cimentaciones mejoradas para la evaluación de asentamiento diferencial.....	115
Figura 43	Distribución del bulbo de tensiones bajo las cimentaciones con mejoramiento.....	115
Figura 44	Curva de comportamiento de cimentaciones mejoradas	116
Figura 45	Gráfico de índice BCR vs Número de capas de mejoramiento en Propuesta I – B=1.50m.....	118
Figura 46	Gráfico de índice BCR vs Número de capas de mejoramiento en Propuesta I – B=2.00m.....	119
Figura 47	Gráfico de índice BCR vs Número de capas de mejoramiento en Propuesta II –B=1.50m.....	121
Figura 48	Gráfico de índice BCR vs Número de capas de mejoramiento en Propuesta II – B=2.00m	122
Figura 49	Curva de comportamiento de cimentación para edificación de 3 niveles B=1.50m.....	123
Figura 50	Curva de comportamiento de cimentación para edificación de 3 niveles - B=2.00m.....	124



ACRÓNIMOS

σ'_3 :	Presión de confinamiento
b :	Ancho de la capa de refuerzo
B :	Ancho de la zapata
BCRs:	Relación de capacidad de carga para un asentamiento relativo
BCRu:	Relación de capacidad de carga última
c' :	Parámetro de cohesión efectiva
d :	Longitud vertical de los extremos de la envoltura
E_{50}^{ref} :	Módulo de rigidez secante de referencia
E_{oed}^{ref} :	Módulo edométrico
E_{ur}^{ref} :	Módulo de rigidez de carga y descarga
h :	Separación vertical entre capas consecutivas
K_o :	Coefficiente de presión lateral
l :	Longitud de traslapo de la parte superpuesta
N :	Número de capas de refuerzo
pref:	Esfuerzo isotrópico de referencia
q :	Esfuerzo desviador
q_a :	Esfuerzo asíntota de corte
q_f :	Último esfuerzo desviador
Rf:	Relación de falla
S:	Asentamiento total
u :	Ubicación de la primera capa de refuerzo
v :	Relación de Poisson
α :	Distorsión angular



γ_d :	Densidad seca máxima
$\gamma_{d-corr.}$:	Densidad máxima corregida
δ :	Asentamiento diferencial
ε :	Deformación axial
ϕ' :	Parámetro de ángulo de fricción efectivo
ψ :	Ángulo de dilatancia



RESUMEN

La creciente demanda de infraestructura y la disminución de terrenos disponibles han llevado a la utilización de áreas con suelos problemáticos para la construcción. En la bahía de Puno, se encuentra una zona a lo largo de la Av. Costanera Sur, entre la Av. Primavera y el Jr. Joaquín Inclán, que ha sido designada como no apta para urbanización. A pesar de esto, se están construyendo viviendas en estos suelos, ignorando los riesgos asociados. El propósito de esta investigación es proponer y evaluar sistemas de mejora del suelo utilizando la técnica de suelo reforzado con geomallas, con el fin de asegurar la estabilidad de las estructuras. La metodología empleada incluye una caracterización geotécnica del suelo de fundación y de mejoramiento, la calibración del modelo constitutivo Hardening Soil para simular el comportamiento mediante modelamiento numérico, y un análisis numérico del comportamiento esfuerzo-deformación de las cimentaciones utilizando PLAXIS 2D. Además, se evaluó el mejoramiento de la capacidad de carga y la reducción de los asentamientos. Según la literatura revisada, se evaluaron dos sistemas de refuerzos con geomallas: uno con extremos libres (Propuesta I) y otro con extremos envueltos (Propuesta II). La investigación reveló que los suelos de la zona de estudio son altamente compresibles, lo que justifica la necesidad de implementar medidas de mejora del terreno. Además, se encontró que las propuestas cumplen con su objetivo de mejorar la capacidad de carga y controlar los asentamientos del suelo.

Palabras claves: Asentamientos, Capacidad de carga, Modelamiento numérico, Hardening Soil, Suelo reforzado con geomallas.



ABSTRACT

The increasing demand for infrastructure and the decrease in available land have led to the use of areas with problematic soils for construction. In the bay of Puno, there is an area along Av. Costanera Sur, between Av. Primavera and Jr. Joaquín Inclán, which has been designated as not suitable for urbanization. Despite this, homes are being built on these lands, ignoring the associated risks. The aim of this research is to propose and evaluate soil improvement systems using the soil technique reinforced with geogrids, in order to ensure the stability of the structures. The methodology used includes a geotechnical characterization of the foundation and improvement soil, the calibration of the Hardening Soil constitutive model to simulate the behavior through numerical modeling, and a numerical analysis of the stress-strain behavior of the foundations using PLAXIS 2D. In addition, the improvement of the load capacity and the reduction of settlements were evaluated. According to the reviewed literature, two geogrid reinforcement systems were evaluated: one with free ends (Proposal I) and another with wrapped ends (Proposal II). The investigation revealed that the soils in the study area are highly compressible, which justifies the need to implement land improvement measures. In addition, it was found that the proposals meet their objective of improving the bearing capacity and controlling soil settlements.

Keywords: Settlements, Bearing capacity, Numerical modeling, Hardening Soil, Geogrid reinforced soil.



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

El crecimiento demográfico acelerado ha generado una creciente demanda de desarrollo habitacional, lo que ha llevado a la ocupación de zonas vulnerables por el tipo de suelo de fundación, como los suelos de la bahía de Puno, conocidos por su naturaleza compresible. A pesar de la designación de ciertas áreas como no urbanizables, la construcción de viviendas persiste, aumentando el riesgo. En este contexto, es esencial evaluar las condiciones de cimentación e implementar medidas para mejorar el terreno, garantizando así la estabilidad de las estructuras.

Los hallazgos de la investigación realizada por (Berlanga Arana, 2018) indican que la construcción de edificios mediante el sistema de cimentación de zapatas reforzadas con geosintéticos es factible y demuestra un desempeño óptimo en condiciones técnicas de diseño. Asimismo, resalta la ventaja económica de este sistema en comparación con la utilización de una losa de cimentación. Además, se destaca que las geomallas exhiben un comportamiento mecánico competente gracias a su notable resistencia a la tracción, capacidad de trabazón y adherencia al suelo.

Basándonos en este respaldo, la técnica de suelo reforzado con geomallas emerge como una solución óptima para mejorar las condiciones de cimentación en la zona circundante de la Bahía de Puno. (Kazi et al., 2015), por otro lado, investigaron los beneficios del uso de geotextiles como refuerzo en disposición PARA RESPONDERs geométricas horizontales libres y como un sistema cerrado con extremos traslapados. Su estudio demostró que el refuerzo de geotextil con extremos envolventes requiere una



menor anchura del terreno para la construcción de cimentaciones, mejorando la rigidez en comparación con el sistema de extremos libres.

Centrándonos en las zapatas aisladas como unidad de estudio, el propósito de esta investigación es evaluar las condiciones naturales de cimentación y proponer la implementación de la técnica de suelo reforzado con geomallas. La pregunta clave es: ¿En qué medida esta técnica incrementará la capacidad de carga en respuesta a los asentamientos de los suelos en la bahía de Puno? Para abordar esta pregunta, se llevó a cabo el dimensionamiento de los sistemas de refuerzo propuestos y se realizó un análisis del comportamiento presión de carga – asentamientos utilizando el programa PLAXIS 2D, con el modelo constitutivo Hardening Soil para simular el comportamiento de los suelos de fundación y suelo de mejoramiento.

Se evaluaron dos sistemas de mejoramiento del terreno según la literatura revisada. La Propuesta I consiste en una combinación de suelo de préstamo con refuerzos de geomalla en extremos horizontales, mientras que la Propuesta II combina suelo de préstamo con refuerzos de geomalla en extremos envueltos. Ambas propuestas demostraron mejorar la capacidad de carga del suelo y reducir los asentamientos en respuesta a las cargas aplicadas. No obstante, la Propuesta II exhibió mayores ventajas al requerir menores cantidades de reemplazo y refuerzo en comparación con la Propuesta I, manteniendo el mismo beneficio técnico.

Los procedimientos de procesamiento detallan las etapas de la investigación, desde la caracterización geotécnica hasta la medición de la capacidad de carga y la evaluación de asentamientos diferenciales. En resumen, este estudio se presenta como un esfuerzo integral para abordar los desafíos geotécnicos en la bahía de Puno y proporcionar soluciones efectivas y seguras para la estabilidad de las estructuras en la región.



1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1.1. Realidad problemática

El acelerado crecimiento demográfico demanda la necesidad del desarrollo habitacional e industrial; pese al planeamiento urbano de las ciudades muchos habitantes optan construir sus viviendas en zonas vulnerables como laderas inestables, riberas de ríos o lagos. Tomando en consideración las orillas de los lagos, estas zonas cuentan con formaciones geológicas sedimentarias, cuyo comportamiento de los suelos son poco competentes para su uso en la construcción de edificaciones.

Los suelos lacustres son suelos de formación sedimentaria caracterizadas como depósitos altamente compresibles capaces de generar asentamientos significativos de las cimentaciones construidas sobre ellas. La bahía del lago de Puno presenta depósitos yacientes de suelos lacustres, Según el Plan de Desarrollo Urbano de Puno, presento mapas de zonificación geotécnica de la bahía en donde dichos depósitos fueron caracterizados como suelos inestables con capacidad portante de 0.41 a 1.86 kg/cm² (Gerencia de Desarrollo Urbano de Puno, 2012), estableciendo espacios urbanizables para la construcción de viviendas residenciales tipo R1 de hasta 3 niveles de edificación y no urbanizables a lo largo de la bahía de Puno.

Por otra parte, (Laura Huanca, 2016) en su investigación realizada en la bahía de Puno, en la zona delimitada entre el muelle de Puno y la isla Espinar demostró que en dicha zona las edificaciones solo podrían alcanzar los 2 niveles



de construcción sin un previo mejoramiento del terreno de fundación debido a los asentamientos no tolerables que producirían las estructuras.

1.1.2. Formulación del problema

Actualmente existen zonas aledañas a la bahía de Puno, que de acuerdo con el Plan de Desarrollo Urbano están señaladas como no urbanizables este es el caso de área limitada a lo largo de la Av. Costanera entre la Av. Primavera y el Jr. Joaquín Inclán donde se edificaciones construidas que alcanzan los 4 niveles, otras que están en proceso de construcción y terrenos solares. A lo largo de la Av. Primavera se evidencian edificaciones cuyas estructuras han sufrido inclinaciones, asentamientos significativos respecto al nivel del pavimento y agrietamiento de los sus muros. Todas estas características deficientes son concurrentes al problema de asentamientos por un proceso de consolidación del suelo de fundación.

Entonces, las implicancias de no tratar el problema del comportamiento de los suelos referente a la interacción de las cargas provenientes de las nuevas edificaciones a construir se traducirán técnicamente en los asentamientos diferenciales de las estructuras que físicamente se evidenciará en el agrietamiento de elementos estructurales y/o daños en los acabados. En tal contexto urge la necesidad de emplear cimentaciones que tengan en cuenta el criterio técnico y económico para garantizar la estabilidad de las estructuras.

Según (Berlanga Arana, 2018,) en su investigación concluyó que: Es viable la construcción de edificios con el sistema de cimentación de zapatas reforzadas con geo sintéticos debido a que presenta un comportamiento optimo bajo las condiciones técnicas de diseño, también determinó que es mucho más



conveniente en el aspecto económico que el uso de una losa de cimentación para controlar los asentamientos. El mismo autor también afirma que: el empleo de las geomallas tiene un competente comportamiento mecánico por su elevada resistencia a la tracción, capacidad de trabazón y adherencia con el suelo.

En base a la evidencia proporcionada, el empleo de la técnica de suelo reforzado con geomallas emerge como una óptima solución altamente efectiva para mejorar las condiciones de cimentación en la zona circundante de la Bahía de Puno.

Es así como, (Kazi et al., 2015) investigó los beneficios de emplear geotextil como refuerzo en disposiciones geométricas horizontales libres y como un sistema cerrado con extremos traslapados, demostrando que el refuerzo de geotextil con extremos envolventes requiere una menor anchura del terreno para la construcción de cimentaciones y mejorando la rigidez de la cimentación en comparación con el sistema de extremos libres.

Por lo tanto, en la presente investigación se propone evaluar el mejoramiento de los suelos en empleando la técnica de suelo reforzado con geomallas analizando dos modelos de refuerzos con geomallas que son: Propuesta I caso de refuerzo multicapa en extremos libres y Propuesta II caso de refuerzo multicapa con los extremos envueltos.



1.2. ENUNCIADOS DEL PROBLEMA

1.2.1. Problema general

¿En qué medida la técnica de suelo reforzado con geomallas incrementará la capacidad de carga en respuesta a los asentamientos de los suelos en la bahía de Puno?

1.2.2. Problemas específicos

¿Cómo las propiedades geotécnicas determinadas a partir de ensayos de laboratorio para suelos lacustres y suelo de mejoramiento permiten realizar el modelamiento numérico?

¿Cuál es el comportamiento de esfuerzo-deformación de cimentaciones en condiciones sin y con reforzamiento empleando el sistema de suelo reforzado con geomalla mediante el modelamiento numérico en PLAXIS 2D?

¿Cómo influyen los parámetros geométricos del refuerzo en el comportamiento de una cimentación para el caso de extremos libres y extremos envueltos de la geomalla?

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo general

Mejorar la capacidad de carga y reducir deformaciones en el suelo de la Bahía de Puno mediante la implementación de la técnica de suelo reforzado con geomallas



1.3.2. Objetivos específicos

Caracterizar las propiedades geotécnicas de los suelos lacustres y suelo de mejoramiento, a partir de ensayos de laboratorio y/o campo para su uso el modelamiento numérico.

Realizar el modelamiento y análisis numérico para simular el comportamiento de una cimentación con y sin mejoramiento usando PLAXIS 2D.

Analizar la influencia de los parámetros geométricos del refuerzo para el caso de extremos libres y extremos envueltos de la geomalla.

1.4. JUSTIFICACIÓN

1.4.1. Práctica

El problema de los asentamientos diferenciales excesivos puede quedar controlado implementando técnicas de mejoramiento del terreno a fin de garantizar asentamientos diferenciales tolerables que no impliquen daños a los elementos estructurales de las viviendas, la presente investigación tiene como finalidad evaluar el sistema de mejoramiento denominado tierra armada o técnica de suelo reforzado con geomallas para los casos de extremos abiertos y cerrados.

Indistintamente la presente investigación servirá como referencia para la aplicación de la técnica de suelo reforzado con geomallas para suelos de características blandas como son los depósitos yacientes en el contorno de la bahía de Puno.



1.4.2. Social

Las edificaciones son contempladas como espacios necesarios para el desarrollo poblacional garantizar la estabilidad de las estructuras referente a los asentamientos diferenciales permitirá generar condiciones básicas para la habitabilidad de ciudadanos en el litoral de la bahía de Puno, Yace aquí la relevancia de presentar soluciones previo a la ocurrencia de los problemas de estos depósitos lacustres.

1.5. HIPÓTESIS

1.5.1. Hipótesis principal

La intervención sobre las condiciones de cimentación de los suelos de la Bahía de Puno implementando la técnica de suelo reforzado con geomallas incrementará la capacidad de carga.

1.5.2. Hipótesis secundaria

Las propiedades geotécnicas determinadas a partir de ensayos de laboratorio para suelos lacustres y suelo de mejoramiento permitirán realizar el modelamiento numérico.

Es posible simular el comportamiento mecánico de una cimentación en condiciones con y sin mejoramiento empleando el análisis numérico mediante el programa PLAXIS 2D.

El mejoramiento del comportamiento mecánico de la cimentación quedará influenciado por los parámetros geométricos del refuerzo para los casos del sistema con extremos libres y extremos envueltos de la geomalla.



CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. ANTECEDENTES

(Muñoz Príncipe, 2009) llevó a cabo una tesis de investigación con el propósito de evaluar el comportamiento de la capacidad de soporte de suelos reforzados con geomallas, centrándose en un enfoque experimental. En este contexto, implementó un modelo físico a pequeña escala que consistió en una zapata modelo de dimensiones $0.15\text{m} \times 0.15\text{m}$ colocada sobre un depósito de $1.50\text{ m} \times 1.50\text{ m} \times 2.0\text{ m}$. El objetivo principal fue monitorear las cargas y asentamientos de arenas reforzadas con geomallas bajo parámetros específicos de refuerzo, utilizando la disposición de la geomalla con $u/B = 0.33$, $h/B = 0.33$, $b/B = 4$. Los resultados obtenidos revelaron que, para un asentamiento relativo del 10%, la capacidad de carga experimentó un incremento de aproximadamente el 30% en cada capa de refuerzo incrustada. Estos hallazgos indican de manera concluyente la eficacia del método de refuerzo con geomallas en la mejora de la capacidad de soporte del suelo. Además, la aplicación de este enfoque experimental, con un modelo físico a escala reducida, proporciona información valiosa sobre el comportamiento del suelo reforzado con geomallas bajo condiciones específicas.

(Kolay et al., 2013) Investigó el mejoramiento de la capacidad portante de suelos arcillosos colocando capas de arena incrustadas con geomallas por encima del suelo fino, realizó ensayos experimentales en una zapata rectangular de $B=6.8\text{ cm}$, en un tanque de 75cm de lado, bajo los siguientes parámetros de refuerzo para la disposición de la geomalla $u/B = 0.33$; $h/B = 0.33$; $b/B = 6.44$. Los resultados encontrados por el investigador



fueron que la capacidad de carga para un asentamiento del 10% relativo a la base de la cimentación incrementa en más del 20% por cada capa de arena y geomalla que se agrega.

(Demir et al., 2014) En el transcurso de su investigación, los investigadores llevaron a cabo ensayos experimentales y numéricos con el propósito central de mejorar la capacidad de carga mediante el uso de una zapata circular con un diámetro de 30 cm. Con el objetivo específico de mejorar las condiciones de un suelo arcilloso, desarrollaron una capa de suelo combinada con suelo GM, empleando la disposición de extremos horizontales del refuerzo. Los parámetros utilizados para esta evaluación fueron $u/B=0.67$, $h/B=0.67$, $b/B=4$. Los resultados obtenidos por los autores revelan mejoras sustanciales en la capacidad de carga. En la primera capa de aplicación, se observa un aumento significativo del 60% para un asentamiento relativo del 10%. No obstante, en la segunda capa, este incremento alcanza un 26% en progresión a la última.

(Arab et al., 2017) Realizó su investigación donde su objetivo fue realizar un análisis numérico de la interacción suelo-geomalla para evaluar los parámetros que afectan al comportamiento del sistema de suelos reforzados con geomallas en suelos arenosos, para lograr su objetivo realizó el modelamiento numérico en PLAXIS 2D de cimentaciones sobre suelos reforzados con geomallas empleando los modelos constitutivos Mohr Coulomb, una cimentación cuadrada de 0.76m apoyado sobre la superficie con, $b/B=4$ y $u/B=h/B=0.50$, Los resultados obtenidos por el autor fueron que la capacidad de carga para un asentamiento relativo del 4% (BCRs) queda incrementado en 18% en cada capa de mejoramiento empleado.

(Benmebarek et al., 2017) Realizó su investigación cuantitativa cuyo objetivo fue realizar el análisis numérico de zapatas corridas apoyadas sobre depósitos de arenas con refuerzos horizontales de geotextiles para aumentar la capacidad portante de los suelos,



donde en la metodología empleada por el autor fue considerar 2 tipos de arreglos; el primero con el refuerzo de extremos libres y el segundo en una configuración cerrada del refuerzo, empelando los parámetros de refuerzo para el primer caso: $b/B=6$, $u/b=0.3$, $h/B=0.3$ y para el segundo caso: $u'/B=0.3$, $h'/B=0.3$ y $b'=2$ mediante el modelamiento numérico en FLAC empleando el modelo constitutivo Mohr Coulomb. Los resultados obtenidos por el autor fueron que para el sistema de refuerzo con extremos libres con $N=1$ la relación de capacidad portante (BCR) de mejoramiento fue de 28% mientras que para el sistema de refuerzo con extremos superpuestos para la relación $b'/B = 2$ el BCR fue aproximadamente el 30%. Concluyendo que la disposición del refuerzo en configuración cerrada con los extremos superpuestos brindó mejores ventajas que la disposición de extremos libres, ya que reduce la cantidad y espacio para empleo del geotextil ofreciendo semejante rendimiento.

(Berlanga Arana, 2018) en su tesis de investigación, se propuso comparar el comportamiento geotécnico de una losa de cimentación con el de zapatas aisladas reforzadas con geosintéticos, con el objetivo de mejorar las condiciones desfavorables de un suelo. Para ello, tomó como caso de estudio un edificio de cinco pisos ubicado en la zona de Bella Pampa - Arequipa, una región conocida por su baja capacidad portante. A partir de muestras extraídas de esta zona, determinó las propiedades y parámetros físicos del suelo. Para evaluar ambos sistemas de cimentación, utilizó el programa PLAXIS 2D y el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb. Como resultado de su investigación, concluyó que la cimentación sobre suelos reforzados con geotextiles ofrece un rendimiento económico superior en comparación con el uso de una losa de cimentación, además de mejorar el comportamiento mecánico del suelo para fines de cimentación.



(Kumar et al., 2018) llevaron a cabo una investigación con el objetivo de evaluar la mejora de la capacidad de carga mediante ensayos experimentales en zapatas cuadradas de 20 cm de lado, apoyadas sobre arena. Para lograr este propósito, emplearon capas de geotextil con una disposición de extremos abiertos, utilizando la siguiente configuración geométrica: $u/B=0.3$, $h/B=0.3$, $b/B=4$. Los investigadores concluyeron que, para un asentamiento relativo del 10%, la capacidad de carga experimentó un incremento del 30% en cada capa de aplicación.

(Lingwal, 2018) Estudió el potencial de las geomallas para aumentar la capacidad portante y reducir los asentamientos. Para ello, llevó a cabo ensayos experimentales utilizando una zapata modelo preparada en laboratorio, que consistía en una placa de acero cuadrada de 75mm x 75mm. Las pruebas se realizaron en un tanque de acero con una lámina acrílica en el frente, de dimensiones 750mm x 450mm x 375mm, el suelo que empleó para el análisis fue arcilla de la ciudad de Tekanpur. El autor encontró que la configuración geométrica que ofrecía el mayor beneficio era para los siguientes parámetros geométricos: $u/B=h/B=0.35$ y $N=4$. Con estos parámetros, determinó que la mejora de la capacidad de carga era aproximadamente del 15% por cada capa de geomalla que se empleaba.

(Abu El-Soud & Belal, 2019) Realizó su investigación donde su objetivo fue analizar la influencia de las inclusiones de geomallas para mejorar la capacidad portante de cimentaciones superficiales, en donde la metodología desarrollada fue realizar una serie de análisis de elementos finitos para evaluar los parámetros del refuerzo para ello empleó el modelo constitutivo Mohr Coulomb en PLAXIS 2D V8.2 donde los parámetros del refuerzo evaluado fueron: $B=7.5 \times 38\text{cm}$, $10 \times 38\text{cm}$ y $12.5 \times 38\text{cm}$; $N=0,1,2,3$ y 4 ; $u/B=0.25$ $h/B=0.50$; $b/B=7.5$. Los resultados obtenidos por el autor fueron que el



mejoramiento de la capacidad de portante superó en más del 100% para la aplicación de las 4 capas de refuerzo en todas las cimentaciones estudiadas. Concluyendo que la colocación de capas de refuerzo de geomalla en el lugar adecuado dentro del cuerpo del sistema generó una mejora respetable de la capacidad portante con una disminución de los asentamientos en el suelo reforzado de fundación.

(Cóndor Andrade & Oñate Barreno, 2019) en su investigación se propusieron determinar la resistencia de un suelo granular reforzado con diferentes configuraciones de geomallas frente a la interacción de una carga axial. Para ello, diseñaron ensayos experimentales utilizando un molde metálico de dimensiones 48cm x 48cm x 48cm y una cimentación cuadrada de 7cm de lado. Los parámetros geométricos de distribución utilizados fueron $u/B=h/B=0.35$. Su objetivo era determinar la capacidad portante de la cimentación, tanto sin refuerzo, compactando una arena pobremente gradada con limo hasta alcanzar su densidad máxima. Reforzaron el suelo utilizando una distribución uniforme y una distribución trapezoidal de geomallas. Descubrieron que, para una configuración trapezoidal de los refuerzos, se puede lograr una mejora de la capacidad de carga del 36% utilizando una geomalla biaxial y de hasta un 33% utilizando una geomalla multiaxial.

(Nath & Janardhanan, 2021) Desarrolló su investigación cuyo objetivo fue estudiar el comportamiento de cimentaciones reforzadas con geomallas empleando el programa PLAXIS 2D, considerando una zapata rígida de 50cmx50cm, apoyada sobre zanjas granulares superpuesta de arcilla blanda con y sin mejoramiento, usando los siguientes parámetros de refuerzo en extremos libres $h/B=1.75$ y $b/B=3.5$. Los investigadores concluyen su estudio con que la capacidad de carga última se incrementa así en un 24% en cada capa empleada.



(Jaiswal & Chauhan, 2021) llevaron a cabo su investigación con el objetivo de evaluar la mejora de la capacidad de carga mediante ensayos numéricos, utilizando el programa PLAXIS 2D, en cimentaciones de 45 cm x 45 cm sobre arenas reforzadas con geotextil en disposición de extremos envueltos. La configuración geométrica seleccionada fue $u'/B=0.3$, $h'/B=0.3$, $b'/B=1.5$, $l'/B=0.3$, $d'/B=0.20$. Los resultados obtenidos por los autores indican que, para un asentamiento del 10%, la capacidad de carga mejora en un 18% en cada capa de aplicación.

(Ahmad et al., 2022) Realizó su investigación cuyo objetivo fue estudiar los efectos de la incorporación de geomallas de extremos libres y extremos totalmente envolventes en el comportamiento de un suelo de arena fina, para ello la metodología empleada fue realizar análisis numéricos haciendo uso del programa PLAXIS 2D con el modelo constitutivo Mohr Coulomb y realizando experimentales para validación del trabajo. Considerando una cimentación cuadrada de $B=10\text{cm}$, y parámetros de refuerzo para el caso de extremos libres: $u/B=0.3$; $h/B=0.4$; $b/B=5$ y. Para el caso de extremos envolventes: $u'/B=0.4$; $h'/B=0.2$; $b'/B=3$. Los resultados encontrados por el autor para el caso del refuerzo completamente plegado el incremento de la capacidad de carga fue más del 20% para dos refuerzos de geomallas, mientras que para el sistema con extremos envolventes la mejora de la capacidad de carga fue aproximadamente del 40% para una capa de refuerzo.



2.2. MARCO TEÓRICO

2.2.1. Suelos lacustres.

La formación de suelos lacustres proviene de un proceso de la acción de los ríos, que transportan sedimentos y los depositan en las áreas adyacentes a las orillas del lago. En particular, en las zonas de confluencia de los ríos con el lago, se forman abanicos aluviales o deltas, que se extienden hacia el interior del lago. Los materiales granulares como gravas y arenas se acumulan en áreas cercanas a las orillas, mientras que los materiales finos como limos y arcillas tienden a depositarse en el centro y hasta los contornos del lago. (Rodríguez & Abraham, 2015).

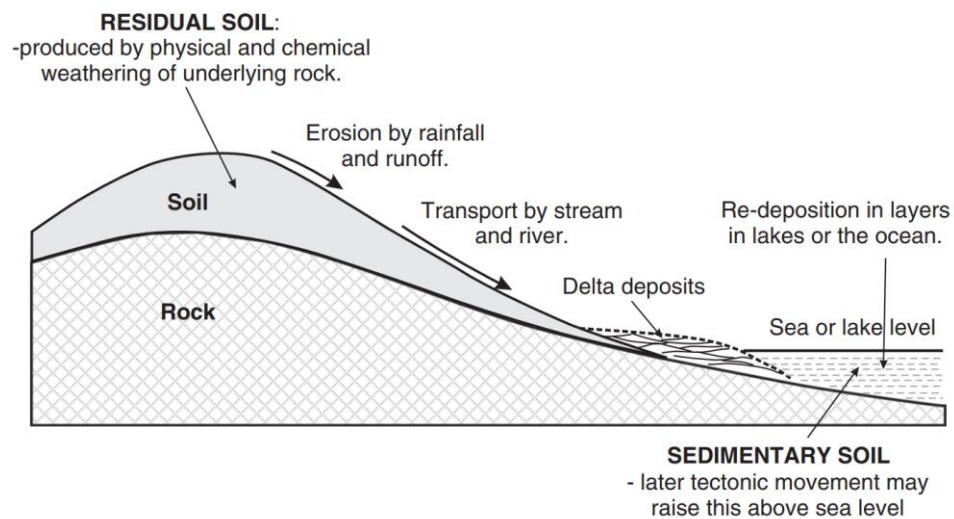
En estos depósitos es posible hallar presencia de materia orgánica coloidal, o pueden estar compuesto completamente por material orgánico como la turba. El estudio del comportamiento mecánico e hidráulico de los limos y arcillas son ampliamente objetos de investigación para entender el comportamiento Esfuerzo-Deformación y Tiempo en el proceso de consolidación de los suelos finos. (Laura Huanca, 2016).

Aparte de los procesos físicos y químicos directos que convierten la roca en suelo, existen otros procesos que transportan partículas del suelo y las redepositan en lagos y océanos. Este proceso se ilustra en la Figura 1. El suelo formado directamente a partir del proceso de meteorización química se llama suelo residual. Permanece en su lugar directamente encima y en contacto con su roca madre. Las precipitaciones erosionan parte de este suelo residual y lo transportan a través de arroyos y ríos para eventualmente terminar en lagos o el

mar donde se vuelve a depositar como sedimento en el fondo del lago o mar. Este proceso puede continuar durante muchos miles o millones de años, y los suelos sufren una gran compresión o “consolidación” a medida que se depositan capas adicionales sobre ellos. De esta manera el suelo puede acumularse hasta alcanzar un gran espesor. Los suelos formados de esta manera se denominan suelos sedimentarios o suelos transportados. (Wesley, 2009)

Figura 1

Proceso de formación de suelos residuales (lacustre).



Fuente: (Wesley, 2009)

2.2.2. Suelos finos como terreno de fundación

Los suelos de grano fino tienen poca resistencia y son altamente deformables en comparación con los de grano grueso. Los suelos de grano fino son prácticamente impermeables, cambian de volumen y resistencia con las variaciones de las condiciones de humedad, y son susceptibles a las heladas. Las propiedades de ingeniería de los suelos gruesos están controladas principalmente por el tamaño del grano de las partículas y su disposición estructural. Las



propiedades técnicas de los suelos de grano fino están controladas por factores mineralógicos más que por el tamaño del grano. Las capas finas de suelos de grano fino, incluso dentro de depósitos gruesos de suelos de grano grueso, han sido responsables de muchos fallos geotécnicos, por lo que es necesario prestar especial atención a los suelos de grano fino. (Budhu, 2010).

2.2.3. Cimentaciones superficiales

Una cimentación superficial o poco profunda es aquella que transmite las cargas a los estratos cercanos a la superficie; generalmente se coloca a poca profundidad. Según (Terzaghi & Peck, 1967), una cimentación es caracterizada como superficial si la menor dimensión (normalmente la anchura B) de la base estructural es igual o mayor que la profundidad de cimentación D_f . Este criterio es razonable para cimentaciones poco profundas normales. Algunos investigadores han sugerido que D_f puede ser tan grande como $3-4B$ (Das, 2011). En este caso, D_f es la distancia vertical desde la superficie del suelo hasta un nivel en el que se encuentra la parte inferior de la base rígida. El nivel a esta profundidad se conoce normalmente como nivel de cimentación. En la práctica, todas las cimentaciones de zapatas corridas suelen ser cimentaciones poco profundas. La función de una zapata es repartir la carga lateralmente a los estratos subyacentes para que la intensidad de la tensión se reduzca a un valor que el suelo o la roca de cimentación pueda soportar con seguridad. En la práctica, sin embargo, una zapata extendida se utiliza sobre todo para referirse a una zapata que sostiene únicamente a una columna. (Baban, 2016).

Las cimentaciones superficiales incluyen: zapatas aisladas que soportan las cargas provenientes de una sola columna, zapatas conectadas mediante vigas



de cimentación, zapatas continuas que soportan las cargas provenientes principalmente de muros portantes o de contención, zapatas combinadas que soportan las cargas provenientes de dos o más columnas, y losas de cimentación que soportan las cargas de todas las columnas de la estructura soportada. (Laura Huanca, 2016)

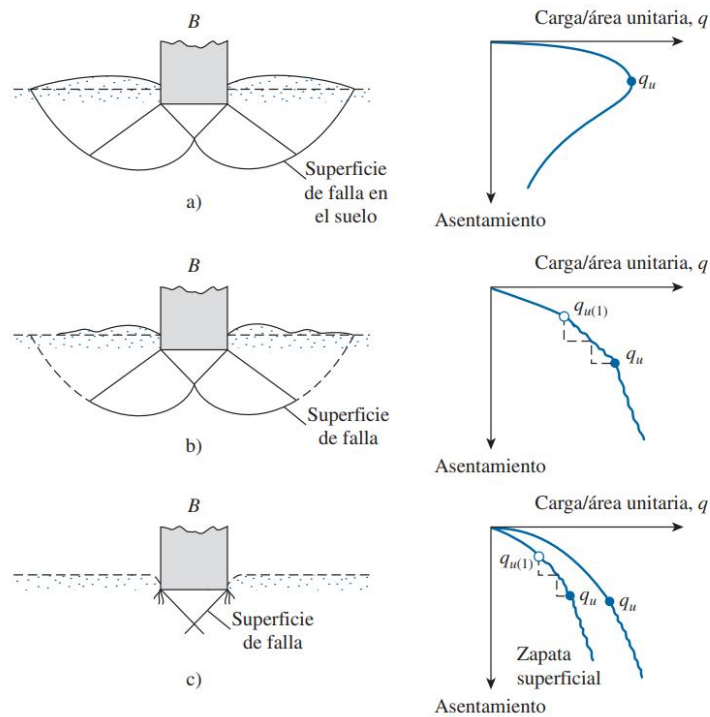
2.2.4. Capacidad de carga

En Cimentaciones, la capacidad de carga admisible o capacidad portante admisible de una cimentación debe entenderse como la máxima carga por unidad de área que puede aplicarse sin que se produzcan desperfectos en la estructura soportada en las condiciones de servicio, contando además con un razonable margen de seguridad. La capacidad portante permitida del terreno de soporte es uno de los elementos clave en la selección de cimentaciones adecuadas para todo tipo de estructuras.

Si suponemos una zapata corrida de ancho B y la aplicación gradual de una carga céntrica (q), inicialmente el suelo responderá elásticamente. Se comprimirá vertical y lateralmente. La deformación está completamente contenida dentro del suelo como energía almacenada. A medida que aumenta la carga, el suelo continúa deformándose en donde algunas regiones del suelo cederían y se comportarían plásticamente hasta alcanzar un punto en donde desarrollaría un mecanismo de falla. A esta carga por área unitaria, (q_u), suele referírsele como capacidad de carga última de la cimentación. Existen 3 tipos de fallas por resistencia al corte que se denominan: Falla general por corte, Falla local por corte y Falla de corte por punzonamiento.

Figura 2

Patrones de falla por resistencia al corte del suelo.



a) Falla por corte general b) Falla por corte local c) Falla por punzonamiento. *Fuente:* (Das, 2011).

2.2.5. Criterios para determinar la capacidad de carga.

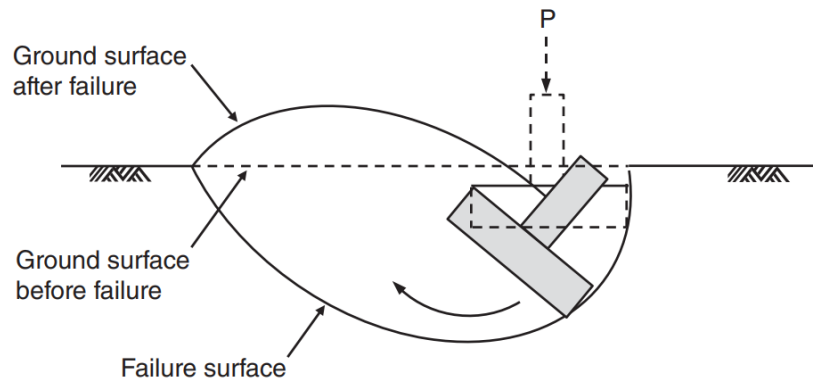
Según (Baban, 2016), La capacidad de carga permitida del terreno de soporte es uno de los elementos clave en la selección de cimentaciones adecuadas para todo tipo de estructuras.

Técnicamente, la capacidad de carga es la máxima presión de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzcan una falla o rotura por resistencia cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo del mismo.

El primer requisito de desempeño es la capacidad de carga por resistencia al corte la falla debida al corte generalmente se denomina falla de capacidad de carga (ver figura 3)

Figura 3

Superficie de falla por resistencia al corte



Fuente: (Baban, 2016)

El segundo requisito de desempeño es la capacidad de carga por desempeño de servicio. Una cimentación debe tener un rendimiento cuando se somete a cargas de servicio durante su vida útil de diseño. Es decir, no debe excesivamente: (a) asentarse bajo cargas verticales hacia abajo, (b) moverse hacia arriba debido al levantamiento del suelo de soporte o presión ascendente o (c) inclinarse debido a un asentamiento desigual o levantamiento que se produzca. (Baban, 2016)

2.2.6. Introducción a la técnica de suelo reforzado con geomallas.

El concepto de suelo reforzado fue introducido por primera vez por el arquitecto e ingeniero francés Henri Vidal en los años 1960 (Sanjei, 2017), el concepto de suelo armado se basa en la existencia de la interacción suelo-refuerzo, desde entonces esta técnica ha sido ampliamente utilizada en la práctica de la ingeniería geotécnica.

Los materiales de refuerzo que se han desarrollado a lo largo de los años varían desde materiales geosintéticos rígidos hasta a flexibles.



Las aplicaciones de los geosintéticos se sitúan principalmente en el ámbito de la ingeniería civil. El diseño de estas aplicaciones, que involucra predominantemente el uso de geosintéticos con suelos y rocas, está fuertemente vinculado con la ingeniería geotécnica. En el contexto de una aplicación específica, el conocimiento de la ingeniería geotécnica desempeña un papel crucial al definir y detallar las funciones y propiedades inherentes a un geosintético (Shukla, 2006).

Recientemente los geosintéticos se han utilizado ampliamente como refuerzos para mejorar las características de asentamientos para cimentaciones sobre suelos blandos. Se ha demostrado que su uso mejora de manera rentable la capacidad de carga y el comportamiento de asentamientos de la estructura (Ghazavi & Lavasan, 2008)

2.2.7. Estudios sobre cimentación de suelo reforzado con geomallas.

Durante la última década, el uso de geomallas para refuerzo de suelos ha aumentado enormemente, principalmente porque las geomallas son dimensionalmente estables y combinan características tales como alto módulo de tracción (baja deformación con carga alta), estructuras de rejilla abierta como la geomalla, peso ligero, y larga vida útil. (Arab et al., 2017)

A través de los hallazgos de diversas pruebas de laboratorio a pequeña escala y pruebas de campo limitadas, se ha observado que la zapata que descansa sobre una masa de tierra reforzada con una o múltiples capas de geomalla bajo carga vertical muestra una capacidad de carga última mejorada y una reducción de los asentamientos

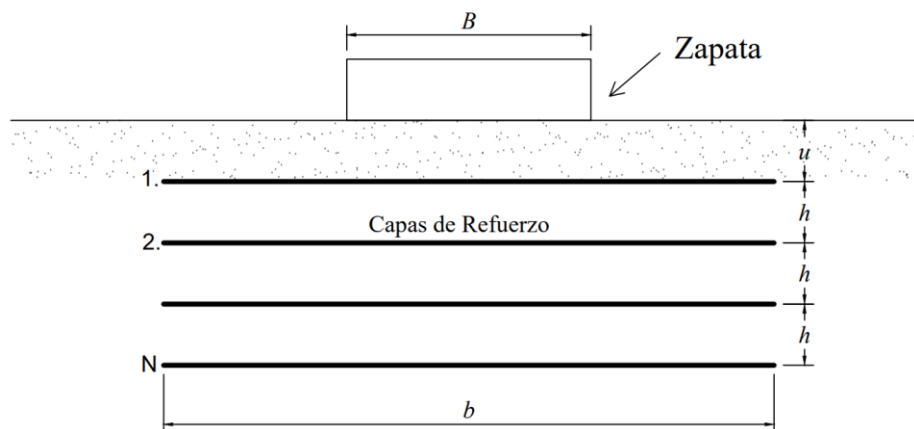
Cuando se trata de aprovechar la eficacia de las capas de refuerzo las configuraciones geométricas del refuerzo desempeñan un aspecto fundamental, estas disposiciones de los refuerzos han sido estudiadas considerando los extremos horizontales libres y recientemente de otros autores han desarrollado sus investigaciones considerando los extremos envueltos. (Jaiswal & Chauhan, 2021)

2.2.7.1. Disposición de refuerzos con extremos horizontales

Consiste en la disposición horizontal sin interrupción de las capas de refuerzo, en donde el comportamiento del sistema queda influenciado por la ubicación del primer refuerzo respecto a la base (u), la distribución vertical (b), el ancho de las capas de refuerzo (b) y el número de capas (N), como se muestra en la figura 4.

Figura 4

Disposición geométrica horizontal de refuerzo para geosintéticos



Fuente: (Arab et al., 2017), Adaptado por el autor

Donde:

B : Ancho de la zapata

u : Ubicación de la primera capa de refuerzo

h: Separación vertical entre capas consecutivas

b: Ancho de la capa de refuerzo

N: Número de capas de refuerzo

El primer estudio de suelo reforzado fue informado por (Binquet & Lee, 1975) quienes emplearon ensayos a escala considerando una cimentación descansando sobre arena reforzada con tiras metálicas. Desde entonces otros autores han desarrollado sus investigaciones referentes al mejoramiento de la capacidad de carga y reducción de asentamientos (Por ejemplo: Arab et al., 2017; Chen et al., 2007; Cicek et al., 2015; Kazi et al., 2015; Kolay et al., 2013). En estos estudios también se han determinado los parámetros críticos de la disposición geométrica de los refuerzos como se muestra en la tabla 1.

Tabla 1

Parámetros geométricos del refuerzo para el sistema de extremos horizontales

Factor / Parámetros	Referencia				
	(Arab et al., 2017)	(Kazi et al., 2015)	(Chen et al., 2007)	(Kolay et al., 2013)	(Cicek et al., 2015)
Tipo de ensayo	Numérico	Experimental y Numérico	Experimental	Experimental	Experimental
Tipo de suelo	Arena	Arena	Arcilla	Arena/Arcilla	Arena
Tipo de reforzamiento	Geomalla	Geotextil	Geomalla / Geotextil	Geomalla	Geomalla / Geotextil
u/B	0.5	0.3	0.33	0.33	0.35
h/B	0.5	0.3	0.167	0.33	0.4
b/B	4	6	3	6	5

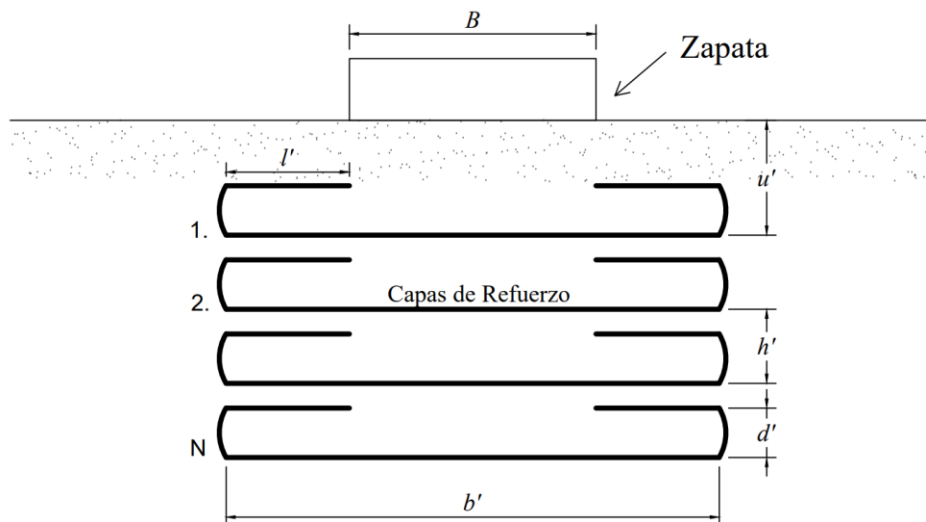
Fuente: Adaptado por el autor

2.2.7.2. Disposición de refuerzos con extremos envoltentes

De acuerdo con los casos mostrados en la disposición de extremos horizontales se considera que el ancho óptimo del refuerzo de geomalla (b) es cuatro veces el ancho de la zapata (B). Sin embargo, este ancho óptimo del refuerzo no siempre puede ser aplicable en la práctica cuando hay un espacio de terreno limitado fuera del límite de la zapata en consecuencia investigadores han sugerido la disposición de los refuerzos con los extremos envueltos (Aria et al., 2019), en donde el comportamiento del sistema está sujeto por la ubicación del primer refuerzo respecto a la base (u'), la distribución vertical entre capas consecutivas (h'), longitud vertical de los extremos de la envoltura (d'), longitud de traslape de la parte superpuesta (l'), el ancho de las capas de refuerzo (b') y el número de capas de refuerzo (N), como se muestra en la figura 5.

Figura 5

Disposición geométrica envuelta o cerrada de refuerzo para geosintéticos



Fuente: (Jaiswal & Chauhan, 2021), Adaptado por el autor

Donde:



B: Ancho de la zapata

u': Ubicación de la primera capa de refuerzo

h': Separación vertical entre capas consecutivas

d': Longitud vertical de los extremos de la envoltura

l': Longitud de traslapo de la parte superpuesta

b': Ancho de las capas de refuerzo

N: Número de capas de refuerzo

Esta tipología de configuración es relativamente nueva respecto a la configuración horizontal libre, Uno de los primeros informes datan de la investigación de (Kazi et al., 2015) quién empleó ensayos experimentales corroborados mediante ensayos numéricos por el Método de Elementos Finitos ha demostrado que se obtiene mejores beneficios empleando la configuración de extremos envueltos referente a la mejora de la capacidad portante y reducción de asentamientos. Desde entonces otros autores más han reportado sus estudios empleando también esta técnica de mejoramiento (Por ejemplo: Benmebarek et al., 2017; Dasaka et al., 2023; Jaiswal et al., 2022; Jaiswal & Chauhan, 2021). Donde en los estudios realizados han determinado los parámetros óptimos de la disposición geométrica de las capas de refuerzo como se muestra en la tabla 2

Tabla 2*Parámetros geométricos del refuerzo para el sistema de extremos Envueltos.*

Factor / Parámetros	Referencia				
	(Kazi et al., 2015)	(Benmebarek et al., 2017)	(Jaiswal & Chauhan, 2021)	(Jaiswal et al., 2022)	(Dasaka et al., 2023)
Tipo de ensayo	Experimental y Numérico	Numérico	Numérico	Numérico	Numérico
Tipo de suelo	Arena	Arena	Arena	Arena	Arena
Tipo de reforzamiento	Geotextil	Geotextil	Geotextil	Geotextil	Geomalla
u'/B	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
h'/B	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
b'/B	4	2	1.5	1.5	3
l'/B	0.6	-	0.3	0.3	0.5
d'/B	0.2	-	0.2	0.2	0.25

Fuente: Adaptado por el autor

2.2.8. Análisis numérico mediante elementos finitos

2.2.8.1. Introducción

Los métodos numéricos surgieron como una alternativa diferente de solución de los métodos analíticos convencionales, mientras un método analítico reproduce un resultado derivado a partir de una serie de hipótesis relacionado con un problema en particular, un método numérico abarca variables involucradas en el problema y determina una solución al establecer relaciones entre estas, arrojando como resultado un número.

Las ventajas de emplear los métodos numéricos mediante el modelamiento numérico es que, consideran las propiedades mecánicas de los materiales que intervienen en el problema mediante el uso de modelos constitutivos que reflejan con gran exactitud las relaciones esfuerzo – deformación, también es posible

simular los procedimientos constructivos y por último permite analizar los problemas en un estado bidimensional o tridimensional de esfuerzos. (Cier, 2016)

2.2.8.2. Método de elementos finitos

El Método de Elementos Finitos (MEF) es una técnica de análisis numérico que discretiza el dominio geométrico (medio continuo) en una cantidad finita de elementos así cada elemento se analiza individualmente para comprender su comportamiento y, posteriormente realizar el acoplamiento y obtener una solución integral del problema. Cuando se aplican fuerzas externas sobre los vértices de los elementos discretizados estos se deforman y los nodos sufren un desplazamiento; las ecuaciones del MEF fueron desarrollados bajo el principio de energía potencial mínima, que conduce a un sistema de ecuaciones de cuya solución proporciona los esfuerzos y desplazamientos de cada nodo.

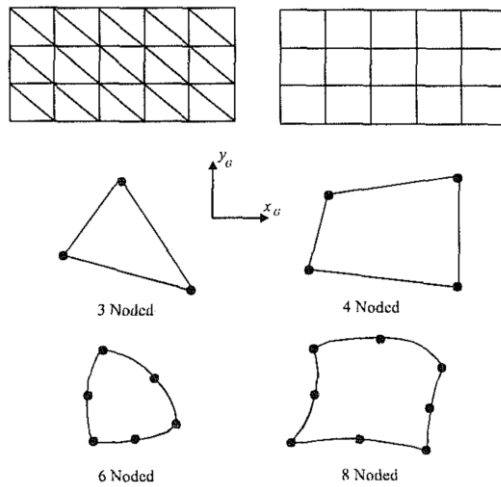
Según (Potts, 1999) el MEF implica los siguientes pasos:

a) Discretización de Elementos

La geometría del problema tratado se modela mediante un conjunto de pequeñas regiones, denominadas elementos finitos, En problemas bidimensionales, los elementos finitos suelen tener forma triangular o cuadrilátera como se muestra en la figura 6 Estos elementos tienen nodos definidos dentro o en los límites de elemento.

Figura 6

Discretización 2D de elementos finitos



Fuente: (Potts, 1999)

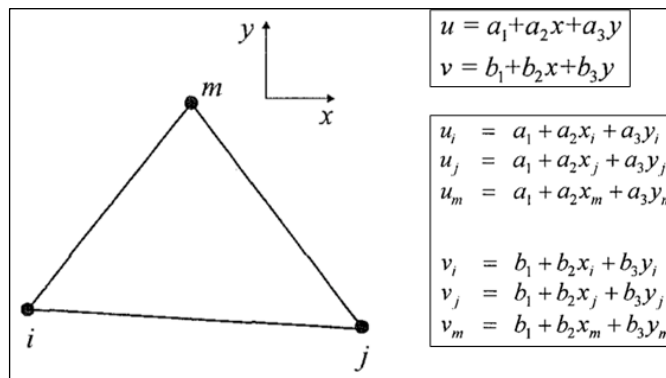
b) Desplazamientos aproximados.

La principal aproximación del MEF consiste en asumir una forma particular que los componentes de desplazamiento varían sobre el dominio, esta variación debe satisfacer la compatibilidad. En cada elemento se asume que los componentes de desplazamiento tienen una forma polinómica simple, donde el orden del polinomio depende del número de elementos del nodo. En un plano bidimensional, el campo de desplazamientos se caracteriza por los desplazamientos globales u y v en dirección correspondiente de las coordenadas x y y respectivamente. Esto se puede expresar como:

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = [N] \{u_i u_j u_m v_i v_j v_m\}^T = [N] \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix}_{\text{nodos}} \quad (1)$$

Figura 7

Ecuaciones de desplazamientos para elemento de 3 nodos



Fuente: (Potts, 1999). Adaptado por el autor

La matriz $[N]$ se conoce como la matriz de funciones de forma. Los componentes de desplazamiento u y v se expresan ahora en función de los valores en los nodos. El desplazamiento a lo largo de la malla de elementos finitos se obtiene determinando los componentes de desplazamiento en un número finito de nodos. Estos desplazamientos representan los grados de libertad (GDL) del nodo. En un plano bidimensional, hay 2 GDL en el plano bidimensional (desplazamientos en u y v).

c) *Ecuaciones de los elementos*

Las ecuaciones de los elementos son las que rigen el comportamiento deformacional para cada elemento. El MEF combina condiciones de elasticidad y equilibrio, por lo cual se resuelve con las siguientes condiciones:

- *Desplazamiento:*

Como se señaló en el tópico de desplazamientos aproximados, los desplazamientos se pueden expresar como:

$$\{\Delta d\} = \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \end{Bmatrix} = [N] \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \end{Bmatrix} = [N] \{\Delta d\}_n \quad (2)$$

- *Deformaciones*

Las deformaciones que corresponden a los desplazamientos determinados anteriormente se expresan mediante las siguientes ecuaciones:

$$\Delta\varepsilon_x = -\frac{\partial(\Delta u)}{\partial y}; \Delta\varepsilon_y = -\frac{\partial(\Delta v)}{\partial y}; \Delta\gamma_{xy} = -\frac{\partial(\Delta u)}{\partial y} - \frac{\partial(\Delta v)}{\partial x}; \quad (3)$$

$$\{\Delta\varepsilon\}^T = \{\Delta\varepsilon_x \Delta\varepsilon_y \Delta\gamma_{xy}\}^T$$

Combinando las ecuaciones (a1) y (a2) para un elemento de n nodos

resulta:

$$\begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\gamma_{xy} \\ \Delta\varepsilon_z \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial x} & 0 & \dots & \dots & \frac{\partial N_n}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \dots & \dots & 0 & \frac{\partial N_n}{\partial y} \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_1}{\partial x} & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \frac{\partial N_2}{\partial x} & \dots & \dots & \frac{\partial N_n}{\partial y} & \frac{\partial N_n}{\partial x} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \dots & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_1 \\ \Delta v_1 \\ \Delta u_2 \\ \Delta v_2 \\ \dots \\ \Delta u_n \\ \Delta v_n \end{Bmatrix} \quad (4)$$

O más convenientemente:

$$\{\Delta\varepsilon\} = [B]\{\Delta d\}_n \quad (5)$$

Donde la matriz $[B]$ incluye las derivadas de las funciones de forma N_i , mientras que $\{\Delta d\}_n$ alberga la lista de desplazamientos nodales para un solo elemento.

d) *Relaciones constitutivas*

Las relaciones constitutivas describen el comportamiento del material, más directamente relacionado con el comportamiento esfuerzo – deformación del suelo que está expresado por la siguiente ecuación:

$$\{\Delta\sigma\} = [D]\{\Delta\varepsilon\} \quad (6)$$

$$\text{Donde: } \{\Delta\sigma\}^T = [\Delta\sigma_x \Delta\sigma_y \Delta\tau_{xy}] \quad (7)$$

Para establecer las ecuaciones de los elementos y considerando el comportamiento lineal de los materiales, se aplica el principio de energía potencial mínima que establece:

Energía potencial total (C) = Energía de deformación (W) - Trabajo debido a las cargas aplicadas (L)

$$\delta\Delta E = \delta\Delta w - \delta\Delta L = 0 \quad (8)$$

Donde la energía de deformación está definida como:

$$\Delta W = \frac{1}{2} \int_{Vol} \{\Delta\varepsilon\}^T \{\Delta\sigma\} dVol \quad (9)$$

El trabajo realizado por las cargas aplicadas se descompone en contribuciones de fuerzas del cuerpo y tensiones en la superficie, definida como:

$$\Delta L = \int_{Vol} \{\Delta d\}^T \{\Delta F\} dVol + \int_{Srf} \{\Delta d\}^T \{\Delta T\} dSrf \quad (10)$$

Donde $\{\Delta d\}^T = \{\Delta u, \Delta v\}$ representa el desplazamiento, $\{\Delta F\}^T = \{\Delta F_x, \Delta F_y\}$ representa las fuerzas en el cuerpo, $\{\Delta T\}^T = \{\Delta T_x, \Delta T_y\}$ representa las tensiones en la superficie del cuerpo y Srf representa el límite del dominio sobre el cual se aplican las tensiones en la superficie, con las ecuaciones (a1) y (a2) se tiene la energía potencial total de todo el cuerpo, connotada como:

$$\Delta E = \frac{1}{2} \int_{Vol} \{\Delta\varepsilon\}^T \{\Delta\sigma\} dVol - \int_{Vol} \{\Delta d\}^T \{\Delta F\} dVol - \int_{Srf} \{\Delta d\}^T \{\Delta T\} dSrf \quad (11)$$

La energía potencial se reemplaza por la suma de las energías potenciales de los elementos separados con los que se obtiene:

$$\Delta E = \sum_{i=1}^N \left[\frac{1}{2} \int_{Vol} [B]^T \{\Delta d\}_n^T [D][B] \{\Delta d\}_n dVol - \int_{Vol} [N]^T \{\Delta d\}_n^T \{\Delta F\} dVol - \int_{Srf} [N]^T \{\Delta d\}_n^T \{\Delta T\} dSrf \right] \quad (12)$$

Minimizando la energía potencial con respecto a los desplazamientos nodales incrementales se obtiene:

$$\delta \Delta E = \sum_{i=1}^N (\{\Delta d\}_n^T)_i \left[\frac{1}{2} \int_{Vol} [B]^T [D][B] \{\Delta d\}_n dVol - \int_{Vol} [N]^T \{\Delta F\} dVol - \int_{Srf} [N]^T \{\Delta T\} dSrf \right]_i = 0 \quad (13)$$

Lo que viene a ser equivalente a un conjunto de ecuaciones de la forma:

$$\sum_{i=1}^N [K_E]_i (\{\Delta d\}_n)_i = \sum_{i=1}^N \{\Delta R_E\} \quad (14)$$

Donde $[K_E] = \int_{Vol} [B]^T [D][B] dVol$ representa a la matriz de rigidez del elemento, $\{\Delta d\}_n$ es el vector de desplazamiento nodal del elemento incremental y $\{\Delta R_E\} = \int_{Vol} [N]^T \{\Delta F\} dVol + \int_{Srf} [N]^T \{\Delta T\} dSrf$ representa el vector de cargas nodales del elemento incremental. Por lo tanto, el problema se reduce a determinar y sumar las ecuaciones de equilibrio de elementos separados.

$$[K_E] \{\Delta d\}_n = \Delta R_E \quad (15)$$

e) *Ecuaciones globales*

La fase siguiente en el proceso de desarrollar las ecuaciones de elementos finitos implica el ensamblaje de las ecuaciones de equilibrio de elementos individuales en un conjunto unificado de ecuaciones globales.

$$[K_G] \{\Delta d\}_{nG} = \Delta R_G \quad (16)$$

Donde $[K_G]$ es la matriz de rigidez global, $\{\Delta d\}_{nG}$ es el vector de todos los desplazamientos nodales incrementales y ΔR_G representa el vector de todas las cargas nodales incrementales.



La fase de ensamblaje que fusiona los términos individuales de la matriz de rigidez del elemento para formar la matriz de rigidez global se denomina método de rigidez directa. Este enfoque implica agregar las contribuciones de los elementos, teniendo en cuenta los grados de libertad compartidos entre ellos. En este contexto, las dimensiones de la matriz de rigidez global estarán determinadas por el número total de grados de libertad a lo largo de los elementos. Al mismo tiempo, los términos del vector de carga se obtienen de manera similar, sumando las cargas individuales que actúan en cada nodo.

f) Condiciones de contorno

Las condiciones de contorno se emplean para abordar las condiciones adicionales que definen integralmente el problema bajo análisis. Por otro lado, constituyen la última fase en la configuración del sistema de ecuaciones y engloban tanto las condiciones de carga como las de desplazamiento.

- Las condiciones de carga abarcan diferentes tipos, como cargas puntuales, lineales y presiones de sobrecarga. Cuando se trata de fuerzas puntuales o lineales, se pueden incorporar directamente al vector ΔR_G . Sin embargo, en el caso de presiones de sobrecarga, es necesario expresarlas como fuerzas nodales equivalentes antes de agregarlas a ΔR_G . Este proceso de ensamblaje se lleva a cabo considerando los grados de libertad del sistema global.
- Las condiciones de desplazamiento se emplean comúnmente para limitar los movimientos rígidos del cuerpo, ya sea rotaciones o traslaciones de toda la malla de elementos finitos, o para restringir ciertas partes específicas de la estructura. Esto implica la prescripción de ciertos grados

de libertad, lo que conlleva a modificar el sistema de ecuaciones para cumplir con dichas condiciones.

g) *Solución de las ecuaciones globales*

Después de definir la matriz de rigidez y aplicar las condiciones de contorno, es necesario resolver un sistema de ecuaciones para calcular los desplazamientos nodales. Hay diversas técnicas para abordar la solución de sistemas de ecuaciones globales, y muchos programas de Elementos Finitos utilizan la eliminación gaussiana como método principal.

2.2.9. Modelos constitutivos

Dentro del modelo numérico, se emplea una ecuación constitutiva (matemática) para representar el comportamiento del material. Esta ecuación constitutiva proporciona una aproximación del estado del material en diversas condiciones, permitiendo la determinación de deformaciones a partir de los esfuerzos, y viceversa. Este ajuste suele lograrse mediante ensayos de laboratorio, los cuales permiten calibrar los parámetros específicos asociados a las diversas ecuaciones constitutivas.

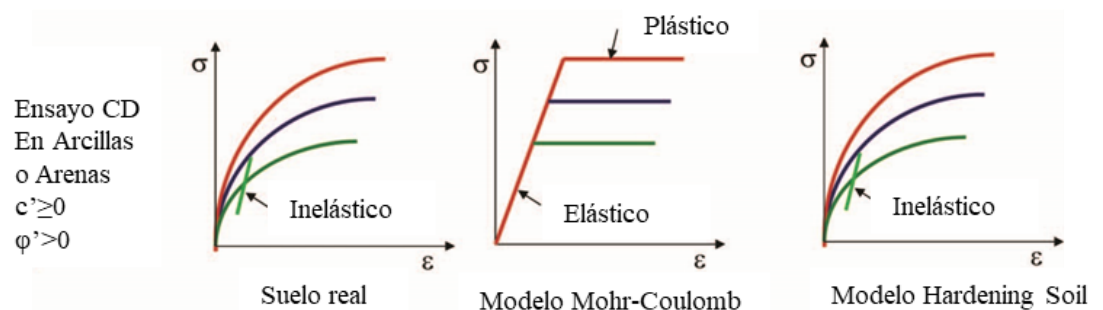
En la actualidad, se disponen de modelos básicos como el modelo Mohr-Coulomb (MC), que resulta útil para determinar estados límites. No obstante, al abordar el análisis deformacional, este modelo no resulta apropiado debido a las notables disparidades entre la curva de esfuerzo-deformación del suelo y las curvas generadas por el modelo, que sigue un comportamiento lineal. Esta discrepancia dificulta la definición del módulo de rigidez del suelo, un factor esencial para llevar a cabo el análisis de deformaciones. Por otra parte, los

modelos avanzados muestran una mejor aproximación al comportamiento real del suelo, es por esto que son útiles para diseños basados en deformaciones permisibles (Gomez, 2019) como es el caso de: excavaciones profundas, problemas de consolidación entre otros; Dentro de los modelos avanzados destacan los modelos Hardening Soil (HS); En la figura 8 se muestra la comparación entre el comportamiento esfuerzo-deformación de un suelo real y de los modelos MC y HS

La presente tesis empleará el modelo constitutivo Hardening Soil HS por tratarse de un modelo completo que contempla el módulo edométrico E_{oed} , parámetro fundamental para el análisis de asentamientos.

Figura 8

Curvas de Esfuerzo-Deformación de Laboratorio



Nota: Modelo Mohr Coulomb y Modelo Hardening Soil. Fuente: (Teo & Wong, 2012).

Adaptado por el autor.

2.2.9.1. Modelo Constitutivo Hardening Soil

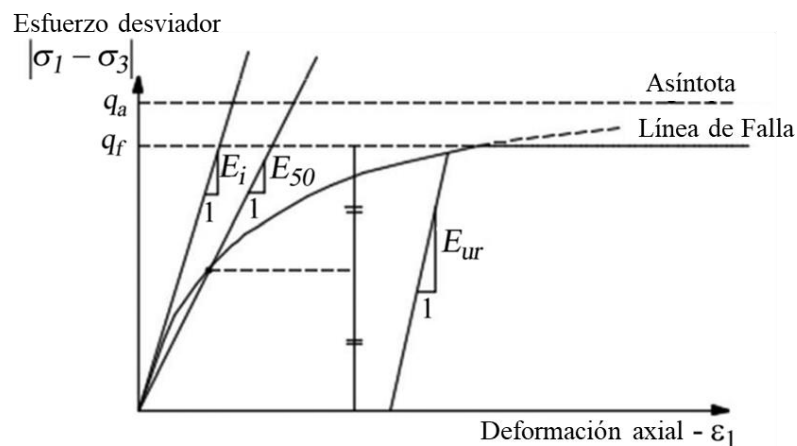
Como lo menciona (Rebolledo et al., 2019) Los modelos constitutivos han avanzado significativamente es así que el Modelo Hardening Soil (HS) se basa en la teoría de la plasticidad. Sus principales características se describen: Las deformaciones totales se calculan utilizando una rigidez dependiente de la tensión, la rigidez se define tanto para condiciones de carga como de descarga/recarga,

modelado de deformaciones irreversibles debidas a cargas desviatorias primarias (endurecimiento por cizallamiento), modelado de deformaciones plásticas irreversibles por compresión primaria bajo cargas edométricas e isotrópicas (endurecimiento por compresión), Se supone una regla de flujo no asociada para el endurecimiento por corte y una regla de flujo asociada para el endurecimiento por compresión, se aplica el criterio de falla de Mohr-Coulomb.

En el modelo HS, la relación tensión-deformación ($q - \varepsilon_1$) debida a la carga primaria es hiperbólica (Kondner, 1963; Duncan & Chang, 1970) para un ensayo triaxial drenado (figura 9)

Figura 9

Curva de comportamiento esfuerzo – deformación.



Nota: Curva hiperbólica de esfuerzo-deformación para una carga isotrópica en un ensayo triaxial drenado. *Fuente:* (Obrzud & Truty, 2020)

De donde:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}}, \text{ para: } q < q_f \quad (17)$$

Donde E_i es la rigidez axial relacionada con E_{50} mediante:

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (18)$$

Donde ε_1 es la deformación axial, q es el esfuerzo desviador, y q_a es la asíntota de la resistencia al corte.

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (19)$$

Donde R_f es la relación de falla y q_f es el último esfuerzo desviador, que de acuerdo con el criterio de Mohr-Coulomb:

$$q_f = \frac{2 \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} (\sigma'_3 + c' \cot \phi') \quad (20)$$

Donde c' y ϕ' son los parámetros efectivos de resistencia al corte, σ'_3 es la presión de confinamiento del ensayo triaxial y E_{50} es el módulo de rigidez dependiente de la presión de confinamiento para la carga primaria definido de la siguiente manera:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' + \sigma'_3 \sin \phi'}{c' \cos \phi' + p^{ref} \sin \phi'} \right)^m \quad (21)$$

Donde E_{50}^{ref} es el módulo de rigidez secante de referencia para la prueba triaxial drenada, p^{ref} es el esfuerzo isotrópico de referencia, y m es el exponente que define el valor de la dependencia de la deformación del estado de esfuerzo (en suelos varía entre 0.3 y 1).

El módulo de rigidez dependiente de la presión de confinamiento para las condiciones de descarga y recarga se define como:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' + \sigma'_3 \sin \phi'}{c' \cos \phi' + p^{ref} \sin \phi'} \right)^m \quad (22)$$

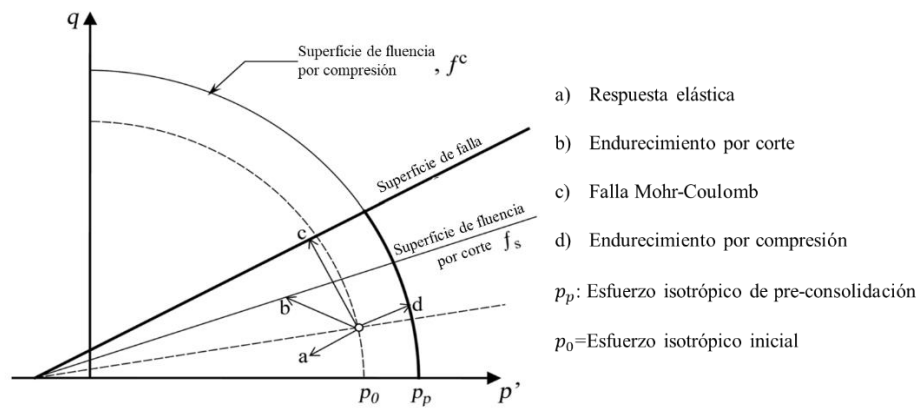
Donde E_{ur}^{ref} es el módulo de rigidez de referencia para las condiciones de descarga y recarga.

En el modelo HS, la región elástica está limitada por dos funciones de fluencia (figura 10): la función de fluencia por endurecimiento por corte f_s y la función de fluencia de endurecimiento por compresión de la tapa \bar{f} . El primero está definido como:

$$f_s = \bar{f} - \gamma^p \quad (23)$$

Figura 10

Superficie del comportamiento del estado tensional



Fuente: (Obrzud & Truty, 2020)

Donde:

$$\bar{f} = \frac{2}{E_i} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} - \frac{2q}{E_{ur}} \quad (24)$$

La deformación cortante plástica γ^p está definida como:

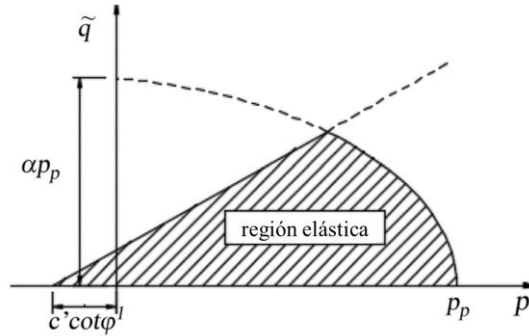
$$\gamma^p = 2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p \approx 2\varepsilon_1^p \quad (25)$$

Donde ε_1^p es la deformación axial plástica y ε_v^p es la deformación volumétrica plástica.

La función de fluencia de endurecimiento por compresión de la tapa está dada por (figura 11)

Figura 11

Superficie de la región elástica del estado tensional del suelo



Fuente: (Schanz et al., 1999).

$$f^c = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} + p^2 - p_p^2 \quad (26)$$

Donde α es un parámetro auxiliar del modelo relacionado con k_0^n ($k_0^n = 1 - \sin \phi'$), p es la tensión isotrópica de preconsolidación, y \tilde{q} es la media de esfuerzo para tensiones desviatorias.

$$\tilde{q} = \sigma'_1 + (\delta - 1)\sigma'_2 - \delta\sigma'_3 \quad (27)$$

Donde:

$$\delta = \frac{3 + \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (28)$$

Para compresión triaxial ($\sigma'_2 = \sigma'_3$), $\tilde{q} = \sigma'_1 - \sigma'_3$, y para extensión triaxial ($\sigma'_1 = \sigma'_2$) $\tilde{q} = \delta(\sigma'_2 - \sigma'_3)$.

Las deformaciones plásticas volumétricas en compresión isotrópica se obtienen de la siguiente manera:

$$\varepsilon_v^p = \frac{\beta}{1 - m} \left(\frac{p_p}{p^r} \right)^{1-m} \quad (29)$$

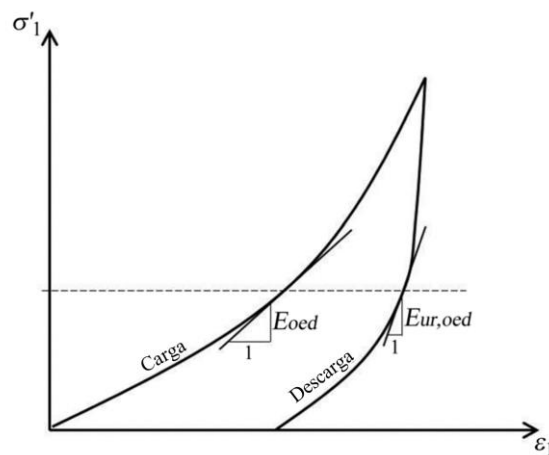
Donde β es un parámetro auxiliar del modelo relacionado con el módulo de rigidez tangente de referencia para carga odométrica E_{oed}^{ref} (figura 12) De forma

similar a los módulos triaxiales el módulo edométrico se obtiene de la siguiente manera:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' + \sigma'_3 \sin \phi'}{c' \cos \phi' + p^{ref} \sin \phi'} \right)^m \quad (30)$$

Figura 12

Curvas de deformación de ensayo edométrico



Fuente: (Rebolledo et al., 2019)

2.2.10. Herramienta computacional para el análisis

2.2.10.1. El programa PLAXIS 2D

PLAXIS 2D, un programa de elementos finitos desarrollado por la Universidad de Delft, ofrece herramientas para llevar a cabo modelaciones numéricas en el análisis de deformación, estabilidad y flujo en proyectos de ingeniería. Utiliza un conjunto de elementos discretos conectados mediante nodos. Este programa posibilita la representación del comportamiento de los suelos mediante diversos grados de aproximación, empleando modelos constitutivos como Elástico lineal, Mohr-Coulomb, Hardening Soil, entre otros. Los cálculos realizables incluyen análisis de deformaciones, consolidación, análisis de deformación de flujo totalmente acoplado y análisis dinámico.



En el modelamiento geotécnico en PLAXIS 2D, se inicia definiendo el modelo de deformación (plano o axisimétrico) y el número de elementos (triangulares de 6 o 15 nodos). Posteriormente, se establece la representación física del problema geotécnico, se define la estratigrafía con propiedades de material según el modelo constitutivo adoptado, se incorporan elementos estructurales y cargas. La generación de la malla de elementos finitos, la definición de condiciones iniciales, la consideración de etapas constructivas y la colocación de puntos de control son pasos cruciales. Los cálculos iterativos conducen a la observación de los resultados finales. (Gomez, 2019)



CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

De acuerdo con lo propuesto por (Hernández Sampieri et al., 2014) el enfoque que tendrá la presente investigación es cuantitativo, dado que se utilizan datos medibles u observables, que son presentados en formas de números.

3.2. ÁMBITO TEMPORAL Y ESPACIAL

La zona de estudio de la presente tesis se encuentra el área limitada longitudinalmente por la Av. Costanera y las intersecciones entre la Av. Primavera y el Jr. Joaquín Inclán. En el margen de la bahía de Puno.

3.3. VARIABLES

3.3.1. Definición conceptual de las variables

En la siguiente tabla 3 se presenta la definición conceptual de las variables de la presente investigación.

Tabla 3

Definición conceptual de las variables.

Variables	Definición conceptual
Condiciones de cimentación	Condiciones naturales, propiedades físicas, mecánicas y estado tensional de los suelos donde se plantea construir una estructura
Independiente	
Técnica de suelo reforzado con geomallas	Es un sistema con dimensiones dependiente de las dimensiones de la cimentación, conformado por una masa de suelo granular de préstamo con una cantidad y distribución variable de incrustaciones de capas de geomallas de extremos libres o cerrada en la masa de suelo granular.
Dependiente	
Mejoramiento de la capacidad de carga	Consiste en mejorar la rigidez y la resistencia del suelo blando de tal manera que se pueda incrementar la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno de fundación de forma que no pueda producirse una falla estructural por o un asentamiento excesivo.

Fuente: Elaboración propia

3.3.2. Definición operacional de las variables

Las actividades desarrolladas para medir las variables e interpretar los datos se muestran en el siguiente cuadro

Tabla 4

Tabla de definición operacional de las variables

Variab les	Dimensión	Indicadores	Unidades
Independiente 1: Condiciones de cimentación	Tipo de suelo	Clasificación de suelo SUCS	-
	Profundidad de la cimentación	Distancia vertical de fundación (Df)	m
	Nivel freático	Altura vertical a la que se encuentra la napa freática	m
	Condiciones ambientales	Temperatura (°C)	°C
	Condiciones de estado tensional	Grado de sobreconsolidación (OCR)	-
	Capacidad portante (sin mejoramiento - q)	Asentamiento relativo (s/B) 5% y 10% y distorsión angular de 1/150 para longitudes de 4m.	m
Independiente 2: Técnica de suelo reforzado con geomallas	Longitud de capas de refuerzo (sistema de extremos horizontales)	Ancho del sistema (b/B).	m
	Distribución de capas de refuerzo (sistema de extremos horizontales)	Ubicación de la primera capa de refuerzo (u/B) y separación vertical del resto de capas (h/B).	m
	Longitud de capas de refuerzo (sistema de extremos envolventes)	Ancho del sistema (b/B).	m
	Distribución de capas de refuerzo (sistema de extremos envolventes)	Ubicación de la primera capa de refuerzo (u/B), longitud vertical de los extremos de la envoltura (d/B) y separación vertical del resto de capas (h/B).	m
	Longitud de traslapo del refuerzo (sistema de extremos envolventes)	Ancho de traslapo (l/B)	m
	Cantidad de capas de geomallas	Numero (N) de capas de geomallas que serán incrustadas en el sistema	und
Dependiente: Incremento de la capacidad de carga	Aspectos geotécnicos	Características físicas y mecánicas del suelo de fundación y de refuerzo.	-
	Capacidad portante (Con mejoramiento - qR)	Asentamiento relativo (s/B) 5% y 10% y distorsión angular de 1/150 para longitudes de 4m.	m
	Mejoramiento de las condiciones de cimentación	Relación de capacidad de soporte ($BCR = qR/q$)	%

Fuente: Elaboración propia



3.4. ENFOQUE METODOLÓGICO

En el contexto de la ingeniería geotécnica, la Evaluación Numérica se refiere a la aplicación de métodos numéricos, como el método de elementos finitos, para analizar y cuantificar de manera precisa los efectos del mejoramiento de la capacidad de carga y la reducción de asentamientos al emplear la técnica de suelo reforzado con geomallas.

Este enfoque metodológico implica el uso de herramientas computacionales avanzadas para simular el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo y analizar cuantitativamente las respuestas del mismo. La base de este análisis es un modelo constitutivo matemático que describe adecuadamente el comportamiento del material en estudio. En esta investigación, se ha optado por el modelo constitutivo Hardening Soil debido a su capacidad para representar de manera precisa el comportamiento no lineal, anisotrópico del suelo.

Por lo tanto, el término Evaluación Numérica subraya el enfoque cuantitativo y basado en simulaciones que se adoptará para entender y cuantificar cómo la técnica de suelo reforzado con geomallas puede mejorar las condiciones de cimentación en la Bahía de Puno.

3.5. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.5.1. Unidad de estudio

La presente investigación consideró cimentaciones superficiales cuadradas de 1.50 y 2.0 m, así como la combinación de la cimentación de un pórtico de 3 zapatas.



3.5.2. Población

La población que se ha considerado en la investigación está conformada por los suelos yacientes en el contorno de la bahía de Puno, área limitada a lo largo de la Av. Costanera Sur entre la Av. Primavera y el Jr. Joaquín Inclán, zona caracterizada por la Gerencia de Desarrollo Urbano de Puno, (2012) como no urbanizable, lugar en donde se viene desarrollando construcción de viviendas. En tal situación para demostrar las finalidades de investigación se tomará como población a la parcela de terreno disponible (0.86 Has) para la extracción de muestras.

3.5.3. Muestra

3.5.3.1. Suelo de fundación

Las muestras de suelo de fundación fueron obtenidas de acuerdo con la Tabla Nro. 6 de la Norma E.050 que indica el número de puntos de investigación por área y tipo de edificación: “3 puntos por cada hectárea en urbanizaciones para viviendas unifamiliares de hasta 3 pisos” (Ministerio de Vivienda, 2018). Por lo cual se realizaron 3 puntos de investigación para la obtención de muestras.

3.5.3.2. Suelo de reforzamiento

Por otra parte, para el material de relleno se recurrió a la extracción de muestra de la cantera “Chejoña” que es un banco de material granular ampliamente utilizado en la ciudad de Puno.



3.6. INSTRUMENTOS

3.6.1. Técnicas e instrumentos y/o fuentes de recolección de datos

Las técnicas de recolección de datos que se emplearon en la presente investigación son el análisis documental, observación experimental

3.6.1.1. Observación experimental

Se realizó la ejecución de ensayos de laboratorio en muestras de suelo alteradas y no alteradas:

- Ensayo triaxial CU - MTC E 131
- Consolidación - MTC E 135
- Proctor Modificado - MTC E 115
- Análisis granulométrico por tamizado - MTC E 107
- Límites de Atterberg - MTC E 110 y MTC E 111
- Gravedad específica de los sólidos - MTC E 113

3.7. PROCEDIMIENTOS

- 1) Determinación de la caracterización geotécnica del suelo de fundación y de mejoramiento.
- 2) Validación del modelo constitutivo HS para el suelo de fundación y de mejoramiento
- 3) Modelamiento en el programa PLAXIS 2D de cimentaciones con y sin implementación del sistema de mejoramiento.
- 4) Medición de la capacidad de carga para resistencia última por corte y para asentamientos relativos s/B de 5% y 10% (cimentaciones sin mejoramiento)



- 5) Dimensionamiento de los sistemas de mejoramiento propuestos en la presente tesis para el mejoramiento de la capacidad de carga y reducción de los asentamientos
- 6) Medición de la capacidad de carga para resistencia última por corte y para asentamientos relativos s/B de 5% y 10% (cimentaciones aplicadas con los sistemas de mejoramiento)
- 7) Evaluación de asentamientos diferenciales y distorsión angular para un pórtico de 2 luces con longitudes de 4m.

CAPÍTULO IV

RESULTADO Y DISCUSIÓN

4.1. DESCRIPCIÓN DEL CASO

4.1.1. Localización

La región de muestreo está situada en el espacio delimitado longitudinalmente por la Av. Costanera y las intersecciones entre la Av. Primavera y el Jr. Joaquín Inclán, en la urbanización Cerro Colorado, a lo largo del margen de la bahía de Puno. Este contexto geográfico puede visualizarse en la figura 13.

Figura 13

Localización del área de estudio.



Nota: a) Georreferenciación y b) Localización de la zona de estudio. Fuente: (Gerencia de Desarrollo Urbano de Puno, 2012), Google Earth. Adaptado por el autor

4.1.2. Aspectos físicos del área de estudio

A continuación, se presenta la descripción de los aspectos físicos de la zona de estudio bajo evaluación. Según la descripción de Northcote, et al en 1991, la Bahía interior de Puno constituye una pequeña sección de la Bahía de Puno y



está ubicada frente a la ciudad de Puno. Con una superficie aproximada de 16 km², este cuerpo de agua se encuentra entre los promontorios de Chulluni y Chimu. Aunque el estrecho entre estos promontorios tiene casi 4 km de ancho, la mayor parte está bloqueada por extensos totorales. Se destaca la existencia de un angosto canal de aproximadamente 300 metros de ancho cerca de Chimu, que conecta con la bahía exterior de Puno.

4.1.2.1. Geología

El área de la bahía de Puno se aloja en el eje de la fosa tectónica del Titicaca, esta depresión se halla entre las cordilleras Oriental y Occidental. La microcuenca de Puno se sitúa en el límite noreste de la región volcánica central del altiplano. Actualmente, la zona ha experimentado un período de estabilidad tanto en términos tectónicos como volcánicos. (Laura Huanca, 2016)

4.1.2.2. Geomorfología

Dentro del contexto geomorfológico, la bahía de Puno se sitúa en la subunidad denominada "depresión central del Lago Titicaca", una extensa depresión de origen tectónico que forma parte de la actividad geomorfológica regional conocida como "Altiplano". Caracterizada por planicies sedimentarias ubicadas al noroeste y sureste de la bahía de Puno, estas áreas abarcan altitudes que oscilan entre los 3850 y 3900 metros sobre el nivel del mar. Estas planicies están compuestas por los sedimentos de la Formación Azángaro, los cuales han sido erosionados por ríos meandriiformes que integran la cuenca del lago Titicaca.



4.1.2.3. Hidrología

El lago Titicaca es alimentado por los afluentes de los ríos circundantes y por las lluvias que caen directamente al lago. Las pérdidas son ocasionadas por la evaporación y desembalse que salen por el río Desaguadero. Para un equilibrio acuático de toda el área de captación y del lago, se estima una evaporación entre 1628 – 1720 mm/año.

El nivel de agua de la bahía interior de Puno muestra una fluctuación anual similar a la precipitación, aunque la evaporación no muestra fluctuación significativa. Por consiguiente, el nivel de agua de la bahía interior de Puno depende de los afluentes de los principales ríos (JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY, 2000).

4.2. ASPETOS PREVIOS A LA EVALUACIÓN DEL CASO

4.2.1. Caracterización geotécnica

4.2.1.1. Caracterización geotécnica

a) Suelo de fundación

En la figura 14 se muestra el perfil estratigráfico de las excavaciones que se realizaron en la zona de estudio.

Figura 14

Perfil estratigráfico de la zona de estudio.

Prof. (m)	Perfil de exploración								
	CALICATA 1			CALICATA 2			CALICATA 3		
	SIMB.	DESCIPCIÓN	SUCS	SIMB.	DESCIPCIÓN	SUCS	SIMB.	DESCIPCIÓN	SUCS
0.00		Capa de vegetación	-		Capa de vegetación	-		Capa de vegetación	-
0.50		Material de relleno no controlado constituido por residuos de construcción y demolición presencia de partículas mayores de 3", presencia de materia orgánica y otros.	-		Material de relleno no controlado constituido por residuos de construcción y demolición presencia de partículas mayores de 3", presencia de materia orgánica y otros.	-		Material de relleno no controlado constituido por residuos de construcción y demolición presencia de partículas mayores de 3", presencia de materia orgánica y otros.	-
1.00									
1.50		Presencia de material fino homogéneo de color marrón de alta plasticidad.	MH		Presencia de material fino homogéneo de color marrón de alta plasticidad.	MH		Presencia de material fino homogéneo de color marrón de alta plasticidad.	MH
2.00									
2.50		Presencia de material fino homogéneo de color plomo oscuro de alta plasticidad.	MH		Presencia de material fino homogéneo de color plomo oscuro de alta plasticidad.	MH		Presencia de material fino homogéneo de color plomo oscuro de alta plasticidad.	MH
3.00									
3.50		Presencia de material fino homogéneo de color plomo oscuro de alta plasticidad.	MH		Presencia de material fino homogéneo de color plomo oscuro de alta plasticidad.	MH		Presencia de material fino homogéneo de color plomo oscuro de alta plasticidad.	MH
4.00									
4.50		Presencia de material fino homogéneo de color plomo oscuro de alta plasticidad.	MH		Presencia de material fino homogéneo de color plomo oscuro de alta plasticidad.	MH		Presencia de material fino homogéneo de color plomo oscuro de alta plasticidad.	MH
5.00									

Fuente: Elaboración propia

Para el suelo de fundación se ha considerado realizar ensayos de compresión triaxial CU así como ensayo edométrico en la muestra obtenida en la calicata C-1 de profundidad aproximada de 4.00m a 4.40m, de donde se han determinado los parámetros de resistencia y rigidez

b) *Suelo de mejoramiento***Tabla 5***Características del suelo de mejoramiento.*

Clasificación de suelos					
Calicata	Lugar	N.F.	Relleno superficial	Profundidad de excavación	Clasificación SUCS
Suelo de Reforzamiento	Cantera Chejoña	-	0.30	0.30 - 1.50	GC

Fuente: Elaboración Propia.

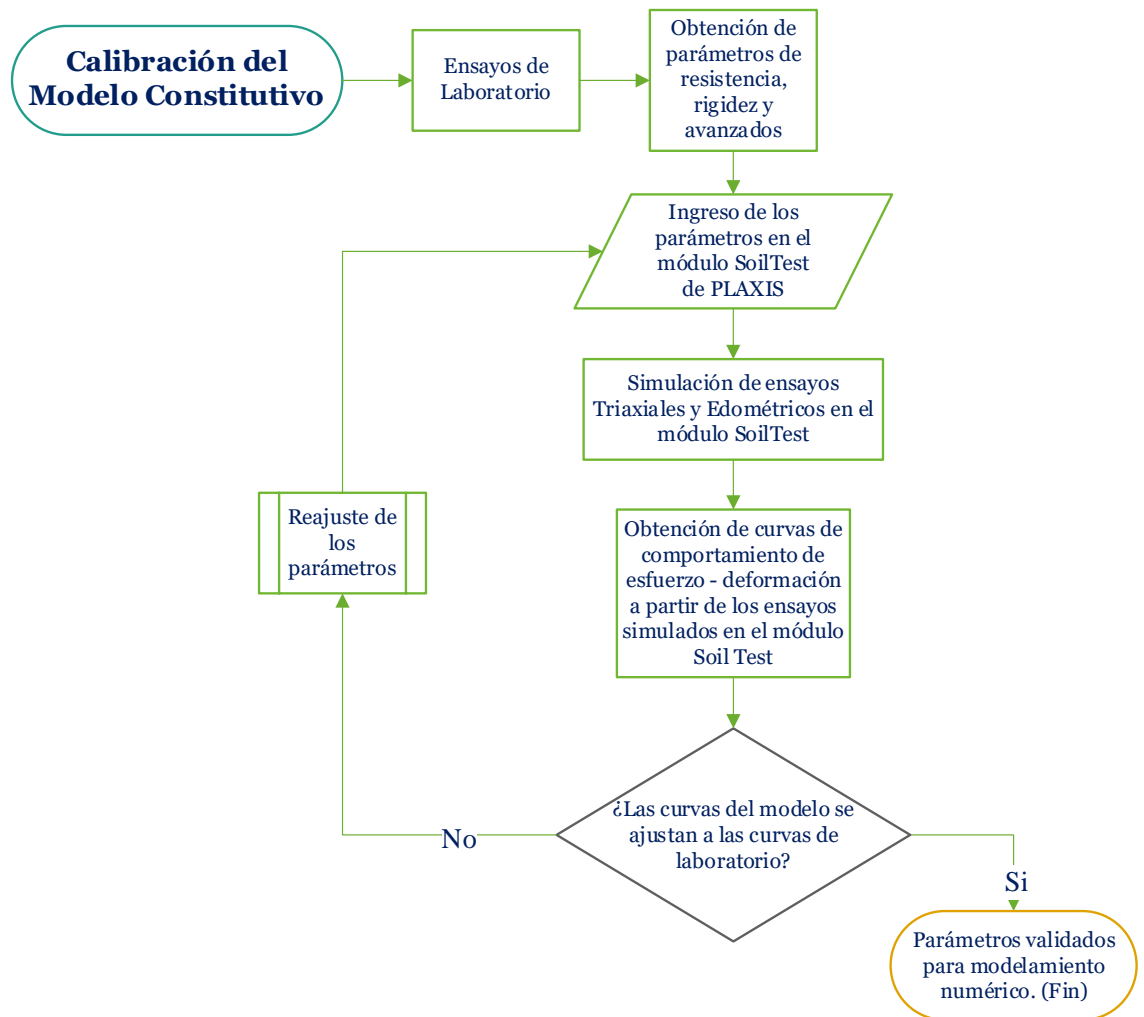
En los suelos clasificados como GC, la presencia de grava confiere resistencia mecánica adicional. A su vez, la fracción fina actúa como aglutinante, permitiendo la formación de un cuerpo monolítico con el refuerzo, aspecto esencial en sistemas de mejoramiento con elementos incrustados. Además, este material de préstamo está disponible localmente, lo que resulta económicamente ventajoso al reducir significativamente los costos asociados con el transporte desde lugares distantes.

4.2.2. Calibración del modelo constitutivo Hardening Soil**4.2.2.1. Introducción**

El modelo constitutivo Hardening Soil es ampliamente empleado en ingeniería geotécnica como una representación del comportamiento del suelo. Fundamentado en la teoría de la plasticidad, este modelo es capaz de describir de manera precisa la relación esfuerzo-deformación no lineal de los suelos. Sin embargo, para lograr esta precisión, el modelo debe pasar por un proceso de calibración, como se ilustra en la figura 15.

Figura 15

Perfil estratigráfico de la zona de estudio.



Fuente: Elaboración propia

La obtención de los parámetros del modelo es un proceso fundamental para la adecuada aplicación en el modelamiento numérico mediante programas computacionales. Estos parámetros se obtienen generalmente de a través de ensayos de laboratorio, como los ensayos triaxiales CD y CU y ensayos edométricos. Los parámetros incluyen parámetros de resistencia y parámetros de rigidez como se indica en la tabla 6. Es importante destacar que la precisión de los parámetros obtenidos es fundamental para la fiabilidad de las predicciones del modelo. Por lo tanto, se debe realizar un proceso iterativo de reajuste de los

parámetros de tal manera que puedan asemejarse lo más posible a las curvas de comportamiento obtenidas en laboratorio.

Tabla 6

Parámetros del modelo constitutivo Hardening Soil.

Parámetros	Descripción	Unidades	Método de obtención	Consideraciones
γ	Densidad del suelo	KN/m ³	Ensayo de densidad	
Parámetros de Resistencia				
c'	Cohesión efectiva	KPa	Ensayo triaxial	
ϕ'	Ángulo de fricción efectiva	°	Ensayo triaxial	
ψ	Ángulo de dilatación	de °	Ensayo triaxial	Suelos finos presentan poco ángulo de dilatación $\psi=0$ y para suelos más friccionados $\psi=\phi'-30$
Parámetros de Rigidez				
E_{50}^{ref}	Módulo de rigidez secante	KPa	Ensayo triaxial	Pendiente de la recta que intersecta a la curva en el 50% de resistencia para un esfuerzo de referencia (100KPa)
E_{oed}^{ref}	Módulo edométrico	KPa	Ensayo Edométrico	Pendiente de la recta tangente a la curva de consolidación para un esfuerzo de referencia (100KPa)
K_o	Coefficiente de presión lateral	-	Ensayo triaxial	$K_o=1-\sin(\phi')$
R_f	Relación de falla	-	Ensayo triaxial	
Parámetros avanzados				
p^{ref}	Esfuerzo de rigidez de referencia	KPa	Ensayo triaxial / edométrico	
ν	Relación de Poisson	de -	Ensayo triaxial	Para suelos (0.25-0.33)
E_{ur}^{ref}	Módulo de rigidez de carga y descarga	KPa	Ensayo triaxial	Pendiente de la recta de intersección de la curva de descarga y recarga para un esfuerzo de referencia (100KPa)
m	Correlación entre la rigidez y nivel de deformación	-	Ensayo triaxial	Pendiente de la recta que agrupa a los puntos de esfuerzos normalizados

Fuente: (Brinkgreve et al., 2014). Adaptado por el autor

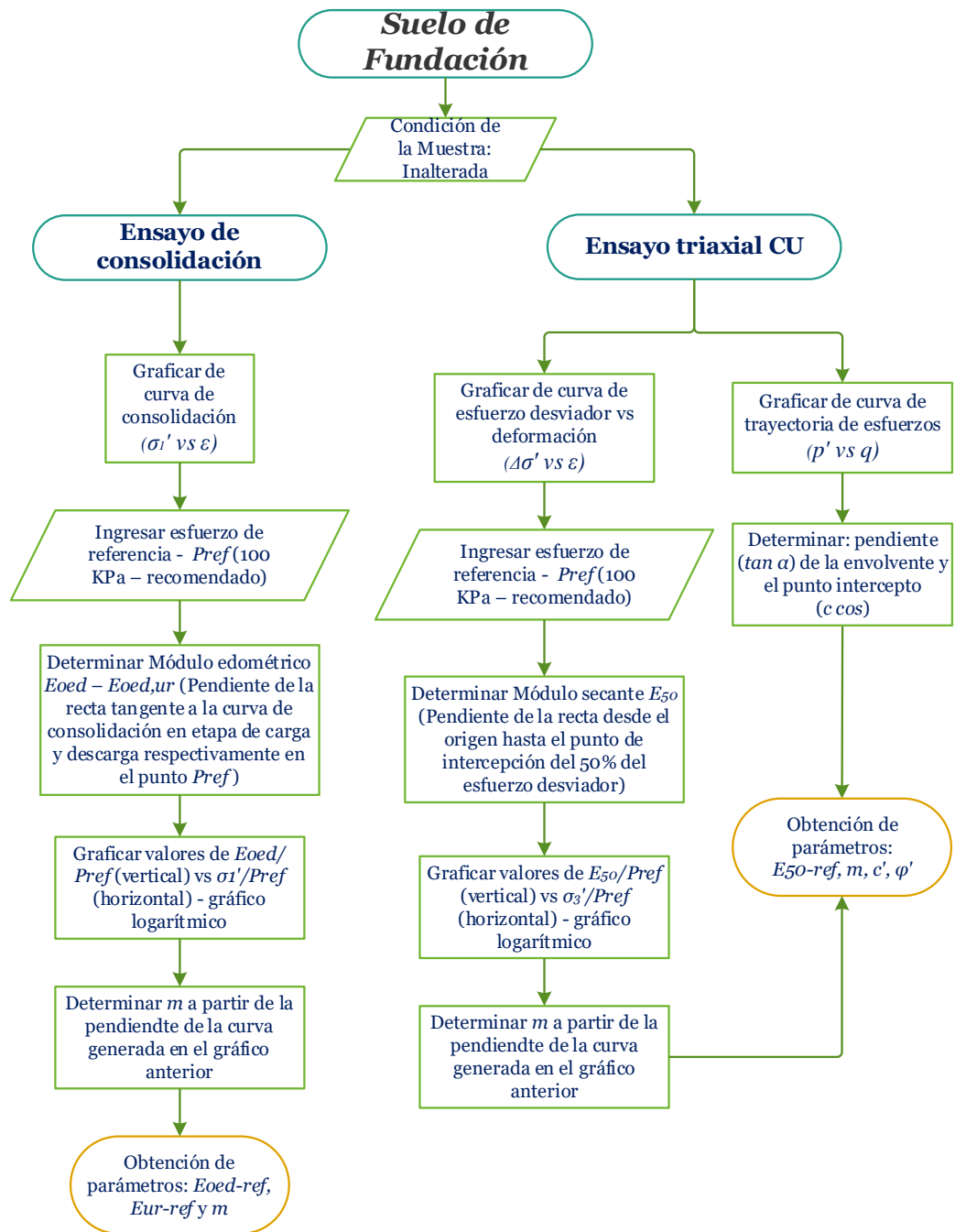


4.2.2.2. Determinación de los parámetros.

Para determinar los parámetros asociados al modelo constitutivo, se llevaron a cabo ensayos destinados a la caracterización física y la obtención de propiedades mecánicas. Estos ensayos incluyeron pruebas triaxiales y de consolidación realizadas tanto en muestras inalteradas (suelo de fundación) como en muestras remoldeadas (suelo de reforzamiento). Con la información recopilada a partir de estos ensayos de laboratorio, se desarrolló un procedimiento específico, siguiendo la metodología empleada por (Rebolledo et al., 2019) que se muestra en las figuras 16 y 17 para la determinación de los parámetros del modelo constitutivo.

Figura 16

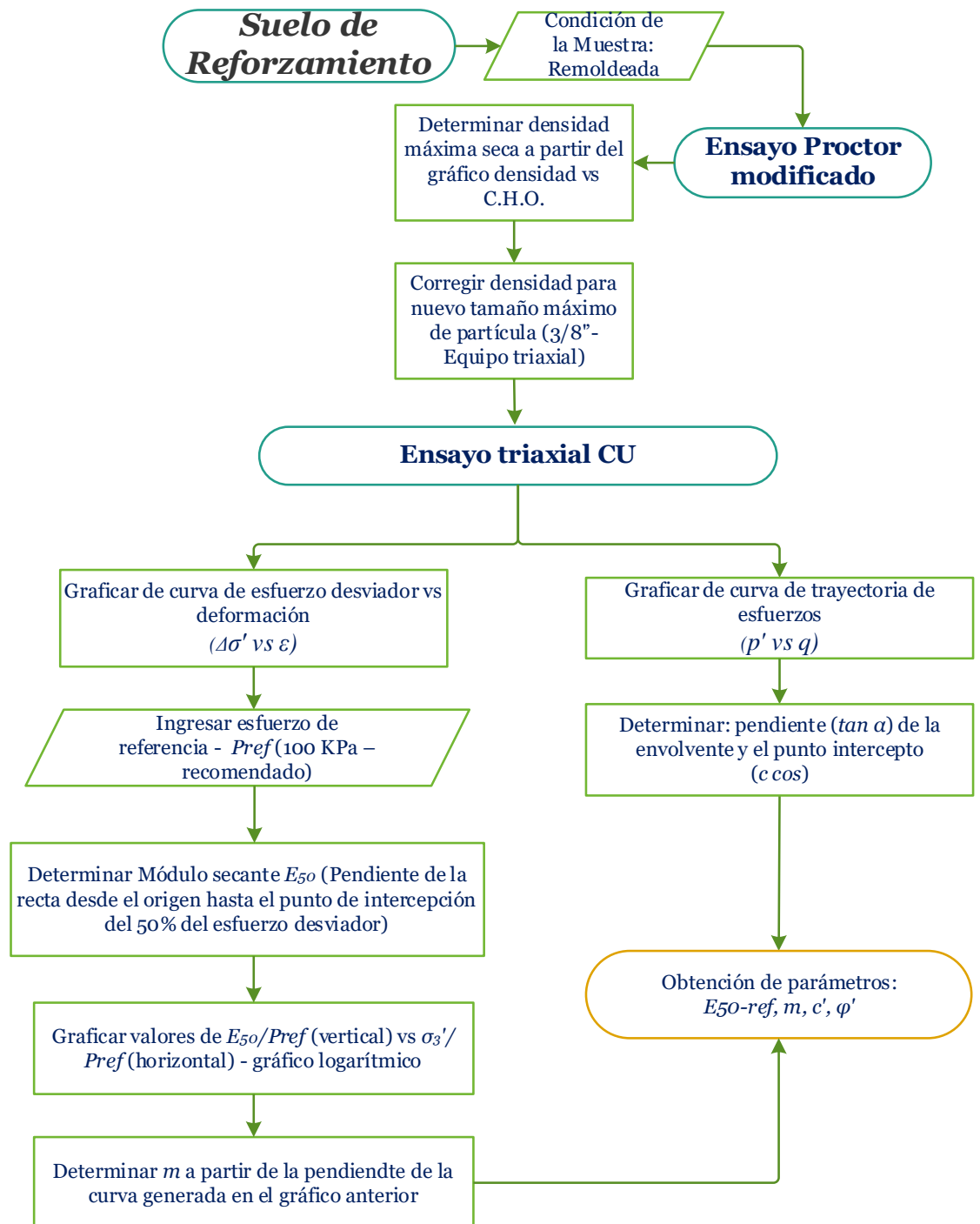
Mapa de flujo de determinación de propiedades para suelo de fundación.



Fuente: Elaboración propia

Figura 17

Mapa de flujo de determinación de propiedades para suelo de fundación.



Fuente: Elaboración propia

A continuación, se muestra el desarrollo de obtención de los parámetros del modelo constitutivo en base de los resultados de los ensayos edométricos y

triaxiales para muestras de suelo de fundación y de reforzamiento, previamente se presenta las características físicas y la clasificación de estos suelos:

Tabla 7

Propiedades físicas de los suelos de fundación y reforzamiento.

Propiedades	Suelo de Fundación	Propiedades	Suelo de reforzamiento
SUCS	MH	SUCS	GC
Gs	2.518	Gs	2.65
γ_{natural} (g/cm ³)	1.44	γ_d (g/cm ³)	2.11
		$\gamma_{d\text{-corr.}}$ (g/cm ³)	1.95

Fuente: Elaboración propia

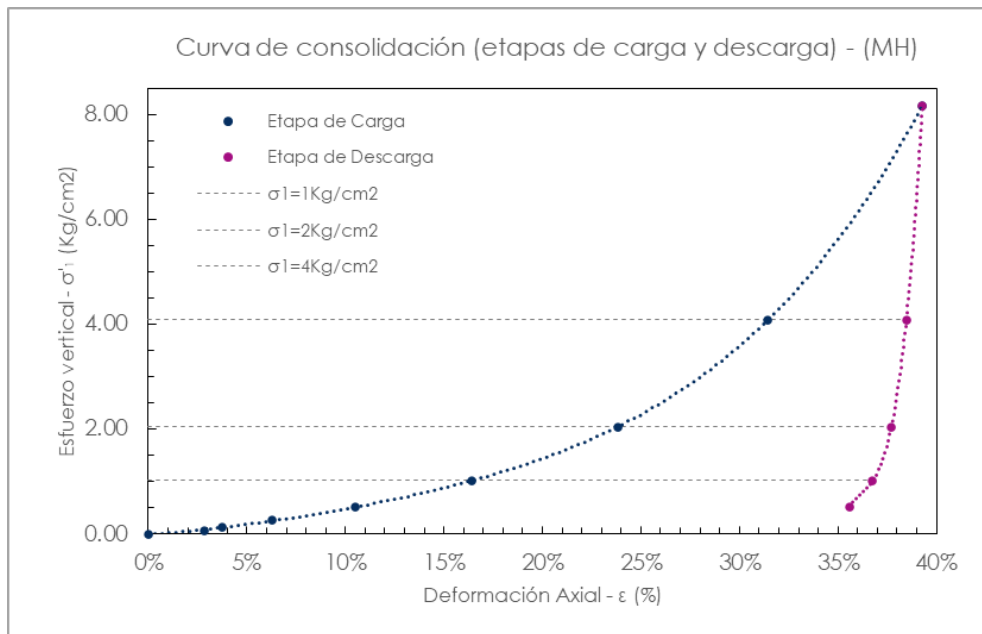
a) Parámetros determinados en base al Ensayo de Consolidación.

La tabla 8 se muestran los valores calculados para los módulos edométricos de referencia ($E_{oed}^{ref}, E_{ur,oed}^{ref}$) y el parámetro que define el nivel de dependencia de las deformaciones sobre el estado tensional (m), Dichos módulos se obtuvieron siguiendo la metodología propuesta por (Rebolledo et al., 2019):

- 1) Los valores de $E_{oed}^{ref}, E_{ur,oed}^{ref}$ se determinaron como la pendiente de la recta tangente a la curva en las etapas de carga y descarga para unas presiones verticales de $\sigma'_1 = 1.0, 2.0$ y 4.0 Kg/cm^2 como se representan en las figuras 18.

Figura 18

Curva de consolidación para suelo de fundación MH



Fuente: Elaboración propia

Tabla 8

Módulo edométricos para suelo de fundación.

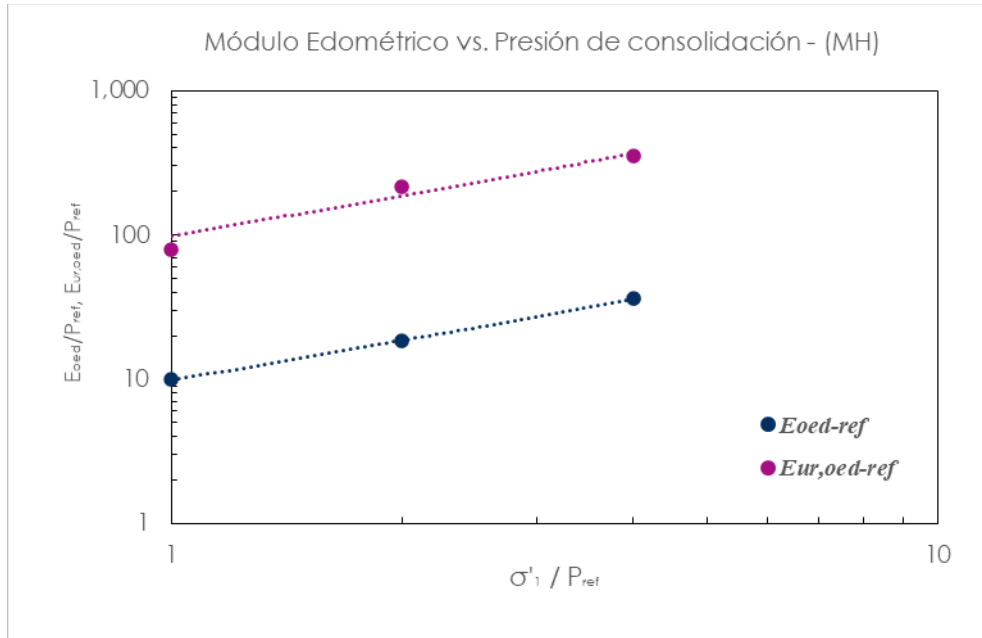
Módulos Edométricos		
Esfuerzo	MH	
	$E_{ref - oed}$	$E_{ref - ur, oed}$
σ'	Kg/cm2	Kg/cm2
1.00	10.23	81.27
2.00	18.71	220.49
4.00	36.75	363.32

Fuente: Elaboración propia

- 2) A partir de los datos de la tabla 8, se representa estos valores normalizándolos bajo un esfuerzo normalizado $p^{ref} = 1.00 Kg/cm2$ (100KPa – recomendado por PLAXIS 2D, es posible optar otros valores), generando una gráfica en ejes logarítmicos E_{oed}/p^{ref} y $E_{ur,oed}/p^{ref}$ como se muestran en la figura 19

Figura 19

Gráfico de modulo edométrico vs presión vertical normalizado en suelo de fundación



Fuente: Elaboración propia

- 3) De la gráfica de la figura 19 se encontraron los valores de los módulos E_{oed}^{ref} , $E_{ur,oed}^{ref}$ para un esfuerzo normalizado $p^{ref} = 1.0Kg/cm^2$, los valores de m se obtuvieron de la pendiente de la recta de tendencia logarítmicas dobles de la figura 19.

Como se muestra en la Tabla 9. los valores del módulo E_{oed}^{ref} para el suelo de fundación es 10.23 Kg/cm², mientras que los valores del parámetro de dependencia de rigidez del esfuerzo para el tramo de carga resultan 0.92.

Tabla 9

Valores de módulo edométrico y de descarga y recarga para suelo de fundación

Suelo	$E_{oed-ref}$	m	$E_{ur, oed-ref}$
	Kg/cm²	s/u	Kg/cm²
MH	10.23	0.92	81.27

Fuente: Elaboración propia

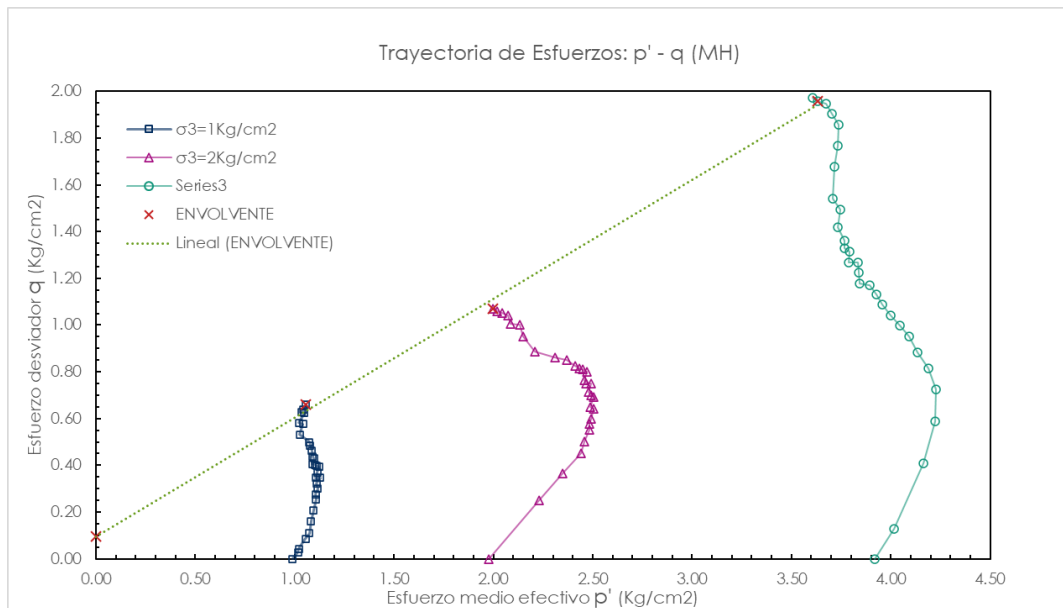
a) Parámetros determinados en base al ensayo Triaxial CU

La tabla 10 muestra los valores determinados de los parámetros de resistencia, el módulo de rigidez secante al 50% de resistencia del esfuerzo de referencia y el parámetro que define el nivel de dependencia de las deformaciones sobre el estado tensional, estos parámetros fueron obtenidos siguiendo la metodología señalada en la imagen 15 adaptada de la investigación de (Rebolledo et al., 2019).

- 1) Los parámetros de resistencia (c' y ϕ') calcularon a partir de la envolvente generada por la intersección de los puntos máximos de la trayectoria de esfuerzos en el diagrama p' - q .

Figura 20

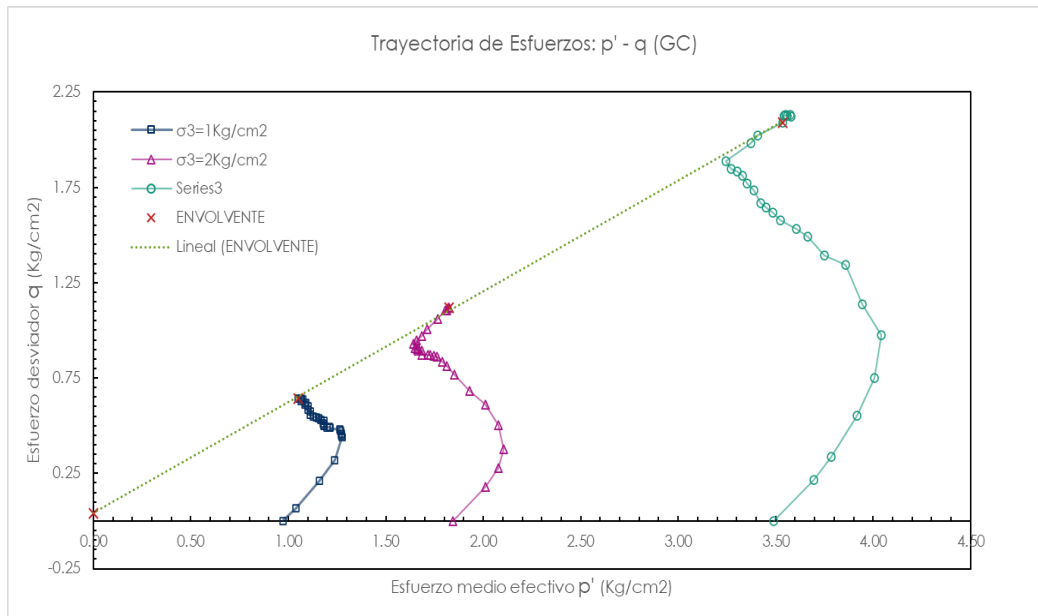
Trayectoria de esfuerzos p' - q del ensayo triaxial en suelo de fundación.



Fuente: Elaboración propia

Figura 21

Trayectoria de esfuerzos p' - q del ensayo triaxial en suelo de reforzamiento



Fuente: Elaboración propia

Tabla 10

Parámetros de resistencia efectivos de los suelos de fundación y reforzamiento

Suelo	c'	ϕ'
	Kg/cm ²	°
MH	0.11	30.61
GC	0.05	35.11

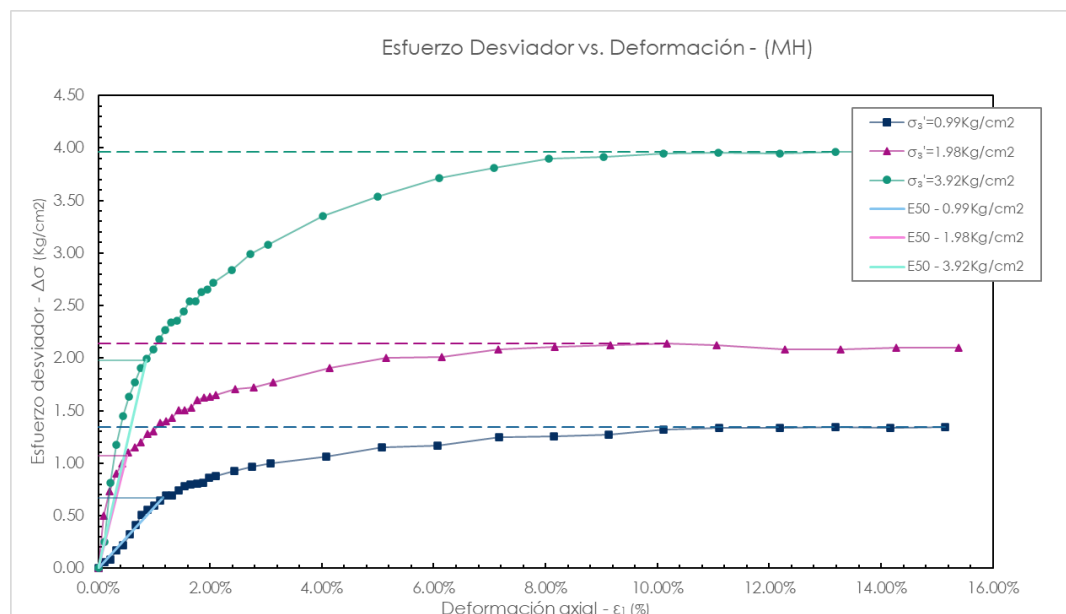
Fuente: Elaboración propia

- 2) El módulo de rigidez secante (E_{50}) se calculó a partir de la pendiente de la recta secante a la curva de esfuerzo desviador – deformación axial al 50% de resistencia máxima. Este cálculo se realizó para las curvas correspondientes a diferentes presiones de confinamiento (σ_3).

Figura 22

Módulos de rigidez secante para curvas de ensayo triaxial en suelo de fundación

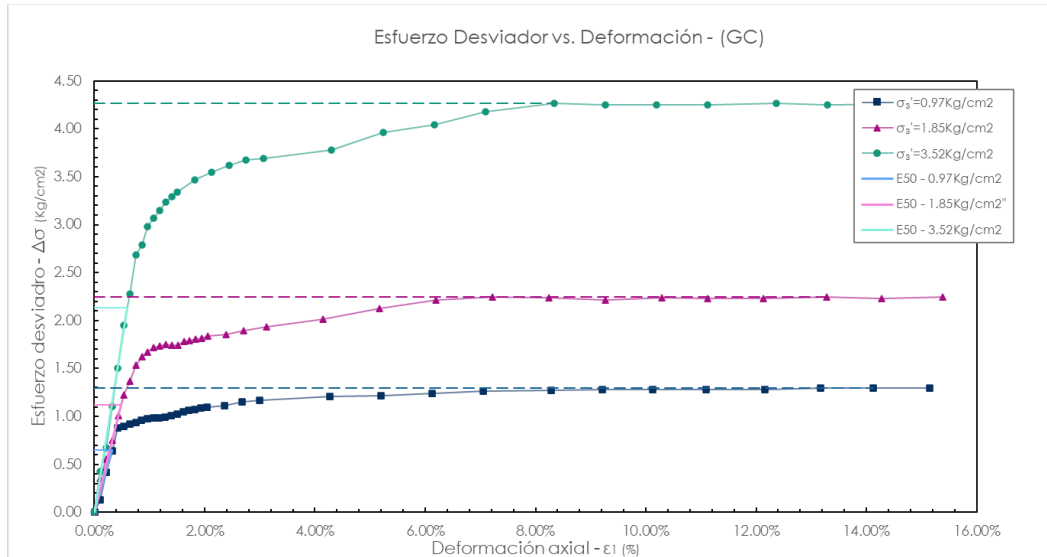
MH



Fuente: Elaboración propia

Figura 23

Módulos de rigidez secante para curvas de ensayo triaxial en suelo de mejoramiento GC.



Fuente: Elaboración propia

Tabla 11

Módulos de rigidez secante para diferentes esfuerzos de referencia

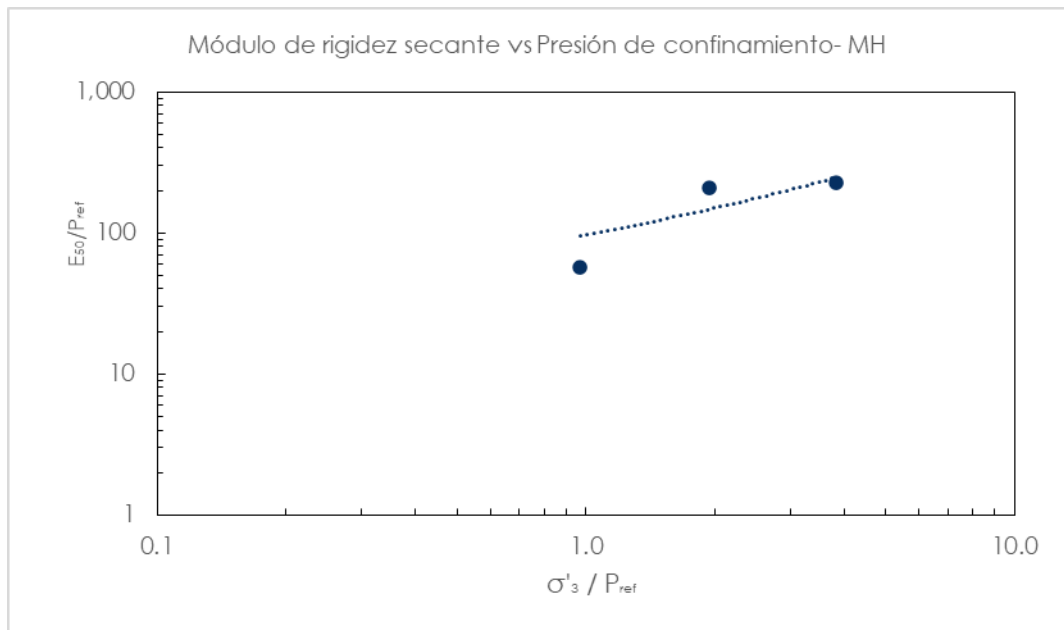
MH					GC				
σ'₃	Δσ _{dmax}	-50% Δσ _{dmax}	ε₁	E ₅₀	σ'₃	Δσ _{dmax}	-50% Δσ _{dmax}	ε₁	E ₅₀
Kg/cm²	Kg/cm²	Kg/cm²	(%)	Kg/cm²	Kg/cm²	Kg/cm²	Kg/cm²	(%)	Kg/cm²
0.99	1.34	0.67	1.16%	57.58	0.97	1.3	0.65	0.33%	199.7
1.98	2.14	1.07	0.51%	210.8	1.85	2.25	1.12	0.49%	229.8
3.92	3.96	1.98	0.86%	230.9	3.49	4.26	2.13	0.60%	357.7

Fuente: Elaboración propia

- 3) En base de los datos de la tabla 11, se realizó la representación de estos valores normalizándolos a un esfuerzo normalizado $p^{ref} = 1.00 \text{ Kg/cm}^2$ (100KPa – recomendado por PLAXIS 2D, es posible optar otros valores), generando una gráfica en ejes logarítmicos de (E_{50}/p^{ref}) y (σ'_3/p^{ref}) en un gráfico logarítmico de doble entrada, como se muestran en las figuras 24 y 25.

Figura 24

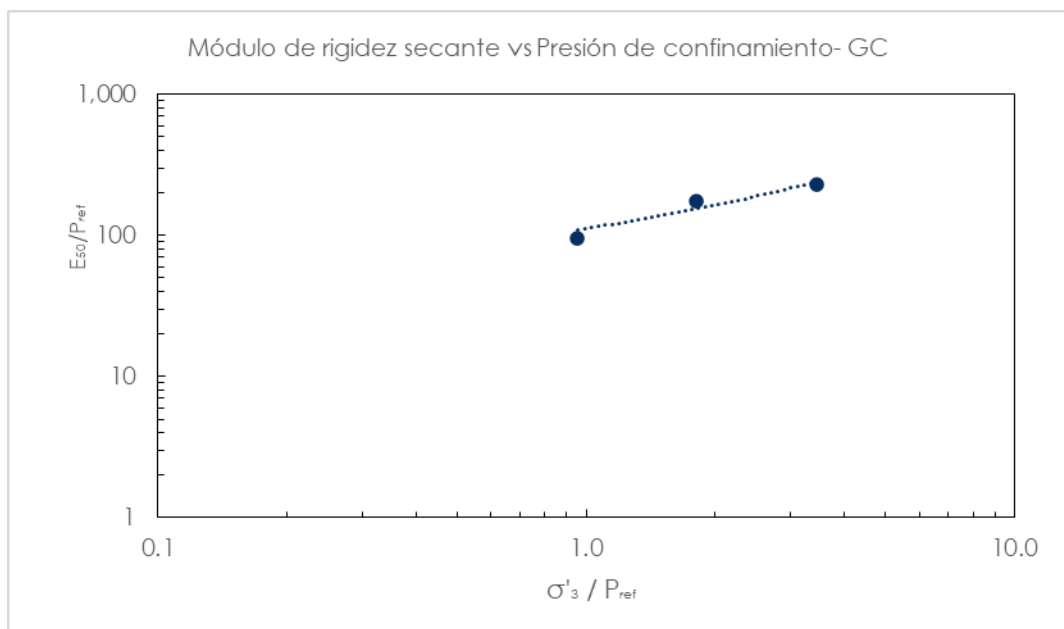
Gráfico de módulo de rigidez secante vs presión de confinamiento MH



Fuente: Elaboración propia

Figura 25

Gráfico de módulo de rigidez secante vs presión de confinamiento GC



Fuente: Elaboración propia

- 4) De las gráficas de las figuras 24 y 25 se encontraron los valores de los módulos de rigidez secante E_{50}^{ref} Para un esfuerzo normalizado

$p^{ref} = 1.0 \text{Kg/cm}^2$, los valores de m se obtuvieron de la pendiente de la recta de tendencia logarítmicas dobles de las gráficas

Como se muestra en la Tabla 12, los valores del módulo de rigidez secante E_{50}^{ref} para las muestras MH y GC son 56.47 Kg/cm^2 y 195.85 Kg/cm^2 respectivamente, mientras que los valores del parámetro de dependencia de rigidez del esfuerzo resultan 0.91 y 0.61 respectivamente para el suelo de fundación y mejoramiento.

Tabla 12

Parámetros obtenidos en base al ensayo triaxial CU

Suelo	c' Kg/cm ²	ϕ' °	E_{50-ref} Kg/cm ²	m s/u
MH	0.11	30.61	56.47	0.91
GC	0.05	35.11	195.85	0.61

Fuente: Elaboración propia

4.2.2.3. Procedimiento de calibración para el modelo HS

Para calibrar el modelo HS para los suelos de la bahía de Puno y el suelo de reforzamiento, se emplearon los parámetros de compresibilidad obtenidos de los ensayos de consolidación (ver tabla 9) y los parámetros de rigidez y resistencia obtenidos de los ensayos triaxiales (ver tabla 12).

Con el fin de validar el modelo y obtener la mejor representación de las curvas esfuerzo-deformación de los ensayos de laboratorio, se siguió un procedimiento guiado según lo descrito por (Rebolledo et al., 2019).

- Los parámetros c' , ϕ' y $E_{oed\ ref}$ obtenidos de las pruebas de laboratorio (Tablas 9 y 10) se emplearon como valores iniciales y se



- mantuvieron (en la medida de lo posible) sin cambios significativos durante el proceso de calibración;
- b) El módulo Eur ref se estableció igual a Eur oed ref, como valor inicial y se consideró uno de los principales parámetros de ajuste durante el proceso de calibración;
 - c) El módulo Eref 50 determinado de las pruebas triaxiales se definió como valor inicial y se consideró uno de los principales parámetros de ajuste durante el proceso de calibración;
 - d) Se consideró un valor inicial de m obtenidos en los ensayos triaxiales (ver tabla 12) y se mantuvo (en la medida de lo posible) sin mayores cambios durante el proceso de calibración;
 - e) Se consideró un valor inicial de $R_f = 0,9$ y se mantuvo (en la medida de lo posible) durante el proceso de calibración;

En la Tabla 13 se muestra los parámetros iniciales del modelo constitutivo Hardening Soil obtenidos en base a los ensayos de laboratorio para el suelo de fundación (MH) y el de reforzamiento (GC), estos parámetros pasarán un proceso de ajuste para obtener representaciones significativas con las curvas de laboratorio.

Tabla 13

Parámetros primitivos obtenidos para calibración del modelo H.S.

ítem	Parámetro	Símbolo	MH	GC	Unidades
1	Peso unitario	γ	14.12	20.69	kN/m ³
2	Módulo de rigidez de edómetro tangente de referencia	$E_{oed-ref}$	1003.22	19300.56	kPa
3	Cohesión efectiva	c'	11	5.12	kPa
4	Angulo de fricción efectiva	ϕ'	30.61	35.11	°
11	Angulo de dilatancia	ψ	0	0	°
5	Módulo de rigidez secante al 50% de la resistencia de referencia	E_{50-ref}	5537.18	19300.56	kPa
6	Módulo de rigidez de descarga / recarga de referencia	E_{ur-ref}	7969.75	57300.43	kPa
7	Factor de dependencia de la rigidez y nivel de deformación	m	0.91	0.61	s/u
8	Esfuerzo de referencia de referencia	P_{ref}	100.00	100.00	kPa
9	Relación de Poisson	ν	0.30	0.30	s/u
10	Coefficiente de presión lateral de tierras	$K_o - nc$	0.50	0.42	s/u
12	Relación de falla	R_f	1.00	1.00	s/u

Nota: parámetros determinados en base a ensayos triaxiales y de consolidación para calibración del modelo Hardening Soil. *Fuente:* Elaboración propia

Para llevar a cabo el reajuste de los parámetros siguiendo el procedimiento mencionado anteriormente, se ha empleado el módulo SoilTest del programa PLAXIS 2D (Brinkgreve et al., 2014). Este módulo simula diversos ensayos de laboratorio, como Triaxiales CU, CD, Consolidación, entre otros. Mediante esta herramienta, se inicia un proceso iterativo de ajuste de los valores presentados en la tabla 14. El objetivo es lograr que las curvas generadas por los parámetros del modelo constitutivo concuerden con las curvas obtenidas en los ensayos Triaxiales CU y de Consolidación de laboratorio.

La tabla 15 exhibe los parámetros que mejor se adaptan a la curva de comportamiento de esfuerzo desviador vs. deformación axial y compresibilidad unidimensional (deformación axial vs. tensión vertical). Además, en las figuras

26 y 27 se observa la representación de las curvas de laboratorio y las curvas generadas en el módulo SoilTest, basadas en la calibración del modelo realizado.

Tabla 14

Parámetros calibrados del modelo constitutivo Hardening Soil.

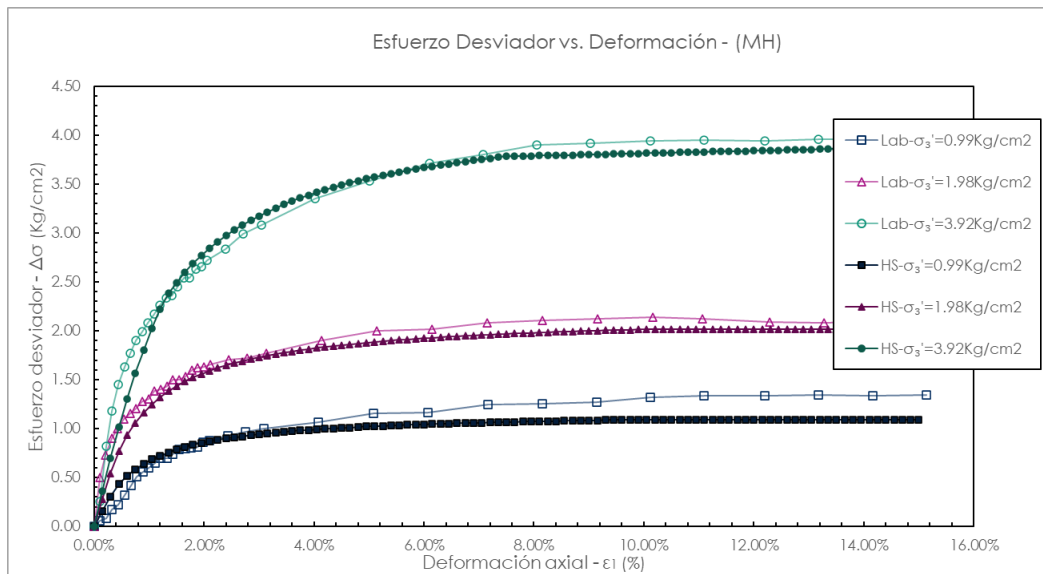
ítem	Parámetro	Símbolo	MH	GC	Unidades
1	Peso unitario	γ	14.12	20.69	kN/m ³
2	Módulo de rigidez de edómetro tangente de referencia	$E_{oed-ref}$	1600.00	19300	kPa
3	Cohesión efectiva	c'	11.00	5.00	kPa
4	Angulo de fricción efectiva	ϕ'	30.00	35.00	°
11	Angulo de dilatancia	ψ	0.00	0.00	°
5	Módulo de rigidez secante al 50% de la resistencia de referencia	E_{50-ref}	2800	19300	kPa
6	Módulo de rigidez de descarga / recarga de referencia	E_{ur-ref}	9200	57900	kPa
7	Factor de dependencia de la rigidez y nivel de deformación	m	0.65	0.64	s/u
8	Esfuerzo de referencia de referencia	P_{ref}	100.00	100.00	kPa
9	Relación de Poisson	ν	0.30	0.30	s/u
10	Coefficiente de presión lateral de tierras	$K_o - nc$	0.50	0.426	s/u
12	Relación de falla	R_f	0.70	1.00	s/u

Fuente: Elaboración propia

Curvas de comportamiento esfuerzo desviador vs. Deformación unitaria
longitudinal para ensayo triaxial CU

Figura 26

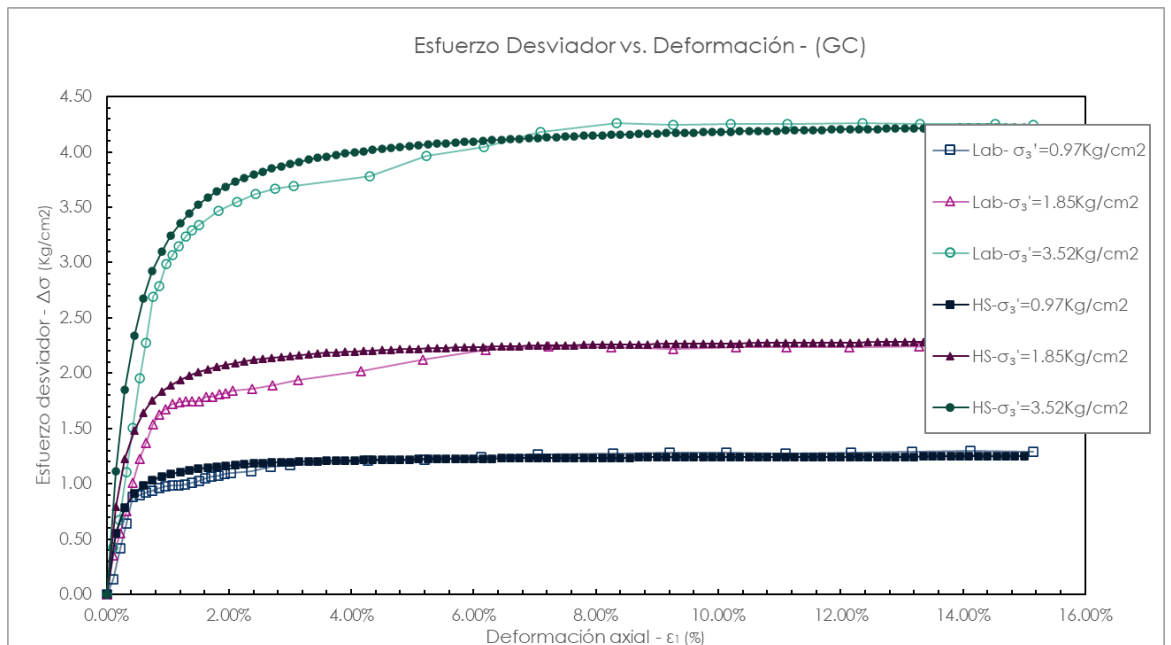
Calibración de curvas de ensayo triaxial del modelo constitutivo para suelo MH



Nota: Comparación de curvas de laboratorio con las curvas generadas del modelo Hardening Soil con los parámetros reajustados, para suelo MH. Fuente: Elaboración Propia.

Figura 27

Calibración de curvas de ensayo triaxial del modelo constitutivo para suelo GC

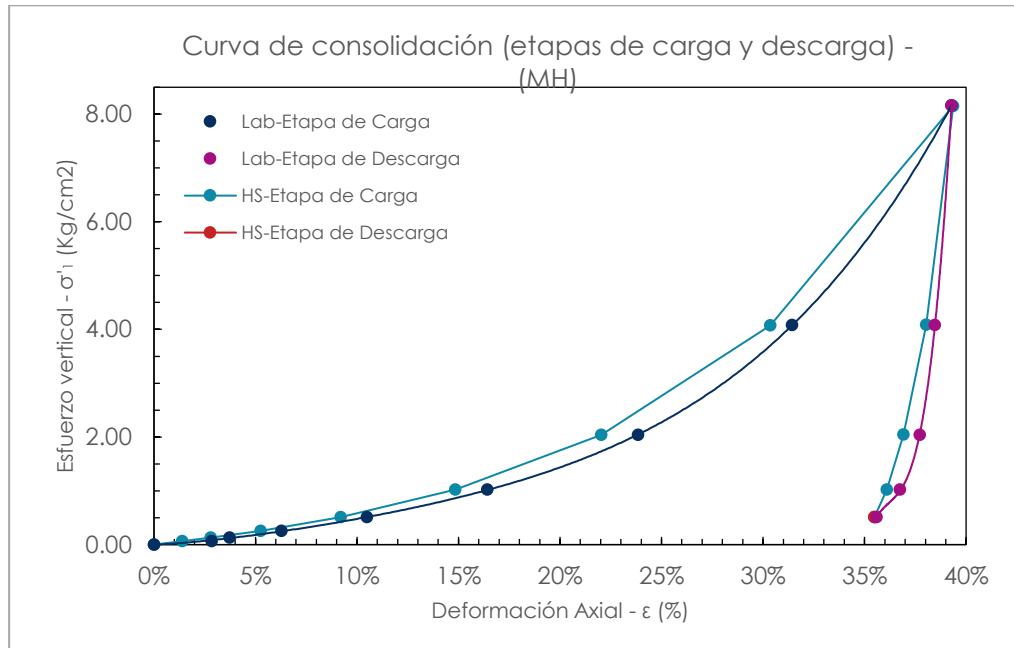


Nota: Comparación de curvas de laboratorio con las curvas generadas del modelo Hardening Soil con los parámetros reajustados, para suelo de reforzamiento GC. Fuente: Elaboración Propia

Curvas de comportamiento esfuerzo vertical vs. Deformación unitaria longitudinal para ensayo de consolidación.

Figura 28

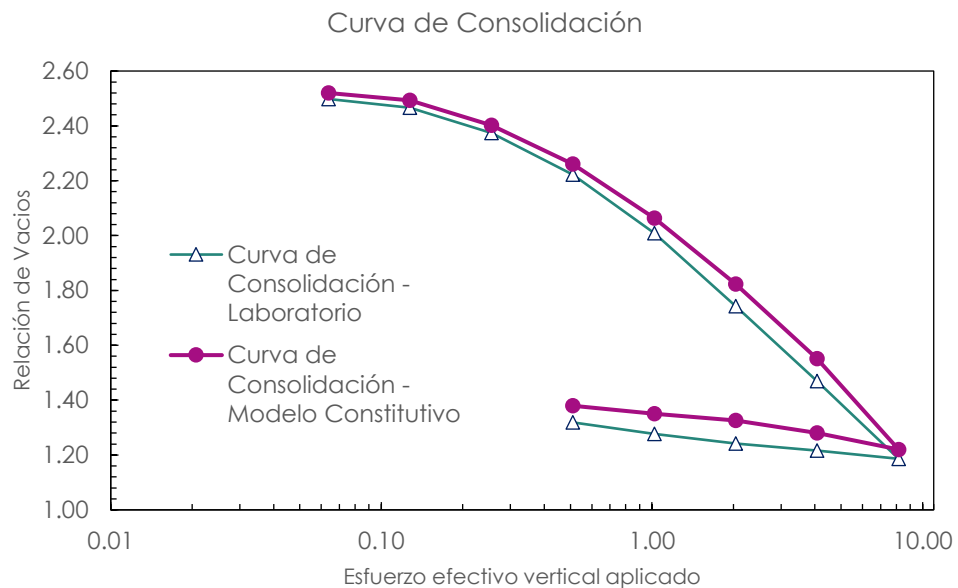
Calibración de curvas de consolidación del modelo constitutivo para suelo MH.



Nota: Comparación de curvas de laboratorio de ensayo de consolidación de laboratorio y del modelo Hardening Soil con los parámetros reajustados, para el suelo de fundación MH. Fuente: Elaboración propia

Figura 29

Curva de consolidación expresado en relación de vacíos y esfuerzo aplicado



Nota: Comparación entre las curvas de laboratorio y del modelo Hardening Soil expresado en relación de vacíos vs esfuerzo aplicado. *Fuente:* Elaboración propia

4.3. EVALUACIÓN DEL CASO

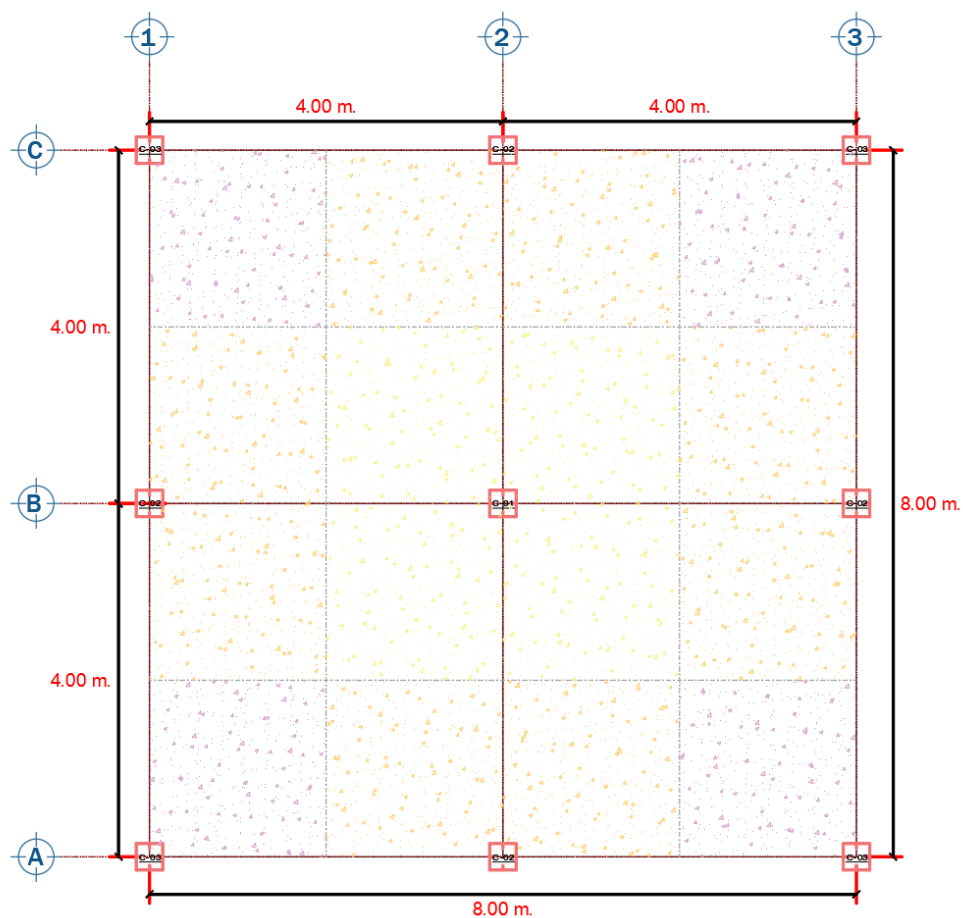
4.3.1. Introducción

Con fines de lograr evaluar la capacidad de carga en condiciones in situ y de los casos planteados se ha considerado los antecedentes de las características del suelo correspondiente a la zona de estudio. Según el PDU de Puno muestra la zonificación geotécnica de esta zona, con capacidad de carga admisible de 0.50-0.72Kg/cm² (Mapa 10), en el enfoque de análisis se considera la demanda de carga en un área tributaria de 16m² (4mx4m) como se muestra en la figura 30; Para llevar a cabo el dimensionamiento de la cimentación que se va a evaluar, se ha empleado el análisis de cargas propuesto por (Morales, 2006). Este análisis considera distintos elementos de carga, como 300 kg/m² para aligerado con un espesor de 20 cm, 100 kg/m² para tabiquería, 100 kg/m² para acabados, 100

kg/m² para vigas (0.2x0.4m), 60 kg/m² para columnas (0.3x0.3m) y 200 kg/m² debido a la carga viva. Como resultado, la demanda de carga actuante para una edificación de 3 niveles es de 41.28 ton-f. A partir de este análisis y considerando la capacidad de carga del suelo, se ha determinado que las dimensiones de la cimentación para una zapata central son de 2.00m x 2.00m.

Figura 30

Plano típico para análisis de cargas



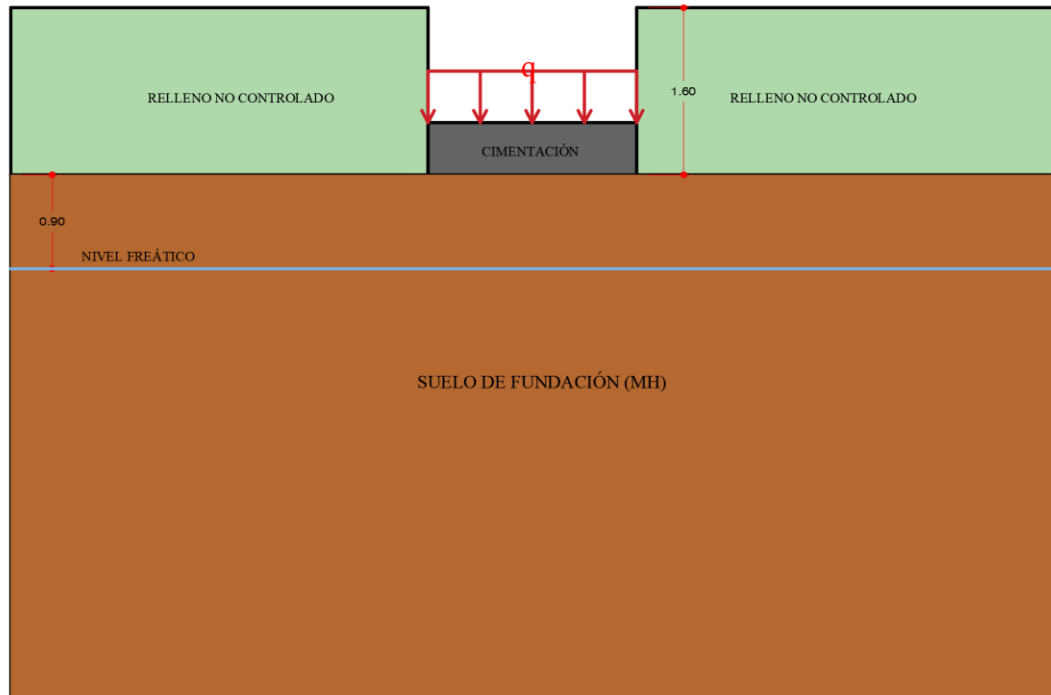
Nota: Esquema de distribución de áreas tributarias para determinación de metrado de cargas.

Fuente: Elaboración propia

En la figura 31 se muestra un esquema de interacción de la cimentación para el modelamiento y análisis en PLAXIS 2D.

Figura 31

Esquema de perfil estratigráfico para modelamiento en PLAXIS 2D.



Fuente: Elaboración Propia

4.3.2. Aspectos generales del modelamiento en PLAXIS 2D

Las evaluaciones de los escenarios planteados se llevaron a cabo mediante un análisis de deformación plana utilizando el programa PLAXIS 2D en su versión 2023. Se modeló el comportamiento del suelo mediante el modelo Hardening Soil. En la sección 4.2.2.3, se definieron las propiedades calibradas tanto del suelo de fundación como del suelo de reforzamiento. En este apartado, se establecieron la geometría de cálculo y las condiciones de contorno de los modelos. Se calcularon las propiedades de los materiales a emplear, incluyendo la cimentación y las geomallas. Además, se determinó el tipo de malla para los modelos creados y se especificaron las fases de cálculo correspondientes.



4.3.3. Procedimiento del modelamiento

El proceso de modelado de las dos propuestas de mejora de la cimentación en PLAXIS 2D se llevó a cabo siguiendo un procedimiento detallado. En primer lugar, se procedió con la definición de la geometría del problema, comenzando con la especificación de las propiedades generales del modelo. Para este caso, se optó por un modelo de deformación plana con 15 nodos por elemento. La geometría del modelo se importó desde AutoCAD, incluyendo la creación de polígonos que representan las capas del suelo, líneas que simbolizan los elementos de refuerzo "geogrids", la asignación del elemento de cimentación tipo "plate", y la asignación de la carga aplicada a la cimentación. En segundo lugar, la geometría del modelo se dividió en elementos finitos que, en conjunto, formaron una malla para facilitar los cálculos de elementos finitos. En tercer lugar, se estableció el nivel freático en el modelo, considerando este factor relevante para la evaluación del comportamiento del suelo. Finalmente, se procedió a establecer las fases de cálculo del problema, asegurando una aproximación rigurosa y detallada en la simulación de las condiciones y variables involucradas en la mejora de la cimentación.

4.3.4. Propiedades de la cimentación y el elemento de reforzamiento

El modelamiento de la cimentación como estructura se realizó empleando la opción "plate" que se consideró un elemento rígido de 50 cm de altura (simula comportamiento del concreto armado), cuyas propiedades insertadas fueron: $E=2.15E+05 \text{ kg/cm}^2$ y $Y_c=2400 \text{ kg/m}^3$. El modelamiento de la geomalla se realizó con la opción "geogrid", se consideró las propiedades de la Geomalla, cuyo módulo de rigidez axial $EA=2000 \text{ kN/m}$.

Los parámetros geométricos del refuerzo de la geomalla, relevantes para esta investigación, se presentan detalladamente en las tablas 15 y 16.

Tabla 15

Parámetros geométricos de la distribución de refuerzo para Propuesta I

		Propuesta I		
Factor / Parámetros	Propuesta del Investigador	Sistema de reforzamiento de extremos horizontales		
Tipo de ensayo	Numérico	Parámetros geométricos	Ancho de cimentación B (m)	
Tipo de suelo	GC/MH			1.5
Tipo de reforzamiento	Geomalla	N	1,2,3 y 4	
u/B	0.3	u (m)	0.45	0.60
h/B	0.3	h (m)	0.45	0.60
b/B	4	b (m)	6.00	8.00

Fuente: Elaboración propia

Tabla 16

Parámetros geométricos de la distribución de refuerzo para Propuesta II

		Propuesta II		
Factor / Parámetros	Propuesta del Investigador	Sistema de reforzamiento de extremos envueltos		
Tipo de ensayo	Numérico	Parámetros geométricos	Ancho de cimentación B (m)	
Tipo de suelo	GC/MH			1.5
Tipo de reforzamiento	Geomalla	N	1,2,3 y 4	
u'/B	0.2	u' (m)	0.3	0.4
h'/B	0.2	h' (m)	0.3	0.4
b'/B	2	b' (m)	3	4
l'/B	0.3	l' (m)	0.45	0.6
d'/B	0.2	d' (m)	0.3	0.4

Fuente: Elaboración propia



4.3.5. Análisis numérico de la capacidad de carga en condiciones sin mejoramiento

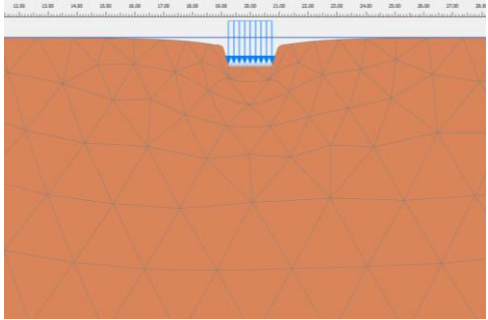
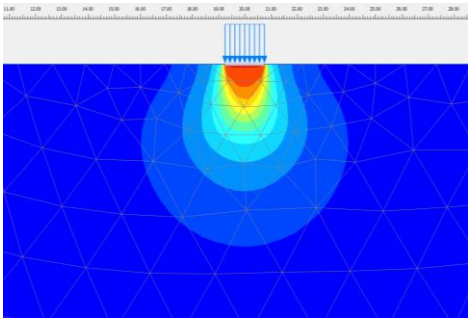
Con el propósito de analizar el comportamiento de la masa del suelo frente a cargas impuestas en condiciones in situ, se llevó a cabo la evaluación de la capacidad de carga mediante el método de elementos finitos. Los casos de análisis abordaron cimentaciones superficiales con anchos de $B=1.50\text{m}$ y 2.00m , y una profundidad de análisis de 1m , siguiendo las condiciones de deformación plana del programa. La sobrecarga impuesta en los elementos de fundación fue de 152.95Ton-f/m/m , equivalente a 1500Kn/m/m . Las propiedades del suelo, detalladas en el apartado anterior, fueron consideradas en este proceso. La posición de la napa freática se ubicó a 0.90m por debajo del nivel de fundación. Para el análisis, la cimentación se posicionó por encima de la capa de suelo homogéneo MH. La geometría de cálculo para las cimentaciones propuestas se ilustra en la Figura 30, y el cálculo de la capacidad de carga se realizó mediante el programa PLAXIS 2D.

En las siguientes tablas se muestra la generación de la elástica deformada de la malla de elementos finitos y la distribución del bulbo de tensiones de la cimentación por interacción de la carga impuesta

a) Cimentación $B=1.50m$.

Tabla 17

Capacidad de carga última para cimentación sin mejoramiento - $B=1.50$

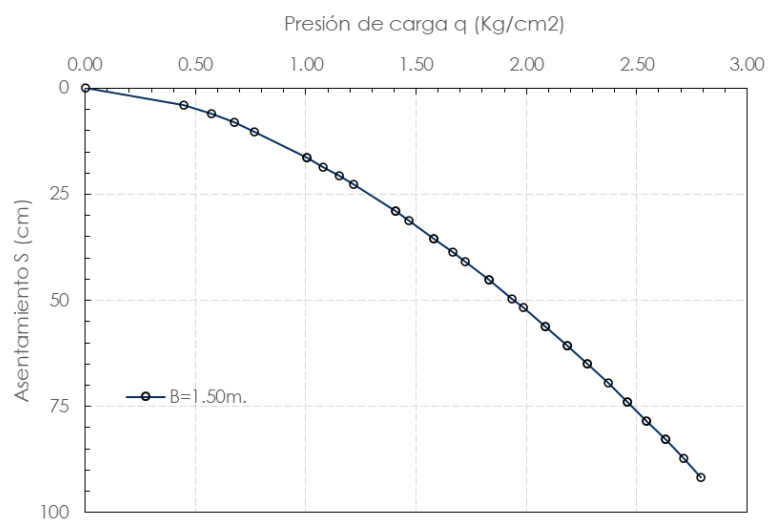
		B=1.50 m	
Qu (Kg/cm ²)	S (cm)	Elástica deformada	Bulbo de tensiones
2.79	91.72		

Nota: Capacidad de carga última y asentamiento último antes de la falla, elástica deformada y bulbo de tensiones para una cimentación sin mejoramiento con $B=1.50m$. Fuente: Elaboración propia.

En la figura 32 se muestra el comportamiento de la curva capacidad de carga – asentamiento.

Figura 32

Curva de capacidad de carga vs. Asentamientos para $B=1.50m$



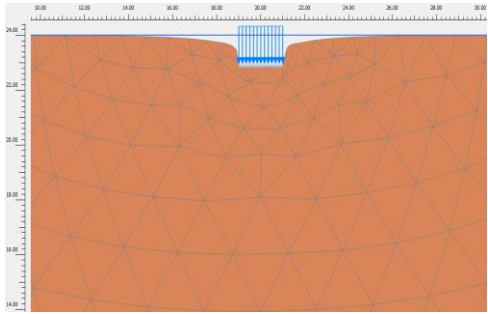
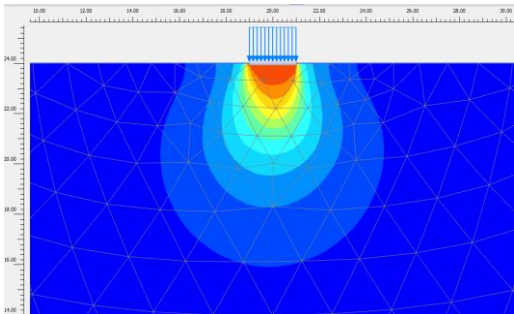
Fuente: Elaboración propia

En el cálculo realizado se determinó que la capacidad de carga última para el la cimentación de abcho $B=1.50$ m. es de 2.79 Kg/cm^2 ; para determinar la capacidad de carga admisible q_{ad} se adopta un $FS=3$, por lo cual la capacidad de carga admisible resulta $q_{ad}=0.93 \text{ Kg/cm}^2$.

b) Cimentación $B=2.00$ m.

Tabla 18

Capacidad de carga última para cimentación sin mejoramiento - $B=2.00$.

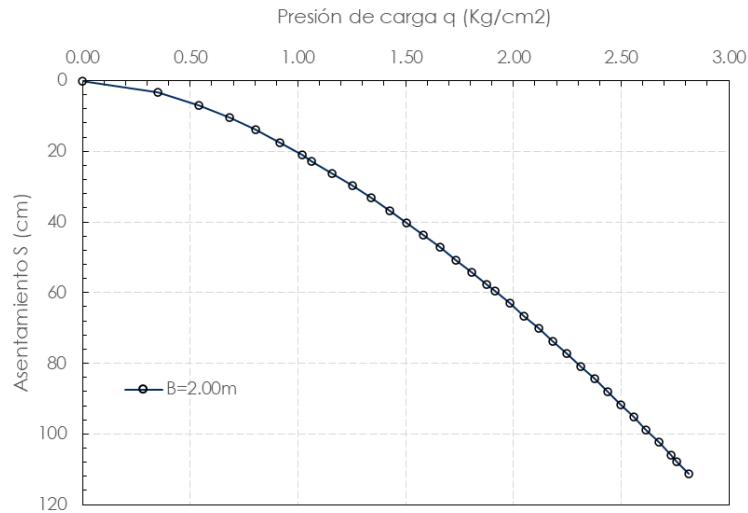
		B=2.00 m	
Qu (Kg/cm ²)	S (cm)	Elástica deformada	Bulbo de tensiones
2.81	111.34		

Nota: Capacidad de carga y asentamiento último antes de la falla, elástica deformada y bulbo de tensiones para una cimentación sin mejoramiento con $B=2.00$ m. *Fuente:* Elaboración propia.

En la figura 33 se muestra el comportamiento de la curva capacidad de carga – asentamiento.

Figura 33

Curva de capacidad de carga vs. Asentamientos para B=2.00m



Fuente: Elaboración propia

En el cálculo realizado se determinó que la capacidad de carga última para la cimentación de ancho B=2.00m. es de 2.94 Kg/cm²; para determinar la capacidad de carga admisible q_{ad} se adopta un FS=3, por lo cual la capacidad de carga admisible resulta $q_{ad}=0.98$ Kg/cm².

Tabla 19

Capacidad de carga última admisible para cimentaciones de B=1.50m y B=2.00m.

B	Q_{última}	S_{último}	Q_{admisible}	S
m	Kg/cm ²	cm	Kg/cm ²	cm
1.50	2.79	91.72	0.93	10.19
2.00	2.81	111.34	0.94	17.51

Fuente: Elaboración propia

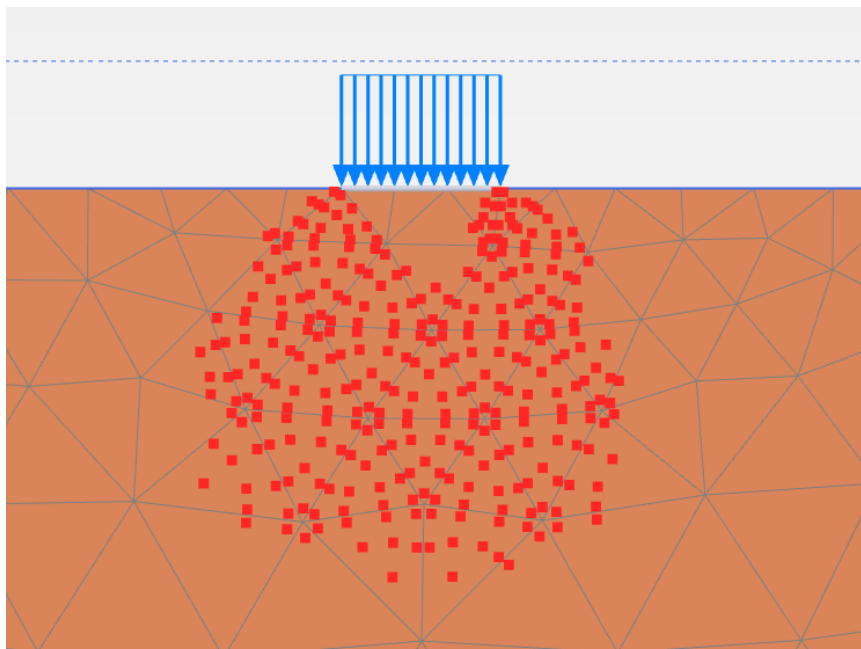
En la tabla 19 se presenta los valores de la capacidad de carga última y admisible y los asentamientos para los esfuerzos correspondientes.

Respecto al mecanismo de falla, Según (Vesic, 1973), cuando el suelo bajo la cimentación es incompresible, se desarrollará una falla por corte general, mientras que si es compresible, se producirá una falla por punzonamiento. Las gravas y las arenas son prácticamente incompresibles, mientras que las arcillas presentan compresibilidad, que puede ser baja, media o alta.

En los casos estudiados para cimentaciones de $B=1.50\text{m}$ y 2.00m , el mecanismo de falla se corrobora lo anteriormente descrito por (Vesic, 1973), para el caso de la falla ocurrida en el modelamiento esta sucede cuando la matriz de rigidez se convierte en indeterminada, entonces se produce la falla por los puntos conformantes de la malla de elementos finitos, esto se puede apreciar en la figura 34

Figura 34

Mecanismo de falla del suelo producido por la interacción de las cargas



Fuente: PLAXIS 2D



4.3.6. Análisis numérico de la capacidad de carga en condiciones con mejoramiento

Para el análisis de la capacidad de carga en condiciones con mejoramiento, se han empleado los parámetros geométricos de refuerzo mostrados en las tablas 15 y 16, a continuación, se presentan los resultados de la evaluación para ambos sistemas propuestos.

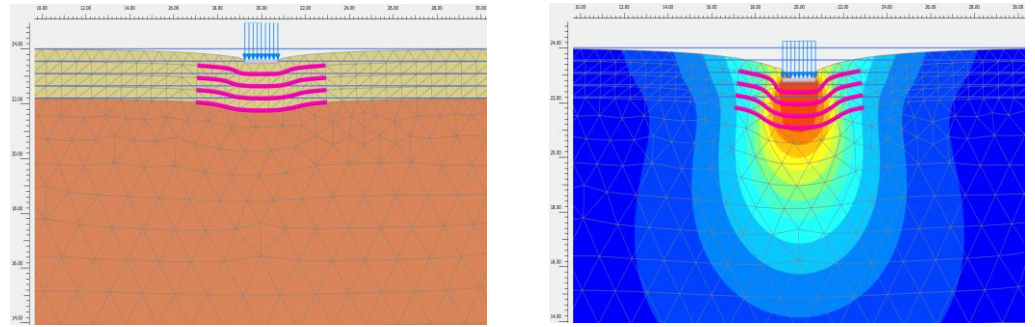
4.3.6.1. Sistema de extremos horizontales (Propuesta I)

a) Cimentación $B=1.50m$.

Tabla 20

Capacidad de carga última para cimentación bajo Propuesta I - B=1.50m.

		B=1.50 m	
Qu (Kg/cm²)	S (cm)	Elástica deformada	Bulbo de tensiones
		N=1	
3.66	85.01		
		N=2	
4.52	92.90		
		N=3	
5.74	107.56		
6.85	117.62	N=4	



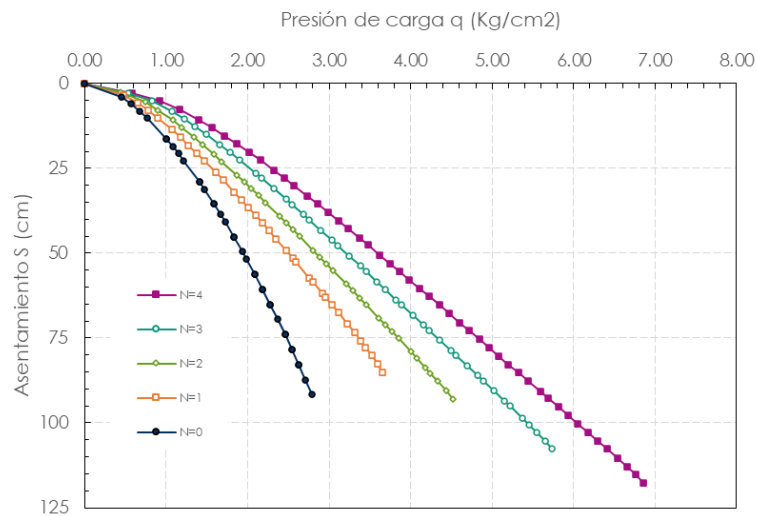
Nota: capacidad de carga última, asentamiento último antes de la falla, elástica deformada y bulbo de tensiones para una cimentación con mejoramiento – Propuesta I para $N=1,2,3$ y 4 y con $B=1.50$ m.

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 35 se muestra el comportamiento de la curva capacidad de carga – asentamiento para las diferentes capas de reforzamiento.

Figura 35

Curva de comportamiento para Propuesta I - $B=1.50$ m.



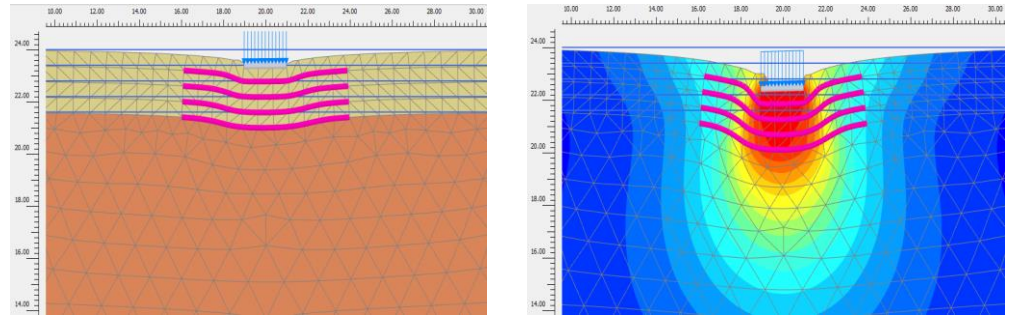
Nota: Curva de capacidad de carga vs. Asentamientos para $B=1.50$ m. y condiciones con reforzamiento en extremos horizontales para $N=1,2,3$ y 4 . Fuente: Elaboración propia.

b) Cimentación B=2.00m.

Tabla 21

Capacidad de carga última para cimentación bajo Propuesta I - B=2.00m.

		B=2.00 m	
Qu (Kg/cm²)	S (cm)	Elástica deformada	Bulbo de tensiones
		N=1	
3.72	102.49		
		N=2	
4.95	123.03		
		N=3	
6.49	147.72		
7.54	155.04	N=4	



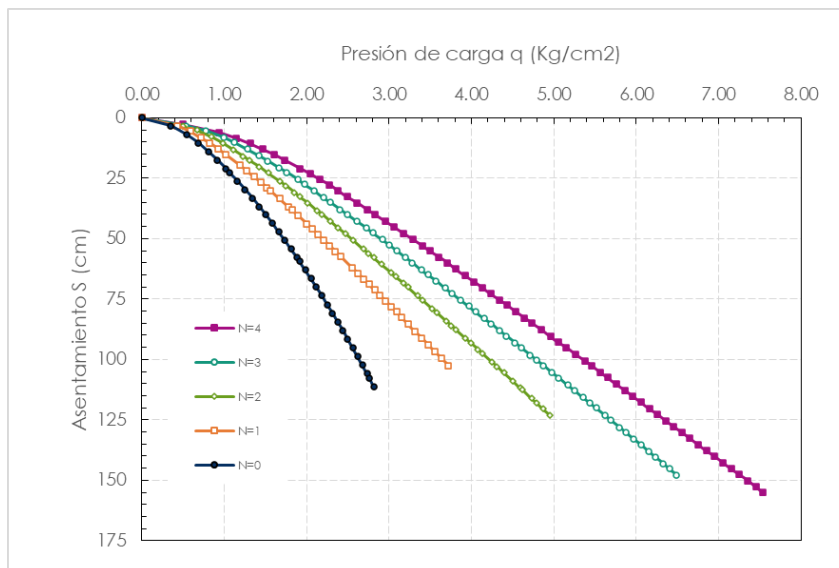
Nota: capacidad de carga última, asentamiento último antes de la falla, elástica deformada y bulbo de tensiones para una cimentación con mejoramiento – Propuesta I para $N=1,2,3$ y 4 y con $B=2.00\text{m}$.

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 36 se muestra el comportamiento de la curva capacidad de carga – asentamiento para las diferentes capas de reforzamiento.

Figura 36

Curva de comportamiento para Propuesta I - $B=2.00\text{m}$.



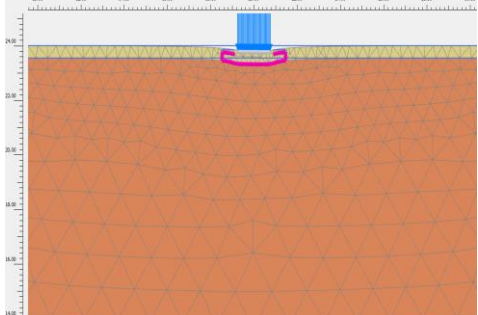
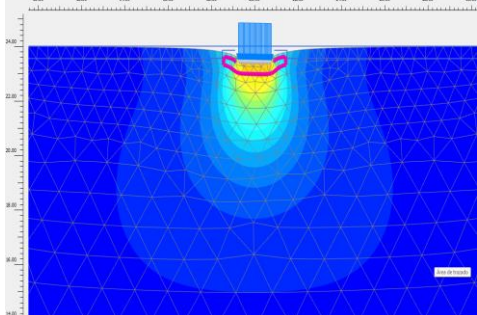
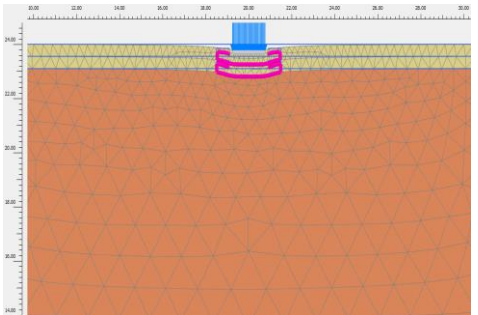
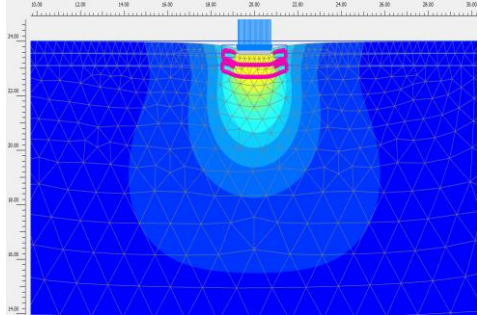
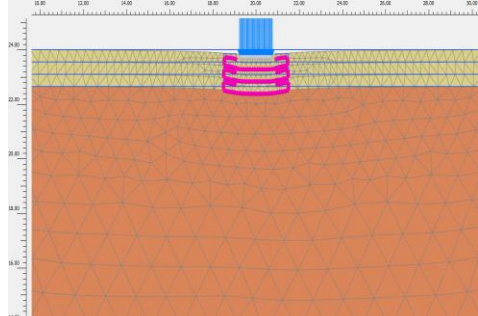
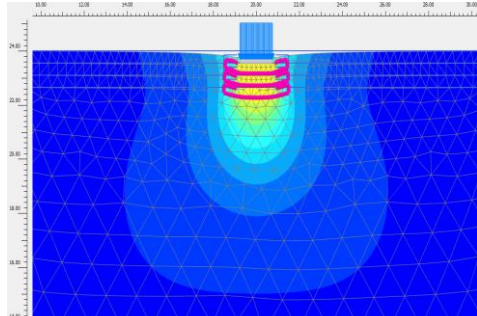
Nota: Curva de capacidad de carga vs. Asentamientos para $B=2.00\text{ m}$. y condiciones con reforzamiento en extremos horizontales para $N=1,2,3$ y 4 . Fuente: Elaboración propia.

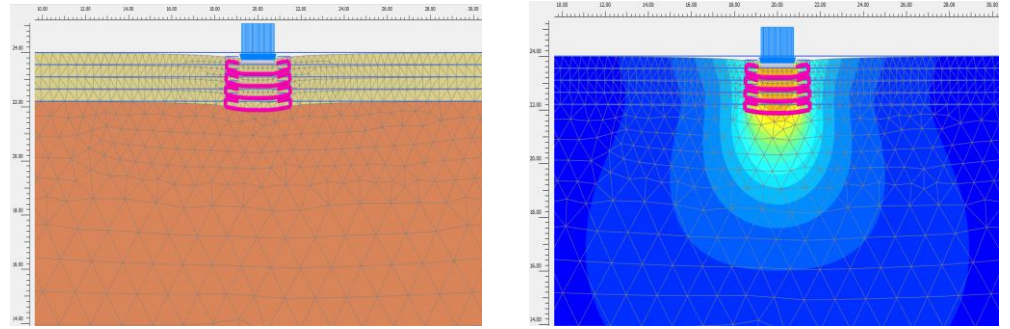
4.3.6.2. Sistema de extremos envueltos (Propuesta II)

a) Cimentación $B=1.50m$.

Tabla 22

Capacidad de carga última para cimentación bajo Propuesta II - $B=1.50m$.

		B=1.50 m	
Qu (Kg/cm ²)	S (cm)	Elástica deformada	Bulbo de tensiones
		N=1	
3.74	86.70		
		N=2	
4.54	91.06		
		N=3	
5.64	98.29		
6.69	105.23	N=4	



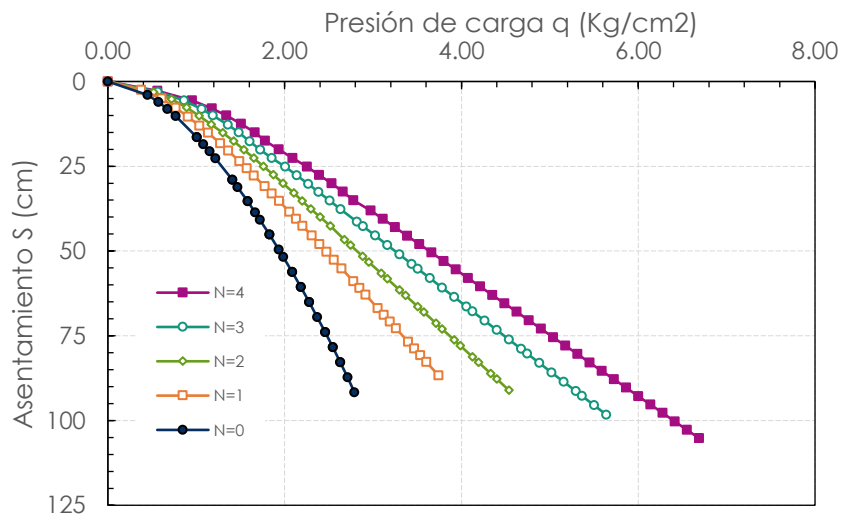
Nota: capacidad de carga última, asentamiento último antes de la falla, elástica deformada y bulbo de tensiones para una cimentación con mejoramiento – Propuesta II para $N=1,2,3$ y 4 y con $B=1.50m$.

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 37 se muestra el comportamiento de la curva capacidad de carga – asentamiento para las diferentes capas de reforzamiento.

Figura 37

Curva de comportamiento para Propuesta II - $B=1.50m$.



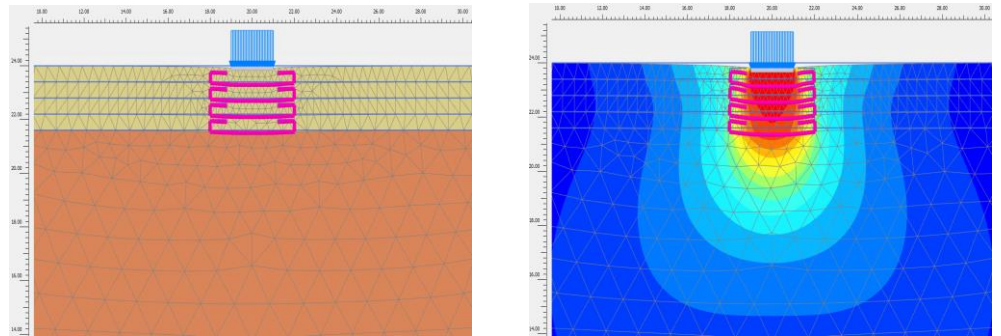
Nota: Curva de capacidad de carga vs. Asentamientos para $B=1.50 m$. y condiciones con reforzamiento en extremos envueltos para $N=1,2,3$ y 4 . Fuente: Elaboración propia.

b) Cimentación $B=2.00m$.

Tabla 23

Capacidad de carga última para cimentación bajo Propuesta II - $B=2.00m$.

		B=2.00 m	
Qu (Kg/cm ²)	S (cm)	Elástica deformada	Bulbo de tensiones
		N=1	
3.63	99.10		
		N=2	
4.59	107.67		
		N=3	
5.62	117.57		
6.83	121.07	N=4	



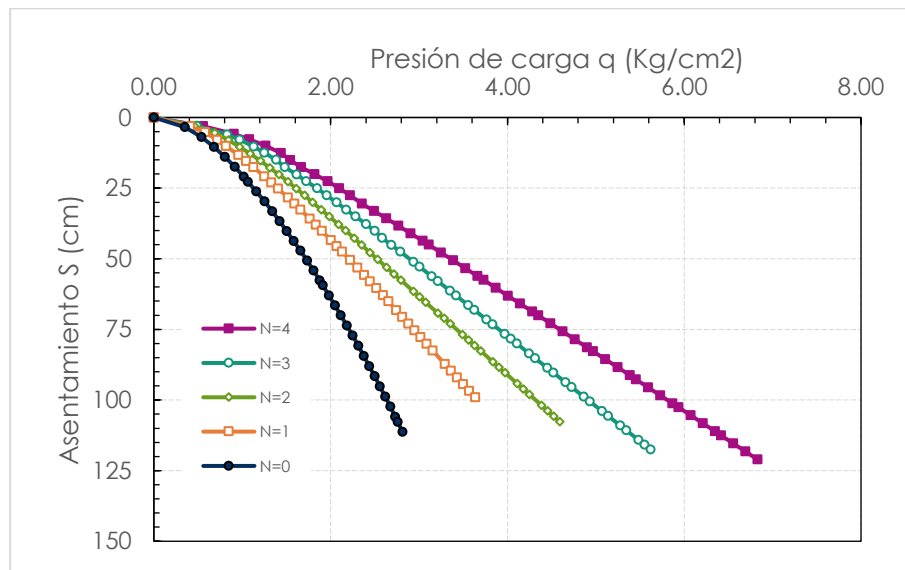
Nota: capacidad de carga última, asentamiento último antes de la falla, elástica deformada y bulbo de tensiones para una cimentación con mejoramiento – Propuesta II para $N=1,2,3$ y 4 y con $B=2.90$ m.

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 38 se muestra el comportamiento de la curva capacidad de carga – asentamiento para las diferentes capas de reforzamiento.

Figura 38

Curva de comportamiento para Propuesta II - $B=1.50$ m.



Nota: Curva de capacidad de carga vs. Asentamientos para $B=2.00$ m. y condiciones con reforzamiento en extremos envueltos para $N=1,2,3$ y 4 . Fuente: Elaboración propia.

4.3.1. Asentamiento diferencial en condiciones naturales

Se ha llevado a cabo la evaluación del asentamiento diferencial con el propósito de determinar la distorsión angular resultante y asegurar el cumplimiento de los requisitos establecidos por la norma E.050. En este proceso

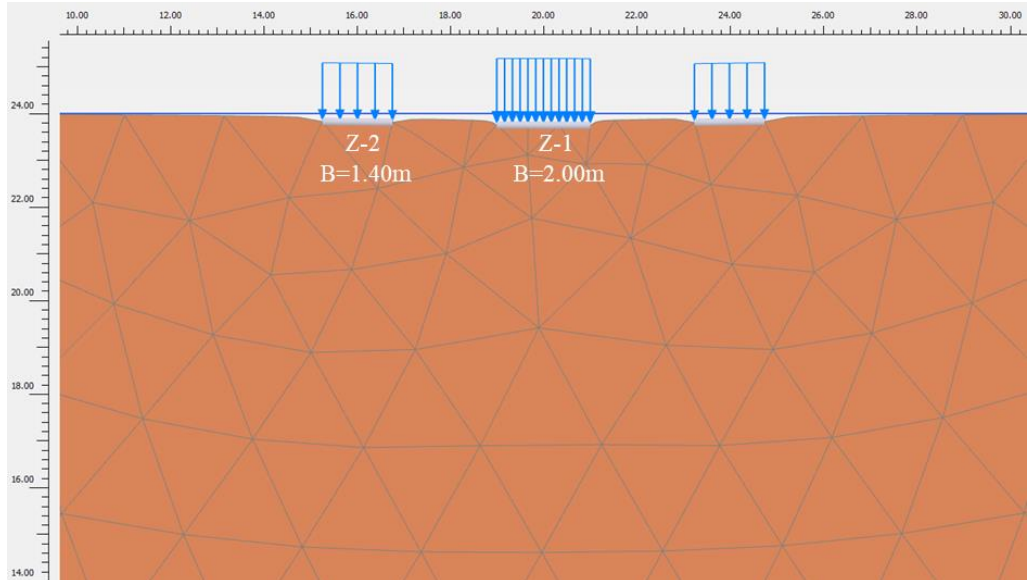
de evaluación, se ha considerado modelar tres cimentaciones continuas que representan la base de un pórtico (ver figura 30). En este contexto, se propone la implementación de dos cimentaciones perimetrales y una cimentación central. Para mantener las presiones uniformes bajo las cimentaciones y garantizar una distribución equitativa de cargas, se ha calculado que la cimentación perimetral debe tener una anchura de $B=1.40$ m, considerando que el área tributaria de las cimentaciones perimetrales es la mitad del área de la cimentación central.

En este contexto, en lo que respecta a la interacción de las cargas, se ha determinado que, para una cimentación central, se ejerce una carga de 41.28 ton-f sobre una superficie tributaria de 16m^2 . En contraste, para la cimentación perimetral, la carga se distribuye en una superficie tributaria de 8m^2 , equivalente a 20.64 ton-f. Como resultado de este análisis, se obtienen las siguientes combinaciones: tres cimentaciones en total, dos perimetrales con una dimensión lateral de $B=1.40$ m, que mantienen presiones al suelo de 1.05 kg/cm^2 , mientras que la cimentación central mantiene una presión de 1.02 kg/cm^2 .

En la Figura 39, se observa la deformación elástica del suelo de fundación, la cual se genera como resultado de la aplicación de cargas. Posteriormente, en la Figura 40, se presenta la distribución del bulbo de tensiones bajo las cimentaciones, proporcionando una representación visual de cómo se distribuyen las tensiones en el suelo yacente.

Figura 39

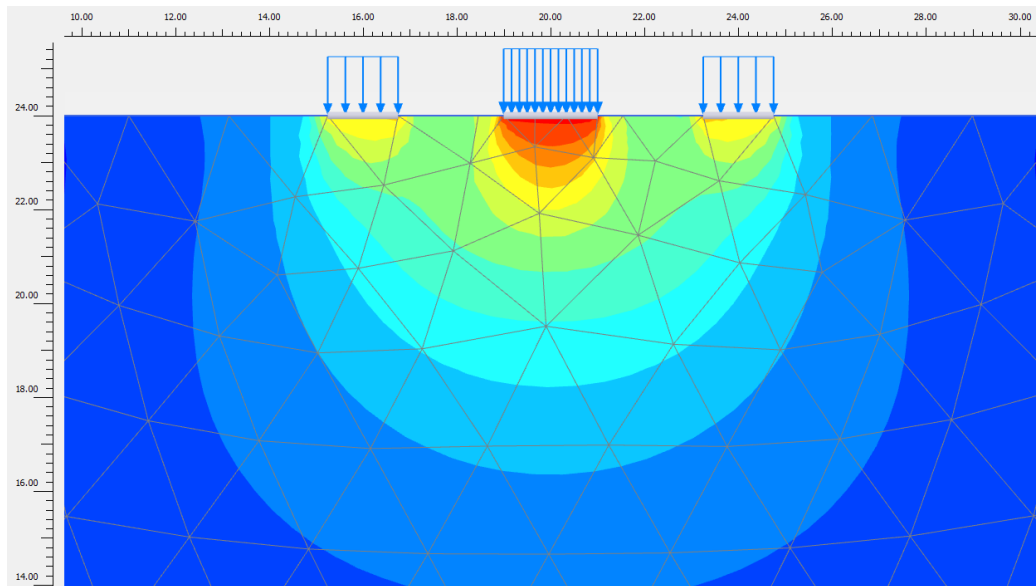
Esquema de cimentaciones sin mejoramiento para evaluación de asentamiento diferencial.



Nota: Elástica deformada a partir de la interacción de las cargas. Fuente: PLAXIS 2D.

Figura 40

Distribución del bulbo de tensiones bajo las cimentaciones.

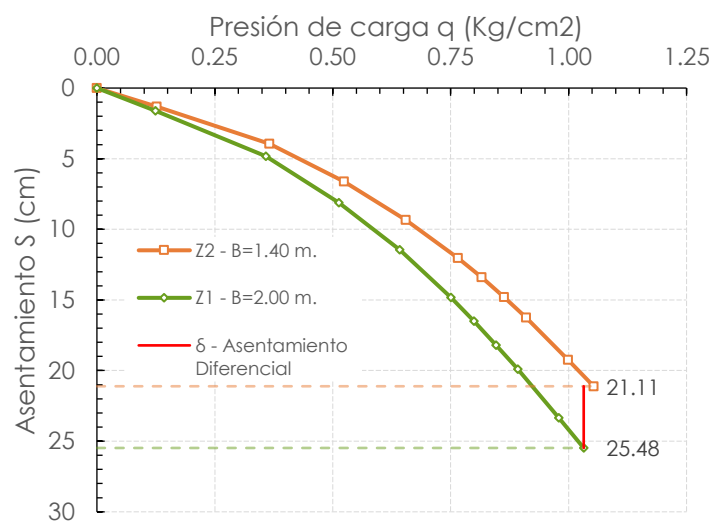


Fuente: PLAXIS 2D

En la figura 41 se muestra el comportamiento de la curva de capacidad de carga en relación con el asentamiento final producido por las presiones asignadas anteriormente.

Figura 41

Curva de comportamiento de cimentaciones mejoradas



Nota: Curva de capacidad de carga vs. Asentamientos diferenciales para cimentaciones sin propuesta de mejoramiento. *Fuente:* Elaboración Propia

4.3.2. Propuesta técnica de mejoramiento de suelo para cimentaciones

En consideración de las cimentaciones analizadas en la sección anterior, en esta etapa se desarrollan los cálculos necesarios para cumplir con los requisitos de distorsión angular y reducir tanto los asentamientos totales como diferenciales. El objetivo principal es concebir un diseño que, además de cumplir con criterios técnicos rigurosos, sea económicamente eficiente, garantizando la estabilidad de las estructuras según el análisis previo.

La elección del sistema de reforzamiento recae en la implementación de la configuración geométrica del refuerzo en extremos envueltos (Propuesta II). Se fundamenta esta elección en que dicha propuesta demanda un menor

emplazamiento del refuerzo, lo que se traduce en un menor volumen de reemplazo de material de mejora. Esto no solo contribuye a un diseño más económico, sino que también optimiza los recursos, generando un sistema eficiente para asegurar la estabilidad estructural en función del análisis efectuado. En tal contexto, en la tabla 24 se muestra los parámetros geométricos óptimos propuestos para lograr que el diseño cumpla los requisitos mínimos exigidos por la Norma E.050.

Tabla 24

Parámetros geométricos del refuerzo para propuesta de mejoramiento

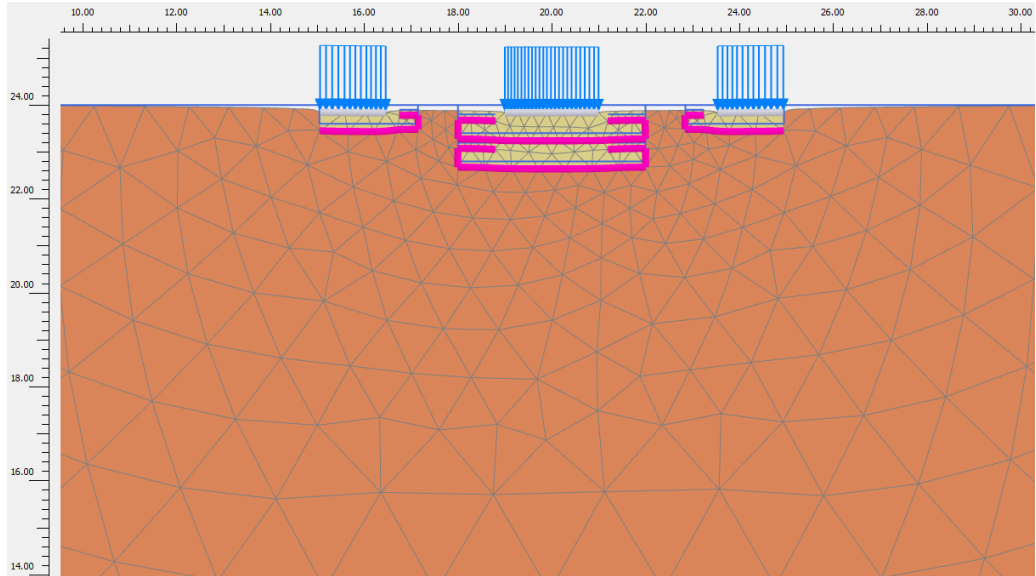
Factor / Parámetros	Propuesta del investigador	Sistema de reforzamiento de extremos envueltos (Propuesta II)		
Tipo de ensayo	Numérico	Parámetros geométricos	Z-2 (m)	Z-1 (m)
Tipo de suelo	GC/MH		1.40	2.00
Tipo de reforzamiento	Geomalla	N	1	2
u'/B	0.3	u' (m)	0.40	0.60
h'/B	0.3	h' (m)	0.40	0.60
b'/B	2	b' (m)	2.1	4.00
l'/B	0.4	l' (m)	0.50	0.80
d'/B	0.2	d' (m)	0.30	0.40

Fuente: Elaboración propia

Los parámetros geotécnicos empleados en el modelamiento numérico en PLAXIS 2D son consistentes con aquellos detallados en la tabla 14. La Figura 42 ilustra la deformación elástica del suelo de fundación derivada de la aplicación de cargas, mientras que la Figura 43 presenta la distribución del bulbo de tensiones bajo las cimentaciones. Estos elementos visuales proporcionan una representación gráfica esencial de la respuesta del suelo ante las cargas aplicadas, así como la manera en que las tensiones se distribuyen en el entorno de las cimentaciones modeladas.

Figura 42

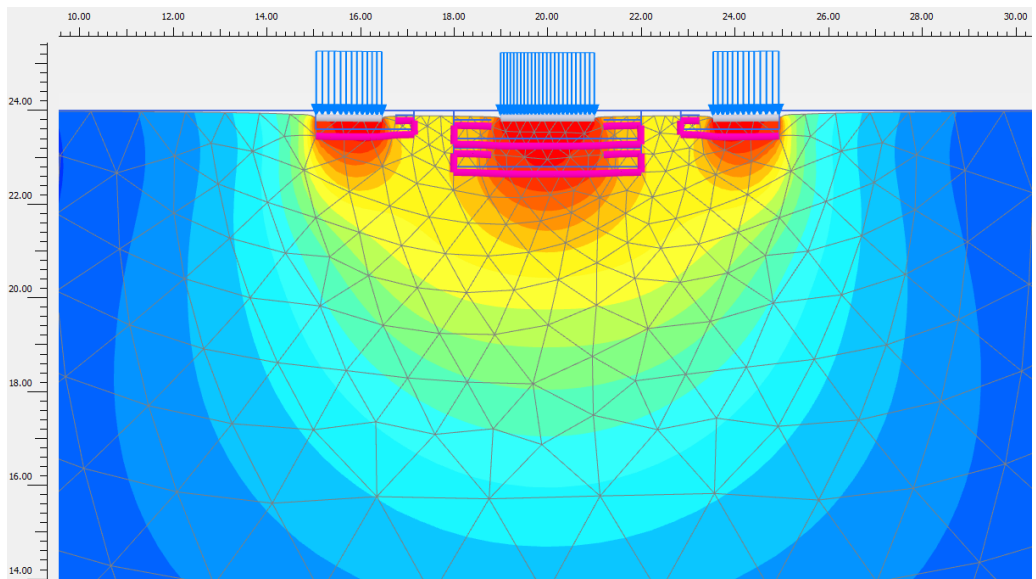
Diseño de cimentaciones mejoradas para la evaluación de asentamiento diferencial.



Nota: Esquema de distribución de cimentaciones bajo suelo empleando el reemplazo y reforzamiento, la elástica deformada a partir de la interacción de las cargas. *Fuente:* PLAXIS 2D.

Figura 43

Distribución del bulbo de tensiones bajo las cimentaciones con mejoramiento.

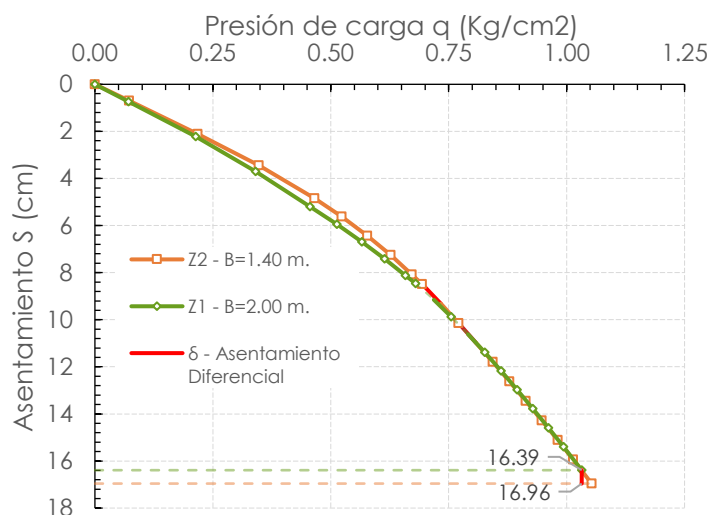


Fuente: PLAXIS 2D

La Figura 44 exhibe la curva de comportamiento de la presión de carga frente al asentamiento, destacando una marcada disminución en el asentamiento diferencial de acuerdo empleando la propuesta evaluada. Esta reducción es significativa cuando se compara con el comportamiento en condiciones sin mejoramiento (figura 41).

Figura 44

Curva de comportamiento de cimentaciones mejoradas



Nota: Curva de capacidad de carga vs. Asentamientos diferenciales para cimentaciones bajo propuesta de mejoramiento. *Fuente:* Elaboración Propia

4.4. RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

4.4.1. Introducción

Para determinar los objetivos planteados en la presente investigación se ha utilizado la Relación de Capacidad de Radio BCR (Bearing Capacity Ratio, por sus siglas en inglés) que relaciona la capacidad de carga empleando el sistema de mejoramiento con la capacidad de carga sin empleo de mejoramiento, el índice BCR se determina para condiciones de falla por corte, es decir la capacidad de carga última (BCRu) así como también para un asentamiento determinado relativo

al ancho de la cimentación s/B , en tal caso el índice BCR relaciona la capacidad de carga a un asentamiento determinado ($s/B=5\%$ y 10%) (BCRs), estas relaciones están definidas como:

$$BCR_u = \frac{q_{ult(r)}}{q_{ult}} \quad (31)$$

$$BCR_s = \frac{q_{s/B(r)}}{q_{s/B}} \quad (32)$$

4.4.2. Sistema de extremos horizontales (Propuesta I)

a) Cimentación de $B=1.50m$

Tabla 25

Cálculo del mejoramiento de la capacidad de carga BCR_u para Propuesta I - $B=1.50m$

B	N	Q_{ultima}	S_{ultimo}	FS	Q_{admisible}	S	BCR_u
(m)		Kg/cm ²	cm		Kg/cm ²	cm	
	0	2.79	91.72		0.93	14.45	1.00
	1	3.66	85.01		1.22	16.93	1.31
1.5	2	4.52	92.90	3.00	1.51	19.21	1.62
	3	5.74	107.56		1.91	22.80	2.06
	4	6.85	117.62		2.28	24.89	2.46

Fuente: Elaboración propia

Tabla 26

Cálculo del mejoramiento de la capacidad de carga BCRs para Propuesta I - $B=1.50m$

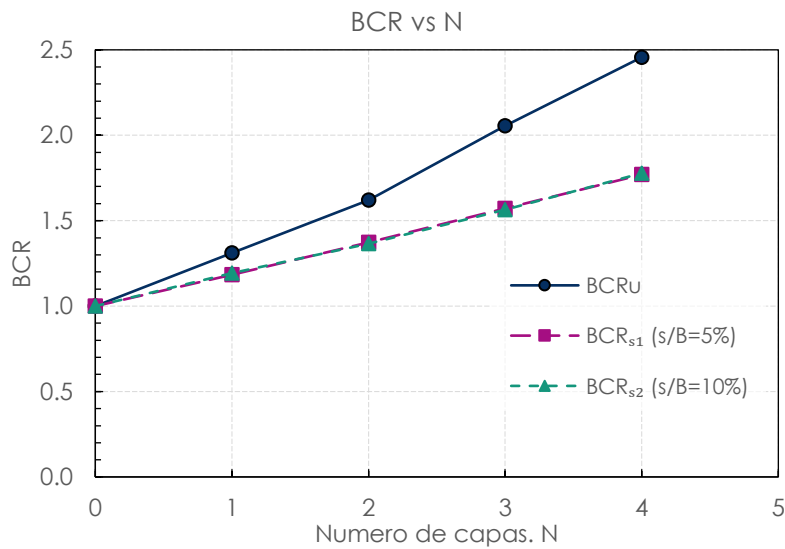
B	N	s/B	Q_{s1}	s/B	Q_{s2}	BCR_{s1}	BCR_{s2}
(m)		5%	Kg/cm ²	10%	Kg/cm ²		
	0	s1	0.64	s2	0.95	1.00	1.00
	1	cm	0.76	cm	1.13	1.18	1.19
1.5	2		0.88		1.30	1.37	1.37
	3	7.5	1.01	15	1.49	1.57	1.56
	4		1.13		1.69	1.77	1.78

Fuente: Elaboración propia

Figura 45

Gráfico de índice BCR vs Número de capas de mejoramiento en Propuesta I –

$B=1.50m$.



Nota: Comparación de las curvas BCR vs número de capas de refuerzo para capacidad de carga última y para capacidad de carga para asentamientos relativos en cimentación $B=1.50m$. Fuente: Elaboración propia.

b) Cimentación de $B=2.00m$

Tabla 27

Cálculo del mejoramiento de la capacidad de carga BCRu para Propuesta I -

$B=2.00m$

B	N	Q _{ultima}	S _{ultimo}	FS	Q _{admisible}	S	BCRu
(m)		Kg/cm ²	cm		Kg/cm ²	cm	
2.00	0	2.81	111.34	3.00	0.94	18.34	1.00
	1	3.72	102.49		1.24	21.03	1.32
	2	4.95	123.03		1.65	25.77	1.76
	3	6.49	147.72		2.16	32.00	2.30
	4	7.54	155.04		2.51	33.10	2.68

Fuente: Elaboración propia

Tabla 28

Cálculo del mejoramiento de la capacidad de carga BCRs para Propuesta I -

B=2.00m

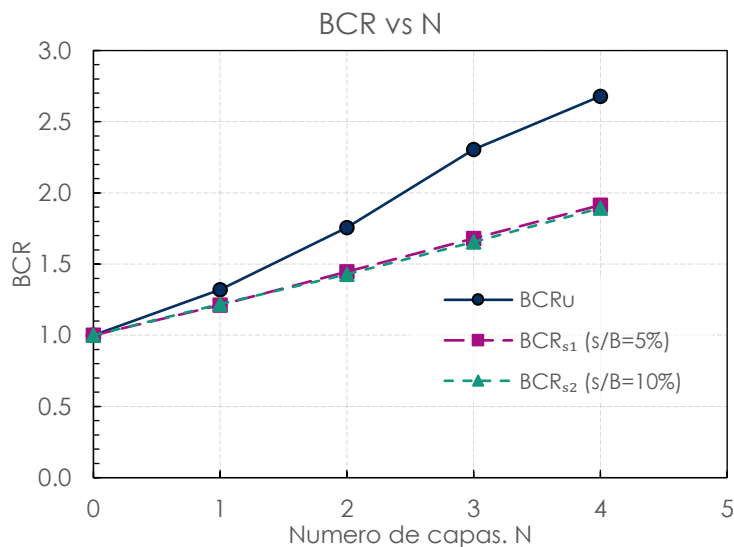
B	N	s/B	Q_{s1}	s/B	Q_{s2}	BCR_{s1}	BCR_{s2}
(m)		5%	Kg/cm2	10%	Kg/cm2		
	0	s1	0.66	s2	0.99	1.00	1.00
	1	cm	0.80	cm	1.20	1.21	1.22
2.00	2		0.95		1.41	1.45	1.43
	3	10	1.11	20	1.63	1.68	1.66
	4		1.26		1.87	1.91	1.89

Fuente: Elaboración propia

Figura 46

Gráfico de índice BCR vs Número de capas de mejoramiento en Propuesta I -

B=2.00m.



Nota: Comparación de las curvas BCR vs número de capas de refuerzo para capacidad de carga última y para capacidad de carga para asentamientos relativos en cimentación B=2.00m. Fuente: Elaboración propia.

4.4.3. Sistema de extremos envueltos (Propuesta II)

a) Cimentación de $B=1.50m$

Tabla 29

Cálculo del mejoramiento de la capacidad de carga BCRu para Propuesta II -

$B=1.50m$

B	N	Q_{ultima}	S_{ultimo}	FS	Q_{admisible}	S_{admisible}	BCRu
(m)		Kg/cm ²	cm		Kg/cm ²	cm	
	0	2.79	91.72		0.93	14.45	1.00
	1	3.74	86.70		1.25	17.75	1.34
1.5	2	4.40	91.06	3.00	1.47	18.60	1.58
	3	5.64	98.29		1.88	22.93	2.02
	4	6.69	105.23		2.23	24.83	2.40

Fuente: Elaboración propia

Tabla 30

Cálculo del mejoramiento de la capacidad de carga BCRs para Propuesta II -

$B=1.50m$

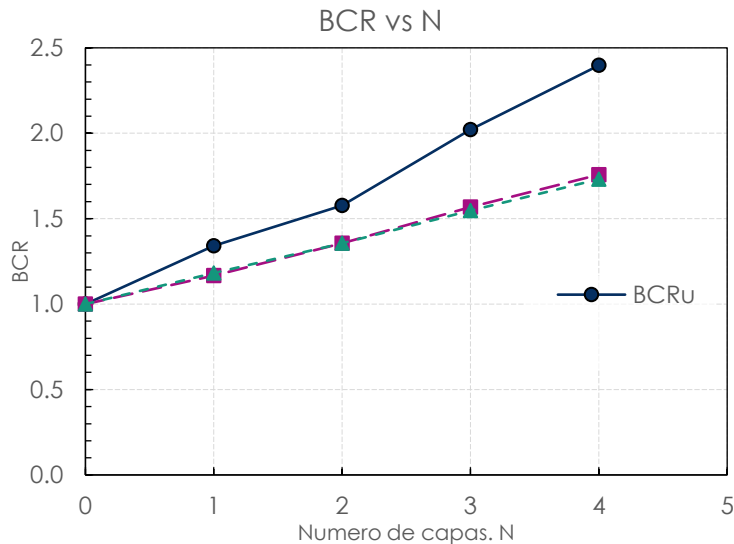
B	N	s/B	Q_{s1}	s/B	Q_{s2}	BCRs₁	BCRs₂
(m)		5%	Kg/cm ²	10%	Kg/cm ²		
	0	s1	0.64	s2	0.95	1.00	1.00
	1	cm	0.75	cm	1.13	1.17	1.18
1.5	2		0.87		1.29	1.36	1.36
	3	7.5	1.01	15	1.47	1.57	1.55
	4		1.13		1.65	1.76	1.73

Fuente: Elaboración propia

Figura 47

Gráfico de índice BCR vs Número de capas de mejoramiento en Propuesta II –

$B=1.50m$.



Nota: Comparación de las curvas BCR vs número de capas de refuerzo para capacidad de carga última y para capacidad de carga para asentamientos relativos en cimentación $B=1.50m$. Fuente: Elaboración propia

b) Cimentación de $B=2.00m$

Tabla 31

Cálculo del mejoramiento de la capacidad de carga BCRu para Propuesta II -

$B=2.00m$

B	N	Qultima	Sultimo	FS	Qadmisible	S	BCRu
(m)		Kg/cm ²	cm		Kg/cm ²	cm	
2.00	0	2.81	111.34	3.00	0.94	18.34	1.00
	1	3.63	99.10		1.21	19.84	1.29
	2	4.59	107.67		1.53	23.04	1.63
	3	5.62	117.57		1.87	25.67	2.00
	4	6.83	121.07		2.28	28.74	2.43

Fuente: Elaboración propia

Tabla 32

Cálculo del mejoramiento de la capacidad de carga BCRs para Propuesta II -

B=2.00m

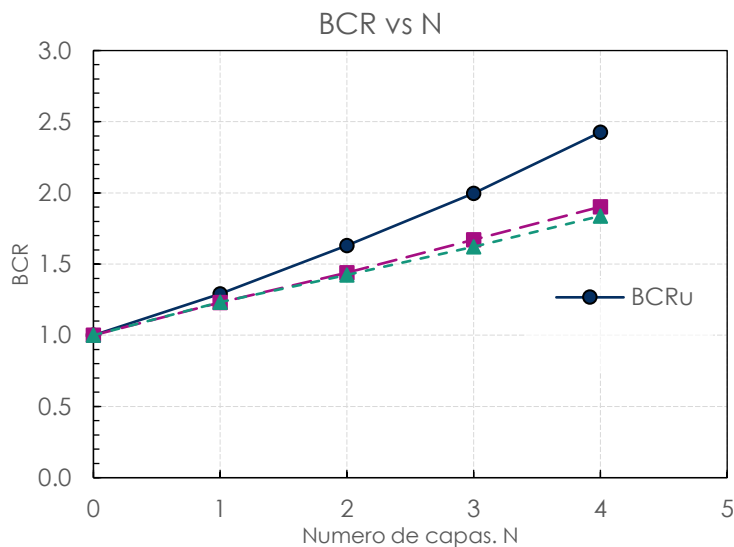
B	N	s/B	Q_{s1}	s/B	Q_{s2}	BCR_{s1}	BCR_{s2}
(m)		5%	Kg/cm2	10%	Kg/cm2		
	0	s1	0.66	s2	0.99	1.00	1.00
	1	cm	0.81	cm	1.22	1.23	1.23
2.00	2		0.95		1.40	1.44	1.42
	3	10	1.10	20	1.60	1.67	1.62
	4		1.25		1.81	1.90	1.84

Fuente: Elaboración propia

Figura 48

Gráfico de índice BCR vs Número de capas de mejoramiento en Propuesta II -

B=2.00m



Nota: Comparación de las curvas BCR vs número de capas de refuerzo para capacidad de carga última y para capacidad de carga para asentamientos relativos en cimentación B=2.00m. Fuente: Elaboración propia

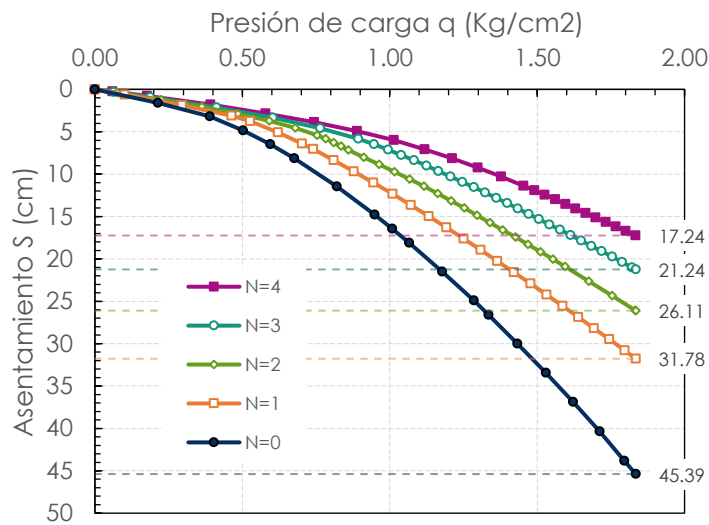
4.4.4. Evaluación para una edificación de 3 niveles

a) Cimentación de $B=1.50m$

Figura 49

Curva de comportamiento de cimentación para edificación de 3 niveles

$B=1.50m$.



Nota: Curva de capacidad de carga vs. Asentamientos para la interacción de la carga de una edificación de 3 niveles en $B=1.50 m$. y condiciones con reforzamiento (Propuesta II) para $N=1,2,3$ y 4. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 33

Asentamientos para una edificación de 3 niveles con $B=1.50m$

B	N	Q	Asentamiento
m		Kg/cm ²	cm
1.50	0	1.83	45.39
	1		31.78
	2		26.11
	3		21.24
	4		17.24

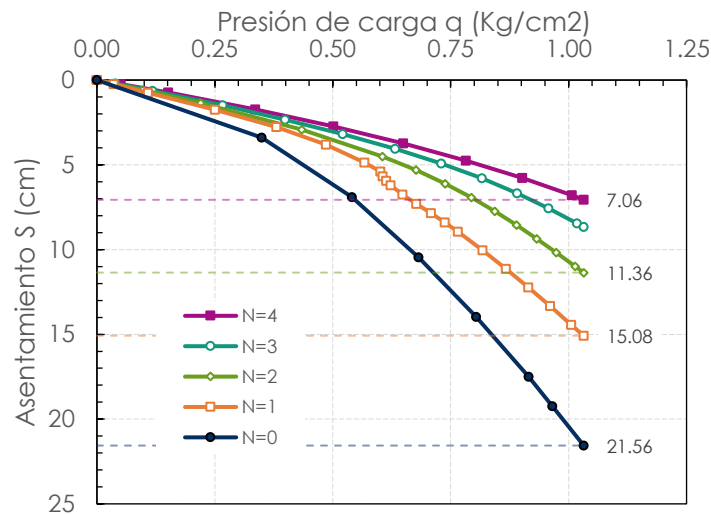
Nota: Deformaciones del suelo en condiciones sin y con mejoramiento. Fuente: Elaboración Propia

b) Cimentación de $B=2.00m$

Figura 50

Curva de comportamiento de cimentación para edificación de 3 niveles -

$B=2.00m$.



Nota: Curva de capacidad de carga vs. Asentamientos para la interacción de la carga de una edificación de 3 niveles en $B=2.00 m$. y condiciones con reforzamiento (Propuesta II) para $N=1,2,3$ y 4. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 34

Asentamientos para una edificación de 3 niveles con $B=2.00m$

B	N	Q	Asentamiento
m		Kg/cm ²	cm
2.00	0	1.03	21.56
	1		15.08
	2		11.36
	3		8.67
	4		7.06

Nota: Deformaciones del suelo en condiciones sin y con mejoramiento. Fuente: Elaboración Propia



4.4.4.1. Asentamiento diferencial en condiciones sin mejoramiento

Tabla 35

Evaluación de la distorsión angular para cimentaciones sin mejoramiento.

	B	Q	S	L	δ	α	α
	m	Kg/cm ²	cm	m	cm	-	E.050
Z1	2.00	1.03	25.48				
Z2	1.40	1.05	21.11	4.00	4.37	7/641	1/150

Evaluación: ¡No Cumple!

Fuente: Elaboración propia

4.4.4.2. Propuesta técnica de mejoramiento de suelos para cimentaciones

Tabla 36

Evaluación de la distorsión angular para cimentaciones empleando mejoramiento.

	B	Q	S	L	δ	α	α
	m	Kg/cm ²	cm	m	cm	-	E.050
Z1	2.00	0.79	16.39				
Z2	1.40	0.81	16.96	4.00	0.57	1/704	1/150

Evaluación: ¡Cumple!

Fuente: Elaboración propia

4.5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Los parámetros de resistencia y rigidez del suelo de fundación y de reforzamiento se determinaron mediante ensayos triaxiales y de consolidación estos valores iniciales fueron reajustado hasta lograr la representación del comportamiento esfuerzo-deformación resultados del laboratorio mediante el modelo constitutivo Hardening Soil. Respecto al suelo de fundación, los resultados de los parámetros ajustados del modelo constitutivo son consistentes con los de (Fu et al., 2020) quienes determinaron los parámetros de resistencia y rigidez del modelo constitutivo Hardening Soil para muestras del suelo de la Bahía de Shenzhen en China.

En el contexto del análisis numérico, se puede afirmar que la mejora de la capacidad de carga en condiciones in situ y la reducción de deformaciones mediante la Propuesta I (sistema de extremos horizontales) se logra a partir del empleo de la primera capa de aplicación de tierra armada, utilizando los siguientes parámetros geométricos del refuerzo: $u/B=3$, $h/B=3$ y $b/B=4$. Según el Índice de Capacidad de Carga (BCRu) que relaciona la capacidad de carga de una cimentación con y sin mejoramiento, para las cimentaciones evaluadas con anchos B de 1.50 m y 2.00 m, el BCRu (Relación de Capacidad de Carga última cuando sucede el fallo por resistencia al corte) se incrementa progresivamente en más del 30% por cada número de capas de refuerzo empleada, como se especifica en las tablas 25 y 27, respectivamente. En cuanto al BCRs (Relación de Capacidad de Carga cuando se alcanza una deformación relativa) para asentamientos relativos del 5% y 10% de la base de la zapata, la índice mejora en promedio el 20% en cada capa empleada, tal como se presenta en las tablas 26 y 28.

Estos resultados se pueden comparar con los hallados por (Kolay et al., 2013) quienes, mediante ensayos experimentales sobre suelos arcillosos, emplearon la técnica



de mejoramiento combinando arena graduada con geomallas. Concluyeron que la mejora de la capacidad de carga (BCRs) para un asentamiento relativo del 10% fue aproximadamente del 20% en cada capa de mejoramiento que implementaron en su investigación.

Por otro lado, (Muñoz Príncipe, 2009) en su investigación experimental sobre el reforzamiento de arenas obtuvo resultados de mejora del 30% de la capacidad de carga relativo a un asentamiento del 10% de la base de la cimentación, utilizando la siguiente configuración del refuerzo: $u/B=0.33$, $h/B=0.33$, $b/B=4$.

Así mismo, (Arab et al., 2017) en su investigación numérica desarrollada sobre el reforzamiento de arenas con los siguientes parámetros geométricos $b/B=4$ y $u/B=h/B=0.50$, determinaron que para un asentamiento relativo $s/B=5\%$, la capacidad de carga queda incrementada en un 18% progresivamente por cada capa de suelo implementado.

(Kumar et al., 2018) en su trabajo mediante ensayos experimentales reforzaron arenas con geotextiles para el mejoramiento de la capacidad de carga, bajo los parámetros geométricos: $u/B=0.3$, $h/B=0.3$, $b/B=4$ del refuerzo. Concluyeron que para un $s/B=10\%$, la capacidad de carga experimentó un incremento del 30% por cada capa de aplicación.

Sin embargo, los resultados obtenidos en esta investigación se desfasan de los resultados alcanzados por (Demir et al., 2014) quienes reforzaron un suelo GM con geomallas para mejorar un depósito de arcilla, con los siguientes parámetros geométricos del refuerzo $u/B=0.67$, $h/B=0.67$, $b/B=4$, lo cual representa el doble de altura de mejoramiento en comparación con esta investigación. Concluyeron que para $s/B=10\%$, la



capacidad de carga se incrementa en un 60% en la aplicación de la primera capa, mientras que en la segunda solo se logra sumar un 26% más.

Por otra parte (Lingwal, 2018) quien realizó ensayos experimentales reforzando arcilla de Tekanpur con geomalla con los siguientes parámetros geométricos $u/B=h/B=0.35$ y $N=4$ determinó que para un $s/B=10\%$ la capacidad de carga se incrementa en 15% por cada capa de geomalla que se incrusta en el suelo de fundación.

Adicionalmente, (Nath & Janardhanan, 2021) realizaron ensayos numéricos reforzando suelo granular con geomalla sobre depósitos de arcillas blandas con los siguientes parámetros $h/B=1.75$ y $b/B=3.5$, concluyendo que la capacidad de carga se incrementa en 24% a la primera capa de suelo de reemplazo.

Los resultados obtenidos resaltan la efectividad de la Propuesta I en el mejoramiento de cimentaciones superficiales. Comparado con diferentes configuraciones de refuerzo discutido con estudios anteriores.

En la Propuesta II (Sistema de extremos envueltos) también se evidencia el mejoramiento de las condiciones desde la aplicación de la primera capa; con los siguientes parámetros geométricos del refuerzo: $u'/B=0.3$, $h'/B=0.3$, $b'/B=2$, $l'/B=0.4$, $d'/B=0.2$. En función del Índice de Mejora de la Capacidad de Carga (BCRu), para las cimentaciones evaluadas con anchos B de 1.50 m y 2.00 m, se observa un incremento progresivo superior al 23% con respecto al índice anterior en cada número de capa de refuerzo, como se detalla en las tablas 29 y 31, respectivamente. Respecto al Índice de Mejora para Asentamientos Relativos (BCRs) del 5% y 10% de la base de la zapata, se observa una mejora promedio del 20% por cada número de capas utilizadas, según se presenta en las tablas 30 y 32, respectivamente. Estos resultados sugieren que el mejoramiento de la



capacidad de carga adquiere mayor relevancia a medida que aumentan las deformaciones, siendo más notable cuando se alcanza la falla por resistencia al corte.

Al contrastar los resultados de la Propuesta II con los obtenidos por (Benmebarek et al., 2017) quienes reforzaron depósitos de arenas con geotextil utilizando parámetros geométricos $u'/B=0.3$, $h'/B=0.3$, y $b'/B=2$, se observa que en una sola capa de refuerzo para un asentamiento relativo del 10%, la capacidad de carga se incrementa en un 28% en comparación con las condiciones sin mejoramiento.

Asimismo, (Jaiswal & Chauhan, 2021) proporcionaron resultados de evaluaciones numéricas en PLAXIS 2D, reforzando arenas con geotextil mediante la configuración geométrica $u'/B=0.3$, $h'/B=0.3$, $b'/B=1.5$, $l'/B=0.3$, $d'/B=0.20$. Concluyeron que para un asentamiento relativo del 10%, la capacidad de carga mejora en un 18% por cada capa de aplicación.

Adicionalmente, (Ahmad et al., 2022) quienes evaluaron el uso del refuerzo de geomallas en arenas con parámetros de refuerzo $u'/B=0.4$; $h'/B=0.2$; $b'/B=3$, encontraron que la mejora de la capacidad de carga última para una capa de refuerzo fue del 40%.

Estos resultados comparativos subrayan la eficacia de la Propuesta II en el mejoramiento de cimentaciones superficiales, destacando su rendimiento competitivo en relación con diversas configuraciones de refuerzo utilizadas en investigaciones previas.

Respecto al nivel de asentamientos, para una edificación de 3 niveles se puede medir el mejoramiento en base a las deformaciones producidos por la interacción de carga de la edificación (41.28 ton-f) bajo una cimentación central, para una zapata de $B=1.50$ m que mantiene una presión de 1.83 kg/cm^2 . Empleando la propuesta II en la aplicación de la primera, segunda, tercera y cuarta capa de mejoramiento se reduce las



deformaciones en 29.98%, 42.48%, 53.20% y 62.01% respectivamente frente a las condiciones sin mejoramiento, el máximo provecho técnico se logra en la aplicación de las 4 capas de refuerzo donde los asentamientos se reducen de 45.39 cm a 17.24 cm resultados que se muestran en la tabla 33. Para el caso de la cimentación de $B=2.00$ m. bajo una presión de 1.03 kg/cm^2 . La aplicación de la primera, segunda, tercera y cuarta capa de refuerzo, los asentamientos se reducen en 30.06%, 47.33%, 59.81% y 67.24% respectivamente frente a las condiciones naturales. El máximo provecho técnico se alcanza en la aplicación de las 4 capas de refuerzo donde los asentamientos se reducen de 21.56 cm a 7.06 cm como se ilustra en la tabla 34.

Finalmente, en el aspecto de los asentamientos diferenciales para el caso de estudio de esta investigación que consideró zapatas perimetrales $Z2 - B=1.40$ m. y central $Z1 - B=2.00$ m. el empleo del sistema de mejoramiento en las zapatas bajo la Propuesta II permite controlar los asentamientos diferenciales alcanzando 0.57cm como se determinó en la tabla 36, por ende, de este modo se satisface los límites de distorsión angular especificados por la Norma E.050.



V. CONCLUSIONES

- La implementación de la técnica de suelo reforzado con geomallas en los suelos blandos de la zona de estudio resultó en un aumento significativo de la capacidad de carga del suelo. Además, se observó que las deformaciones se pueden controlar de manera efectiva a medida que se implementan más capas de reemplazo en la superficie de fundación. Estos hallazgos respaldan la viabilidad de la técnica de suelo reforzado con geomallas como una solución eficaz para mejorar las condiciones de cimentación en entornos similares, lo que representa un avance significativo en la ingeniería geotécnica y el mejoramiento de suelos en la Bahía de Puno.
- Se realizó la caracterización geotécnica de los suelos de fundación y del suelo de mejoramiento, tal como se muestra en la Tabla 14. Los parámetros empleados permitieron simular el comportamiento mecánico del suelo de fundación bajo la interacción de la cimentación. Asimismo, se pudo simular las condiciones aplicando las capas de mejoramiento de tierra armada, utilizando el modelo hiperbólico de comportamiento del suelo Hardening Soil. Aunque los resultados muestran valores elevados de los parámetros de resistencia para el suelo de fundación y de reforzamiento, es importante destacar la baja densidad que presenta el suelo de fundación y la alta compresibilidad que ha mostrado en el ensayo de consolidación. Esto sugiere que dicho suelo podría presentar una falla de corte por punzonamiento.
- Se realizó la simulación y análisis del comportamiento mecánico de cimentaciones en condiciones sin mejoramiento y el mejoramiento gradual en capas de reemplazo mediante el método de elementos finitos en el programa PLAXIS 2D, los resultados



obtenidos en evaluación de la distorsión angular en condiciones naturales de cimentación superan los valores permisibles exigidos por la norma, en tal situación se espera daños estructurales en las edificaciones, Para condiciones de reforzamiento de: 2 capas ($h=0,60m$) en la cimentación central $B=2.00m$ y 1 capa en las zapatas laterales $B=1.40m$ ($h=0.40m$) se llega a controlar los asentamientos diferenciales, cumpliendo los requisitos establecidos por la Norma E.050 (Ver tabla 36), por consiguiente, se justifica la necesidad de implementar el sistema de mejoramiento de suelo propuesto en esta investigación.

- En cuanto a la influencia de los parámetros geométricos de la geomalla como refuerzo, se concluye que a largas deformaciones, es decir cuando se produce la falla por resistencia al corte; el sistema de la Propuesta I muestra mayor rendimiento frente a la Propuesta II, por otro lado, al conformar la capa mecánicamente estabilizada mediante la combinación del suelo GC y la geomalla, esta capa adquiere características de un suelo rígido, cuyo comportamiento involucra que el bulbo de tensiones se incremente alcanzando mayores profundidades.



VI. RECOMENDACIONES

- Se recomienda complementar el estudio de esta investigación abarcando otras zonas de evaluación a lo largo del litoral de la bahía de Puno.
- Se recomienda que, para la calibración del modelo constitutivo Hardening Soil para suelos finos se realicen sobre ensayos triaxiales CD para la obtención directa de los parámetros del modelo constitutivo.
- Se recomienda que, para la calibración del modelo constitutivo Hardening Soil para suelos granulares se desarrollen ensayos a gran escala en equipos triaxiales para un estudio de mayor significancia sin restar partículas que influyen en el comportamiento a la resistencia al corte y compresibilidad de los suelos.
- Se recomienda realizar ensayos experimentales en base a las condiciones establecidas en esta investigación, de tal forma corroborar el comportamiento del sistema de mejoramiento de suelo reforzado con geomallas.



VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ahmad, H., Mahboubi, A., & Noorzad, A. (2022). Experimental study and numerical analysis of the bearing capacity of strip footing improved by wraparound geogrid sheets. *Arabian Journal of Geosciences*, 15(18), 1487. <https://doi.org/10.1007/s12517-022-10768-1>
- Arab, M. G., Omar, M., & Tahmaz, A. (2017). Numerical analysis of shallow foundations on geogrid reinforced soil. *MATEC Web of Conferences*, 120. <https://doi.org/10.1051/matecconf/201712006011>
- Aria, S., Kumar Shukla, S., & Mohyeddin, A. (2019). Numerical Investigation of Wraparound Geotextile Reinforcement Technique for Strengthening Foundation Soil. *International Journal of Geomechanics*, 19(4). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001361](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001361)
- Baban, T. M. (2016). *Shallow foundations: Discussions and problem solving* (John Wiley & Sons, Ed.).
- Benmebarek, S., Djeridi, S., Benmebarek, N., & Belounar, L. (2017). Improvement of bearing capacity of strip footing on reinforced sand. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 1–9. <https://doi.org/10.1080/19386362.2017.1309136>
- Berlanga Arana, M. J. (2018). *ANÁLISIS COMPARATIVO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y USO DE GEO-SINTÉTICOS EN SUELOS DE BAJA CAPACIDAD PORTANTE*. Universidad Católica de Santa María.



- Binquet, J., & Lee, K. L. (1975). Bearing Capacity Tests on Reinforced Earth Slabs. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 101(12), 1241–1255. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000219>
- Brinkgreve, R., Swolfs, W., Engin, E., & Waterman, D. (2014). *PLAXIS 2D Reference manual*.
- Budhu, M. (2010). *Soil mechanics and foundations* (John Wiley & Sons, Ed.; 3rd ed.).
- Chen, Q., Abu-Farsakh, M. Y., Sharma, R., & Zhang, X. (2007). Laboratory Investigation of Behavior of Foundations on Geosynthetic-Reinforced Clayey Soil. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2004(1), 28–38. <https://doi.org/10.3141/2004-04>
- Cicek, E., Guler, E., & Yetimoglu, T. (2015). Effect of reinforcement length for different geosynthetic reinforcements on strip footing on sand soil. *Soils and Foundations*, 55(4), 661–677. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2015.06.001>
- Cier, R. (2016). El modelamiento numérico en la resolución de problemas geotécnicos. *Revista CIVILIZATE*, 8, 57–60.
- Cóndor Andrade, L. J., & Oñate Barreno, K. M. (2019). *INFLUENCIA DE LA DISPOSICIÓN DE GEOMALLAS EN LA RESISTENCIA DEL SUELO GRANULAR SUJETO A LA APLICACIÓN DE UNA CARGA AXIAL*. Pontificia Universidad Católica del Ecuador.
- Das, B. (2011). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones* (Sergio González & Omar Ramirez, Eds.; Séptima Edición).



- Dasaka, S. M., Jaiswal, S., & Chauhan, V. B. (2023). Multiple linear regression analysis of foundation soil reinforced with geogrid using wraparound ends technique. In *Smart Geotechnics for Smart Societies* (pp. 773–778). CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9781003299127-104>
- Demir, A., Yildiz, A., Laman, M., & Ornek, M. (2014). Experimental and numerical analyses of circular footing on geogrid-reinforced granular fill underlain by soft clay. *Acta Geotechnica*, 9(4), 711–723. <https://doi.org/10.1007/s11440-013-0207-x>
- Fu, Y., He, S., Zhang, S., & Yang, Y. (2020). Parameter Analysis on Hardening Soil Model of Soft Soil for Foundation Pits Based on Shear Rates in Shenzhen Bay, China. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2020, 1–11. <https://doi.org/10.1155/2020/7810918>
- Gerencia de Desarrollo Urbano de Puno. (2012). *Plan de Desarrollo Urbano de la Ciudad de Puno. 2012-2022*.
- Ghazavi, M., & Lavasan, A. A. (2008). Interference effect of shallow foundations constructed on sand reinforced with geosynthetics. *Geotextiles and Geomembranes*, 26(5), 404–415. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2008.02.003>
- Gomez, Y. (2019). *EVALUACIÓN DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN MEDIANTE EL USO DE ANCLAJES Y PILOTES PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL TALUD EPUESTO A SOCAVACIÓN, TRAMO 10+430 A 10+550 DE LA VÍA PANAMERICA NORTE - LIMA*. Universidad Nacional Federico Villareal.
- Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, C., & Baptista Lucio, M. del P. (2014). *Metodología de la Investigación* (Sexta Edición).



- Jaiswal, S., & Chauhan, V. B. (2021). Response of strip footing resting on earth bed reinforced with geotextile with wraparound ends using finite element analysis. *Innovative Infrastructure Solutions*, 6(2), 121. <https://doi.org/10.1007/s41062-021-00486-0>
- Jaiswal, S., Srivastava, A., & Chauhan, V. B. (2022). *Performance of Strip Footing on Sand Bed Reinforced with Multilayer Geotextile with Wraparound Ends* (pp. 721–732). https://doi.org/10.1007/978-981-16-1831-4_64
- JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY. (2000). *THE STUDY ON THE INTEGRATED WATER POLLUTION CONTROL FOR PUNO INTERIOR BAY OF LAKE TITICACA IN THE REPUBLIC OF PERU.*
- Kazi, M., Shukla, S. K., & Habibi, D. (2015). Behavior of embedded strip footing on sand bed reinforced with multilayer geotextile with wraparound ends. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 9(5), 437–452. <https://doi.org/10.1179/1939787914Y.0000000085>
- Kolay, P. K., Kumar, S., & Tiwari, D. (2013). Improvement of Bearing Capacity of Shallow Foundation on Geogrid Reinforced Silty Clay and Sand. *Journal of Construction Engineering*, 2013, 1–10. <https://doi.org/10.1155/2013/293809>
- Kumar, S., Solanki, C. H., Patel, J. B., Sudevan, P. B., & Chaudhary, P. M. (2018). *Study on Square Footing Resting on Prestressed Geotextile Reinforced Sand* (pp. 70–81). https://doi.org/10.1007/978-3-319-63570-5_7
- Laura Huanca, S. (2016). *EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD PREDICTIVA DE LOS MÉTODOS DE ESTIMACIÓN DEL COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LOS*



SUELOS LACUSTRES DE LA BAHÍA DE PUNO PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES. Universidad Nacional del Altiplano.

- Lingwal, P. (2018). *BEARING CAPACITY OF CLAYEY SOIL REINFORCED WITH GEOGRID.* Delhi Technological University.
- Ministerio de Vivienda, C. y S. (2018). NORMA TÉCNICA E.050 SUELOS Y CIMENTACIONES. In C. y S. Ministerio de Vivienda (Ed.), *Reglamento Nacional de Edificaciones - RNE.*
- Muñoz Príncipe, H. E. (2009). *EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE LA CAPACIDAD DE SOPORTE DE SUELOS REFORZADOS CON GEOMALLAS.* UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA.
- Nath, A., & Janardhanan, G. (2021). *Performance of Square Footing on Reinforced Granular Trenches Above Soft Soil.*
- Obrzud, R., & Truty, A. (2020). *THE HARDENING SOIL MODEL A PRACTICAL GUIDEBOOK* (ZSoil, Ed.).
- Potts, D. M. Z. L. (1999). *Finite element analysis in geotechnical engineering* (Thomas Telford, Ed.; Vol. 1).
- Rebolledo, J. F. R., León, R. F. P., & Camapum de Carvalho, J. (2019). Obtaining the Mechanical Parameters for the Hardening Soil Model of Tropical Soils in the City of Brasília. *Soils and Rocks*, 42(1), 61–74. <https://doi.org/10.28927/SR.421061>
- Rodríguez, D., & Abraham, J. (2015). *Los suelos volcánicos - lacustres de la ciudad de México.* UNIVERSIDAD PEDAGÓGICA Y TECNOLÓGICA DE COLOMBIA.



- Sanjei, C. (2017). *A STUDY ON THE BEARING CAPACITY OF SHALLOW FOUNDATIONS ON GEOSYNTHETIC REINFORCED SAND*. University of Moratuwa.
- Shukla, S. K. Y. J.-H. (2006). *Fundamentals of Geosynthetic Engineering* (CRC Press, Ed.).
- Teo, P. L., & Wong, K. S. (2012). Application of the Hardening Soil model in deep excavation analysis. *The IES Journal Part A: Civil & Structural Engineering*, 5(3), 152–165. <https://doi.org/10.1080/19373260.2012.696445>
- Terzaghi, K., & Peck, R. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice* (2nd ed.).
- Vesic, A. (1973). Análisis de la capacidad de carga de cimentaciones superficiales. *ASCE* 1973, 33–54.
- Wesley, L. D. (2009). *Fundamentals of soil mechanics for sedimentary and residual soils* (John Wiley & Sons, Ed.).



ANEXOS

ANEXO 1: Planos de propuesta técnica de mejoramiento de cimentaciones.

ANEXO 2: Documentos de zonificación de uso de suelos de la ciudad de Puno.

ANEXO 3: Resultados de ensayos de laboratorio.

ANEXO 4: Panel fotográfico.



DECLARACIÓN JURADA DE AUTENTICIDAD DE TESIS

Por el presente documento, Yo JOSE DANIEL CAISINA QUISPE
identificado con DNI 95986450 en mi condición de egresado de:

Escuela Profesional, Programa de Segunda Especialidad, Programa de Maestría o Doctorado

INGENIERIA CIVIL

informo que he elaborado el/la Tesis o Trabajo de Investigación denominada:

"EVALUACIÓN NUMÉRICA DEL MEJORAMIENTO DE LAS CONDICIONES DE
CIMENTACIÓN MEDIANTE LA TÉCNICA DE SIELO REFORZADO CON
GEOTALLAS PARA LA BAHÍA DE PUNO"

Es un tema original.

Declaro que el presente trabajo de tesis es elaborado por mi persona y **no existe plagio/copia** de ninguna naturaleza, en especial de otro documento de investigación (tesis, revista, texto, congreso, o similar) presentado por persona natural o jurídica alguna ante instituciones académicas, profesionales, de investigación o similares, en el país o en el extranjero.

Dejo constancia que las citas de otros autores han sido debidamente identificadas en el trabajo de investigación, por lo que no asumiré como tuyas las opiniones vertidas por terceros, ya sea de fuentes encontradas en medios escritos, digitales o Internet.

Asimismo, ratifico que soy plenamente consciente de todo el contenido de la tesis y asumo la responsabilidad de cualquier error u omisión en el documento, así como de las connotaciones éticas y legales involucradas.

En caso de incumplimiento de esta declaración, me someto a las disposiciones legales vigentes y a las sanciones correspondientes de igual forma me someto a las sanciones establecidas en las Directivas y otras normas internas, así como las que me alcancen del Código Civil y Normas Legales conexas por el incumplimiento del presente compromiso

Puno 22 de ENERO del 2021

FIRMA (obligatoria)



Huella



AUTORIZACIÓN PARA EL DEPÓSITO DE TESIS O TRABAJO DE INVESTIGACIÓN EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL

Por el presente documento, Yo JOSE DANIEL CALGUNA QUIROPE
identificado con DNI 76786450 en mi condición de egresado de:

Escuela Profesional, Programa de Segunda Especialidad, Programa de Maestría o Doctorado

informo que he elaborado el/la Tesis o Trabajo de Investigación denominada:

"EVALUACIÓN NUMÉRICA DEL MEJORAMIENTO DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN MEDIANTE LA TÉCNICA DE SUELO REFORZADO CON GEOMALLAS PARA LA BUÍA DE PUNO"
para la obtención de Grado, Título Profesional o Segunda Especialidad.

Por medio del presente documento, afirmo y garantizo ser el legítimo, único y exclusivo titular de todos los derechos de propiedad intelectual sobre los documentos arriba mencionados, las obras, los contenidos, los productos y/o las creaciones en general (en adelante, los "Contenidos") que serán incluidos en el repositorio institucional de la Universidad Nacional del Altiplano de Puno.

También, doy seguridad de que los contenidos entregados se encuentran libres de toda contraseña, restricción o medida tecnológica de protección, con la finalidad de permitir que se puedan leer, descargar, reproducir, distribuir, imprimir, buscar y enlazar los textos completos, sin limitación alguna.

Autorizo a la Universidad Nacional del Altiplano de Puno a publicar los Contenidos en el Repositorio Institucional y, en consecuencia, en el Repositorio Nacional Digital de Ciencia, Tecnología e Innovación de Acceso Abierto, sobre la base de lo establecido en la Ley N° 30035, sus normas reglamentarias, modificatorias, sustitutorias y conexas, y de acuerdo con las políticas de acceso abierto que la Universidad aplique en relación con sus Repositorios Institucionales. Autorizo expresamente toda consulta y uso de los Contenidos, por parte de cualquier persona, por el tiempo de duración de los derechos patrimoniales de autor y derechos conexas, a título gratuito y a nivel mundial.

En consecuencia, la Universidad tendrá la posibilidad de divulgar y difundir los Contenidos, de manera total o parcial, sin limitación alguna y sin derecho a pago de contraprestación, remuneración ni regalía alguna a favor mío; en los medios, canales y plataformas que la Universidad y/o el Estado de la República del Perú determinen, a nivel mundial, sin restricción geográfica alguna y de manera indefinida, pudiendo crear y/o extraer los metadatos sobre los Contenidos, e incluir los Contenidos en los índices y buscadores que estimen necesarios para promover su difusión.

Autorizo que los Contenidos sean puestos a disposición del público a través de la siguiente licencia: Creative

Commons Reconocimiento-NoComercial-CompartirIgual 4.0 Internacional. Para ver una copia de esta licencia, visita: <https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/>

En señal de conformidad, suscribo el presente documento.

Puno 22 de ENERO del 2024



FIRMA (obligatoria)



Huella