



UNIVERSIDAD RICARDO PALMA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Uso de geomallas y columnas de grava para mejorar la capacidad portante
de suelos blandos en Rodríguez de Mendoza-Amazonas

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES

Farje Parrilla, Geiro Renato
ORCID: 0000-0001-7255-8730

Espinoza Almonacid, Juan Enrique
ORCID: 0000-0001-7321-2758

ASESOR

Torres Chung, César Roberto
ORCID: 0000-0002-3212-2817

Lima, Perú

2022

Metadatos Complementarios

Datos del autor(es)

Farje Parrilla, Geiro Renato

DNI: 46606081

Espinoza Almonacid, Juan Enrique

DNI: 72030377

Datos de asesor

Torres Chung, César Torres

DNI: 41182279

Datos del jurado

JURADO 1

Donayre Còrdova, Oscar Eduardo

DNI: 06162939

ORCID: 0000-0002-4778-3789

Datos del jurado

JURADO 2

Chavarry Vallejos, Carlos Magno

DNI: 07410234

ORCID: 0000-0003-0512-8954

JURADO 3

Chavarría Reyes, Liliana Janet

DNI: 25481792

ORCID: 0000-0002-1759-2132

Datos de la investigación

Campo del conocimiento OCDE: 2.01.01

Código del Programa: 732016

DEDICATORIA

Este trabajo va dedicado Dios, a mi madre Jovita, a mi enamorada Suzanne y a todos mis familiares que durante toda mi etapa me han impulsado a seguir superándome día a día.

(Farje Parrilla Geiro Renato)

Esta tesis está dedicada a todos los que me ayudaron en el proceso de mi carrera; a mis padres; a mi hermana Carmen, quienes han sido el soporte perfecto para nunca decaer y siempre mantenerme firme en cada etapa del proceso del desarrollo de mi carrera profesional y esta tesis.

(Espinoza Almonacid Juan Enrique)

AGRADECIMIENTO

Nuestro sincero agradecimiento a nuestra universidad y nuestros asesores por el tiempo, el conocimiento y el apoyo constante.

A todas aquellas personas que se interesaron por esta investigación de tesis y de una u otra manera ayudaron a su desarrollo.

(Geiro Renato y Juan Enrique)

ÍNDICE GENERAL

| | |
|---|------------|
| RESUMEN | i |
| ABSTRACT | ii |
| INTRODUCCIÓN | iii |
| CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA | 1 |
| 1.1 Descripción de la realidad problemática | 1 |
| 1.1.1 Problema e importancia | 1 |
| 1.2 Formulació del problema | 4 |
| 1.2.1 Problema General: | 4 |
| 1.2.2 Formulació de Problemas Específicos..... | 4 |
| 1.3 Formulació de objetivos | 4 |
| 1.3.1 Objetivo General: | 4 |
| 1.3.2 Objetivos Específicos..... | 4 |
| 1.4 Delimitació de la investigació | 5 |
| 1.4.1 Delimitació Geográfica..... | 5 |
| 1.4.2 Delimitació Temporal..... | 5 |
| 1.4.3 Delimitació Temática..... | 5 |
| 1.4.4 Delimitació Muestral..... | 5 |
| 1.5 Justificació del estudio | 5 |
| 1.5.1 Conveniencia | 5 |
| 1.5.2 Relevancia social | 6 |
| 1.5.3 Aplicaciones Prácticas | 6 |
| 1.5.4 Utilidad Metodológica..... | 6 |
| 1.5.5 Valor Teórico..... | 7 |
| 1.6 Importancia del estudio | 7 |
| 1.6.1 Nuevos Conocimientos..... | 7 |
| 1.6.2 Aporte..... | 8 |
| 1.7 Limitaciones del estudio | 8 |
| 1.8 Alcance | 8 |
| 1.9 Viabilidad del estudio | 9 |
| CAPÍTULO II: MARCO TEÒRICO | 10 |
| 2.1 Marco histórico | 10 |
| 2.2 Investigaciones relacionadas con el tema | 11 |

| | |
|---|-----------|
| 2.2.1 Investigaciones Internacionales..... | 11 |
| 2.2.2 Investigaciones Nacionales..... | 12 |
| 2.2.3 Artículos Relacionados al Tema..... | 13 |
| 2.3 Estructura teòrica científica que sustenta el estudio | 15 |
| 2.3.1 Consolidación..... | 15 |
| 2.3.2 Granulometría..... | 17 |
| 2.3.3 Capacidad de carga última..... | 20 |
| 2.3.4 Capacidad de carga de suelos estratificados: suelos más fuerte sobre suelo más débil | 25 |
| 2.3.5 Factor de Seguridad | 29 |
| 2.3.6 Resistencia al Corte del Suelo | 30 |
| 2.3.7 Criterio de Falla de Mohr - Coulomb | 30 |
| 2.3.8 Estabilidad de Suelos..... | 32 |
| 2.3.9 Filtración de Agua Subterránea | 33 |
| 2.3.10 Geos sintéticos | 34 |
| 2.3.11 Geomallas..... | 35 |
| 2.3.12 Método de Cálculo | 38 |
| 2.3.13 Columnas de Grava | 40 |
| 2.4 Definición de terminos básicos..... | 51 |
| CAPÍTULO III: SISTEMA DE HIPÓTESIS | 55 |
| 3.1 Hipótesis..... | 55 |
| 3.1.1 Hipótesis general | 55 |
| 3.1.2 Hipótesis específicas..... | 55 |
| 3.2 Sistema de variables..... | 55 |
| 3.2.1 Definición conceptual y operacional | 55 |
| CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÒN | 56 |
| 4.1 Método, orientación, enfoque e instrumentos de recolecciòn..... | 56 |
| 4.2 Recolección de datos de la investigación..... | 56 |
| 4.3 Tipo de la investigación | 56 |
| 4.4 Nivel de investigación..... | 57 |
| 4.5 Diseño de la investigación..... | 57 |
| 4.6 Población y muestra..... | 57 |
| 4.6.1 Población | 57 |
| 4.6.2 Muestra | 57 |

| | |
|---|------------|
| 4.7 Técnicas e instrumentos de recolección de datos | 58 |
| 4.7.1 Instrumentos de Recolección de Datos..... | 58 |
| 4.7.2 Métodos Herramientas y Técnicas | 58 |
| 4.8 Descripción de procesamientos de análisis | 59 |
| CAPÍTULO V: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS | 60 |
| 5.1 Ubicación | 60 |
| 5.2 Características geológicas-geotécnica y sísmica de la zona de fundación .. | 60 |
| 5.2.1 Geología de zona de estudio | 60 |
| 5.2.2 Investigación geotécnica de la zona de estudio. | 63 |
| 5.2.3 Ensayos de Laboratorio | 66 |
| 5.2.4 Investigación Geofísica | 69 |
| 5.2.5 Sísmicidad y Parámetros Sísmicos del Sitio..... | 86 |
| 5.2.6 Caracteriza Geotécnica del Terreno | 89 |
| 5.2.7 Análisis de la Condición de Suelo de Cimentación | 99 |
| 5.2.8 Evaluación de Potencial de Licuación de los Suelos..... | 104 |
| 5.3 Presentación de resultados | 108 |
| 5.3.1 Cálculo de mejoramiento de suelo con columnas de grava..... | 108 |
| 5.3.2 Cálculo de mejoramiento de suelo con geomallas..... | 113 |
| 5.4 Análisis de resultados | 116 |
| DISCUSIÓN | 119 |
| CONCLUSIÓN | 121 |
| RECOMENDACIONES | 123 |
| REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 124 |
| ANEXOS | 125 |
| Anexo 1: Matriz de consistencia | 125 |
| Anexo 3: Plano de perfiles longitudinales, estratigrafía del área | 127 |
| Anexo 4: Plano de perfiles longitudinales. | 128 |
| Anexo 5: Mapa de máximas intensidades sísmicas | 129 |
| Anexo 6: Mapa de zonificación sísmica del Perú | 130 |
| Anexo 7: Panel fotográfico de testigos en exploración. | 131 |
| Anexo 8: Registro de exploración geotécnica..... | 135 |
| Anexo 9: Carta de autorización para uso de información. | 146 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | | |
|-----------------|---|-----|
| Tabla 1 | Tamaños de Mallas Estándar en EE.UU | 19 |
| Tabla 2 | Factores de Capacidad de Carga para la Teoría de Meyerhof | 23 |
| Tabla 3 | Factores de Forma, Profundidad e Inclinación | 24 |
| Tabla 4 | Propiedades de los Parámetros Físicos del Suelo | 26 |
| Tabla 5 | Función Primaria para cada tipo de Geo sintético | 35 |
| Tabla 6 | Parámetros Estándar de Columnas de Grava | 45 |
| Tabla 7 | Resumen de las calicatas con sus respectivas profundidades | 64 |
| Tabla 8 | Relación de Ensayos de Penetración Estandar y Cono Dinamico | 65 |
| Tabla 9 | Resumen de Pruebas de Permeabilidad | 66 |
| Tabla 10 | Resumen de Resultados de Análisis Químico..... | 68 |
| Tabla 11 | Compresion Triaxial no Consolidado no Drenado..... | 69 |
| Tabla 12 | Resultado del Ensayo de Consolidación Unidimensional..... | 69 |
| Tabla 13 | Velocidad de Propagacion de Onda Compresionales | 73 |
| Tabla 14 | Velocidad de Propagación de Ondas Compresionales..... | 74 |
| Tabla 15 | Velocidad de Propagación de Ondas Compresionales..... | 74 |
| Tabla 16 | Velocidad de Propagación de Ondas de Corte..... | 75 |
| Tabla 17 | Resumen de Sondajes..... | 78 |
| Tabla 18 | Resumen de los Sondajes de Tomografía Electrica | 79 |
| Tabla 19 | Resumen de Sondajes MASW-2D | 80 |
| Tabla 20 | Periodo Fundamental del Suelo y Amplitud de Movimiento..... | 81 |
| Tabla 21 | Clasificación del Perfil del Suelo | 82 |
| Tabla 22 | Clasificación de Sitio o Categoría de Sitio | 83 |
| Tabla 24 | Módulo de Reacción Vertical | 85 |
| Tabla 25 | Módulo de Reacción Vertical | 85 |
| Tabla 26 | Módulo de Reacción del Terreno..... | 86 |
| Tabla 27 | Relación entre el Tipo de Suelo, R y Vs | 96 |
| Tabla 28 | Parametros de Resistencia de los suelos en el Sitio | 97 |
| Tabla 29 | Parámetros de Resistencia de los Suelos en el Sitio | 97 |
| Tabla 31 | Resumen de los Asentamientos Elásticos | 102 |
| Tabla 32 | Resumen de los asentamientos por consolidación | 103 |
| Tabla 34 | Parámetros de suelos a reforzar con Columnas de Grava | 108 |
| Tabla 35 | Diámetros de las columnas de grava y su separación entre estas..... | 109 |

| | | |
|-----------------|--|-----|
| Tabla 36 | Calculo del Diametro Equivalente | 109 |
| Tabla 37 | Area de celda, de columna, del suelo y la razón de sustitución. | 110 |
| Tabla 38 | Calculo del Factor de Mejora | 110 |
| Tabla 39 | Parametros Geotecnicos Equivalentes | 111 |
| Tabla 40 | Calculo de los Factores de Capacidad de Carga | 111 |
| Tabla 41 | Cálculo de los factores de forma, profundidad e inclinación. | 112 |
| Tabla 42 | Cálculo de la capacidad portante de los suelos reforzados. | 112 |
| Tabla 43 | Capacidad Portante de los suelos a reforzar. | 113 |
| Tabla 44 | Propiedades Mecánicas de la Geomalla MacGridWG Uniaxial. | 114 |
| Tabla 45 | Parámetros de Suelo de Refuerzo Propuesto | 114 |
| Tabla 46 | Factores de Carga del Suelo de Refuerzo. | 115 |
| Tabla 47 | Factores de Forma, Profundidad e Inclinación. | 115 |
| Tabla 48 | Cálculo de las Capacidades Portantes de los Suelos Mejorados. | 116 |
| Tabla 49 | Cálculo de la razón CRB con Columnas de Grava. | 116 |
| Tabla 50 | Cálculo de la Razón CBR con Geomallas. | 117 |
| Tabla 51 | Resultados Obtenidos | 118 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura N 1: Esquema del Arbol del Problema | 3 |
| Figura N 2: Falla por Capacidad de Carga..... | 21 |
| Figura N 3: Cimentación Continua sobre un Suelo Estratificado | 25 |
| Figura N 4: Cimentación Continua sobre un Suelo Estratificado | 26 |
| Figura N 5: Coeficiente de Corte por Punzonamiento K_s | 29 |
| Figura N 6: Relación entre un Esfuerzo Normal y un Esfuerzo Cortante | 31 |
| Figura N 7: Envolvente de Falla de Mohr y los criterios de Falla de Mohr-Coulomb | 32 |
| Figura N 8: Rotura Arriba del Refuerzo | 37 |
| Figura N 9: Refuerzos Cortos e Insuficiencia de Anclaje de Refuerzo | 37 |
| Figura N 10: Refuerzo Largo y Rotura de los Refuerzos Superiores | 38 |
| Figura N 11: Ilustración del Metodo de Wayne..... | 40 |
| Figura N 12: Modelo de Suelo Equivalente de Columna de Grava..... | 41 |
| Figura N 13: Tipos de Malla en Columnas de Grava..... | 42 |
| Figura N 14: Esquema Geométrico de Columnas de Grava | 44 |
| Figura N 15: Grafico de Obtención del Diametro de Columnas de Grava | 45 |
| Figura N 16: Método de Homogenización..... | 49 |
| Figura N 17: Naturaleza de la Falla en un Suelo por Capacidad de Carga..... | 53 |
| Figura N 18: Vista del Area de Estudio | 60 |
| Figura N 19: Plano de Localización de Calicatas y Ensayos SPT, MASWD-2D..... | 70 |
| Figura N 20: Plano de Ubicación de Calicatas | 78 |
| Figura N 21: Distribución de Maximas Intensidades Sísmicas | 87 |
| Figura N 22: Zonificación Sísmica del Perú | 88 |
| Figura N 23: Muestras de Suelo Obtenidas de Campo | 90 |
| Figura N 24: Gravas, Arena y Finos de Arenas Arcillosas SC | 91 |
| Figura N 25: Gravas, Arena y Finos de Gravas Arcillosas GC | 92 |
| Figura N 26: Gravas, Arena y Finos de Arcillas de Baja Plasticidad CL | 92 |
| Figura N 27: Porcentaje de Gravas, Arena y Finos de Arenas Limosas SM | 93 |
| Figura N 28: Comparación de la Humedad de suelo SC | 94 |
| Figura N 29: Comparación de la Humedad de suelo GC..... | 94 |
| Figura N 30: Comparación de la Humedad de suelo CL | 95 |
| Figura N 31: Análisis del contenido de humedad de los suelos SC, GC y CL | 98 |
| Figura N 32: Distribución en planta del suelo para el análisis de la cimentación | 99 |

RESUMEN

Los objetivos del presente estudio es obtener un suelo más favorable que las iniciales en cuanto al mejoramiento de la capacidad portante, para luego establecer la comparación de la técnica de mejoramiento más favorable. Para la realización del presente estudio se tomó en cuenta las características y parámetros del suelo como la cohesión el ángulo de Fricción.

Para determinar la clasificación del suelo se trabajó con 5 calicatas (C-01, C-02, C-03, C-04, C-05) Y 16 Perforaciones Washboring (ensayos SPT) ; siendo su clasificación SUCS (SL, CL,GC,SM). Para los suelos SL los parámetros no drenados de cohesión y fricción son (0.42 kg/ cm² y 18. 0°), para CL (0.42 kg/ cm² y 10. 0°), para GC y SM los parámetros drenados son (0.00 kg/cm² , 36.0°) y (0.00kg/cm² y 30.0°) respectivamente. El tipo de investigación es descriptiva explicativa, el instrumento de recolección de datos es retro lectivo con diseño de investigación de tipo observacional y el nivel de investigación es descriptivo por que se describe la realidad problemática.

Se eligió el método de Wayne para el cálculo con geomallas y el método de Homogeneización para el cálculo con columnas de grava. Con estos dos métodos se pudo determinar que las hipótesis planteadas son correctas, debido a que se pudo observar que al realizar estos mejoramientos de suelos aumentan la capacidad portante del suelo que se a estudiado, también se presenta las diferencias de los métodos y como estos actúan dependiendo el tipo de suelo a que se va mejorar.

Palabras Clave: Columnas de Grava, Geomallas , Capacidad Portante , Parámetros de Resistencia

ABSTRACT

The objectives of this study is to obtain a more favorable soil than the initial ones in terms of improving the bearing capacity, and then establish the purchase of the most favorable breeding technique. For the realization of this study was taken into account the characteristics and parameters of the soil as the cohesion angle of friction.

To determine the classification of the soil we worked with 5 calcàtas (C-01, C-02, C-03, C-04, C-05) and 16 Wash boring perforations (SPT tests); being its classification SUCS (SL, CL, GC, SM). For SL soils the non-drained parameters of cohesion and friction are (0.42 kg/cm² and 18.0°), for CL (0.42 kg/cm² and 10.0°), for GC and SM the drained parameters are (0.00 kg/cm², 36.0°) and (0.00kg/cm² and 30.0°) respectively.

The type of research is explanatory descriptive, the data collection instrument is retrolective with observational research design and the level of research is descriptive because the problematic reality is described.

Wayne's calculation method was chosen for the calculation with geogrids and the Homogenization method for the calculation with gravel columns. With these two methods it was possible to determine that the hypotheses raised are correct, because it was possible to observe that when carrying out these soil improvements, they increase the bearing capacity of the soil that has been studied, the differences of the methods are also presented and how they act depending on the type of soil to be improved.

Keyword: Gravel Columns, Geogrids, Load-bearing Capacity, Resistance Parameters

INTRODUCCIÓN

En el transcurrir del tiempo el uso común como alternativas estructurales de apoyo sobre terrenos son las cimentaciones superficiales y profundas, sin embargo, con las nuevas técnicas de mejoramiento del suelo como es el caso de las columnas de grava y geomallas se logra estabilizar el suelo, sin recurrir al uso de cimentaciones profundas. La aplicación de un tratamiento de mejora de terreno surge de la necesidad de construir sobre la necesidad de construir sobre un terreno de poca resistencia que comúnmente es blando y/o deformable.

La decisión de emplear columnas de grava como mejora del terreno tiene su origen en primer lugar en la existencia de suelos blandos y en la necesidad de construir un relleno o estructura sobre ellos. Las columnas de grava se emplearán cuando los parámetros a mejorar coincidan con las mejoras que aportan éstas y se determine, bien mediante una comparación o bien directamente por la experiencia, que es el tratamiento de menor coste. (Alonso Pollán, 2014)

Las columnas de grava suponen, a corto y a largo plazo, un refuerzo del terreno. Obras que, apoyadas sobre el terreno natural, no resultarían estables pueden resultar estables con las columnas de grava. Si las columnas de grava se utilizan como elementos portantes, es preciso efectuar pruebas de carga para conocer su capacidad de soporte real, en las condiciones concretas de cada caso específico (Alonso Burgos, 2002).

En el capítulo I , se hace referencia a los aspectos de la problemática, en donde se describe detalladamente la realidad problemática, justificación e importancia de la investigación, los objetivos, tanto general como los específicos y la delimitación de la investigación.

En el capítulo II , se mencionan los antecedentes de la investigación (los cuales son nacionales e internacionales), las bases teóricas, enfocadas principalmente en la inserción de columnas de grava compactada y geomallas , el glosario de término para indicar y describir términos empleados con frecuencia en la investigación, el marco referencial en el cual se ha colocado todo el proceso para el cálculo de la capacidad portante del suelo antes y después del uso de columnas de grava y geomallas , como también el uso de diferentes normas y manuales.

En el capítulo III, se desarrolla el sistema de hipótesis, como también la descripción y relación de las variables dependientes e independientes.

En el capítulo IV, se desarrolla el marco metodológico, el cual está conformado por el enfoque y diseño, sujetos de investigación, métodos y procedimientos, además de técnicas e instrumentos.

En el capítulo V, se realiza el desarrollo de la investigación, presentación del área de trabajo, descripción de los estudios y resultados obtenidos de los estudios de suelos, presentación y análisis de resultados. se desarrollan los resultados y discusiones de la inserción de las columnas de grava compactada y geomalla, las cuales son de vital importancia para poder tener conclusiones que estén acordes con lo expuesto a lo largo del trabajo de investigación.

Posterior a ello se han colocado las conclusiones, recomendaciones referentes al trabajo de investigación expuesto, para finalizar en las referencias bibliográficas, que es de donde se extrae la información complementaria, pero a su vez importante para el desarrollo de otros trabajos de investigación y/o tesis.

Finalmente, este proyecto de trabajo de investigación se orienta al estudio de la obtención de la capacidad portante del suelo antes y después del uso de columnas de grava y geomallas en el bloque 02 y 03 área que constituye parte del Hospital en construcción , ubicada en el Distrito de San Nicolas – Provincia de Rodríguez de Mendoza – Departamento de Amazonas.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción de la realidad problemática

1.1.1 Problema e Importancia

El presente trabajo de investigación tiene como finalidad la realización del estudio y la aplicación de las técnicas de mejoramiento de suelos, en particular, columnas de grava y uso de geomallas.

La aplicación de las técnicas de tratamiento de mejora del terreno surge de la necesidad de construir sobre un terreno de características deformables, suelos no homogéneos y saturados, esta necesidad se da debido a que en el país, el desarrollo de las zonas rurales y urbanas se refleja con el aumento de construcciones de obras civiles (edificaciones, carreteras, terraplenes, puentes, túneles, etc.), en muchos de los contextos las construcciones son ejecutadas sobre suelos deformables y blandos, sobresaturados con elevados índices de humedad como es el caso de la Provincia de Rodríguez de Mendoza- Amazonas.

Estas construcciones en un gran número de ocasiones requieren métodos y procesos constructivos poco habituales debido a las condiciones y el estado del terreno en donde se va a construir. Es por ello que en los últimos años se ha desarrollado la búsqueda de nuevas soluciones que permitan la ejecución de estas estructuras de manera eficiente y segura.

De lo indicado líneas arriba, la tendencia del incremento del valor de una determinada área de terreno, acompañado de la creciente necesidad de ocupación del suelo a provocado la ocupación de suelos o terrenos que en un pasado eran considerados inhabitables, es así que estas técnicas de tratamiento de mejora del terreno se presenta como una alternativa de solución a diversos problemas geotécnicos como baja capacidad portante, elevado nivel freático, deficiente condiciones de drenaje, etc.

Con lo dicho, circunscribiendo la problemática al área de estudio se indica, que los suelos en donde se va trabajar el proyecto de investigación, es un tipo de suelo no uniforme, con baja capacidad portante, con elevado nivel freático, que en épocas de lluvia suelen estar inundados, con ello el proyecto de construcción

a ejecutarse en esta área (hospital), estará destinada a sufrir daños estructurales causados por asentamientos.

Lo que se quiere es evitar estos daños estructurales, como consecuencia evitar pérdidas económicas y perdidas de vida , para evitar estas consecuencia es necesario realizar el mejoramiento del suelo en donde se va disminuir los asentamientos sobre todo mejorar la capacidad portante de suelo que es nuestro enfoque y los métodos efectivos a utilizar es la inserción de columnas de grava como también el uso de geomallas en suelo de cimentación que será la base de una estructura hospitalaria en Rodríguez de Mendoza Región de Amazonas.

La presente tesis se busca la realización de un análisis acerca de cómo se trabajarán estas técnicas de mejora y sobre la elección de la metodología adecuada. con el fin de obtener los parámetros y resultados en general que permitan establecer una comparación, tomando en cuenta el mejoramiento de la capacidad portante y así poder determinar al final que técnica es la más adecuada en lo técnico y económico.

Esquema del Árbol del problema, representación de causas-problema- consecuencias

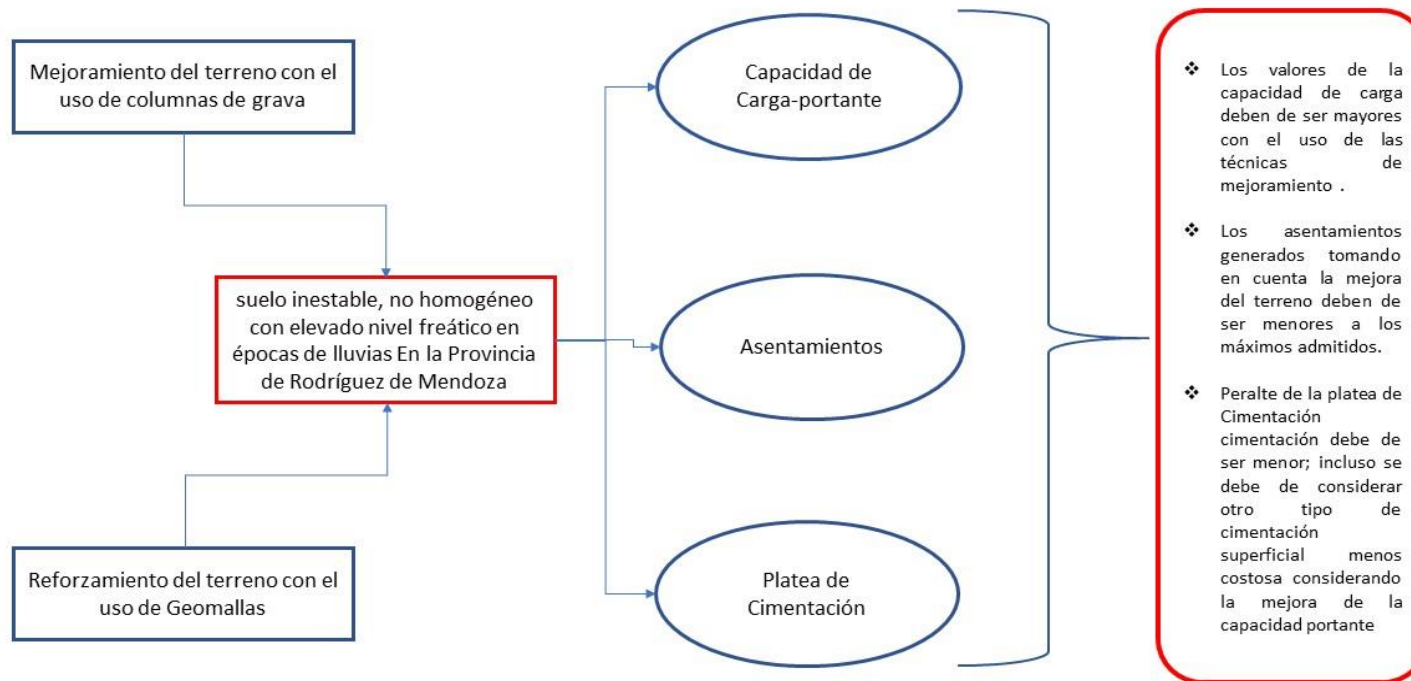


Figura N 1: Esquema del Árbol del Problema

Fuente: Elaboración Propia

1.2 Formulaciòn del Problema.

1.2.1 Problema General:

¿Cómo establecer la comparación de los resultados obtenidos en el mejoramiento de suelos blandos con la técnica de mejoramiento de columnas de grava y geomallas en Rodríguez de Mendoza – Amazonas año 2022?

1.2.2 Formulaciòn de Problemas Específicos

- a) ¿De qué manera la técnica de mejoramiento de columna de grava en suelo de cimentaciòn mejora la capacidad portante?
- b) ¿De qué manera la técnica de mejoramiento con el uso de geomallas mejora la capacidad portante del suelo de cimentaciòn?
- c) ¿Cómo se determinará que técnica de mejoramiento de suelo es la más conveniente considerando el suelo a utilizar?

1.3 Formulaciòn de Objetivos.

1.3.1 Objetivo General:

Comparar los resultados obtenidos en el mejoramiento de la capacidad portante con el uso de geomallas, con los obtenidos en suelo mejorado con la metodología de columnas de grava en la provincia de Rodríguez de Mendoza -Amazonas año 2022.

1.3.2 Objetivos Específicos.

- a) Mejorar la capacidad portante del suelo de cimentaciòn con el uso de columnas de grava compactada.
- b) Mejorar la capacidad portante del suelo de cimentaciòn con el uso de geomallas.
- c) Determinar que técnica de mejoramiento de suelo es el más conveniente (viable) considerando el suelo a utilizar.

1.4 Delimitación de la investigación.

1.4.1 Delimitación Geográfica.

Los trabajos de investigación se realizaron en la provincia de Rodríguez de Mendoza- Amazonas.

1.4.2 Delimitación Temporal.

El trabajo de investigación se realiza en el transcurso del mes de mayo – octubre del año 2022.

1.4.3 Delimitación Temática.

La delimitación temática se da en Ingeniería Geotécnica – en el área de mecánica de suelos de características no uniformes y saturados.

1.4.4 Delimitación Muestral.

El presente proyecto de investigación será elaborado en base a la Norma E.050 (Suelos y Cimentaciones), la norma E.030 (Diseño Sismo Resistente), ambos del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Se realizaron trabajos de campo en cuanto a exploraciones Geotécnicas (Calicatas), el área en estudio cuenta con un registro de suelo no uniforme y sobresaturado (suelo blando) en épocas de lluvia , el tipo de suelos con mayor predominancia son : arenas arcillosas (SC) , gravas arcillosas (CL), arenas limosas (SM) , se cuenta con la información del nivel freático promedio en el área a de estudio .

1.5 Justificación del Estudio.

1.5.1 Conveniencia

Hoy en la actualidad no existe en el Perú programas de estudio, mucho menos normativas en donde se aborde el tema de tratamientos de mejora de terrenos. Esto se debe a la limitación que existe en cuanto al desarrollo de investigaciones en donde se permita conocer muy a fondo la aplicación de estas diferentes técnicas de tratamiento y mejora de terreno con deficientes características geotécnicas.

Con esta investigación se demostrará que técnica de mejoramiento de terrenos no uniformes , saturados y con elevado nivel freático es el más adecuado en términos técnicos como también económicos en zonas con alta precipitaciones o donde el tipo de suelo presente un gran porcentaje de saturación con el fin de ayuda a solucionar estos problemas permitiendo la construcción de cualquier obra.

1.5.2 Relevancia social

Esta tesis beneficiará a la población de la zona de investigación ya que las características de este suelo involucran un gran porcentaje de la región en la que se encuentra el área en estudio, permitiéndoles obtener una mejor información para mejorar sus proyectos de construcción, ya sea privada o pública. También beneficiará a otras zonas donde se presenten dichas características similares a la región en estudio.

1.5.3 Aplicaciones prácticas

La investigación ayudará a resolver los problemas de construcción en aquellas zonas donde se presente un alto nivel freático en donde el aumento de este nivel es mayor en épocas de lluvia, con estas técnicas de mejoramiento de terrenos se busca dar estabilidad al terreno como también mejorar sus características técnicas, como son reducción de asentamientos, mejoramiento de la capacidad portante, evaluando como también el veneficio económico que se tendrá a corto y largo plazo.

1.5.4 Utilidad metodológica

Para la realización del presente documento se desarrollaron una serie de lineamientos. Como primer paso se realizó la recolección de información a través de revisiones bibliográficas, tesis, artículos, manuales de investigación y presentaciones en general

Mas adelante, con la información que se logró obtener, se elaboraron mapas conceptuales para la elaboración del árbol del problema en la figura 1, cuadros resúmenes con el fin de tener una adecuada organización de ideas.

De esta manera es que se logra establecer la estructura de la investigación, la cual se apertura con conceptos fundamentales y básicos de mecánica de suelos

para luego continuar con las metodologías o técnicas de mejoramiento en suelos de cimentación.

En seguida de lo planteado, se presenta el concepto, descripción del funcionamiento y las ventajas de las diferentes técnicas de mejoramiento de terrenos que existen en la actualidad. Posteriormente se describe un determinado proyecto , con el fin de realizar la ejemplificación de mejoramiento de la capacidad portante del terreno no uniforme y saturado , que será susceptible al uso de geomallas y la aplicación de mejoramiento de columnas de grava con el fin de poder ensayar los conceptos establecidos en los objetivos .Luego se procede a evaluar los resultados obtenidos en el mejoramiento de la capacidad portante del terreno con estas dos técnicas ya descritas columnas de grava y geomallas.

En seguida, a partir de una serie de iteraciones con las técnicas de mejoramiento de terreno en estudio, se mostrarán resultados, graficas que permitan estimar los nuevos parámetros del suelo mejorado para luego establecer que alternativa de mejoramiento es el más conveniente tomando en cuenta la condición del suelo en estudio. Finalmente se presenta las conclusiones de la comparación de ambas metodologías de mejoramiento de la capacidad portante columnas de grava y geomallas, en donde se determinó que método es el más conveniente de acuerdo al terreno y sus condiciones geotécnicas , mete reológicas como también económicas

1.5.5 Valor Teórico

Los resultados de la investigación de podrán generalizar a otros estudios donde las situaciones meten reológicas, geotécnicas y geofísicas sean similares a la zona de estudio.

1.6 Importancia del Estudio.

1.6.1 Nuevos conocimientos.

Estabilización de suelos no uniformes y saturados con la aplicación de las técnicas de mejoramiento de terreno.

1.6.2 Aporte.

El uso de las técnicas de mejoramiento del suelo , geomallas y columnas de grava en trabajos sobre suelos saturados y no homogéneos se fundamentara en dos aspectos importantes desde el punto de vista ingenieril .La parte técnica ,la cual implicara las mejoras al usar estas metodologías de mejoramiento , ya que permitirá incrementar o mantener constante la capacidad portante del suelo que será la base para platea de cimentación de la estructura hospitalaria, proyectando así los resultados obtenidos a suelos o terrenos que tengan características particulares y semejantes al área en el que se realizó estas técnicas ,además se optimizara los tiempos y procesos durante la construcción , beneficiando así a la sociedad .

1.7 Limitaciones del Estudio.

- a) Dificultad para acceder a la información ya que en algunas tesis nacionales de referencia el acceso es restringido.
- b) Datas e investigaciones pasadas que no se actualizan, es decir falta de actualización de información.
- c) Limitaciones en cuanto a la toma de datos para justificar algunos objetivos, datos que dependen del proceso constructivo el cual se da de manera lenta y progresiva

1.8 Alcance.

El alcance del proyecto de investigación tiene como inicio la revisión bibliográfica como. artículos, papers, tesis nacionales e internacionales de investigaciones pasadas. Así mismo el desarrollo del proyecto de investigación se centra en conocer el proceso constructivo como también el grado de mejora del terreno o suelos de características no homogéneas y saturadas es decir suelos inestables , mejoramiento que se realizara con la aplicación de técnicas de mejoramiento de suelo en particular , uso de geomallas y columnas de grava .El documento contiene reforzamiento del suelo con la aplicación de geomallas , como también aplicación del uso de la técnica de mejoramiento con columnas de grava ; ambas técnicas aplicadas en suelo de características geotécnicas deficientes , todo esto reflejado en un suelo pobre , inestable ,con parámetros de

diseño que no cumplen con las solicitudes mínimas , un suelo que no está en condiciones para ser la base de cimentación de la estructura hospitalaria , dichas características del suelo se encuentra en la Región de Amazonas , Provincia de Rodríguez de Mendoza .

El uso de estas metodologías son parte de una comparación técnica como también económica, que se restringe a los requerimientos técnicos del proyecto en estudio. En base a los resultados obtenidos de la comparación de ambos métodos de mejoramiento de suelo, se obtiene como producto final el presente documento, documento en el que se muestra las ventajas técnicas como también económicas que posee el uso de geomallas y comunas de grava , principalmente, sobre un suelo saturado y no homogéneo, suelo con un elevado nivel freático en épocas de lluvia .

Cabe resaltar que el desarrollo de esta comparativa se restringe a los suelos de características similares en donde se está ejecutando el proyecto Hospitalario que se está llevando a cabo en la Región Amazonas Provincia de Rodríguez de Mendoza

1.9 Viabilidad del Estudio.

El trabajo de investigación es viable, se cuenta con un registro de investigaciones pasadas, con aplicaciones técnicas similares, también se cuenta con fuentes de investigación en cuanto al uso geomallas como también uso de columnas de grava.

Para la obtención de la data para el proyecto de investigación se tiene acceso y contacto directo con la obra y proceso constructivo.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Marco Histórico:

Las técnicas de mejoramiento de suelos vienen desde épocas anteriores. Culturas antiguas reemplazaban suelos malos o reforzaban sus suelos con diferentes materiales para reforzar la capacidad portante de dichos suelos para la construcción de carreteras, puentes, canales, etc.

En este periodo existen diferentes técnicas de mejoramiento de suelos para el uso en suelos con capacidad de carga baja, la implementación de un método consiste en el presupuesto, la localidad, el tipo de estructura, etc. Las técnicas que se emplean en el Perú son varias, pero se toma en consideración dos, las cuales son las geomallas y columnas de grava, ya que su uso es para estructuras con cimentaciones grandes, capacidad portante baja y gran porcentaje de saturación del suelo.

Las geomallas y las columnas de grava son métodos resultantes de la aplicación para aumentar la capacidad portante, ya que anteriormente por medio del confinamiento lateral de los materiales se podía conseguir la resistencia de ellos a la tracción.

Las geomallas provienen de los geos sintéticos que antiguamente usaban maderas en forma perpendicular, y esta es considerado el principio de los geos sintéticos, en el Perú el uso de las geomallas radical en la implementación de carreteras principalmente, debido a ubicación geográfica en la que esta se encuentra. Pero el uso en edificaciones es más para reforzar el suelo de cimentación, debido a la poca capacidad portante del suelo.

En el caso de las columnas de grava o también llamado vibro sustitución, surge al final de la década de los 50, esta como una mejora de la vibro compactación. En esta técnica se pasó en un inicio de vibro sustitución por vía húmeda y terminó como ejecución por vía seca, esta técnica, sustituyo parte del suelo, con otro tipo de suelo conocido, y esta se compacta lateralmente en el terreno, para así aumentar la capacidad portante de la misma.

En general estos dos métodos son los que se van a desarrollar en esta tesis, como parte del mejoramiento de suelo de la provincia Rodríguez de Mendoza en el departamento de Amazonas, teniendo en consideración el tipo de suelo y las propiedades mecánicas que se van a mejorar.

2.2 Investigaciones Relacionadas con el Tema

2.2.1 Investigaciones Internacionales.

Quijije (2019) Mencionan que: Los geotextiles y geomallas son los que se han tomado para evaluar como material de refuerzo en suelos de baja capacidad portante, con los cuales se pretende reducir deformaciones globales (asentamiento) y aumentar la capacidad portante (resistencia). Las geomallas aplicadas en carreteras tienen impactos positivos en lo económico, ya que reduce volúmenes de movimiento de tierras; en lo técnico, incrementando la vida útil de los pavimentos; en lo ambiental, reduce el impacto de la emisión de carbono en las actividades realizadas con esta tecnología.

Naranjo y Parra (2022) Mencionan que: Muchas de las cimentaciones se construyen sobre suelos con parámetros de resistencias bajas (suelos flojos o blandos), esto acarrea que los valores de la capacidad portante sean insignificantes y conllevan a la generación de problemas de asentamiento; conduciendo a la creación de problemas estructurales, reducción de vida útil y posibles dificultades con el nivel de comodidad y seguridad de las estructuras cimentadas, (Egoavil, 2012). En este contexto con la ayuda de cimentaciones reforzadas con geo sintéticos se pretende dar una mejora a dicha problemática; definiendo la cimentación como un grupo de elementos estructurales con el propósito de transmitir las cargas de la construcción o elementos apoyados de este al suelo distribuyéndolas de forma que no rebasen su presión admisible ni ocasionen cargas zonales, (Triunfo, 2019). Con este fin se investigó cuál es el mejor método de diseño; puesto que se proponen dos tipos de metodología y estas son; el efecto de membrana que se utiliza cuando hay grandes deformaciones y se posee una longitud mínima para eludir que el refuerzo falle y el confinamiento lateral con el objetivo principal de reducir la deformación por tracción y así mismo limitar las deformaciones verticales (Day, 2010), después de este estudio, se continúa a investigar sobre los geos sintéticos.

Villalobos (2020) Menciona que: El trabajo realizado se compone de cuatro diseños de obras geotécnicas para dar soluciones a problemas civiles específicos. Las cuatro obras diseñadas son: a) la aplicación del sistema de inclusión de pilas de agregado apisonado conocido comercialmente como Geo

Pier para el mejoramiento de la cimentación de una torre de 15 niveles a construirse sobre un suelo arenoso de baja densidad y con problemas de licuación ubicado en Puntarenas, b) la estabilización de un terreno ubicado en el cantón de Mora, provincia de San José, mediante la técnica conocida como suelo cosido con el fin de reconformar la calzada de una carretera, c) dimensionamiento de los pilotes que conforman la cimentación para un edificio de 30 niveles con el fin de transmitir las cargas a estratos profundos conformados por rocas blandas (lahares) ubicados en la zona de la Sabana al centro de San José y d) mejoramiento de un terreno que presenta una alta susceptibilidad a licuarse ante un sismo así como una baja capacidad de soporte, sobre el cual se pretende realizar la construcción de un edificio de 7 niveles mediante la técnica conocida como compactación dinámica ubicado en el centro de Cartago. El resultado de los diseños se plasma en planos constructivos, especificaciones técnicas y presupuestos.

2.2.2 Investigaciones Nacionales.

Reyes (2020) Menciona que: La presente investigación consiste en el estudio y aplicación de la técnica de columnas de grava como mejoramiento de terreno para suelos arenosos. También se realiza la comparación técnica y económica de esta técnica en contraste al uso de cimentaciones profundas.

Chorres (2017) Menciona que: En este campo, geos sintéticos tienen un papel fundamental por su durabilidad, que cumple las exigencias de las normativas ambientales, y por su flexibilidad, que permite su instalación y uso en las aplicaciones propuestas. El avance de la tecnología y de nuevos métodos de construcción han hecho que el uso de los Geo sintéticos en la Ingeniería Civil se ha incrementado en una forma sostenida en los últimos tiempos, la utilización de este material no tradicional se vuelva de vital importancia para un mejor desarrollo de los proyectos de Ingeniería a nivel mundial, es por esta razón que se han llevado a cabo diversos programas de investigación en torno a este tema y ha sido este mismo propósito el que nos ha hecho incursionar en un estudio de determinación para el uso de Geo textiles en interacción con los suelos de las cimentaciones superficiales en suelos arenosos en el Asentamiento Humano Pachacútec, Ventanilla, Callao.

Tafur (2021) Menciona que: En la presente tesis, se estudió la “Implementación del drenaje francés para lograr la vida útil del pozo percolador en suelos arcillosos”, se realizó a través de la visita a campo, la inspección visual y la toma de datos como protocolos de infiltración para Evaluar al drenaje francés en el logro de la vida útil de pozo percolador en suelos arcillosos, así como la relación y componentes del drenaje francés que intervendrán en el proceso de des colmatación y discurrimiento de las aguas para el logro del ciclo de vida de dicha estructura. Para este proyecto de investigación se basó en el método científico, de tipo aplicada, nivel descriptivo, diseño no experimental, teniendo como población el caserío de Ramón castilla que cuenta con 35 propietarios de viviendas que tienen unidades básicas de saneamiento con arrastre hidráulico y como muestra los 35 propietarios de la población. Para esta investigación se tuvo dos variables, implementación del drenaje francés y la vida útil del pozo percolador en suelos arcillosos, que serán estudiados por separado y evaluado su correlación en función a su utilidad. Se llegó a comprobar que el drenaje francés permite lograr la vida útil del pozo percolador en suelos arcillosos, ya que amplía el área de infiltración y actúa como rebose de la estructura, llevando el flujo a lugares alejado de la casa del usuario.

2.2.3 Artículos Relacionados al Tema

Avaría (2018) Menciona que: El mejoramiento de suelo consiste en la modificación de una o varias características del suelo a partir de su condición natural. Este puede desarrollarse temporalmente para permitir la construcción de una obra o puede ser una solución permanente que aborda el adecuado comportamiento y/o estabilidad mecánica de una obra. Entre las propiedades o características del terreno que comúnmente se desean mejorar están: la rigidez, resistencia, velocidad de consolidación, sentamiento sísmico, reducción de hinchamiento, reducción de colapso y permeabilidad, entre otras. En general, el mejoramiento de suelos se realiza a través de una acción física, como la aplicación de una vibración o mediante la inclusión o mezcla en el suelo de otro material.

Castro (2021) Menciona que: El artículo recoge algunos aspectos teóricos recientes relativos a columnas de grava que pueden resultar útiles para su diseño y cálculo. En esta segunda parte del artículo, se recogen comentarios sobre la estimación del diámetro de las columnas, sobre grupos de columnas, y sobre la problemática específica causada por asientos de consolidación secundaria. Se muestra que el número de columnas mientras se mantenga el área de sustitución bajo la cimentación no tiene influencia en el valor del asiento y que la posición de las columnas dentro de la cimentación tiene una influencia muy pequeña. La longitud crítica de las columnas es del orden de dos veces el ancho o diámetro de la cimentación superficial. También se muestra la menor eficacia de las columnas de grava en la reducción de asientos por consolidación secundaria. Cuando se estime que los asientos por consolidación secundaria pueden ser importantes, lo que recomendable es realizar una sobrecarga.

Fernández (2019) Menciona que: Las columnas de grava, también conocidas como vibro sustitución, son una técnica de mejora de suelos mediante vibración profunda y aporte de gravas al terreno, formando columnas de grava compactada que incrementan la capacidad portante global, reducen los asentamientos y eliminan o reducen significativamente el potencial de licuación sísmica. La mejora del terreno mediante vibro sustitución, mejora las propiedades geotécnicas del terreno existente de forma de lograr que el suelo tratado sea apto para fundar las cargas de la estructura mediante una cimentación superficial. El refuerzo mediante la presencia de la columna de grava crea un material compuesto de menor compresibilidad media y de mayor resistencia a la corte media que la presente en el suelo natural con el objetivo de verificar las condiciones de resistencia y deformación de diseño. En función del valor de las cargas de la estructura y el perfil geotécnico del terreno, este tipo de solución posee su campo práctico de aplicación en la edificación como alternativa a las fundaciones profundas. Se presentan los lineamientos para su diseño y casos de aplicación.

2.3 Estructura Teórica Científica que Sustenta el Estudio

2.3.1 Consolidación.

El estudio que se está realizando implica sobre el asentamiento del suelo donde se está realizando la edificación, esto es importante, ya que en el suelo en cuestión sufre de infiltración de agua, por lo que se desestabiliza el suelo, es por eso que la parte de consolidación se requerirá para obtener los datos de asentamiento antes y después del proyecto. Es por ello que se tendrá que recurrir al tema de consolidación. Das (2001) afirma:

Un incremento del esfuerzo provocado por la construcción de cimentación u otras cargas comprime los estratos del suelo. La compresión es causada por a) deformación de las partículas del suelo, b) reacomodo de las partículas del suelo, y c) expulsión de agua o aire de los espacios vacíos. (p.151)

También se tiene en cuenta que el asentamiento del suelo cuando es causado por cargas se divide en tres categorías.

1. El asentamiento inmediato. Das (2001) afirma: “provocado por la deformación elástica del suelo seco y de suelos húmedos y saturados sin ningún cambio en el contenido de agua” (p.90).
2. El asentamiento por consolidación primaria. Das (2001) afirma: “es el resultado de un cambio de volumen en suelos saturados cohesivos debido a la expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos” (p.90)
3. El asentamiento por consolidación secundaria. Das (2001) afirma: “se observa en suelos saturados cohesivos y es resultado del ajuste plástico de la estructura del suelo. Este sigue al asentamiento por consolidación de estratos de suelos bajo cargas sobrepuestas” (p.90)

También se tendrá presente la parte de los suelos saturados y como estas son sometidas a fuerzas para obtener sus asentamientos, en este caso Das (2001) afirma:

Cuando un estrato de suelo saturado está sometido a un incremento de esfuerzos, la presión de poro del agua aumenta repentinamente. En suelos arenosos que son altamente permeables, el drenaje causado por el incremento en la presión de poro del agua se lleva a cabo inmediatamente. El drenaje del

agua de los poros va acompañado por una reducción en el volumen de la masa del suelo, generándose un asentamiento inmediato y la consolidación se efectúan simultáneamente. Sin embargo, no es el caso para suelos arcillosos, que tienen baja permeabilidad. El asentamiento por consolidación depende del tiempo. (p.151)

Para realizar los cálculos de los asentamientos existen diferentes métodos por lo que se van a presentar lo que consideramos más importantes.

Dolores, Ángeles, Flores, Muñoz y Parían (Como se citó en Terzagui & Peck 1948) plantearon un método para hallar asentamientos en zapatas apoyadas sobre suelo granular propuesto, el cual es considerado como el primer método racional para lograr ellos. La ecuación es la siguiente.

$$s = \frac{3 \cdot q}{N} \cdot \left(\frac{2 \cdot B}{B + 1}\right)^2$$

Donde:

s: Asentamiento (pulgadas)

q: Presión admisible (ton/pie²)

B: Ancho de la zapata (pie)

N: Número de golpes promedio del ensayo SPT.

Dolores et al. (como se citó a Meyerhof 1965) propone aumentar en 50% la presión admisible propuesta por Terzaghi y Peck, a partir de la comparación de asentamientos medido y calculados mediante este método. Das (1983) planteó las ecuaciones, según tipo de zapata, de acuerdo a lo propuesto por Meyerhof.

$$s = \frac{0.13 \cdot p}{N}, \text{ para } B \leq 1.2m$$

$$s = \frac{0.19 \cdot p}{N} \cdot \left(\frac{B}{B + 0.3}\right)^2, \text{ para } B > 1.2m$$

$$s = \frac{0.19 \cdot p}{N}, \text{ para placas}$$

Donde:

s: Asentamiento (cm)

p: Presión media sobre la base de cimentación (KN/m²)

B: Ancho de la zapata (m)

Dolores et al. (como se citó a D'Appolonia 1970) plantea calcular el asentamiento de un suelo granular suponiendo que la arena es un sólido elástico, homogéneo e isótropo. Para poder llevar a cabo esta metodología, se planteó la ecuación para el cálculo de asentamiento:

$$\delta = \frac{q \cdot B}{E} \cdot (1 - \nu^2) \cdot I$$

Donde:

δ : Asentamiento (cm)

q : Presión media sobre la base de la cimentación (KN/m²)

E : Módulo de elasticidad del estrato de apoyo

ν : Módulo de Poisson del estrato de apoyo

2.3.2 Granulometría.

La realización de la granulometría del suelo nos ayuda a identificar el tipo de suelo que se está estudiando, por lo que también es parte fundamental para el desarrollo de cálculo de la capacidad portante del suelo. Das (2012) afirma que, para clasificar apropiadamente un suelo, se debe conocer su distribución granulométrica. La distribución granulométrica de un suelo de grano grueso se determina por lo general mediante un análisis granulométrico con mallas. Para un suelo de grano fino, la distribución granulométrica se puede obtener por medido del análisis hidrómetro.

Para este estudio solo se tomará en consideración en análisis granulométrico con mallas, esto debido al tipo de suelo que se presenta en el terreno.

2.3.3 Análisis Granulométrico con Mallas.

El análisis granulométrico con mallas se realiza mediante el tamizaje del suelo, con aberturas cada vez más pequeñas que la anterior, por la cual debido al porcentaje que contiene cada tamiz se determinará el tipo de suelo. Das (2012) menciona que un análisis granulométrico con mallas se efectúa tomando una cantidad medida de suelo seco bien pulverizado y haciéndolo pasar a través de un apilo de mallas con aberturas cada vez mas pequeñas que dispone de una charola en su parte inferior. Se mide la cantidad de suelo retenido en cada malla y se determina el porcentaje acumulado del suelo que pasas a través de cada una. A este porcentaje se le refiere por lo general como porcentaje de finos. En la siguiente tabla se mostrará el número de mallas que se utiliza en los Estados Unidos y también en el Perú, ya que los tamices son serie ASTM.

Tabla 1

Tamaños de Mallas Estándar en EE.UU

| Malla (núm.). | Abertura (mm) |
|----------------------|----------------------|
| 4 | 4.750 |
| 6 | 3.350 |
| 8 | 2.360 |
| 10 | 2.000 |
| 16 | 1.180 |
| 20 | 0.850 |
| 30 | 0.600 |
| 40 | 0.425 |
| 50 | 0.300 |
| 60 | 0.250 |
| 80 | 0.180 |
| 100 | 0.150 |
| 140 | 0.106 |
| 170 | 0.088 |
| 200 | 0.075 |
| 270 | 0.053 |

Fuente: Das (2012)

Para poder determinar los coeficientes de uniformidad y de curvatura se presentan dos fórmulas en la cual Das (2012) refiere que se pueden determinar dos parámetros a partir de las curvas de distribución granulométrica de suelos de grano grueso: 1) el coeficiente de uniformidad (C_u) y 2) el coeficiente de graduación, o coeficiente de curvatura (C_c). Estos dos coeficientes son

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{(D_{60})(D_{10})}$$

Donde D_{10} , D_{30} y D_{60} son los diámetros correspondientes al porcentaje de finos que pasa 10, 30 y 60%, respectivamente.

2.3.4 Capacidad de Carga Última

Uno de los puntos importantes de la investigación es aumentar la capacidad de carga última, ya que como se explicó anteriormente el suelo tiene filtración de agua, por lo que su capacidad de carga última disminuye, esto hace que no soporte la carga necesaria de la edificación. Por lo tanto, se desarrolla este tema donde Das (2001) afirma:

La capacidad de carga última neta se define como la presión última por área unitaria de la cimentación soportada por el suelo en exceso de la presión causada por el suelo alrededor al nivel de la cimentación y el peso específico del suelo que rodea a ésta se supone despreciable, entonces

$$q_{neta(u)} = q_u - q$$

Donde $q_{neta(u)}$ = capacidad de carga última neta

Obtener la carga última nos da una información necesaria para evaluar las cimentaciones que van a soportar las cargas, por ellos este concepto según Das (2001) afirma:

Terzagui (1943), fue el primero en presentar una teoría para evaluar la capacidad última de carga de cimentaciones superficiales, la cual dice que una cimentación es superficial si la profundidad D_f (figura 2) de la cimentación es menor que o igual al ancho de la misma.

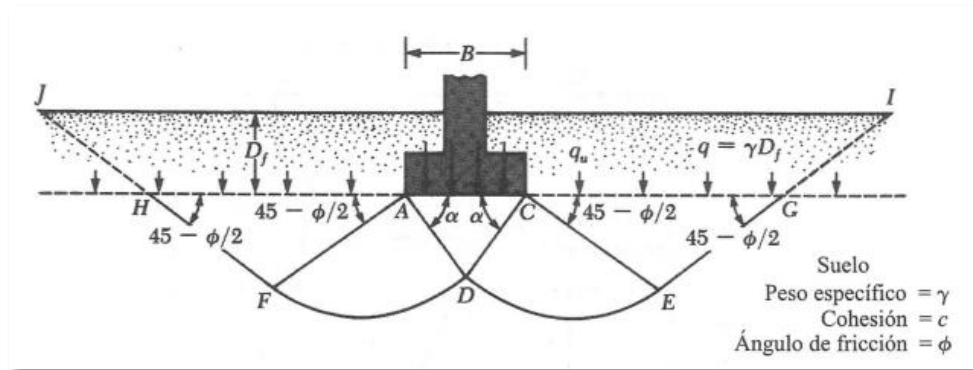


Figura N 2: Falla por Capacidad de Carga

Fuente : Das (2012)

Das (1999) afirma que la zona de falla bajo la cimentación puede separarse en tres partes:

1. La zona triangular ACD, la cual se encuentra bajo la cimentación.
2. Las zonas de corte radiales ADF y CDE, con las curvas convexas DE y DF como arcos de una espiral logarítmica.
3. Dos zonas pasivas de Rankine triangulares AFH y CEG.

Como se detalló anteriormente, obtener la capacidad de carga última es importante para el diseño de la cimentación, por lo que en la investigación se obtendrá la información de la carga última, antes y después de añadir los reforzamientos.

Para el cálculo de la capacidad portante del suelo se hará uso de la fórmula de Meyerhof, ya que dicha fórmula es la indicada para cimentaciones rectangulares, y que tomen en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del fondo de cimentación. Meyerhof

(Como se citó en Das 2012) sugirió la siguiente forma de la ecuación general de la capacidad de carga:

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Donde:

c' = Cohesión

q = Esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

γ = Peso específico del suelo

B = Ancho de la cimentación

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = Factores de forma

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = Factores de profundidad

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = Factores de inclinación de la carga

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga

Para determinar los factores en la ecuación anterior se van a mostrar de la siguiente manera.

Factores de capacidad de carga

Das (2012) Menciona: “La naturaleza básica de la superficie de falla en un suelo sugerido por Terzaghi ahora parece haberse confirmado por estudios de laboratorio y de campo de la capacidad de carga (Vesic, 1973)” (p. 143). Se muestran las siguientes fórmulas:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

En la siguiente tabla N°2 se muestra la variación de los factores de capacidad de carga anteriores respecto al ángulo de fricción del suelo.

Tabla 2:

Factores de Capacidad de Carga para la Teoría de Meyerhof

| ϕ' | N_c | N_q | N_γ | ϕ' | N_c | N_q | N_γ |
|---------|-------|-------|------------|---------|--------|--------|------------|
| 0 | 5.14 | 1.00 | 0.00 | 26 | 22.25 | 11.85 | 12.54 |
| 1 | 5.38 | 1.09 | 0.07 | 27 | 23.94 | 13.20 | 14.47 |
| 2 | 5.63 | 1.20 | 0.15 | 28 | 25.80 | 14.72 | 16.72 |
| 3 | 5.90 | 1.31 | 0.24 | 29 | 27.86 | 16.44 | 19.34 |
| 4 | 6.19 | 1.43 | 0.34 | 30 | 30.14 | 18.40 | 22.40 |
| 5 | 6.49 | 1.57 | 0.45 | 31 | 32.67 | 20.63 | 25.99 |
| 6 | 6.81 | 1.72 | 0.57 | 32 | 35.49 | 23.18 | 30.22 |
| 7 | 7.16 | 1.88 | 0.71 | 33 | 38.64 | 26.09 | 35.19 |
| 8 | 7.53 | 2.06 | 0.86 | 34 | 42.16 | 29.44 | 41.06 |
| 9 | 7.92 | 2.25 | 1.03 | 35 | 46.12 | 33.30 | 48.03 |
| 10 | 8.35 | 2.47 | 1.22 | 36 | 50.59 | 37.75 | 56.31 |
| 11 | 8.80 | 2.71 | 1.44 | 37 | 55.63 | 42.92 | 66.19 |
| 12 | 9.28 | 2.97 | 1.69 | 38 | 61.35 | 48.93 | 78.03 |
| 13 | 9.81 | 3.26 | 1.97 | 39 | 67.87 | 55.96 | 92.25 |
| 14 | 10.37 | 3.59 | 2.29 | 40 | 75.31 | 64.20 | 109.41 |
| 15 | 10.98 | 3.94 | 2.65 | 41 | 83.86 | 73.90 | 130.22 |
| 16 | 11.63 | 4.34 | 3.06 | 42 | 93.71 | 85.38 | 155.55 |
| 17 | 12.34 | 4.77 | 3.53 | 43 | 105.11 | 99.02 | 186.54 |
| 18 | 13.10 | 5.26 | 4.07 | 44 | 118.37 | 115.31 | 224.64 |
| 19 | 13.93 | 5.80 | 4.68 | 45 | 133.88 | 134.88 | 271.76 |
| 20 | 14.83 | 6.40 | 5.39 | 46 | 152.10 | 158.51 | 330.35 |
| 21 | 15.82 | 7.07 | 6.20 | 47 | 173.64 | 187.21 | 403.67 |
| 22 | 16.88 | 7.82 | 7.13 | 48 | 199.26 | 222.31 | 496.01 |
| 23 | 18.05 | 8.66 | 8.20 | 49 | 229.93 | 265.51 | 613.16 |
| 24 | 19.32 | 9.60 | 9.44 | 50 | 266.89 | 319.07 | 762.89 |
| 25 | 20.72 | 10.66 | 10.88 | | | | |

Fuente: Das (2012)

Factor de forma, profundidad e inclinación

Los factores de forma, profundidad e inclinación se van a presentar en la siguiente tabla 3.

Tabla 3

Factores de Forma, Profundidad e Inclinación

| FACTOR | RELACIÓN | REFERENCIA |
|-------------|---|---|
| Forma | $F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$ $F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi'$ $F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$ | DeBeer (1970) |
| Profundidad | <p>si; $\frac{D_f}{B} \leq 1$</p> <p>Para $\phi = 0$:</p> $F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B}\right)$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$ <p>Para $\phi' > 0$:</p> $F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \text{sen } \phi')^2 \left(\frac{D_f}{B}\right)$ $F_{\gamma d} = 1$ <p>si; $\frac{D_f}{B} > 1$</p> <p>Para $\phi = 0$:</p> $F_{cd} = 1 + 0.4 \underbrace{\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)}_{\text{radianes}}$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$ <p>Para $\phi' > 0$:</p> $F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \text{sen } \phi')^2 \underbrace{\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)}_{\text{radianes}}$ $F_{\gamma d} = 1$ | Hansen (1970) |
| Inclinación | $F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2$ $F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi'}\right)$ <p>$\beta = \text{inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a la vertical}$</p> | Meyerhof (1963); Hanna y Meyerhof (1981) |

Fuente: Das (2012)

2.3.5 Capacidad de Carga de Suelos Estratificados: Suelos más fuerte sobre Suelo Mas debil

Debido que al realizar un reforzamiento de geomallas a un estrato de poca capacidad portante se rellena con un suelo también de poca capacidad portante entre las geomallas, por lo que se tiene que conocer el factor de punzonamiento entre estos suelos, ya que el suelo de refuerzo tiene un coeficiente de empuje hacia el suelo inferior, por lo que Das (2012) propone que: Las ecuaciones de capacidad de carga comprenden casos en los que el suelo que soporta la cimentación es homogéneo y se extiende hasta una profundidad considerable. Para el análisis de la capacidad de carga se supuso que la cohesión, el ángulo de fricción y el peso específico del suelo permanecían constantes. Sin embargo, en la práctica es frecuente encontrar perfiles de suelo estratificados. En esos casos, la superficie de falla a carga última en estos suelos estratificados se puede realizar solo en un número limitado de casos.

En la siguiente figura se muestra una cimentación continua que es soportada por un estrato de suelo más fuerte sobre un suelo más débil la cual se extiende hasta una gran profundidad.

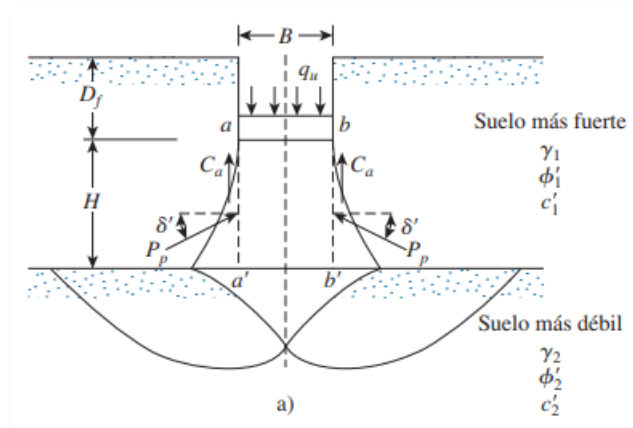


Figura N 3: Cimentación Continua sobre un Suelo Estratificado

Fuente: Das (2012)

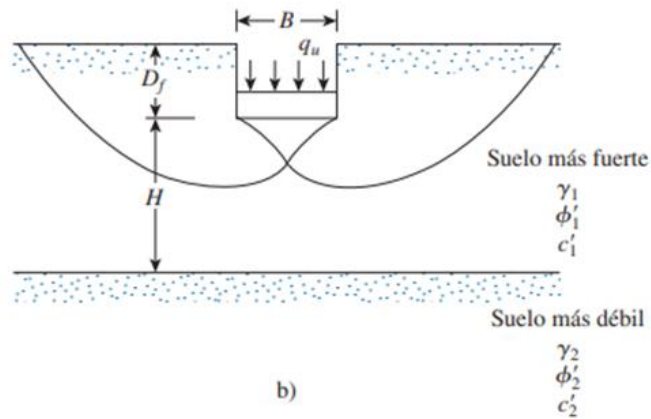


Figura N 4: Cimentación Continua sobre un Suelo Estratificado

Fuente: Das (2012)

Donde:

B = Ancho de la cimentación.

C_a = Fuerza adhesiva.

P_p = Fuerza pasiva por longitud unitaria de las caras aa' y bb'

q_b = Capacidad de carga del estrato inferior de suelo

δ' = Inclinación de la fuerza pasiva P_p respecto a la horizontal

Para los dos estratos de suelo, se presentan en la siguiente tabla los parámetros físicos:

Tabla 4

Propiedades de los Parámetros Físicos del Suelo

| Estrato | Propiedades del Suelo | | |
|----------|-----------------------|--------------------|----------|
| | Peso Específico | Ángulo de Fricción | Cohesión |
| Superior | γ_1 | ϕ'_1 | c'_1 |
| Inferior | γ_2 | ϕ'_2 | c'_2 |

Fuente: Das (2012)

Das (2012) afirma que: Ante una carga última (q_u), la superficie de falla en el suelo será como se muestra en la figura 2.2. Si la profundidad H es relativamente pequeña comparada con el ancho B de la cimentación, ocurrirá una falla de corte por punzonamiento en el estrato superior de suelo, seguida por una falla general por corte en el estrato inferior de suelo.

La capacidad de carga última como la que se muestra en la figura 2.2a. se puede dar igual a:

$$q_u = q_b + \frac{2(C_a + P_p \text{Sen } \delta')}{B} - \gamma_1 H$$

Para esta ecuación se puede representar C_a como:

$$C_a = C'_a H$$

Donde C'_a = cohesión

La ecuación se puede simplificar como:

$$q_u = q_b + \frac{2C'_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_{pH} \tan \delta'}{B} - \gamma_1 H$$

Donde K_{pH} = coeficiente de la componente horizontal de la presión pasiva de la tierra. Consecuentemente se podría reemplazar:

$$K_{pH} \tan \delta' = K_s \tan \phi'_1$$

Donde K_s = coeficiente de corte por punzonamiento

Por lo que:

$$q_u = q_b + \frac{2C'_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_s \tan \phi'_1}{B} - \gamma_1 H$$

El coeficiente de corte por punzonamiento, K_s , es una función de q_2/q_1 y ϕ'_1 , en la cual se especifica como:

$$K_s = f \left(\frac{q_2}{q_1}, \phi'_1 \right)$$

Das (2012) menciona que se puede observar que q_1 y q_2 son las capacidades de carga última de una cimentación continua la cual tiene un ancho B ante una carga vertical sobre las superficies de los estrados gruesos homogéneos del suelo superior e inferior, la cual se puede calcular con la siguiente formula:

$$q_1 = C'_1 N_{c(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)}$$

$$q_2 = C'_2 N_{c(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)}$$

Donde:

$N_{c(1)}, N_{\gamma(1)}$ = factores de capacidad de carga para el ángulo de fricción ϕ'_1

$N_{c(2)}, N_{\gamma(2)}$ = factores de capacidad de carga para el ángulo de fricción ϕ'_2

Se puede observar que para el estrato superior siendo un suelo más fuerte la relación q_2/q_1 debe ser menor que 1.

La variación de K_s con q_2/q_1 y ϕ'_1

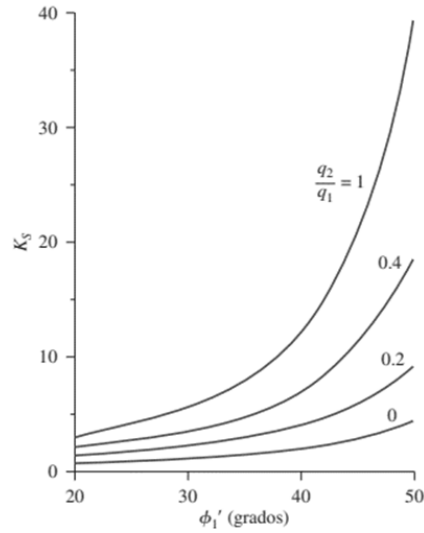


Figura N 5: Coeficiente de Corte por Punzonamiento K_s

Fuente: Meyerhof y Hanna (2012)

2.3.6 Factor de Seguridad

La capacidad de carga admisible para una cimentación, se logra aplicando un factor de seguridad y Das (2012) menciona que el cálculo de la capacidad de carga permisible bruta de cimentaciones superficiales requiere aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última bruta.

$$q_{perm} = \frac{q_u}{FS}$$

Sin embargo, algunos ingenieros prefieren emplear un factor de seguridad tal que:

$$\text{Incremento neto del esfuerzo en el suelo} = \frac{\text{capacidad de carga última neta}}{FS}$$

El factor de seguridad tiene que ser al menos de 3 en todos los casos.

2.3.7 Resistencia al Corte del Suelo

La resistencia al corte de suelo es un estudio fundamental para conocer la capacidad portante del suelo, ya que nos brinda la falla que puede tener el suelo debido al esfuerzo aplicado. Das (1983) refieren que la resistencia al corte de una masa de suelo está definida como la resistencia interna por área unitaria que la masa de suelo ofrece para resistir la falla por los esfuerzos y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él.

Como se mencionó anterior mente también es importante para conocer la falla del suelo, por lo que Pineda, Adames y Rodríguez (2014) mencionan que un material falla debido a una combinación crítica del esfuerzo normal y esfuerzo cortante, la aproximación del esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal (Coulomb, 1776).

Para el cálculo de la resistencia al corte del suelo se toma como datos del esfuerzo efectivo ya que Das (2012) afirma que: La resistencia al corte de un suelo, definida en términos del esfuerzo efectivo, es

$$s = c' + \sigma' \tan \phi'$$

Donde

σ' = esfuerzo normal efectivo en el plano de corte

c' = resistencia no drenada, o cohesión aparente

ϕ' = ángulo de fricción por esfuerzo efectivo

A la ecuación se le refiere como criterio de falla de Mohr – Coulomb.

2.3.8 Criterio de Falla de Mohr - Coulomb

Es un criterio a la resistencia estática del suelo. Das (1983) menciona que esta teoría afirma que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no solo por la presencia de un esfuerzo máximo normal o bien de un esfuerzo máximo cortante. Así entonces, la relación funcional entre un esfuerzo normal y un esfuerzo cortante sobre un plano de falla se expresa en la forma (Figura 3)

$$\tau_f = f(\sigma)$$

Donde :

τ_f = esfuerzo cortante sobre el plano de falla

σ = esfuerzo normal sobre el plano de falla

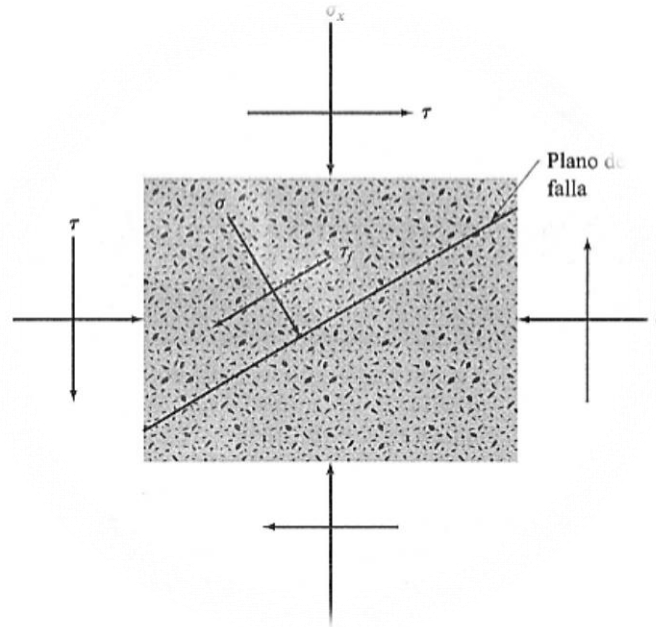


Figura N 6: Relación Funcional entre un Esfuerzo Normal y un Esfuerzo Cortante sobre un Plano de Falla

Fuente: Das (2012)

Para la mayoría de los problemas de mecánica de suelos, es suficiente aproximar el esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal (Coulomb, 1776). Se presenta mediante una ecuación la siguiente relación:

$$\tau_f = \sigma * \tan \phi + c$$

Donde c = cohesión

ϕ = ángulo de fricción interna

Esta ecuación se llama criterio de falla de Mohr- Coulomb. En la siguiente figura se va representar la ecuación en un sistema de ejes coordenados.

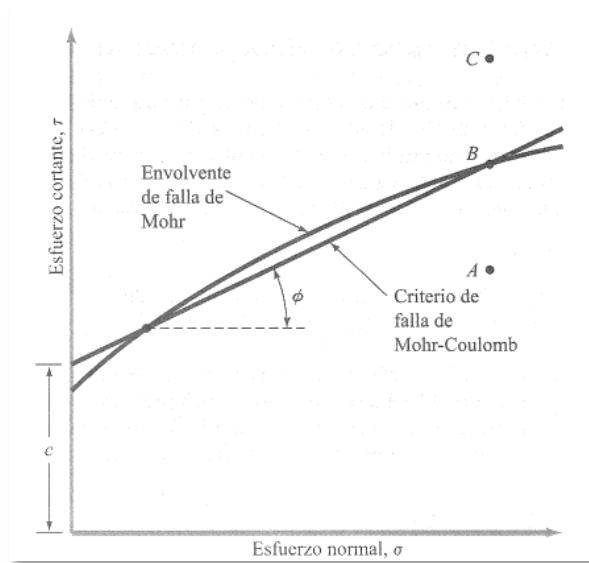


Figura N 7: Envolvente de Falla de Mohr y los criterios de Falla de Morh-Coulomb

Fuente: Das (2012)

2.3.9 Estabilidad de Suelos

La estabilidad de los suelos es un proceso importante en la construcción de edificaciones, por lo que determinar los conceptos es de mucha importancia.

El análisis de la estabilidad de un talud no es tarea fácil. La evaluación de variables tales como la estratificación del suelo y sus parámetros de resistencia cortante resulta una tarea formidable. La infiltración a través del talud y la selección de una superficie de deslizamiento potencial se agregan a la complejidad del problema. (Das,2001, p.339)

Para poder hacer el estudio de estabilidad de suelos, es importante obtener el factor de seguridad del suelo, por tal razón se presenta en lo siguiente.

“La tarea del ingeniero encargado de analizar la estabilidad de un talud es determinar el factor de seguridad. En general el factor de seguridad se define como” (Das,2001, p.339).

$$FS_s = \frac{T_f}{T_d}$$

Donde FS_s = factor de seguridad con respecto a la resistencia

T_f = Resistencia cortante promedio del suelo

T_d = esfuerzo cortante promedio desarrollado a lo largo de la superficie potencial de falla

También es importante obtener el esfuerzo cortante, ya que, al haber filtración de agua, el suelo pierde su resistencia al esfuerzo cortante, por lo que el suelo se vuelve inestable con el tiempo.

“La resistencia cortante de un suelo consta de dos componentes, la cohesión y la fricción, y se expresa como “(Das ,2001, p.340).

$$T_y = c + \sigma' \tan \phi$$

donde c = cohesión

ϕ = ángulo de fricción drenada

σ' = esfuerzo normal efectivo sobre la superficie potencial de falla

Con estos datos se podrá determinar la estabilidad de los suelos antes de la incorporación del sistema de sub drenaje y después de esta.

2.3.10 Filtración de Agua Subterránea

La filtración de agua subterránea es el problema principal del proyecto, es que la causa la inestabilidad de los suelos, aumento del nivel freático, grandes asentamientos y disminución de la capacidad portante. Es por ello que se debe conocer la permeabilidad del suelo. Chuyes (2005) afirma:

Si la capa de drenaje se usa para disminuir el nivel de agua, adicionalmente para proveer drenaje para la infiltración superficial, puede aplicarse para determinar el flujo interno de agua subterránea. El flujo interno se divide en dos partes: q_1 y q_2 . El flujo interno ubicado por encima del fondo de la capa de drenaje es q_1 y puede determinarse con la siguiente ecuación:

$$q_1 = \frac{k(H-H_0)^2}{2Li}$$

Donde:

k = permeabilidad del suelo en la cara del talud o en la subrasante

H = altura inicial del nivel de agua subterránea por encima de la capa impermeable.

H_o = distancia vertical entre el fondo de la capa de drenaje y la capa impermeable.

L_i = distancia de influencia, lo cual puede ser determinada con la ecuación

$$L_i = 3.8(H - H_o)$$

2.3.11 Geos sintéticos

Los geos sintéticos son materiales de refuerzo, que mayormente se usa en estructuras para el refuerzo de la cimentación, o también como material de filtro el suelo de alta saturación o que el nivel freático se encuentre superior a la base de cimentación. El uso de este material está se encuentra en la Norma ASTM D4439. ASTM Internacional (2015) afirma:

El geo sintético es un producto planar manufacturado de material polimérico usado en contacto con suelos, rocas, tierra, u otro material relacionado con la ingeniería geotécnica, al mismo tiempo que forma parte integral de un proyecto hecho por el hombre.

Existen diferentes tipos de geo sintéticos, la cual se observa en la tabla 1 y sus respectivas funciones, para este estudio se hará el uso de geomallas, ya que su función será la de reforzamiento de suelo.

Tabla 5

Función Primaria para cada tipo de Geo sintético

| TIPO DE GEOSINTÉTICOS (GS) | FUNCIÓN PRIMARIA | | | | |
|---|------------------|----------|------------|---------|------------|
| | Separacion | Refuerzo | Filtración | Drenaje | Contención |
| Geotextil | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | |
| Geomallas | | ✓ | | | |
| Geonet | | | | ✓ | |
| Geomembrana | | | | | ✓ |
| Revestimiento de Geosintético de Arcilla | | | | | ✓ |
| Geodren | | | | ✓ | |
| Geoespuma | ✓ | | | | |
| Geocompuesto | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ |

Fuente: Koerner (2012)

2.3.12 Geomallas

Las geomallas son un tipo de geo sintéticos que consiste en un conjunto de costillas paralelas conectadas con aberturas de tamaño suficiente para permitir la trabazón del suelo, piedra u otro material geotécnico circundante (Koerner, 2012). Existen diferentes tipos de geomallas, las cuales depende del tamaño como de las aberturas y en el Perú se puede encontrar de tres tipos de geomallas.

- Uniaxial: Cárdenas y Luna (2017) mencionan que las geomallas uniaxiales se caracterizan por su proporción longitudinal y transversal que es de 15:1. La resistencia de esta geomalla es mayor que del material no deformado inicial. Este material es usadas para el refuerzo de elemento sometidos a tracción en una sola dirección, por lo que se colocan paralelas a la fuerza de tracción.
- Biaxial: Cárdenas y Luna (2017) mencionan que las geomallas biaxiales se caracterizan por tener aberturas casi cuadradas o rectangulares, este tipo de geometría aumenta la resistencia en las dos direcciones. Estas geomallas son usadas para reforzar elementos los cuales estarán sometidos a tracción biaxial.
- Triaxial: Cárdenas y Luna (2017) mencionan que las geomallas triaxiales se caracterizan por tener aberturas de forma triangular equilátero, este tipo de geometría aumenta la resistencia en tres direcciones, la cual permite una mejor distribución de esfuerzos y por lo tanto una mejor resistencia global.

Este tipo de geomallas son usadas para reforzar elementos que estén sometidos a tracción biaxial, pero con cargas mayores.

Como se mencionó anteriormente, el tema de reforzamiento de suelos viene desde hace muchos años, por lo cual se tiene una relación entre la capacidad de carga con reforzamiento entre la capacidad de carga sin reforzamiento. Ojea, Oliveira, Petrucio y Chiari (2010) mencionan que Binquet y Lee (1975) fueron los precursores de la investigación del reforzamiento y mejora de la capacidad de carga de suelos con la inclusión de refuerzos, proponiendo la adopción del término de Bearing Capacity Ratio (BCR), para designar el coeficiente de aumento de la capacidad de carga del suelo reforzado, con la comparación del suelo no reforzado.

$$CBR = \frac{q_r}{q}$$

Donde

q_r : Capacidad de carga del suelo reforzado

q : Capacidad de carga del suelo no reforzado

Ojea et al. (2010) refiere que para esta investigación Binquet y Lee (1975) determinaron tres modos de ruptura distintos, todo esto en función del posicionamiento y de la resistencia del refuerzo:

- La primera, Ojea et al. (2010) menciona que es la ruptura arriba del refuerzo, esto ocurre cuando la relación $u/B > 0,67$ (en donde u es la distancia entre la parte inferior de la cimentación y la primera capa de reforzamiento) y dichos refuerzos son lo suficientemente amplios para formar una zona rígida que no pasa por el plano de ruptura.

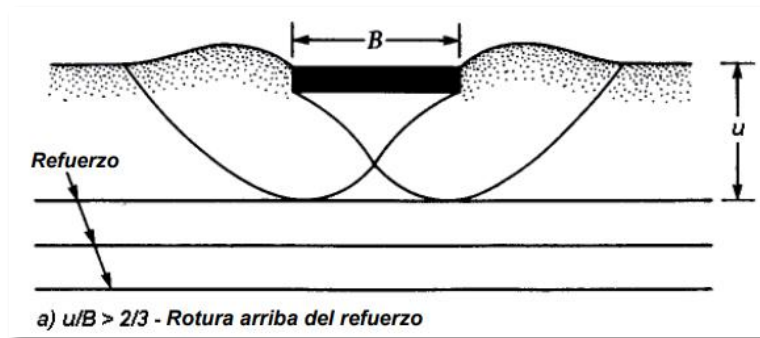


Figura N 8: Rotura Arriba del Refuerzo

Fuente: Binquet y Lee(1975)

- La segunda, Ojea et al. (2010) menciona que es la ruptura por insuficiencia de anclaje de refuerzo, esto ocurre cuando la relación $u/B < 0,67$, quiere decir que el número de capas de reforzamiento es menor que 3, o también cuando los refuerzo son muy cortos para movilizar la resistencia por anclaje necesaria .

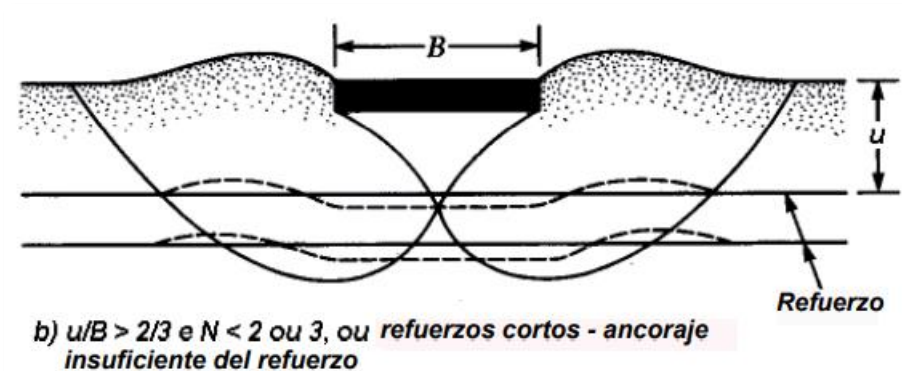


Figura N 9: Refuerzos Cortos e Insuficiencia de Anclaje de Refuerzo

Fuente: Binquet y Lee(1975)

- La tercera, Ojea et al. (2010) menciona que es la ruptura por colapso del refuerzo, esto ocurre cuando la relación $u/B < 0,67$, en la cual los refuerzos son largos y el número de capas es mayor que 4 (Figura 7).

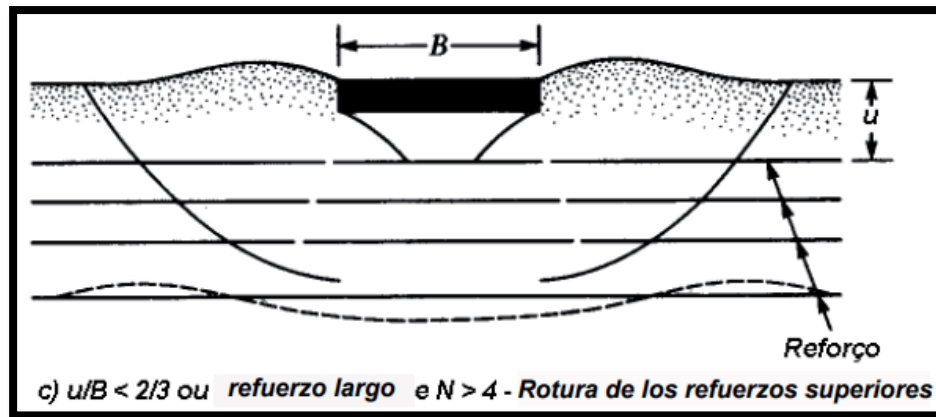


Figura N 10: Refuerzo Largo y Rotura de los Refuerzos Superiores

Fuente: Binquet y Lee(1975)

2.3.13 Método de Cálculo

Existen varios métodos de cálculo para determinar la capacidad portante de suelo reforzado con geomallas, la cual se mencionará solo el método de Wayne.

Método de Wayne

El método que se va proponer para este proyecto, es el método Wayne. Ojea et al. (2010) menciona que se propone una adaptación de la fórmula de Meyerhof y Hanna (1978) la cual fue desarrollada para el caso de una camada de arena sobre yacente a una camada de arcilla, con la ruptura ocurriendo por punción. Esta adaptación tiene por finalidad prever la capacidad de carga de un perfil de suelo con dos camadas (arena – arcilla), con un geo sintético posicionado en la interfaz de las camadas que contribuyen con una determinada resistencia a la tracción.

Ojea et al. (Como se citó en Wayne 2010) proponen que, para el caso de una camada de arena (granular) sobre yacente a una camada de arcilla, con el refuerzo geo sintético posicionado en la interfaz de las camas y la ruptura ocurriendo por punción, la capacidad de carga última del suelo reforzado sea expresada por:

- Para zapatas rectangulares (B x L):

$$q_{ult} = c \cdot N_c + \left(2 \cdot c_a + \gamma \cdot H \left(1 + \frac{2 \cdot D}{H} \right) \cdot \frac{K_p \cdot \tan \alpha}{B} \right) \cdot \frac{H \cdot (B + L)}{B \cdot L} + \gamma \cdot H + 2 \cdot T \cdot \frac{B + L}{B \cdot L}$$

• Para zapatas corridas:

$$q_{ult} = c \cdot N_c + \left(2 \cdot c_a + \gamma \cdot H \left(1 + \frac{2 \cdot D}{H} \right) \cdot \frac{K_p \cdot \tan \alpha}{B} \right) \cdot \frac{H}{B} + \gamma \cdot H + \frac{2 \cdot T}{B}$$

Donde:

c = Cohesión de la arcilla

N_c = Adoptada como 5,14

C_a = La cohesión

α = 2/3*φ (ángulo de fricción de la camada de suelo superior)

γ = El peso específico aparente total

K_p = El empuje pasivo y H la espesura de la camada superior

D = El anclaje de la zapata en esta camada

T = Resistencia a tracción movilizada en el refuerzo

Ojea et al. (2010) Cuando la capacidad de carga de la fundación abajo del reforzamiento se toma como referencia. Dicha adaptación hace que el método se más eficiente, ya que el valor de la capacidad portante del suelo inferior al refuerzo entra en el cálculo como una parte favorable a la estabilidad total de la fundación.

$$q_{ult} = q_b + 2c_a(B + L) \frac{d}{B \cdot L} + \gamma_a d^2 \left(1 + 2 \frac{D_f}{d} \right) K_s (B + L) \frac{\tan \phi}{B \cdot L} + 2(B + L) \frac{T}{B \cdot L} - \gamma_a d$$

Donde:

q_b = Capacidad de carga última del suelo de fundación debajo de la zona reforzada

B = Ancho de la fundación directa

L = Largo de la fundación directa

d = Profundidad total del refuerzo

D_f = Profundidad de engaste de la fundación directa

K_s = Coeficiente de empuje de la camada de suelo reforzada

T = Resistencia a tracción del geo sintético

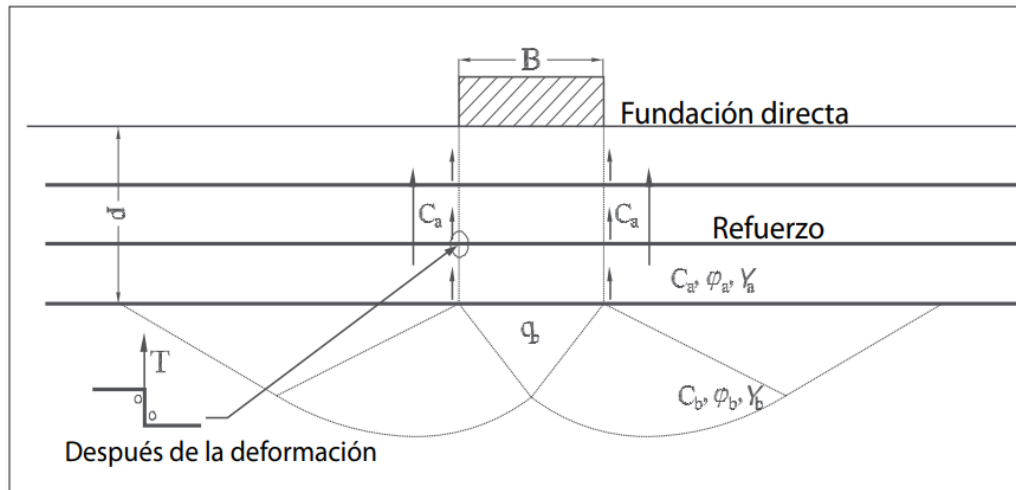


Figura N 11: Ilustración del Método de Wayne

Fuente: Binquet y Lee(1975)

2.3.14 Columnas de Grava

En el mejoramiento de suelos, existes diferentes tipos de métodos, como es la vibro compactación, columnas de grava, compactación dinámica, columnas de norte, Jet grouting, Soil mixin, etc. Uno de los métodos más usados en el Perú es de las columnas de grava, la cual es una extensión de la técnica de vibro compactación. El método de columnas de grava constituye una alternativa ventajosa en el ámbito económico en comparación a las soluciones tradicionales de cimentaciones, como por ejemplo mediante pilotes, losas de cimentación y sustitución de terreno. (Reyes, 2020, p18)

Universidad de Navarra (como se citó en Reyes, 2020) Este tipo de técnica de mejoramiento de suelo consiste en una malla de inclusiones granulares de alta capacidad drenante y mecánica a través de la penetración en el terreno de un vibrador, en la cual las separaciones son de 1.5 a 3.5 m. Mayormente estos elementos tienen un diámetro que varía entre entre 0.6 y 0.8m.

Para Das (2012) las columnas de grava suelen tener diámetros de 0.5 a 0.75 m y están espaciadas aproximadamente 1.5 a 3 m centro a centro.

Menard (como se citó en Reyes, 2020) la ejecución de la técnica de columnas de grava consiste en obtener un suelo mejorado en la cual se presentan características geotécnicas equivalentes, las cuales son resultantes al sumar los parámetros del suelo sin tratar y con la inclusión de una parte del terreno con grava compactada como se muestra en la siguiente figura.

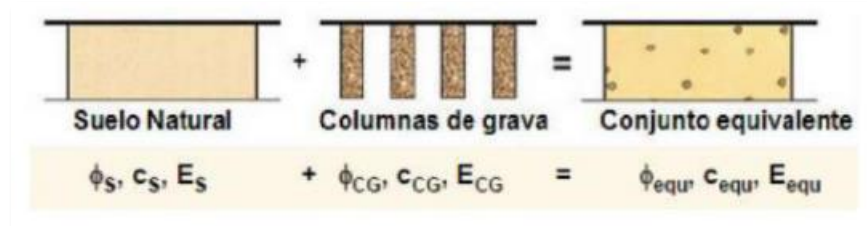


Figura N 12: Modelo de Suelo Equivalente de Columna de Grava

Fuente: Binquet y Lee (1975)

Para este método existen unas ciertas recomendaciones por Federal Highway Administration (FHWA), las cuales se tienen que aplicar las siguientes condiciones:

- Cargas de diseño aproximadas de 200 a 500 KN por columna.
- Suelos cohesivos con $C_u > 15$ kPa y consistencia moderadamente de firme o blanda.
- Suelos granulares con $N - spt < 15$, $DR < 40\%$.
- El contenido de material orgánica no debe sobrepasar el 10%.

Para la ejecución del diseño de la técnica a utilizar se tiene que determinar el tipo de malla.

Determinación del Tipo de Malla:

Para la determinación del tipo de malla se debe tomar en consideración aspectos geométricos la cual se desea emplear en el terreno. Reyes (2012) menciona que a partir de la disposición geométrica escogida se pueden definir parámetros de interés que permiten describir la intensidad del tratamiento.

Por lo siguiente se presenta en la figura 2.8. los distintos tipos de mallas, en la cual la preferencia es la malla triangular, esto debido a su regularidad y la facilidad de ejecución.

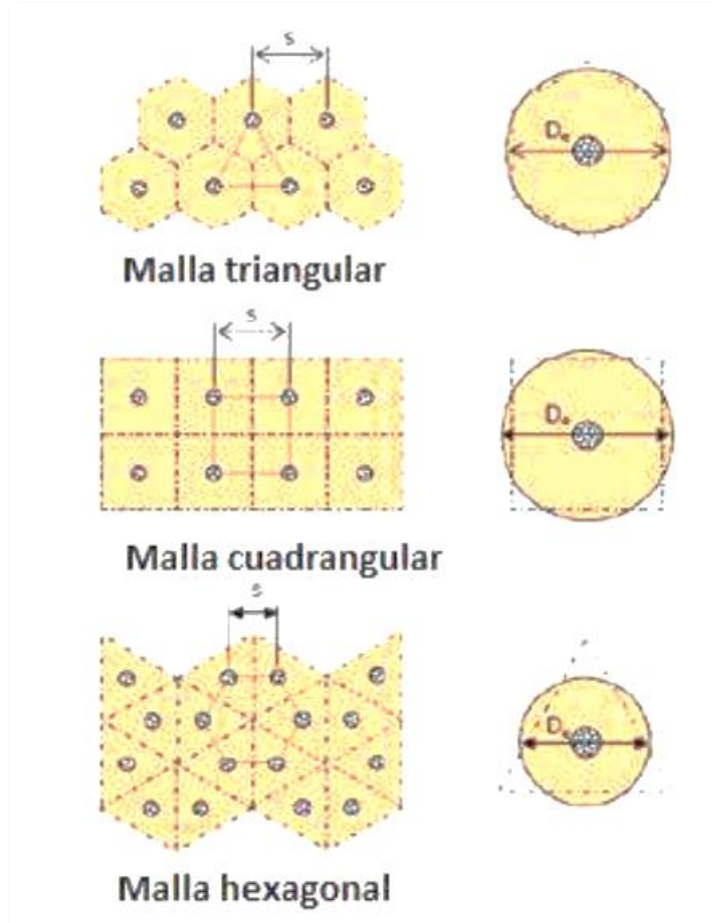


Figura N 13: Tipos de Malla en Columnas de Grava

Fuente: Binquet y Lee (1975)

Respecto a lo que se escoja el tipo de malla se realiza los cálculos del diámetro equivalente (D_e), se tiene que tomar en consideración la distancia entre centros de columnas, la cual será denotado como (s).

Para la malla triangular se determina la siguiente ecuación para el cálculo de (D_e):

$$D_e = \left(\frac{12}{\pi^2}\right)^{1/4} * S = 1.05 * S$$

Para la malla cuadrangular se determina la siguiente ecuación para el cálculo de (De):

$$D_e = \left(\frac{16}{\pi^2}\right)^{1/4} * S = 1.13 * S$$

Para la malla hexagonal se determina la siguiente ecuación para el cálculo de (De):

$$D_e = \left(\frac{27}{\pi^2}\right)^{1/4} * S = 1.29 * S$$

A partir de esta, se obtiene las áreas de la celda (A), de la columna (Ac) y la del suelo (As), la cual se presenta en las siguientes expresiones:

Cálculo del área de celda:

$$A = \frac{\pi D_e^2}{4}$$

Cálculo del área de columna:

$$A_c = \frac{\pi D_c^2}{4}$$

Cálculo de área del suelo:

$$A_{su} = A - A_c$$

Consecuentemente, se determina la Razón de Sustitución (a_s), la cual se establece como la intensidad del tratamiento y se presenta como la mediante ecuación:

$$a_s = \frac{A_c}{A} = \left(\frac{D_c}{D_e}\right)^2$$

Reyes (2020) menciona que esta expresión es útil para poder terminar el grado de influencia de la columna en el terreno, a más área ocupa la columna, mayor serpa la razón de sustitución. La cual se representa en la figura 2.9.

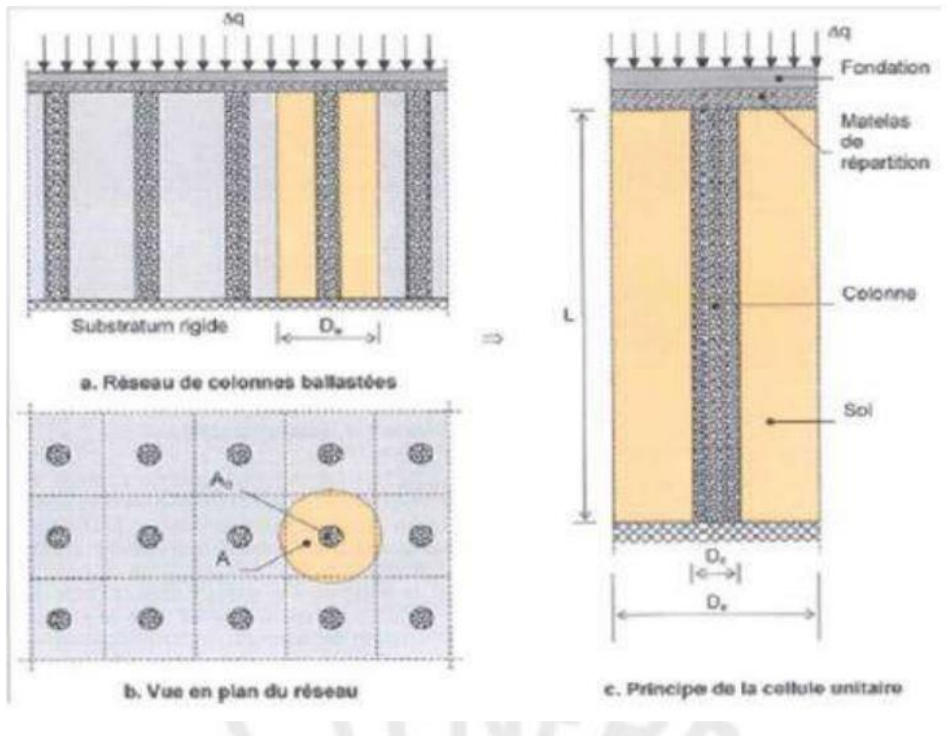


Figura N 14: Esquema Geométrico de Columnas de Grava

Fuente: Binquet y Lee (1975)

Para la elección del diámetro de columna Reyes (2020) menciona que se recurre a un proceso iterativo acorde a las condiciones y características del terreno a tratar y las cargas que se van aplicar. Besacon en 1984 establece a partir de un gráfico el tamaño teórico de la columna en relación con la resistencia al corte sin drenaje del suelo y al tamaño de la grava a emplear.

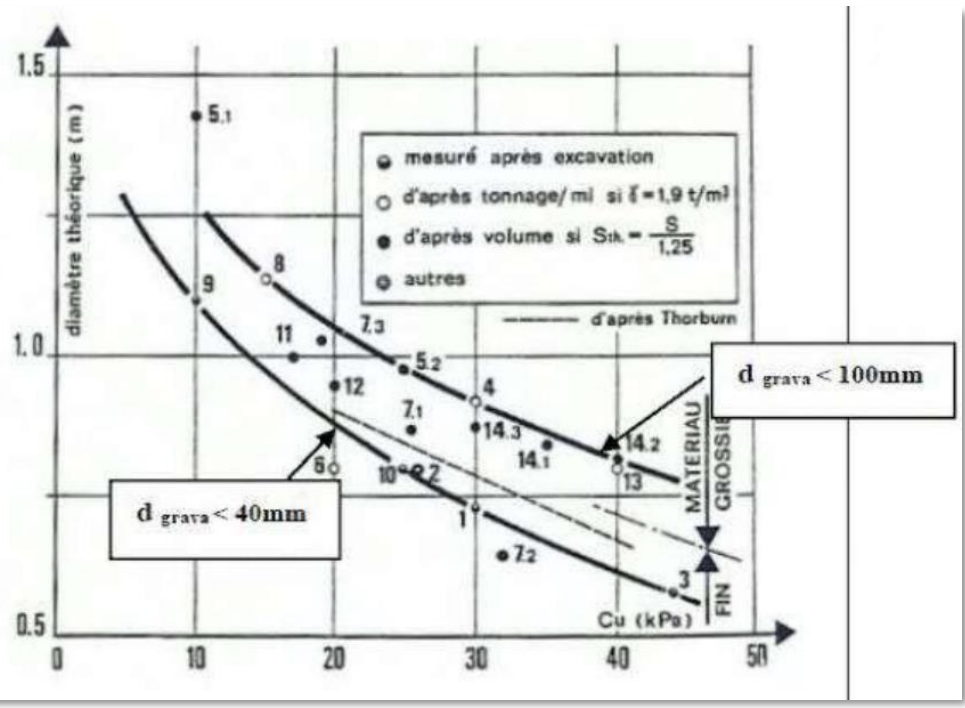


Figura N 15: Grafico de Obtención del Diámetro de Columnas de Grava

Fuente: Binquet y Lee (1975)

Se puede establecer parámetros estándar para las columnas de grava, para esta propuesta Castro en 2008 realizó una serie de investigación en cual indica lo siguiente:

Tabla 6

Parámetros Estándar de Columnas de Grava

| E (Mpa) | ϕ (°) | ν | γ (Kn/m3) | γ' (kN/m3) Bajo el nivel freático |
|---------|------------|-------|------------------|--|
| 75 | 40 | 1/3 | 21 | 14 |

Fuente: Reyes (2020)

Para el material granular, la grava debe cumplir ciertos requisitos, las cuales son:

- Grava limpia, exenta de finos. Contenido de finos no mayor a 5%.
- Tamaño de partículas entre 10 y 50 mm.

- Porcentaje de desgaste mediante el ensayo Abrasión Los Ángeles menor a 35%.
- Ángulo de rozamiento mayor a 35° en forma natural y 38° luego de chancado.
- Valor de densidad relativa superior a 75%.

Para la metodología de cálculo se implementarán dos, el método de Priebe y el de Homogenización o Edo métrico.

Método de Priebe:

Este método tiene ciertas condiciones, las cuales son las siguientes:

- La columna de grava se encuentra apoyada en un estrato rígido.
- El material de la columna de grava es incompresible.
- Se desprecia la densidad aparente de la columna y el suelo.

Se presenta los siguientes factores que comprende esta metodología.

Factor de mejora (n_0):

Reyes (2020) afirma que este parámetro establece en que tanto la inclusión de columnas de grava mejora el rendimiento del suelo en comparación a sin estas inclusiones. Se puede decir que este factor se ve reflejado en la reducción de asentamiento que genera.

Para el cálculo de este factor, se presentan tres formulas, las cuales son las siguientes:

$$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} * \left(\frac{0.5 + f\left(u_s, \frac{A_c}{A}\right)}{K_{ac} * f\left(u_s, \frac{A_c}{A}\right)} - 1 \right)$$

$$f\left(u_s, \frac{A_c}{A}\right) = \frac{(1 - u_s) * \left(1 - \frac{A_c}{A}\right)}{1 - 2 * u_s + \frac{A_c}{A}}$$

$$K_{ac} = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi_c}{2}\right)$$

Compresibilidad de la columna :

Para la parte de la compresibilidad de la columna, se toma en consideración la variación del factor de mejora inicial (n_0) con el uso de una relación de áreas ($\frac{A}{A_c}$) la cual se incrementa con una cantidad adicional de ($\Delta \frac{A}{A_c}$), la cual se preñe un factor de mejora modificado n_1 .

$$n_1 = 1 + \frac{\bar{A}_c}{A} * \left(\frac{0.5 + f\left(u_s, \frac{\bar{A}_c}{A}\right)}{K_{ac} * f\left(u_s, \frac{\bar{A}_c}{A}\right)} - 1 \right)$$

$$\frac{\bar{A}_c}{A} = \frac{1}{\frac{A}{A_c} + \Delta \frac{A}{A_c}}$$

$$\Delta \frac{A}{A_c} = \frac{1}{\left(\frac{A_c}{A}\right)} -$$

Sobrecarga :

Reyes (2020) considera el desprecio de las densidades aparentes del suelo a reforzar y la columna de grava, pero esto conlleva a que la diferencia de presión inicial entre las columnas y el suelo que crea abultamiento, depende de la distribución de la carga externa de cimentación en las columnas y el suelo, la cual es constante en toda la columna.

Para considerar la sobrecarga es necesario usar el factor de profundidad, la cual aumenta la capacidad de carga inicial y da como resultado un factor de mejora corregido (n_2).

$$n_2 = f_d * n_1$$

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{0c} - W_s/W_c}{K_{0c}} * \frac{W_c}{p_c}}$$

$$p_c = \frac{\Delta q}{\frac{\bar{A}_c}{A} + \frac{1 - \frac{\bar{A}_c}{A}}{\frac{p_c}{p_s}}}$$

$$\frac{p_c}{p_s} = \frac{0.5 + f\left(u_s, \frac{\bar{A}_c}{A}\right)}{K_{ac} * f\left(u_s, \frac{\bar{A}_c}{A}\right)}$$

$$W_c = \sum (\gamma_c * \Delta h)$$

$$W_s = \sum (\gamma_s * \Delta h)$$

$$K_{0c} = 1 - \text{sen}(\varphi_c)$$

Compatibilidad de controles:

Reyna (2020) propone que al ser un método empírico se deben tener ciertos resguardos que permitan garantizar la seguridad del diseño y no subestimar cargas o sobreestimar beneficios. Por ese motivo se presentan las siguientes restricciones propuestas para los valores de factor de profundidad (f_d) y factor de mejora (n_2).

$$f_d \leq \frac{E_c/E_s}{p_c/p_s}$$

$$n_{max} = 1 + \frac{A_c}{A} * \left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right)$$

Parámetros resistentes

Reyna (2020) menciona que debido a la inclusión de las columnas de grava, la modificación de las propiedades resistentes como son el ángulo de rozamiento y cohesión del conjunto suelo – columnas se expresen a través de las siguientes expresiones:

$$m' = \frac{n_1 - 1}{n_1}$$

$$\tan(\bar{\varphi}) = m' * \tan(\varphi_c) + (1 - m') * \tan(\varphi_s)$$

$$c = (1 - m') * c_s$$

Método de homogeneización

Valdiviezo (2019) menciona que uno de los métodos más empleados para el dimensionamiento de columnas de grava es el método de homogeneización, el cual permite obtener los parámetros del suelo mejorado equivalente, partiendo de las características originales del terreno y de las propiedades características de las columnas de grava compactada.

En la siguiente figura 2.11 se representa el método de homogeneización, en la cual se muestra los parámetros equivalentes.

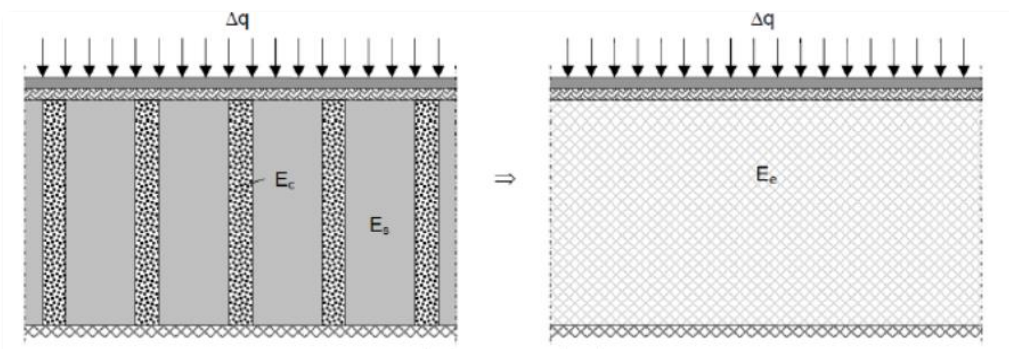


Figura N 16: Método de Homogenización

Fuente : Binquet y Lee(1975)

Factor de mejora :

Para este método, lo que se propone es hallar los parámetros equivalentes, en las cuales los parámetros del suelo y de las columnas de grava sufran las fuerzas ejercidas por la cimentación de manera homogénea. Es por esto que se deben proponer los factores necesarios para el desarrollo del método.

Valdiviezo (2019) menciona que las columnas de grava reducen los asientos que experimenta el terreno como consecuencia de la aplicación de la carga. Se define el coeficiente de mejora (β) como la relación de asientos de suelo con y sin columnas. De acuerdo al método de homogeneización, el factor de mejora puede determinarse con la siguiente expresión:

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{A_c}{A} * \left(\frac{E_c}{E_s} - 1 \right)$$

Esta ecuación es análoga a la relación de módulo de deformación equivalente (E_{eq}) con el módulo de deformación del suelo sin tratar (E_s).

Parámetros geotécnicos equivalentes

Con los datos obtenidos del tipo de enmallado que se va a colocar las columnas de grava, se puede desarrollar el cálculo de los parámetros equivalentes. Valdiviezo (2019) afirma que la ponderación de los distintos parámetros efectivos para obtener unas propiedades medias equivalentes al conjunto terreno – columnas a efectos de cálculos puede realizarse mediante las siguientes expresiones:

Para el cálculo del peso específico equivalente:

$$\gamma_{eq} = \gamma_c * a_s + \gamma_s * (1 - a_s)$$

Para el cálculo del ángulo de rozamiento:

- Para la zona bajo la carga

$$\tan\phi_{eq} = (1 - \beta * (1 - a_s)) * \tan\phi_c + \beta(1 - a_s) * \tan\phi_s$$

- Para fuera de la zona de carga

$$\tan\phi_{eq} = a_s * \tan\phi_c + (1 - a_s) * \tan\phi_s$$

Para el cálculo de Cohesión:

$$C_{eq} = (1 - a_s) * C_s$$

Para el cálculo de módulo de deformación:

$$E_{eq} = (1 - a_s) * E_s + E_c * a_s$$

2.4 Definición de Terminos Básicos

Consolidación:

En suelos cohesivos saturados, el efecto del aumento de la carga consiste en expulsar algo de agua en los poros; a este proceso se le llama consolidación. Se presenta, entonces, una reducción gradual del volumen hasta que se alcanza la presión interna de equilibrio; una reducción de la carga puede causar expansión, cuando el suelo puede permanecer saturado. (Alvarado y Palomino, 2015, p.12)

Asentamiento:

Es el proceso natural de la deposición, los suelos de grano fino, como limos y arcillas, quedan sometidos a un proceso de consolidación, en el cual el agua entre las partículas va siendo expulsada por el peso de las capas que se depositan por encima. Después de un periodo (que puede ser de un considerable número de años) se alcanzan un estado de equilibrio y la compresión termina. Se dice entonces que un suelo está totalmente consolidado cuando su volumen permanece constante bajo la acción de un estado de esfuerzo constante. Un suelo normalmente consolidado es aquel en el cual las condiciones actuales corresponden a su presión de consolidación final o extrema. Cuando un suelo está sometido a una sobrecarga que es inferior a la presión extrema de consolidación que existió en algún momento del pasado, se dice que está preconsolidado; esto sucede, por ejemplo, en el caso de suelos consolidados bajo acción de una capa de hielo que ya no existe. (Alvarado y Palomino, 2015, p.17)

Estabilidad:

En el estudio de la estabilidad de los taludes se abordan fenómenos de estado último o de rotura de masas de suelo. El agente externo responsable de la inestabilidad es una fuerza de masa, el peso y, eventualmente, los efectos de filtración, a los cuales hay que añadir otros factores como las sobrecargas (estáticas/dinámicas). (Valiente, Sobrecasas y Díaz, 2015, p. 1)

Filtración de agua:

La infiltración es el proceso por el cual el agua en la superficie de la tierra entra en el suelo. La tasa de infiltración, en la ciencia del suelo, es una medida de la tasa a la cual el suelo es capaz de absorber la precipitación o la irrigación. Se mide en pulgadas por hora o milímetros por hora. Las disminuciones de tasa hacen que el suelo se sature. Si la tasa de precipitación excede la tasa de infiltración, se producirá escorrentía a menos que haya alguna barrera física. (Rivera, Saturnino y Dallatorre, 2018, p.1)

Geos sintéticos:

Producto plano fabricado con material polimérico utilizado con suelo, roca, tierra u otro material relacionado con la ingeniería geotécnica como parte integral de un proyecto, estructura o sistema creado por el hombre. (ASTM D4439, 2017, p.2)

Geomallas: Geo sintético formado por una red regular de elementos conectados integralmente con aberturas mayores de 6,35 mm (1/4 pulg.) para permitir el enclavamiento con el suelo, las rocas, la tierra y otros materiales circundantes para funcionar principalmente como refuerzo (ASTM D4439, 2017, p.2)

Capacidad Portante del suelo:

La capacidad portante del suelo es la carga de soporte de una cimentación, en la cual da un límite de carga por falla general por corte. Das(2001) propone que: Considerando una cimentación corrida que descansa sobre una superficie de arena densa o suelo cohesivo firme, la cual se muestra en la figura 2.12, con un ancho igual a B. Si esta carga se aplica gradualmente a la cimentación, el asentamiento se incrementará en la misma. La variación de la carga por unidad de área, q, sobre

la cimentación se muestra también en la figura 2.12, junto con el asentamiento del suelo.

La capacidad portante del suelo es el máximo esfuerzo de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo. (NTE E.050, 2018).

Das (2001) considera que mientras la carga aumente y la carga por unidad de área llegue a ser igual a q_u , tendrá lugar a una falla repentina en el suelo que soporta a la cimentación y la zona de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del terreno. Esta carga por área unitaria, q_u , se denomina generalmente la capacidad de carga última de la cimentación.

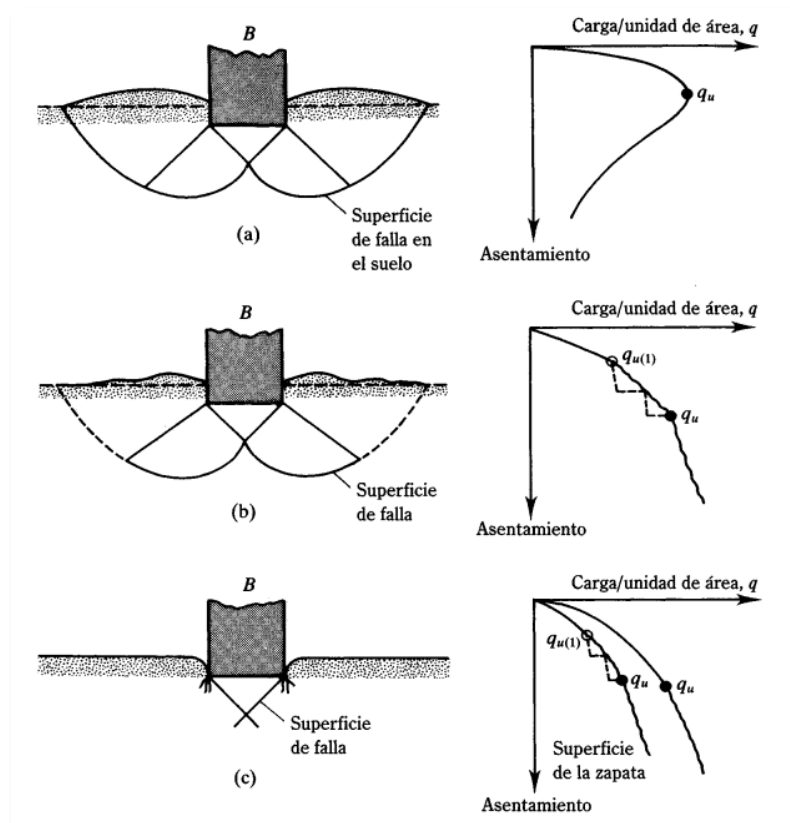


Figura N 17: Naturaleza de la Falla en un Suelo por Capacidad de Carga

Fuente : Das (2012)

Nota: a) Falla General por Capacidad de Carga, b) Falla Local por Capacidad de Corte , c) Falla de Corte por Punzonamiento

Capacidad admisible:

Valdiviezo (2019) afirma que la capacidad admisible para cimentación una estructura deberá ser la menor de la que se obtenga. Para el cálculo de la capacidad admisible primero se determina la capacidad última, la cual es en base a las ecuaciones de Terzaghi, la cual es afectado por un factor de seguridad.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Nivel freático:

Burgos (como se citó en Valdiviezo 2019) se afirma que se considera nivel freático o capa freática a la superficie que constituye el lugar geométrico de los puntos en el que el agua posee una presión igual a la atmósfera que, en cuestión de flujo en que se trabaja normalmente con presiones manométricas, se considera igual a la cero.

Suelos blandos:

Trejo (como se citó en Valdiviezo 2019) menciona que los suelos blandos son aquellos que se presentan con baja capacidad portante, esto debido a la presencia del agua subterránea, la cual presentan bajo índice de permeabilidad, bajo índice de resistencia al cizallamiento y alta deformabilidad, tales como suelos limosos y arcillosos con influencia del nivel freático.

CAPÍTULO 03: SISTEMA DE HIPÓTESIS

3.1 Hipótesis

3.1.1 Hipótesis General

Al analizar la aplicación de técnicas de mejoramiento de suelo blandos con columnas de grava y geomallas en suelos blandos, se mejora la capacidad portante.

3.1.2 Hipótesis Específicas.

- a) Al analizar la aplicación de las columnas de grava en suelos blandos, se mejor la capacidad portante.
- b) Al analizar el uso de geomallas en suelos blandos, se mejora la capacidad portante del terreno.
- c) Con el uso y aplicación de geomallas y columnas de grava se identificará que método es más conveniente, dependiendo del tipo de suelo.

3.2 Sistema de Variables

3.2.1 Definición Conceptual y Operacional

Variable independiente:

- a) Geomallas
- b) Columnas de Grava.

Variables dependientes :

- a) Capacidad portante
- b) Estabilidad del suelo
- c) Angulo de Fricción
- d) Cohesión.
- e) Módulo de Elasticidad
- f) Resistencia a la Tracción.
- g) Peso Específico Aparente

CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA DEL ESTUDIO

4.1 Método, Orientación, Enfoque e Instrumentos de Recolección.

El método es de carácter deductivo ya que la teoría es la base, es decir de la teoría sacamos nuestras ideas, nos basamos en conocimientos ya establecidos, operaciones nuestra variable de estudio, establecemos la hipótesis y damos solución al problema involucrado en el estudio.

La orientación que se le da a la investigación es orientada es aplicada ya que se va a resolver un problema práctico. El enfoque se le atribuye al trabajo de investigación es cuantitativo por que el trabajo es real; tangible, observable, medible, generalizable y sobre todo medible, se tomara el mayor número posible de elementos que constituyen la población, es decir la muestra .se obtendrá como resultado números o variaciones referentes a variables que son objeto de estudio en la investigación.

El instrumento de recolección de datos es de carácter retro lectivo, ya que se está utilizando fuentes de información existentes, se usaran además formatos como por ejemplo formatos granulométricos, formatos para la toma de datos que servirán para determinar la cohesión, el Angulo de fricción del suelo , formatos calcular la resistencia , capacidad portante del suelo.

4.2 Recolección de Datos de la Investigación

El instrumento de recolección de datos es de carácter retro lectivo, ya que se está utilizando fuentes de información existentes , se usaran además formatos como por ejemplo formatos granulométricos ,formatos para la toma de datos que servirán para determinar la cohesión, el Angulo de fricción del suelo , formatos para calcular la resistencia , capacidad portante del suelo

4.3 Tipo de la Investigación

El tipo de investigación que se está realizando en el presente trabajo es descriptiva explicativa , ya que se lograra caracterizar el objeto de estudio , por el lado descriptivo tomando en cuenta el aspecto estructural se lograra identificar cuatro elementos presentes en la investigación : sujeto ,quien será el que desarrolle la investigación ; el objeto que será lo que se investiga ,será la materia de la investigación es decir el tema ;el medio que será lo que se requiere o lo que se necesita para llevar a cabo el trabajo de investigación , es decir serán las técnicas y

los métodos a emplear en el proceso de investigación ; el fin es lo que se persigue en el proceso de investigación , el propósito de la actividad a desarrollar .

Será explicativa porque en lo descriptivo aparece lo principal de la realidad problemática, como también identificamos las variables que van a intervenir, las cuales serán las causas, también será explicativa por que se van a explicar las causas y las consecuencias.

4.4 Nivel de Investigación

El nivel de la investigación es descriptivo, porque se realiza la descripción de la realidad problemática, es decir se evalúa la causa y el efecto.

4.5 Diseño de la Investigación

Según el propósito del estudio será observacional, ya que no se manipularan los datos o variables por parte del investigador; según el número de mediciones será longitudinal , ya que se tomaran o se realizaran varias mediciones a las variables en campo ; según la cronología de las observaciones son de carácter retrospectivo ya que la fuente de información será de fuentes pasadas (toma de datos de proyectista del proyecto para la evaluación de expediente técnico).

4.6 Población y Muestra

4.6.1 Población

Unidad de observación:

La unidad de observación será el área en el que se está constituyendo el bloque 02 y 03 de hospital en construcción, que es una superficie de suelo blando .

Unidad de análisis :

La unidad de análisis serán los parámetros a evaluar como : capacidad portante del suelo .

4.6.2 Muestra

Las muestras serán las unidades que se tomaran en el área de estudio como: calicatas C-01 ,C-02,C-03,C-04 y 3 perforaciones en donde se realizaran los ensayos SPT .

4.7 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

La manera y los medios en los que se va a obtener los datos.

4.7.1 Instrumentos de Recolección de Datos

- a) Formatos de laboratorio: ensayos estándar de clasificación (ASTM D6913 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D3282 - D2487) , estos formatos nos permite realizar la clasificación de los suelos presentes en el área de estudio , ensayos que se hacen por el análisis granulométrico por tamizado determinando con ello la porcentaje de grava , el porcentaje de arena y el porcentaje de finos ,como también este formato involucra la clasificación AASHTO , la clasificación S.U.C.S , el contenido de humedad y la plasticidad del suelo.
- b) Formatos de exploración geotécnica: Este formato nos ayuda a representar la estratigrafía de las calicatas, la descripción, el nivel freático de cada calicata , la profundidad de los ensayos SPT (número de golpes) .
- c) Formatos de perfil sísmico (Perfil Sísmico LWD2D-02,WASWAD-2D) :
 - d) Formatos de ensayo de carga
 - e) formato de permeabilidad
 - f) formato de capacidad de carga admisible
 - g) Formato para la filtración de agua : en estos formatos se presenta una imagen del perfil del suelo usando el software slide

4.7.2 Métodos Herramientas y Técnicas

Método y técnicas:

- a) Ensayos estándar de clasificación del suelo: del trabajo de campo se obtuvieron las muestras de suelo representativas en las cuales se realizaron los ensayos de laboratorio estándar, se efectuaron siguiendo las normas de la American Society for Testing and Materiales (AASTM) y las norma técnicas del Peru NTP .
- b) Con las muestras alteradas obtenidas de las calitas , se realizaron ensayos estándar de clasificación de suelos y propiedades físicas las cuales fueron : Contenido de humedad natural ASTM D2216 ; Limite Liquido ASTM D4318 , Limite plástico ASTMD4318.

- c) Analisis de filtración del suelo
- d) Revisión de la informacion Geotecnica del Suelo .
- e) Investigaciones Geotecnicas (calicatas, perforación WB) , Geofisicas (sondajes MASWAD-2D ,ensayo de placa de carga y análisis de filtración del terreno .

Herramientas :

- a) Se siguió lo indicado en las normas E-050 (suelos y cimentaciones)
- b) Se empleo lo indicado en la norma E-030(Diseño sismo resistente)
- c) La literatura técnica concerniente y la practica cotidiana de la ingeniería sísmica geotécnica .
- d) Ensayos de clasificación de suelo ASTM-D2487

4.8 Descripción de procesamientos de análisis

Como procesamiento de análisis se usaran los reportes obtenidos en el los sotwares slide , informacion obtenida en el Excel (graficos , tablas) , informacion obtenida de planos .

CAPÍTULO V: PRESENTACIÓN Y ANALISIS DE RESULTADOS

5.1 Ubicación.

La zona de estudio se ubica en de San Nicolas , Provincia de Rodriguez de Mendoza en el departamento de Amazonas .



Figura N 18: Vista del Area de Estudio

Fuente : Google Earth

5.2 Características Geológicas-Geotécnica y Sísmica de la zona de fundación .

5.2.1 Geología de zona de estudio .

Geomorfología

La zona subandina interna corresponde al margen este de la Cordillera Oriental; constituye el 65% del área de estudio, ocupando el lado occidental y central del cuadrángulo de rioja (13i); limita con la zona Subandina Externa por las fallas Naciente y Quebrada Honda.

La zona Subandina La Zona Subandina interna está comprendida entre los 1200 y 3400 msnm, siendo su mayor altitud al norte. Presenta una morfología agreste, con terminaciones encorvadas o afiladas. La litología está compuesta por unidades del Carbonífero (o más antiguas) ubicadas en el sector norte, al empalme con el cuadrángulo de Nueva Cajamarca. Sin embargo, la mayor parte de área está

compuesta predominantemente por rocas jurásicas y cretácicas en el sector noroeste, y cenozoicas en el sector sureste; todas estas unidades estratigráficas se encuentran plegadas. El drenaje es subparalelo a subdendrítico en dirección NO-SE, con algunos cambios a NE-SO transversales a los ejes de las estructuras principales. En el área de estudio, dentro de la Zona Subandina Interna, se diferencia una unidad geomorfológica local: valles sinclinales.

Valles Sinclinales Valle sinclinal Huamanpata :

Se encuentra en el sector suroccidental del cuadrángulo de Rioja (13i), en el límite con el cuadrángulo de Chachapoyas (13h); está limitado al norte por la Cordillera de Pishcohuañuna y rodeado por los valles interandinos.

Es un valle amplio de flancos simétricos y pendiente moderada a suave presenta una longitud aproximada de 35 km en dirección NO-SE; tiene en su fondo a la laguna y el río meandriforme de Huamanpata, que albergan sedimentos fluviolacustres provenientes de la Cordillera Pishcohuañuna.

Valle sinclinal Santa Rosa ; En la esquina suroccidental de la zona de estudio se encuentra la terminación sureste del valle sinclinal de Santa Rosa, el mismo que se desarrolla con mayor amplitud en el cuadrángulo vecino de Chachapoyas (13h) en donde se le ha descrito como valle sinclinal de Huambo. Se trata de un valle amplio, de suave pendiente y flancos simétricos conformado por las calizas y lutitas de la Formación Chúlec del Cretácico.

Litoestratigrafía regional :

Cenozoico.

Formación Sarayaquillo: La característica principal de esta formación es la coloración rojiza y un relieve más suave con respecto a las unidades adyacentes. Consiste principalmente de lodolitas, limolitas y areniscas rojas intercaladas en estratos medios. En la parte superior se intercalan areniscas gris claras a marrón claro en estratos de grosores variables desde algunos centímetros hasta un metro. Las rocas de la Formación Sarayaquillo presentan abundantes estructuras sedimentarias, en algunos casos las areniscas gris verdosas, incluyen restos de troncos y tallos de plantas con láminas delgadas de carbón. También se observan algunas brechas con fragmentos de calizas y areniscas rojizas, rodeados por una matriz calcárea areniscosa de color rojo, intercaladas con areniscas y limolitas

rojas que contienen cuerpos lenticulares de conglomerados. Sin embargo, las más abundantes son las lodolitas rojas y las areniscas tipo grawacas y arcosas líticas.

Grupo Goyllarisquizga; El Grupo Goyllarisquizga, presenta, una secuencia silíceo clástica de arenisca cuarzosa y limoarcillitas grises, formando franjas alargadas asociadas mayormente a fallas inversas o pliegues anticlinales. El Grupo Goyllarisquizga consiste de areniscas cuarzosas de color blanco, blanco rojizo, blanco grisáceo a crema con coloraciones rojizas y pardas debido a la meteorización; en conjunto forma capas macizas de areniscas separadas por capas menos resistentes que corresponden a limolitas y limoarcillitas grises y verdosas.

Formación Chulec; Consiste en una secuencia de calizas claras con intercalaciones de lutitas arenosas. Regionalmente se presentan con cierto plegamiento y diferentes niveles de erosión. Afloramientos aislados de esta formación se presentan al suroeste del departamento, sobresaliendo una franja longitudinal de este a oeste entre Bagua y Lonya Grande. La formación Chuléec es una secuencia muy fosilífera, con abundancia de ammonites, que son especímenes indicativos del Cretáceo Inferior.

Depósitos cuaternarios .

Depósitos fluviales ; Nuestra zona de estudio está conformada por materiales heterogéneos que han sido erosionados en las partes altas de las montañas y transportados por las quebradas y por escorrentía para luego ser depositados en el lecho y la llanura de inundación dando origen a una zona de acumulación de sedimentos cuaternarios constituidos por bloques, cantos y gravas subredondeadas de tamaños heterométricos en matriz arenosa o limosa, mezcla de lentes arenosos y areno-limosos; se presentan inconsolidados o poco consolidados hasta sueltos, fácilmente removibles.

Geomorfológicamente están asociados principalmente a las llanuras de inundación, y son susceptibles a la erosión fluvial y las inundaciones periódicas.

Depósitos aluviales-proluviales; Constituidos por materiales ubicados en los flancos de los valles y las quebradas tributarias; están compuestos por depósitos semiconsolidados, algunos de ellos presentan cierto grado de consolidación y son

erosionados por los cauces actuales. Están formados por clastos de tamaño heterogéneo como: bloques y gravas de formas redondeadas a subredondeadas, que ocasionalmente se intercalan con lentes arenosos y limoarenosos, con regular a buena selección, localizándose niveles y estratos diferenciados que evidencian la actividad dinámica fluvial. Su permeabilidad es media a alta. Geomorfológicamente se asocian principalmente a las planicies aluviales o terrazas altas, y planicies aluviales con bofedales; susceptibles a la erosión fluvial (socavamiento de terrazas), algunos derrumbes y hasta deslizamientos cuando conforman márgenes de ríos y quebradas.

Geología Estructural

Falla Regional .

Falla de Chontapampa; Esta falla es del tipo inverso, tiene 55 km de longitud, buzamiento al NE y vergencia es al SO. La traza de la falla está ubicada al sureste de Chachapoyas, entre los poblados de Chontapampa, Longar y Rodríguez de Mendoza.

El Grupo Goyllarisquizga aflora en el bloque piso (occidental) de la falla Chontapampa, presenta morfología abrupta, sobreyace en discordancia erosional o angular a la Formación Sarayaquillo e infrayace en contacto progresivo a la Formación Chulec y el bloque techo (oriental) de la falla Chontapampa, sobreyace en ligera discordancia erosional a la Formación Sarayaquillo.

5.2.2 Investigación geotécnica de la zona de estudio.

Calicatas de Exploración.

Con el objetivo de determinar las características del subsuelo en la zona de estudio se realizaron (05) excavaciones a cielo abierto o calicata de exploración hasta una profundidad de excavación de 8.5m con respecto al nivel de terreno excavado .

Tabla 7

Resumen de las calicatas con sus respectivas profundidades

| CALICATA | PROFUNDIDAD (m) |
|-----------------|------------------------------------|
| C-01 | 3.80 |
| C-02 | 4.20 |
| C-03 | 5.60 |
| C-04 | 8.50 |
| C-05 | 6.40 |

Nota : Datos Tomados del Informe de Jorge E.Alva Hurtado Ingenieros .

Inicialmente se realizó una clasificación manual-visual del perfil estratigráfico de las calicatas y se obtuvieron muestras representativas disturbadas, debidamente protegidas, con la finalidad de ser remitidas al laboratorio de mecánica de suelos para realizar los ensayos estándar para determinar las propiedades físicas del suelo.

Ensayos de Penetración Estándar (SPT) y Cono Peck

Con la finalidad de conocer la resistencia cortante in situ del suelo de fundación se realizaron diecinueve (19) perforaciones con el método washboring, en las cuales se efectuaron ensayos de penetración estándar (SPT) espaciados cada metro. Las pruebas de hincado SPT se realizaron hasta una profundidad máxima de 10.7 m, siendo la principal limitación del ensayo la presencia de partículas de grava o bloques; al encontrarse este tipo de material los sondajes se continuaron mediante el ensayo de cono dinámico o “Cono Peck

De cada uno de los ensayos de penetración estándar SPT se extrajeron muestras representativas alteradas, las que fueron descritas en el campo.

Tabla 8

Relación de Ensayos de Penetración Estandar y Cono Dinamico

| PERFORACIÓN | PROF.(m) | PERFORACIÓN | PROF (m) |
|--------------------|------------------|--------------------|------------------|
| S-01 | 6.45 | S-11 | 2.85 |
| S-02 | 2.90 | S-12 | 2.45 |
| S-03 | 5.00 | S-13 | 1.85 |
| S-04 | 10.70 | S-14 | 2.45 |
| S-05 | 4.45 | S-15 | 2.45 |
| S-06 | 1.80 | S-16 | 3.45 |
| S-07 | 3.80 | S-17 | 2.90 |
| S-08 | 2.45 | S-18 | 3.45 |
| S-09 | 1.90 | S-19 | 2.45 |
| S-10 | 1.70 | | |

Nota:Resumen de Perforaciones Washboring :Fuente Jorge E.Alva Hurtado Ingenieros

Nvel Freatico:

De acuerdo a las calicatas ejecutadas y las perforaciones WB ejecutadas se ha identificado que la posición del NF es variable, por lo que en zonas donde se tiene la presencia de suelos arcillosos (CL y SC) no se observado la presencia del agua freática, mientras que en zonas donde se tiene la presencia de suelos gravosos arenosos (GC, GM) y arenosos (SM) el nivel freático se ubica a la profundidad de 0.3 m a 0.5 m (cota promedio de 1,615.5), por lo que con fines prácticos consideramos que el nivel freático promedio se ubica a la cota 1,615.0 m.

Ensayos de Permeabilidad

Para determinar la permeabilidad del terreno se realizó la excavación de calicatas en donde se ha identificado que la posición del NF es variable y depende del tipo de suelo, por lo que en zonas donde se tiene la presencia de suelos arcillosos (CL y SC) no se observó de manera inmediata la presencia del agua freática, sin embargo, en los suelos gravosos arenosos (GC, GM) y arenosos (SM) se observó el ascenso del agua del subsuelo. Se realizó la medición de dicho ascenso en el tiempo para determinar la permeabilidad in situ del suelo, a través del método de Porchert y método de carga variable, cuyos resultados se muestran en el Cuadro N°3. En el Anexo V, se muestra los resultados de la medición de la permeabilidad.

Tabla 9

Resumen de Pruebas de Permeabilidad

| Sondaje | Metodo | Prof.(m) | Tipo de Suelo | Permeabilidad (cm/s) |
|---------|--------|----------|---------------|----------------------|
| C-03 | a | 0.5-1.0 | GC | 2.4×10^{-5} |
| PER-1 | b | 1.5-1.1 | SP-SM | 2.1×10^{-4} |
| PER-2 | b | 1.0-1.5 | GC | 5.7×10^{-5} |
| PER-3 | b | 1.0-1.5 | GC | 1.8×10^{-5} |

Nota: **a**= método Auger Invertido oMetodo Porchet ; **b**= método de carga variable

Fuente : Jorge E.Alva Hurtado Ingenieros

5.2.3 Ensayos de Laboratorio .

Del trabajo de campo se obtuvieron muestras de suelo representativas, en las cuales se realizaron los ensayos de laboratorio estándar, que se efectuaron siguiendo las Normas de la American Society for Testing and Materials (ASTM) y las normas NTP.

Ensayos Estandar :

Con las muestras alteradas obtenidas de las calicatas, se realizaron los ensayos estándar de clasificación de suelos y propiedades físicas, los cuales fueron:

- ✓ Contenido de Humedad Natural, ASTM D2216.
- ✓ Análisis Granulométrico por Tamizado, ASTM D 422.
- ✓ Límite Líquido, ASTM D 4318.
- ✓ Límite Plástico, ASTM D 4318.
- ✓ Ensayo de Clasificación de Suelos (ASTM – D 2487)

Los resúmenes de los resultados de los Ensayos Estándar y certificados de los ensayos ,se presenta en la sección de Anexos.

Ensayos Especiales:

Análisis Químico:

Los análisis químicos de las muestras de suelo se realizaron en el Laboratorio de Agua, Suelo, Medio Ambiente y Fertirriego de la Facultad de Ingeniería Agrícola de la Universidad Nacional Agraria La Molina. Los ensayos realizados fueron:

- ✓ Determinación del Contenido de Sales Solubles Totales, NTP 339.152 – 2002.
- ✓ Determinación del Contenido de Cloruros Solubles, NTP 339.117 – 2002.
- ✓ Determinación del Contenido de Sulfatos Solubles, NTP 339.178 – 2002.
- ✓ Determinación del pH, método Potenciométrico.

Tabla 10

Resumen de Resultados de Análisis Químico

| N° | Sondaje | Muestra | SST (ppm) | Cl- (ppm) | SO4 (ppm) | PH |
|----|-----------|---------|--------------|--------------|--------------|-----|
| 1 | Talud | MA-1 | 74.00 | 21.28 | 0.00 | 5.4 |
| 2 | Talud | MS-01 | 92.19 | 22.73 | 0.00 | 4.5 |
| 3 | Talud | MS-03 | 800.00 | 33.76 | 0.00 | 4.2 |
| 4 | Talud | MS-04 | 158.22 | 23.90 | 2.81 | 5.7 |
| 5 | Talud | MS-05 | 69.75 | 17.19 | 0.00 | 4.8 |
| 6 | C-02 | MS | 140.80 | 21.84 | 0.00 | 4.7 |
| 7 | C-04 | MS | 86.82 | 19.61 | 0.00 | 4.8 |
| 8 | P-02 | MA-02 | 93.98 | 21.63 | 0.00 | 5.4 |
| 9 | P-03 | MA-03 | 74.10 | 21.28 | 0.00 | 5.2 |
| 10 | P-04(S-4) | MS | 98.80 | 14.89 | 0.00 | 6.4 |

Nota: resumen de los resultados obtenidos en los ensayos de análisis químico de las m muestras de suelo. Los certificados de los ensayos de análisis químicos realizados se muestran en los Anexos.

Ensayo de Compresión Triaxial UU y Consolidación Unidimensional:

Los ensayos de compresión triaxial no consolidado no drenado (UU) y compresión unidimensional de las muestras de suelo se realizaron en el Laboratorio Geotécnico del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID) de Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI).

Tabla 11

Compresion Triaxial no Consolidado no Drenado

| Sondaje | Muestra | Prof. (m) | SUCS | Densidad (g/cm ³) | Cohesión C (kg/cm ²) | Angulo de fricción ϕ (°) |
|---------|---------|-------------|------|-------------------------------|----------------------------------|-------------------------------|
| C-01 | M-01 | 0.70 – 1.70 | SC | 2.02 | 0.41 | 21.1 |
| C-02 | M-02 | 1.70 – 5.50 | CL | 2.09 | 0.44 | 9.1 |
| C-05 | M-04 | 0.00 – 1.80 | SC | 2.23 | 0.43 | 16.7 |
| S-14 | M-03 | 0.50 – 1.00 | CL | 2.08 | 0.42 | 12.2 |

Fuente : Jorge E.Alva Hurtado Ingenieros**Tabla 12**

Resultado del Ensayo de Consolidación Unidimensional

| Sondaje | Muestra | Prof. (m) | SUCS | γ_h (g/cm ³) | γ_s (g/cm ³) | e_0 (-) | σ_c (kg/cm ²) | c_c (-) | c_r (-) |
|---------|---------|------------|------|---------------------------------|---------------------------------|-----------|----------------------------------|-----------|-----------|
| C-02 | M-02 | 1.70 – 5.5 | CL | 2.03 | 1.7 | 0.59 | 1.51 | 0.13 | 0.02 |
| S-1 | M-02 | 4.45 – 5.0 | CL | 2.06 | 1.7 | 0.53 | 1.59 | 0.12 | 0.02 |

Fuente : Jorge E.Alva Hurtado Ingenieros**Nota:** σ_c =Presion de Consolidación c_c =Indice de Compresión c_r =Indice de Expansion y Recompression

5.2.4 Investigación Geofísica

Con la finalidad de complementar la investigación geotécnica, se realizó una investigación geofísica ejecutándose doce (12) sondajes MASW2D, diez (10) sondajes de Tomografía Eléctrica y cinco (05) mediciones de Microtremor; mediante los resultados de estos sondajes se determinaron el perfil de velocidad de onda S (Vs), el perfil de resistividad eléctrica (R) y el periodo fundamental del sitio.

Prospección Geofísica

Método CMPCC MASW (MASW-2D).

El método CMPCC MASW (Common Mid-Point Cross-Correlation of Multichannel Analysis of Surface Wave) fue propuesto por Hayashi y Suzuki (2004). Este método es una extensión del método MASW con la finalidad de obtener la variación horizontal del terreno, por lo que lo denominamos MASW-2D. Este método es similar al método de reflexión sísmica. Es la interpretación de las ondas superficiales (ondas Rayleigh) de un registro en arreglo multicanal, generadas por una fuente de energía impulsiva en puntos localizados entre los geófonos a lo largo del arreglo lineal sobre la superficie del terreno, obteniéndose el perfil de velocidades de ondas de corte (V_s) a lo largo del arreglo .

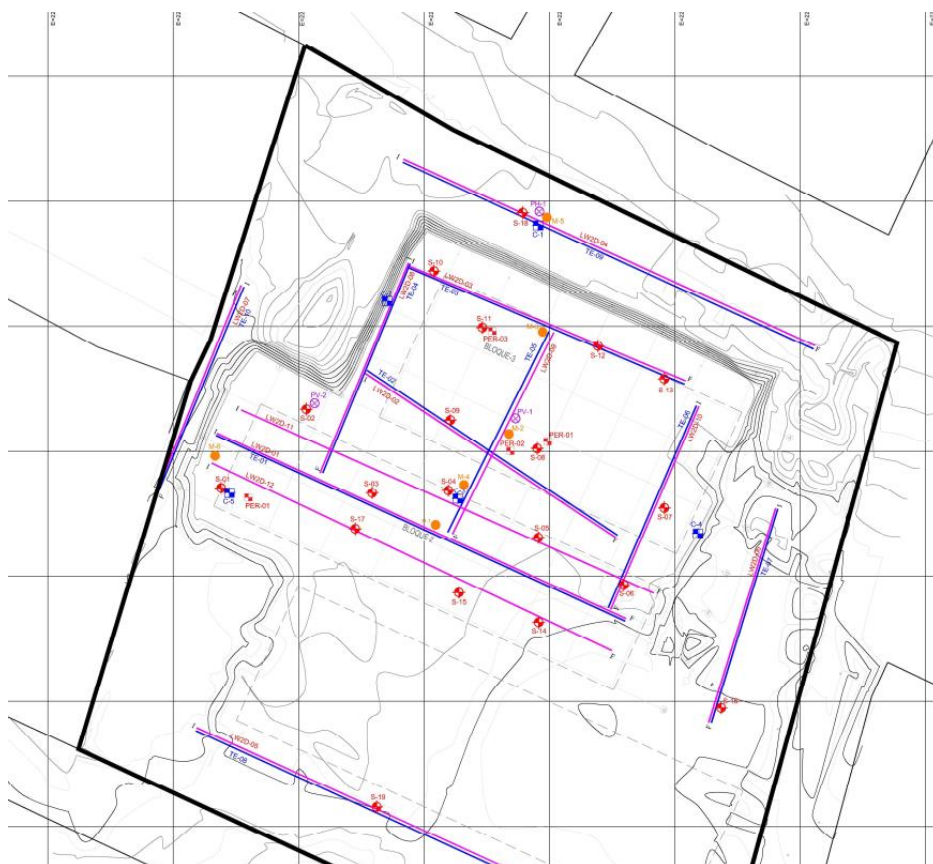


Figura N 19: Plano de Localización de Calicatas y Ensayos SPT, MASWD-2D

Fuente : Alva Hurtado (2021)

El perfil bidimensional de velocidad de onda S, es generado del ensamble de perfiles 1D obtenidos de las curvas de dispersión locales. Como la inversión es aplicada considerando que el terreno es uniforme horizontal (unidimensional o 1D), la clave para mejorar la resolución lateral en el análisis de ondas de superficie es extraer las curvas de dispersión locales correspondientes a los perfiles 1D de velocidad de onda S, debajo de los puntos locales.

Este método ha sido aplicado satisfactoriamente en las Prefecturas de Ibaraki y Chiba en Japón, con la finalidad de evaluar la rigidez del terreno y su relación con la capacidad portante. También fue aplicado en la cercanía de la Torre de Pisa en Italia, cuyos resultados de “Vs” mediante el método CMPCC MASW fueron comparados con los ensayos in situ como CrossHole y Seismic Cone Penetration Test (SCPT), concluyéndose que los valores de Vs de los tres métodos son bastante similares (Hayashi, 2008), por lo que el método CMPCC MASW o MASW2D es considerado como un método confiable.

Tomografía de Resistividad Eléctrica (TRE)

La Tomografía de Resistividad Eléctrica es un método de resistividad multielectrónico, basado en el modelo bidimensional de la resistividad del terreno mediante el empleo de técnicas numéricas (elementos finitos o diferencias finitas). Este ensayo es un método geoelectrónico no destructivo que permite investigar la variación de la resistividad de los materiales del subsuelo a profundidad y lateralmente.

Existen distintos arreglos usados para la tomografía eléctrica según la resolución y la profundidad de penetración; uno de los más utilizados en estudios exploratorios es el dipolodipolo, que consiste en utilizar cuatro electrodos, dos que delimitan el flujo de corriente eléctrica, A y B (electrodos de corriente), y dos electrodos que miden la diferencia de potencial M y N (electrodos de potencial). Los electrodos A y B se ubican alejados uno del otro una distancia $X=a$, al igual que los electrodos M y N ($X=a$), y la separación entre los pares de corriente y potencial será un factor entero de $X=a$, es decir, $L=na$ (Herman, 2001; Kearey et al., 2002; Lowrie, 2007). La representación de

los datos de resistividad aparente por este método se hace mediante la construcción de la pseudosección

Microtremor.

Las vibraciones ambientales medidas en la superficie del terreno se les conoce como microtremores. Estos microtremores son generados por varias fuentes como vientos, olas del océano, ruido del tráfico, maquinarias pesadas, entre otros. Los microtremores son conformados principalmente por las ondas Rayleigh.

El período de vibración del suelo es un parámetro dinámico que define el comportamiento sísmico de un lugar específico. En la actualidad, este parámetro es usualmente obtenido de las mediciones de microtremores.

Espectro H/V .

El método del espectro H/V fue propuesto por Nogoshi e Igarashi (1971) y ampliamente difundido por Nakamura (1989). Este método consiste en estimar el cociente entre los espectros de amplitud de Fourier de las componentes horizontal y vertical de las vibraciones de ruido ambiental registradas en la superficie del terreno. El cociente obtenido permite estimar el periodo fundamental del sitio. Este método es el más utilizado para analizar los registros de microtremores por su bajo costo y corto tiempo de aplicación, sin embargo, es el más discutido por sus bases teóricas y sus resultados (Lezana, 2004).

El espectro H/V presenta en teoría, un máximo en el periodo fundamental del suelo. Generalmente, para este periodo la curva muestra un pico bien definido por valle-cresta-valle. Estos picos son más definidos en suelos formados por depósitos blandos, mientras que son más anchos en suelos duros o intermedios, o compuestos de materiales heterogéneos (Ordaz y Veras, 2003)

En el presente estudio, se utilizó el cociente espectral H/V para estimar el periodo fundamental de vibración del suelo (Nakamura, 1989). El cociente espectral H/V puede ser expresado en términos de una o dos componentes horizontales, lo cual se muestra en la siguiente relación:

$$\frac{H}{V} = \frac{\sqrt{S_{NS^2} + S_{EO^2}}}{S_V}$$

Donde: S_{NS^2} , S_{EO^2} y S_V son los espectros de Forier de los canales orientados en la dirección NS, EO y vertical respectivamente .

Actualmente se sabe que el periodo fundamental del suelo determinado por medición de microtemores tiene una gran correlación con los efectos de sitio, aún cuando la respuesta dinámica del suelo durante movimientos severos no es exactamente predicha por el análisis de los microtemores.

Valores Típicos del Terreno

Velocidad de Propagación.

Se a establecido un recopilación de informacion de diversos autores , en donde se dtermina una clasificación de las velocidades de onda de propagación (V_p y V_s) , comose muestra en los siguientes cuadros y que servirán de referencia en la etapa de interpretación de resultados .

Tabla 13

Velocidad de Propagacion de Onda Compresionales

| Descripción | V_p (m/s) |
|--|--------------|
| Suelo de Covertura | < 1000 |
| Roca muy alterada | 1000-2000 |
| Roca alterada o aluvión muy compactado | 2000-4000 |
| Roca poco alterada | 4000-5000 |
| Roca firme | >5000 |

Nota: Velocidad de Propagacion de Ondas , Fuente (Arce,1991)

Tabla 14

Velocidad de Propagaciòn de Ondas Compresionales

| Descripciòn | V_p (m/s) |
|---------------------|--------------------------------|
| Suelo Intemperizado | 204 - 610 |
| Grava o Arena Seca | 460 - 915 |
| Arena Saturada | 1220 - 1830 |
| Roca Metamòrfica | 3050 - 7000 |

Nota: Velocidad de Propagacion de Ondas ,Fuente (ASTM D 5777-95)**Tabla 15**

Velocidad de Propagaciòn de Ondas Compresionales

| Descripciòn | V_p (m/s) |
|--|--------------------------------|
| Arena Suelta Sobre el Manto Freàtico | 245-610 |
| Suelo Blando | < 300 |
| Arena Suelta bajo el Manto Freàtico | 45-1220 |
| Arena y Gravas | 300-1000 |
| Arena Suelta Mezclada con Grava Humeda | 455-1065 |
| Rocas Blandas ,grava y arena fina compactada | 1000-2000 |
| Grava Suelta , Humeda | 455-915 |
| Roca Compactada | 2000-4000 |
| Roca muy Compactada | >4000 |

Nota: Velocidad de Propagaciòn de Ondas Compresionales , Fuente (Martìnez ,1990)

Tabla 16

Velocidad de Propagaciòn de Ondas de Corte

| Descripciòn | V_p (m/s) |
|--------------|--------------|
| Limo | 210 |
| Arcilla | 350 |
| Arena | 450 |
| Arena Fina | 460 |
| Arena Media | 600 |
| Arena Gruesa | 300 |
| Arena Marina | 360 |
| Grava | 510 |
| Grava Gruesa | 650 |

Nota: Velocidad de Ondas de Corte , Fuente (CISMID,1991)

Resistividad Elèctrica:

Se a recopilado informaciòn , en donde se muestra los valores de reestividad elèctrica de diferentes tipos de materiales, los que fueron de referencia durante la interpretaciòn de los resultados .

Equipo y Sotware

Ensayo MASW-2D.

Para realizar los sondajes MASW-2D se utilizò el equipo de prospecciòn geofísica SMARTSEIS ST, desarrollado por la empresa GEOMETRICS, el cual tiene las siguientes características:

- ✓ 24 canales de entrada, cada uno tiene un convertidor A/D individual con resoluciòn de 24 bit y alta velocidad de muestreo.

- ✓ 24 sensores o geófonos de 4.5 Hz de frecuencia, los cuales permiten registrar las vibraciones ambientales del terreno producidas por fuentes naturales o artificiales y el arribo de las ondas S generadas por las fuentes de energía.
- ✓ Computadora portátil integrada al sistema de adquisición de datos.
- ✓ Un cable de conectores de geófonos de 120 m.
- ✓ Una comba de 20 lb con los platos para el shot.

Los registros de las ondas sísmicas obtenidas en cada una de las líneas de exploración pueden ser procesados en el campo en forma preliminar y en forma definitiva en el gabinete, utilizando para ello programas de cómputo que permiten obtener las velocidades de propagación de las ondas S, así como el perfil sísmico bidimensional del terreno. Para el procesamiento de los sondajes MASW2D se utilizó el software Surface Wave Analysis Wizard módulo de OYO CORPORATION.

Ensayo Tomografía Eléctrica

Para realizar los ensayos de Tomografía Eléctrica se utilizó un equipo de prospección geofísica SYSCAL JUNIOR Switch-48, desarrollado por la empresa IRIS el cual tiene las siguientes características.

- ✓ Resistivímetro Syscal Switch Junior.
- ✓ 1 Carrete de 120m con conectores espaciados cada 5 m.
- ✓ 1 batería interna de 12V (recargable).
- ✓ 1 batería externa de 12V (recargable).
- ✓ 24 electrodos (barras metálicas).
- ✓ 24 conectores.
- ✓ Otras herramientas complementarias.

Ensayo de Microtremor.

Para realizar la medición de Microtremores, se utilizó el equipo Minimate Pro6 de la marca InstanTEL, el cual está conformado por una unidad registradora de vibración y dos geófonos triaxiales. Esta unidad ofrece características inigualables y gran versatilidad en un paquete pequeño, resistente y fácil de usar. El sistema es portátil, por lo tanto, es ideal para aplicaciones de monitoreo de corta duración. Además, es lo suficientemente flexible como para integrarlo fácilmente a estaciones remotas de monitoreo permanente. Este equipo tiene una gama de aplicaciones para el registro de vibraciones ambientales, de puentes, construcción, demolición y análisis estructural y el monitoreo de voladuras. En la Imagen N° 5 se muestra el equipo de medición de vibración.

Las Características de Medición son las siguientes.

- ✓ Canales del Minimate Pro :06
- ✓ Geofonos.
- ✓ Rango : 254 mm/s.
- ✓ Resolución : 0.00788 mm/s
- ✓ Precisión : 0.5 mm/s
- ✓ Nivel Trigger Mínimo : 0.13 mm/s
- ✓ Intervalo de Muestreo : 512,1024,2048 y 4096 mps

El programa de cómputo utilizado fue el Microtremorsoft (Alva et al., 2019), éste permite calcular las razones espectrales de las señales ingresadas de una manera bastante simple para el usuario, sin embargo, hay que definir algunos inputs para poder analizar correctamente los registros y así obtener resultados razonables, dado que las razones espectrales se calculan a partir de los espectros de Fourier.

Trabajos realizados en el Campo :

Los trabajos de campo en la zona en estudio se realizaron durante el día y consistieron en realizar doce (12) sondajes MASW-2D, diez (10) Tomografías Eléctricas y cinco (05) microtremores los que fueron dispuestos sobre el

terreno. La disposición de las líneas geofísicas se adecuó de acuerdo a la disponibilidad de las áreas libres de obstáculos

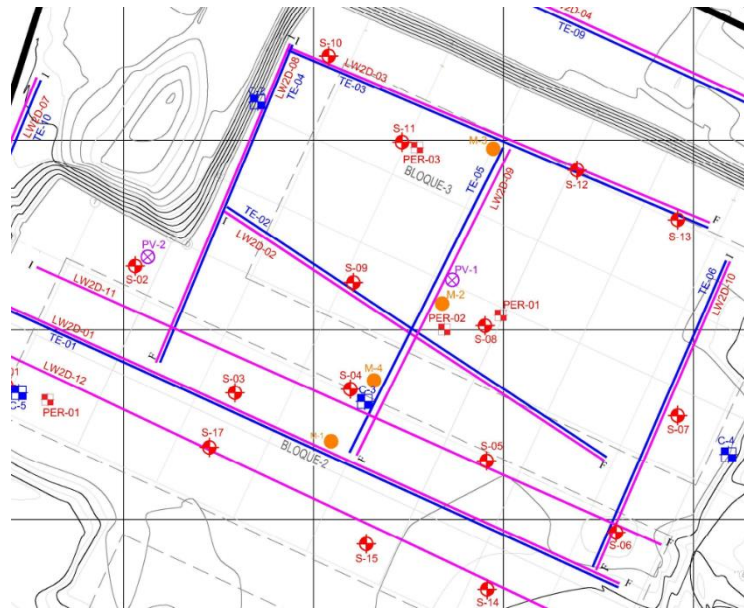


Figura N 20: Plano de Ubicación de Calicatas

Tabla17

Resumen de Sondajes

| Línea Sísmica | Tipo de Onda | Longitud del Arreglo | Separación entre Geofonos |
|---------------|--------------|----------------------|---------------------------|
| LW2D-01 | S | 72.0 m | 2.0 m |
| LW2D-02 | S | 48.0 m | 2.0 m |
| LW2D-03 | S | 48.0 m | 2.0 m |
| LW2D-04 | S | 72.0 m | 3.0 m |
| LW2D-05 | S | 72.0 m | 3.0 m |
| LW2D-06 | S | 36.0 m | 1.5 m |
| LW2D-07 | S | 36.0 m | 1.5 m |
| LW2D-08 | S | 36.0 m | 1.5 m |
| LW2D-09 | S | 36.0 m | 1.5 m |
| LW2D-10 | S | 36.0 m | 1.5 m |
| LW2D-11 | S | 72.0 m | 2.0 m |
| LW2D-02 | S | 72.0 . | 2.0 m |

Fuente (Alva Hurtado,2021)

Los sondajes de tomografía de resistividad eléctrica (TRE) consistieron en colocar equidistantemente 24 electrodos en línea recta incrustada en el terreno, luego éstos fueron conectados al cable de conectores, para luego conectar el cable al adquirente de 24 canales. Una vez dispuesto el sistema de medición, se inyectó corriente eléctrica al terreno en forma de arreglos Schlumberger generando una combinación de medición de 121 lecturas por cada sondaje.

Tabla 18

Resumen de los Sondajes de Tomografía Eléctrica

| Sondaje | Longitud del Arreglo | Separación entre Electrodo s |
|----------------|-----------------------------|-------------------------------------|
| TE-01 | 72.0 m | 3.0 m |
| TE-02 | 48.0 m | 2.0 m |
| TE-03 | 48.0 m | 2.0 m |
| TE-04 | 36.0 m | 1.5 m |
| TE-05 | 36.0 m | 1.5 m |
| TE-06 | 36.0 m | 1.5 m |
| TE-07 | 36.0 m | 1.5 m |
| TE-08 | 72.0 m | 3.0 m |
| TE-09 | 72.0 m | 3.0 m |
| TE-10 | 36.0 m | 1.5 m |

Nota: Resumen de Ubicación de Sondajes , Fuente (Alva Hurtado,2021)

Las mediciones de microtremores fueron realizadas sobre la superficie del terreno. Estas mediciones registraron las velocidades de los microtremores, que fueron almacenadas en forma digital, para su posterior procesamiento en gabinete. Para realizar la medición se instaló dos sensores triaxiales en la superficie del terreno, orientando sus componentes horizontales en las direcciones N-S y E-W. Luego de conectar e instalar todo el equipo se procede a registrar los microtremores por un periodo de 10 minutos, tiempo suficiente para garantizar que se registren tramos de ondas sin interferencias directas por el paso de vehículos o personas en las zonas próximas al sensor.

Resultados de Ensayos Geofísicos

Sondajes MASW-2D.:

De estos resultados se obtiene el valor de velocidad de la onda S obtenida en cada sondaje , de esta manera se presenta la distribución de velocidades de ondas S registradas en campo.

Tabla 19

Resumen de Sondajes MASW-2D

| Zona | V_s (m/s) | Descripción |
|----------------|--------------|---|
| Bloque 02 y 03 | <150 | Material de compacidad muy suelta a suelta (o consistencia muy blanda) |
| | 150-250 | Material de compacidad suelto a medio (o consistencia blanda a media) |
| | 250-350 | Material de compacidad media (o consistencia dura) |
| | 350-500 | Material de compacidad media a densa (o consistencia rígida) |
| | 500-700 | Material de compacidad densa |
| | >700 | Material de compacidad densa a muy densa (o bolonería) |

Nota: Resumen de los valores de velocidades obtenidas de los sondajes MASW-2D

Tomografía Eléctrica :

Se obtuvieron doce pseudosecciones de resistividad eléctrica del terreno, obteniendo valores de resistividad que varían de 15 ohm-m a 850 ohm-m. Se ha considerado que las zonas del subsuelo que tiene valores de resistividad menor a 15 ohm-m corresponden a materiales arcillosos saturados; las zonas con valores de resistividad entre 15 ohm-m a 130 ohm-m corresponden a materiales arcillosos no saturados; y zonas con valores de resistividad de 130 ohm-m a 850 ohm-m como materiales saturados de compacidad muy densa; además una zona que presenta valores de resistividad eléctrica mayor a 1500 ohm-m corresponde a bolonería. Las zonas con estos valores de resistividad se encuentran de manera errática en el sitio.

Microtremor:

Los resultados del cociente espectral H/V muestran picos en los rangos de periodos cortos (<0.5 s) y periodos intermedios (0.5 s - 1.0 s). Para periodos cortos no se ha observado periodos predominantes, con excepción en el microtremor M-4 donde predomina un periodo pico a 0.05 s esto debido a la presencia de material rígido superficial, mientras que para periodos intermedios se muestran picos en el rango de periodos de 0.5 s a 1.6 s. En el Cuadro N° 11 se muestra los valores de periodo predominante, así como su respectiva amplitud promedio.

Tabla 20

Periodo Fundamental del Suelo y Amplitud de Movimiento

| Microtremor | Periodos (s) | A.periodos cortos | Periodos Intermedios (s) | A.periodo Interm |
|-------------|--------------|-------------------|--------------------------|------------------|
| M-1 | <0.5 | 1.0-1.3 | 0.5-1.6 | 1.5-2.0 |
| M-2 | <0.5 | 1.0-1.3 | 0.5-1.3 | 1.5-2.0 |
| M-3 | 0.04-0.11 | 1.5 | 0.5-1.1 | 1.5-1.8 |
| M-4 | <0.4 | 1.0-1.2 | 0.5-1.1 | 1.5-1.8 |
| M-5 | <0.4 | 1.0-1.3 | 0.5-1.1 | 1.5-1.8 |
| M-6 | <0.4 | 1.0-1.3 | 0.5-1.6 | 1.5-2.0 |

Nota: Periodos y Amplitud Promedi , Fuente (Alva Hurtado,2021)

Estos espectros tienen la forma de pico somero, es decir, los valores de las amplitudes son menores a dos (Lezada, 2014). Estos resultados obtenidos muestran que el comportamiento del terreno en su estado actual corresponde a un suelo rígido, sin embargo, es posible que el depósito aluvial genere amplificación en periodos intermedios debido a la profundidad del mismo.

Caracterización Sísmica del Perfil del Suelo :

En base a los resultados de los sondajes MASW-2D se caracterizaron los sitios mediante el criterio del V_{S30} de acuerdo a lo especificado en la Norma Técnica Peruana Diseño Sismorresistente (E.030-2018) y a la International Building Code (IBC, 2015). Para lo cual se pondera la distribución de velocidades de ondas de corte u onda S hasta 30 m de profundidad.

El perfil del suelo o categoría del sitio en función al valor del V_{S30} , considerados por el código IBC (2015) y por la E.030 (2018).

Tabla 21

Clasificación del Perfil del Suelo

| Perfil Tipo | Nombre Característico | V_{S30} (m/s) |
|--------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| S_1 | Roca Dura | >1500 |
| S_2 | Roca o suelo muy Rígido | 500-1500 |
| S_3 | Suelo Intermedio | 180-500 |
| S_4 | Suelo Blando | <180 |
| S_5 | Condiciones Excepcionales | Definida por Especialista |

Nota: Perfil del suelo según E.030 (2018)

Tabla 22

Clasificación de Sitio o Categoría de Sitio

| Categoría | Nombre Característico | V_{S30} (m/s) |
|------------------|-------------------------------|-----------------------------------|
| A | Roca muy Dura | >1520 |
| B | Roca Dura | 760-1520 |
| C | Suelo muy denso o Roca blanda | 360-760 |
| D | Suelo Rígido | 180-360 |
| E | Suelo Blando | <180 |

Nota: Clasificación de Sitio según IBC (2015)

5.2.5 Ensayo De Placa De Carga

Este ensayo consiste en aplicar una carga vertical (u horizontal) al terreno mediante una placa circular y a su vez registrar el desplazamiento vertical (u horizontal) producido en la misma. El cociente de la carga por unidad de área (q) y el desplazamiento (d) se define como Módulo de Reacción o Módulo de Balasto (Ks). Para cada valor de carga y descarga se toman lecturas de las deformaciones a intervalos de tiempo especificados hasta que éstos se estabilicen o las dos últimas lecturas sean similares.

Equipos Utilizados .

Sistema de Reacción.

Para la carga de reacción vertical se utilizó una oruga excavadora que presenta un peso aproximado de 24 toneladas.

Sistema de Transmision de Carga.

Se utilizó una gata hidráulica de 50 toneladas de capacidad máxima, una celda electrónica de carga, placa metálica de 30 cm de diámetro y 2.54 cm de espesor.

Sistema de Adquisición de Datos.

La adquisición de los datos del desplazamiento y de la carga aplicada se realizó mediante un equipo electrónico, el cual adquiere los datos de los extensómetros y de la celda de carga y los transfiere a una computadora donde se puede observar en tiempo real el desarrollo de la información.

Los desplazamientos vertical y horizontal se registraron por medio de 03 extensómetros de 0.001 mm de precisión durante el ensayo, localizados en los vértices del triángulo equilátero inscrito en la placa circular.

Procedimiento de Campo .

El ensayo de placa desarrollado en el presente estudio ha sido de acuerdo a las recomendaciones de la Norma ASTM D – 1194; se realizó el siguiente procedimiento:

Utilizando herramientas manuales se eliminó unos centímetros de material suelto y se conformó una superficie llana y horizontal del diámetro de la placa (o vertical en el caso del ensayo de placa horizontal), el cual fue ubicado convenientemente en el área del Proyecto.

Una vez instalada la carga de reacción, el sistema de transmisión de carga y el sistema de adquisición de datos, se procedió a ejecutar el ensayo, siguiendo los siguientes pasos:

- ✓ Se aplicó la precarga (200 Kg), con el objeto del acomodo de la carga de reacción y el sistema de transmisión de carga.
- ✓ Se aplicó los incrementos de carga a intervalos de 0.5 Kg/cm² en promedio utilizando la bomba hidráulica, para cada incremento de carga se tomaron aproximadamente de 10 a 100 lecturas de asentamiento a intervalos de 15 segundos, dependiendo que éstas se estabilicen o las tres últimas lecturas sean similares.
- ✓ Para cada tipo de ensayo de placa de carga se efectuó dos ciclos de carga – descarga, para obtener el módulo de reacción ante carga y descarga.

Valores Típicos del Módulo de Reacción

De acuerdo a la bibliografía técnica existente se ha recopilado algunos valores de módulo de reacción (Ks) para diferentes tipos de suelos.

Tabla 23

Módulo de Reacción Vertical

| Tipo de Suelo | Capacidad de Carga Admisible (Kg/cm2) | Módulo de Reacción Kv (Kg/cm2) |
|--|---|---------------------------------------|
| Suelos Blandos | <1.5 | <3.0 |
| Suelos de Resistencia Media | 1.5-3.5 | 3.0-5.0 |
| Suelos Resistente (Arcillas duras o arenas densas) | 3.5-5.0 | 5.0-10.0 |
| Rocas | >5.0 | >10.0 |

Nota : Módulo de reacción vertical según (Barkan,1962)

Tabla 24

Módulo de Reacción Vertical

| Tipo de Suelo | Capacidad de Carga Admisible (Kg/cm2) | Modulo de Reacción Ks (Kg/cm2) |
|---------------------------|--|---------------------------------------|
| Arcillas Consistentes | 1.0 - 2.0 | 1.6 - 3.2 |
| Arcillas muy Consistentes | 2.0 - 4.0 | 3.2 - 6.4 |
| Arcillas muy Duras | > 4.0 | > 6.4 |
| Arena suelta | - | 0.6 – 1.9 |
| Arena media | - | 1.9 – 9.6 |
| Arena densa | - | 9.6 – 32.0 |

Nota: Modulo de reacción vertical según (Terzagui, 1967)

Resultados del Módulo de Reacción :

De acuerdo a la carga aplicada y deformación registradas durante la medición de campo, el módulo de reacción del terreno .

Tabla 25

Módulo de Reacción del Terreno

| Ensayo | Tipo de Ensayo de Placa | Tipo de Suelo | Módulo de Reacción Ks (Kg/cm2) | Módulo de Reacción carga descarga- m(Kg/cm2) |
|--------|-------------------------|---------------|--------------------------------|--|
| PV-1 | Vertical | GC | 8.2 | 51 |
| PV-2 | Vertical | SC | 8.5 | 90 |
| PH-1 | Horizaontal | SC | 9.2 | 63 |

Nota: la deformación medida se encuentra adjuntada en los anexos. Los valores del modulo de reacción se deben de corregir de acuerdo a las dimensiones de un cimiento cuadrado (K_c) y rectangular (K_r), el coeficiente de balasto se obtendrá considerando las siguientes formulas (Terzagui ,1955).

$$K_c = K_{30} \left(\frac{B + 0.3}{2B} \right)^2$$

$$K_r = \frac{2}{3} K_c \left(1 + \frac{B}{2L} \right)$$

Donde: K_{30} , es el módulo de reacción vertical estático para una placa de 30 cm x 30 cm; B: ancho de la cimentación; L: largo de la cimentación.

5.2.6 Sismicidad y Parámetros Sísmicos del Sitio

En el área de estudio es posible la ocurrencia de sismos de intensidad de VIII en la escala de Mercalli Modificada.

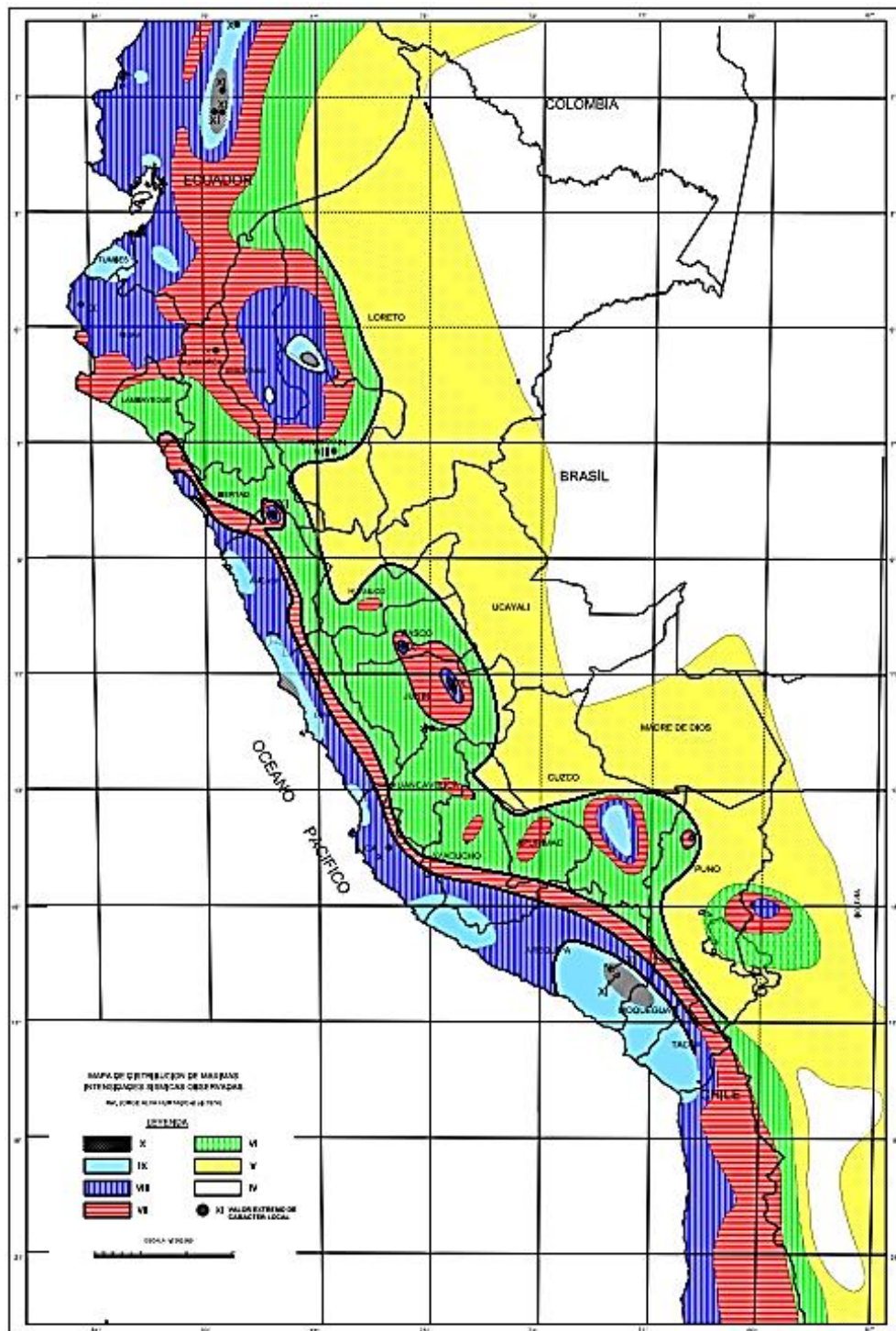


Figura N 21: Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas

Fuente: Alva Hurtado (1984)

El Mapa de la figura 21 muestra la Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas en el Perú realizado por Alva et al (1984), el cual se basó en mapas de isosistas de sismos peruanos y datos de intensidades puntuales de sismos históricos y recientes. La zona sísmica del sitio corresponde a la Zona 2 ($Z=0.25$)



Figura N 22: Zonificación Sísmica del Perú

Fuente: RNE (2016)

Los resultados geofísicos muestran que los parámetros geotécnicos corresponden a un perfil Tipo S_2 , según la norma E030 (2018), con valores de período $T_p = 0.60$ seg, $T_L=2.00$ seg y un factor de suelo de $S=1.20$.

5.2.7 Caracteriza Geotécnica del Terreno .

Antes de realizar cualquier análisis geotécnico como la determinación de la capacidad portante del terreno y el análisis de filtración del agua subterránea, se debe caracterizar la geometría del terreno así como los parámetros físicos y mecánicos. Para ello se analizó el tipo de suelo encontrado en las perforaciones y calicatas para establecer el suelo predominante en el sitio; también se estableció a cada tipo de suelo predominante su valor correspondiente de resistividad eléctrica y la velocidad de onda; luego se determinó la estratigrafía simplificada para realizar los análisis de capacidad portante y filtración de agua subterránea.

Identificación de Suelos Predominantes.:

De acuerdo a los resultados de la clasificación de los suelos, de las muestras de suelos obtenidas de las perforaciones WB y calicatas, se ha identificado que de las 86 muestras de suelo se tiene la presencia de diez tipos de suelo tales como arena arcillosa con grava (SC), grava arcillosa con arena (GC), arcilla de baja plasticidad (CL), arena limosa (SM), arena limo arcillosa con grava (SC-SM), grava limo arcillosa con arena (GC-GM), arcilla limosa (CL-ML), grava limosa (GM), limo de baja plasticidad (ML) y arena pobremente grada con limo (SP-SM).

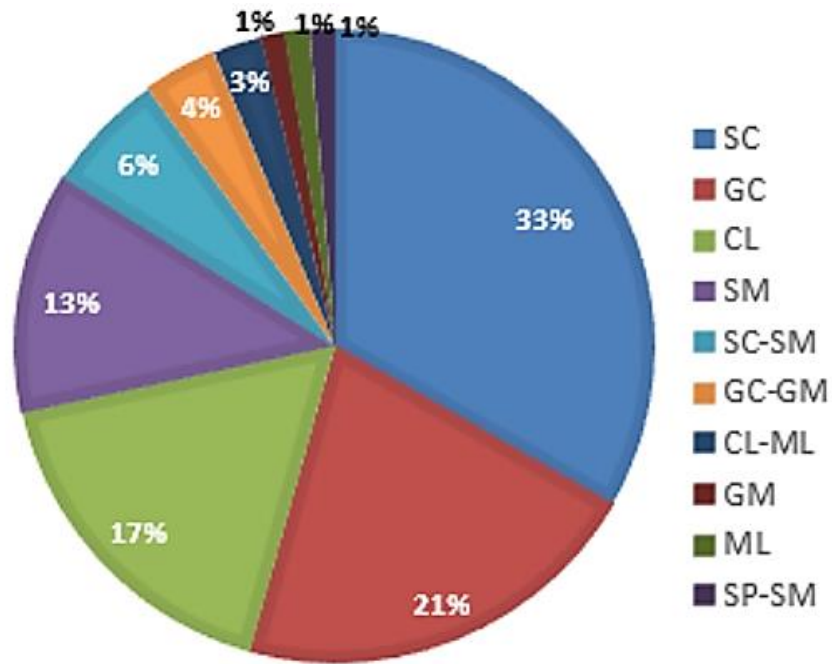


Figura N 25: Porcentaje de Distribucion de Muestras de Suelo Obtenidas de Campo

Fuente: Alva Hurtado (2021)

se visualiza el porcentaje de distribución de las muestras de suelos obtenidas de campo. De todos estos tipos de suelos los más predominantes fueron SC, GC, CL y SM, en un porcentaje mayor del 10%. Es necesario advertir que el laboratorio observó que varias muestras de grava con matriz de arena y arcilla durante el proceso de tamizado sufrieron la degradación física del tamaño de las partículas, de grava a arena.

Para establecer los parámetros de los suelos se ha visto por conveniente realizar un análisis del porcentaje de grava, arenas y finos (<0.075mm) que conforma los suelos SC, GC, CL y SM, como se muestran en la Imágenes . Para las arenas arcillosas (SC) en promedio están conformados por gravas en un 18%, arenas en un 42% y finos en un 40% .

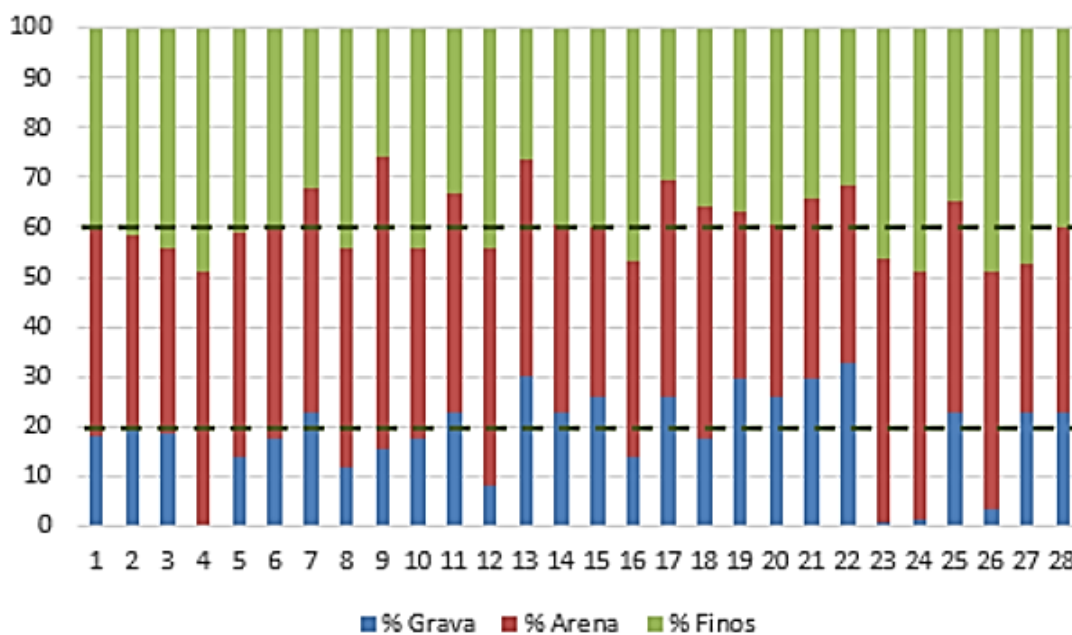


Figura N 28: Analisis del Porcentaje de Gravass, Arena y Finos de Arenas Arcillosas SC

Fuente: Alva Hurtado (2021)

Para las gravas arcillosas (GC) en promedio están conformados por gravas en un 47%, arenas en un 26% y finos en un 27% .

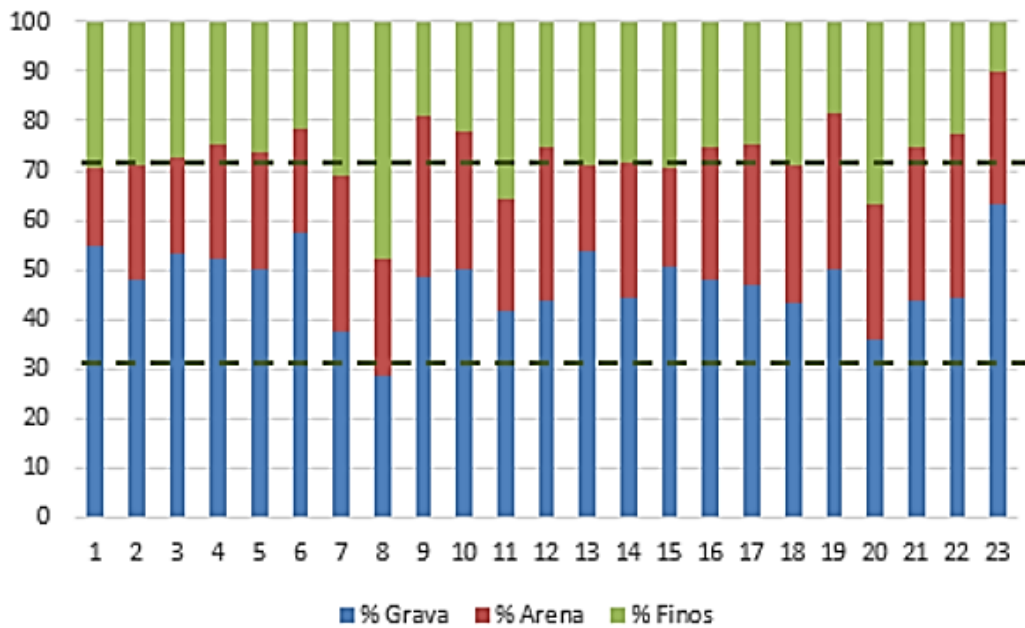


Figura N 31: Analisis del Porcentaje de Gravas, Arena y Finos de Gravas Arcillosas GC

Fuente: Alva Hurtado (2021)

Para las arcillas de baja plasticidad (CL) en promedio está conformado por gravas en un 3%; arenas en un 40% y por finos en un 57% .

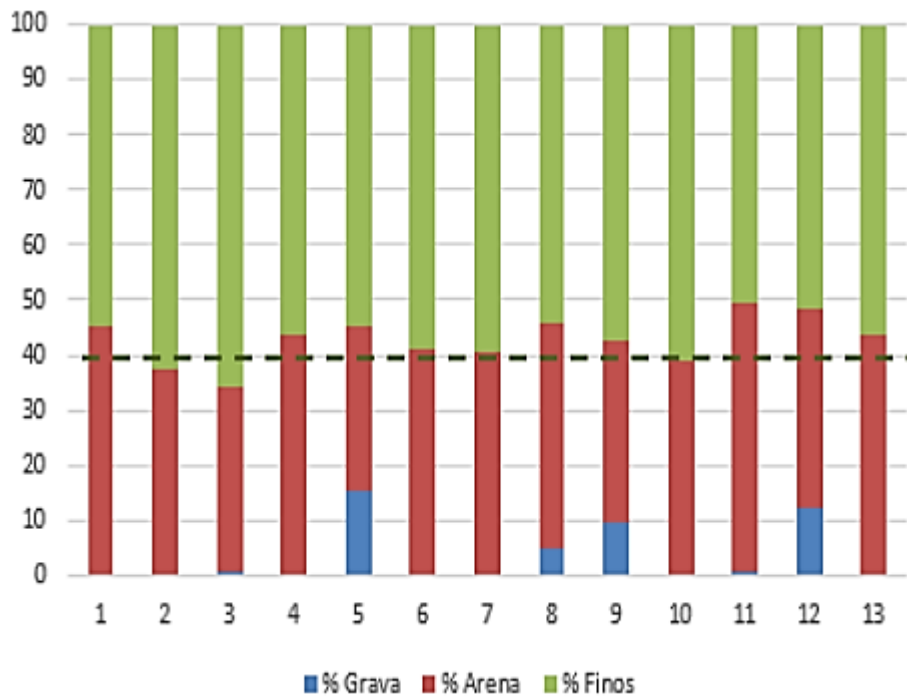


Figura N 33: Analisis del Porcentaje de Gravas, Arena y Finos de Arcillas de Baja Plasticidad CL

Para las arenas limosas (SM) en promedio por gravas en un 17%, por arenas en 52% y por finos en un 31% .

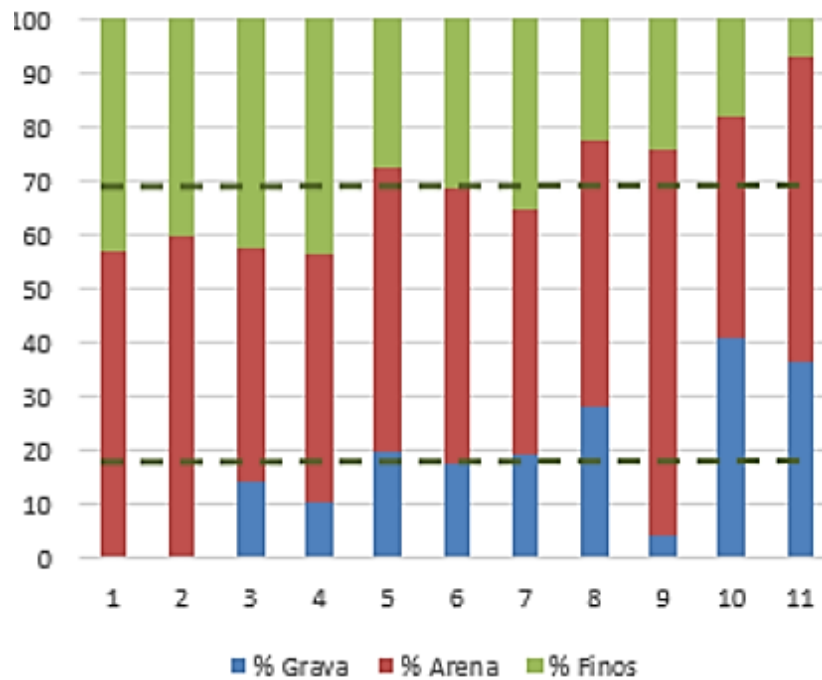


Figura N 36: Analisis del Porcentaje de Gravass, Arena y Finos de Arenas Limosas SM

Fuente: Alva Hurtado (2021)

De manera complementaria se hizo un análisis del contenido de humedad de los suelos SC, GC y CL, para identificar su variabilidad respecto al límite plástico (LP) y límite líquido (LL) de los finos que conforman estos suelos, esta variabilidad de la humedad de SC, GC y CL. Para las arenas arcillosas (SC) en promedio la humedad (17%) es ligeramente superior al LP (15%) e inferior al LL(29%); para las gravas arcillosas (GC) en promedio la humedad (12%) es inferior al LP (16%) e inferior al LL; para las arcillas de baja plasticidad (CL) el contenido de humedad (18%) es ligeramente superior al LP(16%) e inferior al LL (33%) además para este tipo de suelos se tiene un índice de liquidez promedio (IL) de 0.13 por lo que se puede inferir que el CL se encuentra preconsolidado (Terzaghi y Peck, 1967); para las arenas limosas (SM) no se hizo la comparación dado que la mayoría de ellas no presentan un LP.

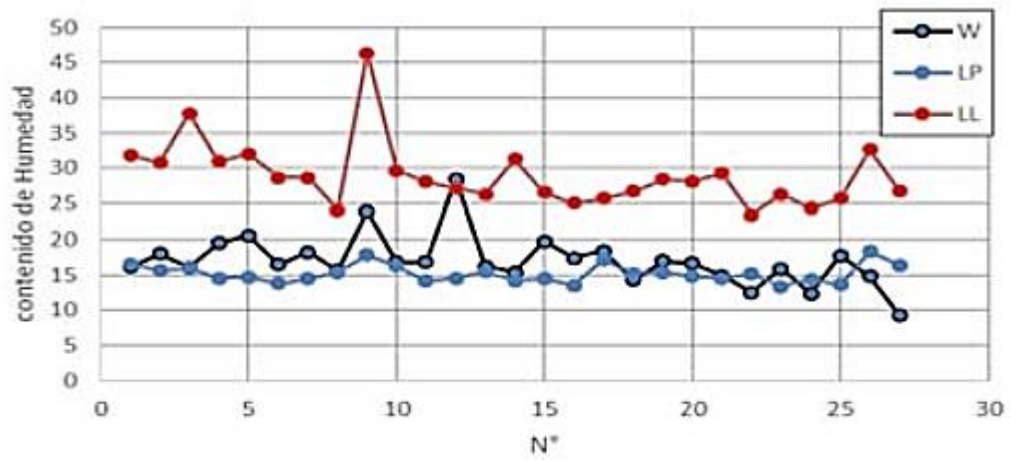


Figura N 39: Comparación de la Humedad de suelo SC

Fuente: Alva Hurtado (2021)

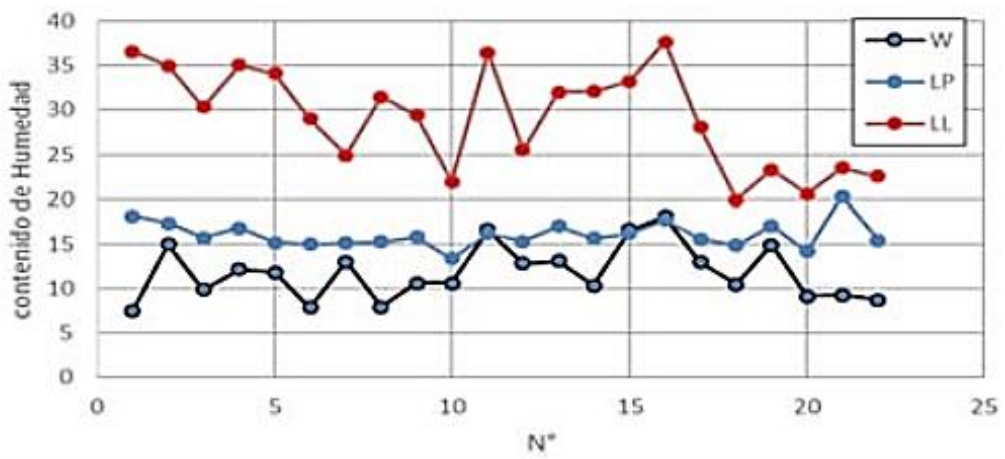


Figura N 42: Comparación de la Humedad de suelo GC

Fuente: Alva Hurtado (2021)

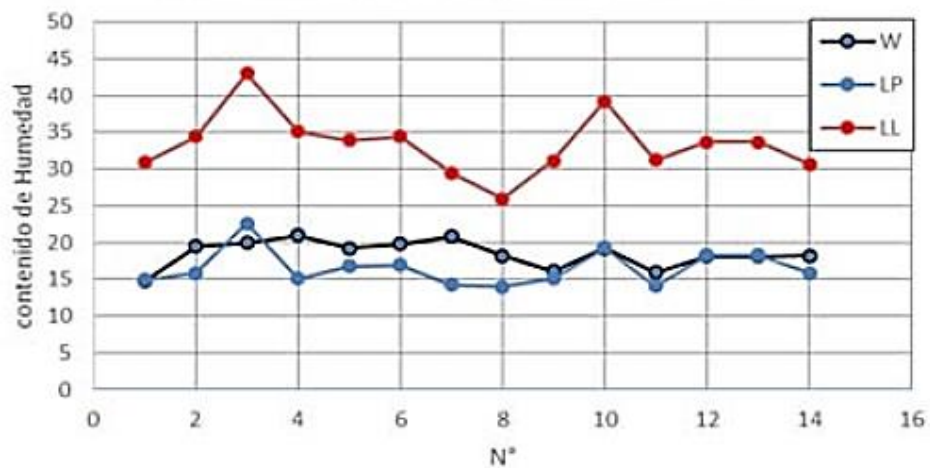


Figura N 45: Comparación de la Humedad de suelo CL

Fuente: Alva Hurtado (2021)

Relación entre la velocidad de onda de corte y la resistividad eléctrica y tipo de suelo:

De acuerdo a la superposición de los resultados obtenidos del perfil de velocidad de ondas de corte (V_s), la resistividad eléctrica del terreno (R) y las perforaciones, se ha encontrado que los suelos en estado húmedo (superior a la cota 1616) y saturado (por debajo de la cota 1616) en los parámetros de resistividad eléctrica, como por ejemplo para las arenas arcillosas (SC) en estado húmedo presentan menor resistividad eléctrica que en su estado saturado, de manera análoga ocurre con las gravas arcillosas (GC), arcillas de bajas plasticidad (CL) y arenas limosas. Además se puede identificar que los menores valores de resistividad eléctrica lo presentan las arenas limosas (SM) y los mayores valores de resistividad eléctrica lo presentan las gravas pobremente gradadas (GP) o bolonería.

Tabla 26

Relación entre el Tipo de Suelo, R y Vs

| SUCS | Resistividad Electrica R ($\Omega - m$) | Estado | Velocidad de Onda de Corte- V_s (m/s) |
|------|---|----------|--|
| SC | 400 - 500 | Saturado | 250 – 350 |
| | 130 - 220 | Humedo | 250 - 350 |
| GC | 300 - 600 | Saturado | 300 – 500 |
| | 300 - 400 | Humedo | 300 - 500 |
| CL | 320 – 400 | Saturado | 200 – 350 |
| | 120 - 200 | Humedo | 200 – 350 |
| SM | 100 – 200 | Saturado | 200 – 300 |
| | < 100 | Humedo | 300 - 350 |
| GM | 140 - 180 | Humedo | 350 - 400 |
| GP | >550 | Saturado | >400 |
| ML | 600 - 700 | Humedo | 200 - 300 |

Nota: Resumen de la relación que guarda el tipo de suelo con la resistividad eléctrica y la velocidad de onda de corte

Determinación de los parámetros de resistencia:

De acuerdo a los resultados de laboratorios del ensayo de compresión no consolidado no drenado (UU) de las arenas arcillosas (SC) y arcillas de baja plasticidad (CL), por lo que en promedio la cohesión y el ángulo de fricción interna en condiciones no drenadas para las SC son $C=0.42 \text{ kg/cm}^2$ y $\phi=10.0^\circ$, para las CL son $C=0.42 \text{ kg/cm}^2$ y $\phi=18.0$. Para las condiciones drenadas los parámetros de resistencia de las arenas limosas (SM) son $C'=0.0 \text{ kg/cm}^2$ y $\phi'=32.0^\circ$, y las gravas arcillosas son $C'=0.0 \text{ kg/cm}^2$ y $\phi'=36.0^\circ$ ambos fueron estimados en base a los valores de N-SPT y la experiencia profesional.

Tabla 27

Parametros de Resistencia de los suelos en el Sitio

| SUCS | Densidad (gr/cm3) | Parametros no Drenados | | Parametros Drenados | |
|------|----------------------|------------------------|-------------------------------------|----------------------------|--------------------------------------|
| | | Cohesiòn C (Kg/cm2) | Angulo de Fricciòn ϕ (°) | Cohesiòn C' (Kg/cm2) | Angulo de Fricciòn ϕ' (°) |
| SL | 2.10 | 0.42 | 18.0 | - | - |
| CL | 2.08 | 0.42 | 10.0 | - | - |
| GC | 2.30 | - | - | 0.00 | 36.0 |
| SM | 2.00 | - | - | 0.00 | 30.0 |

Notas: Resumen de los parámetros en condiciones drenadas y no drenadas de los suelos

Además los parámetros de deformabilidad del suelo se obtuvieron de la teoría de la elasticidad aplicada a la propagación de las ondas, para ello se utilizó los valores medios de la velocidad de onda de corte para cada tipo de suelo, para obtener el Módulo de Young (E), Modulo de rigidez (G) de cada tipo de suelo. Estos parámetros elásticos obtenidos a pequeñas deformaciones ($< 10^{-3}\%$), sin embargo, para el cálculo de los asentamientos los parámetros de rigidez son reducidos al 10% por compatibilidad de deformaciones.

Tabla 28

Parámetros de Resistencia de los Suelos en el Sitio

| SUCS | Coef.Poisson | Mòdulo de Young E (T/m2) |
|------|--------------|-----------------------------|
| SL | 0.45 | 2500 |
| CL | 0.45 | 2500 |
| GC | 0.40 | 8000 |
| SM | 0.40 | 2500 |

Nota: Parametro de deformabilidad del Sitio.

Estatigrafía Simplificada .

Luego de haber realizado la comparación de los resultados descritos en los párrafos anteriores, se ha identificado que cada perfil obtenido (de Vs y R) se observa que el terreno o suelo del proyecto se presenta de manera muy errática o variable, por lo que con fines prácticos se ha decidido uniformizar el terreno en estrato de gravas (GC o GP), arenas (SC o SM) y finos (CL) con la finalidad de simplificar el análisis de la capacidad de carga del suelo de cimentación y el análisis de filtración de agua subterránea.

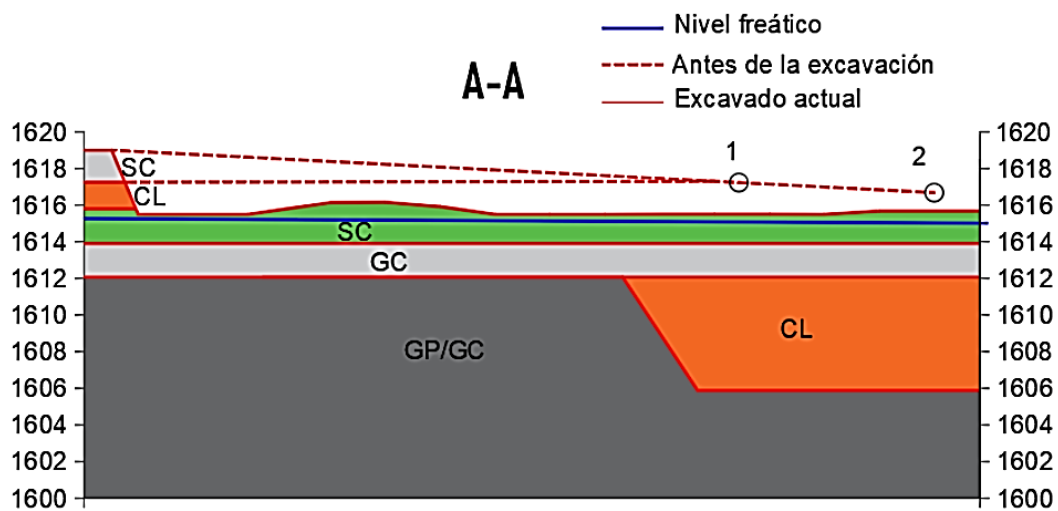


Figura N 48: Análisis del contenido de humedad de los suelos SC, GC y CL

Se ha obtenido tres sección representativa tal como se muestra en la Imagen, para los análisis de la capacidad de carga admisible por carga y por asentamiento. Así mismo para el cálculo de la capacidad portante del terreno se ha visto por conveniente identificar en planta el tipo de suelo .

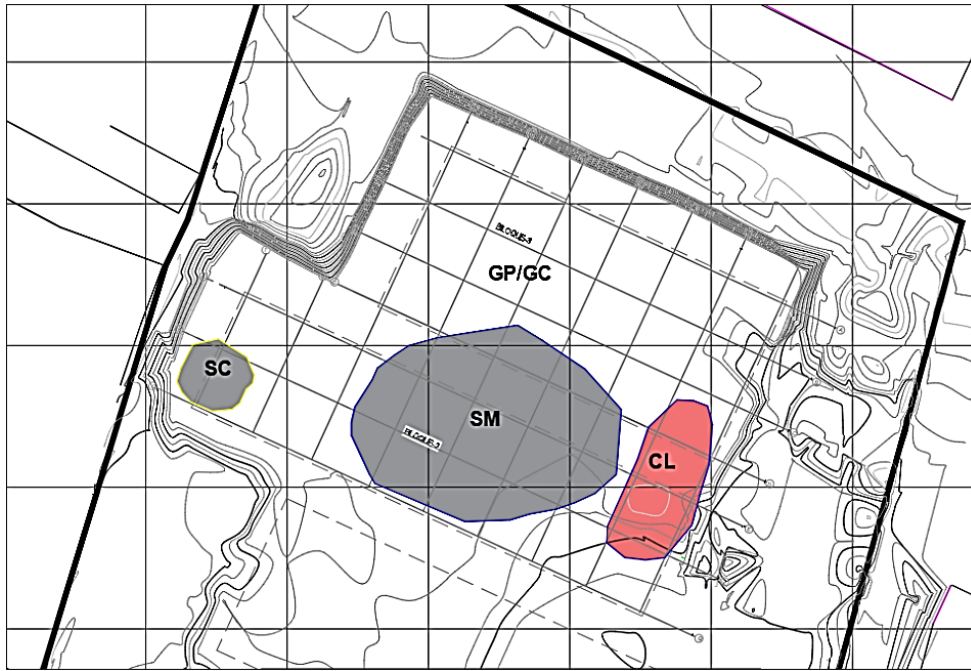


Figura N 50: Distribución en planta del suelo para el análisis de la cimentación (cota 1614)

Fuente: Alva Hurtado (2021)

5.2.8 Análisis de la Condición de Suelo de Cimentación .

Carga de Diseño Transmitida a la Cimentación.

La carga transmitida por la superestructura del hospital es aproximadamente 11, 703 Ton (proporcionado por el solicitante) que será distribuida en un área de 2400 m², lo que equivale a una presión de 0.49 kg/cm², por fines prácticos se consideró una presión de 0.5 kg/cm², dato que será utilizado para determinar los asentamientos generados al terreno.

Parámetros de Resistencia del Suelo:

Los parámetros de resistencia de los suelos predominantes se indican el Cuadro N°23

Tipo y Profundidad del Sistema de Cimentación

De acuerdo a las características de resistencia de los suelos predominantes, y la distribución en planta de los suelos, se recomienda utilizar una cimentación superficial tipo cimento corrido y platea de cimentación con una profundidad de desplante (DF) de 1.5m por debajo del nivel de piso terminado (NPT).

Cálculo y Análisis de la Capacidad de Carga Admisible

Capacidad Admisible por Resistencia

La capacidad de carga admisible del terreno se determinó en base a las características de resistencia del subsuelo, considerando los parámetros de resistencia a condiciones drenadas y condiciones no drenadas. La capacidad de carga de cimentaciones superficiales se determinó empleando la ecuación general (Meyerhof, 1963):

$$q_u = C' N_c F_{CS} F_{Cd} F_{Ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Donde:

q_u : Capacidad Ultima de Carga

q_c : Capacidad Admisible de Carga por falla de Corte = q_u / F_S

F_S : Factor de Seguridad = 3

C' : Cohesion del Suelo

q : $\gamma * D_f$

γ : Peso Unitario del Suelo

D_f : Profundidad de Cimentación.

$N_c N_\gamma N_q$: Factores de Capacidad de portante en Función de ϕ'

$F_{CS} F_{qs} F_{\gamma s}$: Factores de Forma (De Beer ,1970)

$F_{Cd} F_{qd} F_{\gamma d}$: Factores de profundidad (Hansen , 1970)

$F_{Ci} F_{qi} F_{\gamma i}$: Factores de Inclinación (Meyerhof ,1963)

Para cimentaciones rectangulares, los factores de carga son:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

$$N_q = \tan^2 \left(\frac{\phi}{2} + 45^\circ \right)$$

Considerando que se cimentará sobre un material variable como SM, SC, CL y GC que varía con la profundidad, cuyos parámetros de resistencia son mostrados en el Cuadro N°28.

Capacidad Admisible por Asentamiento .

Asentamiento Elástico :

La presión transmitida al terreno puede generar asentamientos mayores a los admisibles, por lo que se debe verificar los asentamientos previstos. Los asentamientos dependerán de los valores del módulo de elasticidad del terreno. Según la teoría de elasticidad podemos utilizar la siguiente expresión:

$$S_i = \frac{q_s(\alpha B')(1 - \mu^2)}{E_s} I_s \cdot I_f$$

Donde :

q_s : Presión Aplicada directamente sobre la cimentación

μ : Relación de Poisson del Suelo

E_s : Modulo de elasticidad del suelo

B' : $B/2$ en el centro de la cimentación o B en las esquinas

I_s : Factor de Forma (Steinbrenner, 1934)

I_f : Factor de Profundidad (Fox, 1948)

Para el caso del asentamiento de las plateas o losa de cimentación, el parámetro E del terreno se obtuvo de manera ponderada respecto del área (EA), por lo que para el Bloque 2 y 3 los módulos E son 4500 T/m² y 7000 T/m², respectivamente. En el Cuadro N°29 se muestra el resumen de los valores obtenidos de la capacidad admisible por asentamiento .

Tabla 29

Resumen de los Asentamientos Elásticos

| SUCS | Tipos de Cimentación | | Df (m) | B (m) | I_s | I_f | q_{adm} (Kg/cm ²) | S_e (cm) |
|------|----------------------|-----------|--------|-------|-------|-------|---------------------------------|------------|
| SC | Corrido | B=6.0 | 1.5 | 6.0 | 0.804 | 0.966 | 0.5 | 1.49 |
| | m | | | | | | | |
| CL | Corrido | B=6.0 | 1.5 | 6.0 | 0.804 | 0.966 | 0.5 | 1.49 |
| | m | | | | | | | |
| GC | Corrido | B=6.0 | 1.5 | 6.0 | 0.827 | 0.970 | 0.5 | 0.52 |
| | m | | | | | | | |
| SM | Corrido | B=6.0 | 1.5 | 6.0 | 0.804 | 0.966 | 0.5 | 1.49 |
| | m | | | | | | | |
| - | Platea | 17m x 69m | 1.5 | 17.0 | 0.756 | 1.00 | 0.5 | 2.13 |
| | Bloque02 | | | | | | | |
| - | Platea | 24m x 51m | 1.5 | 24.0 | 0.661 | 1.018 | 0.5 | 1.70 |
| | Bloque03 | | | | | | | |

Nota: Valores obtenidos de la capacidad admisible por asentamiento, en el anexo IV se muestra detalles de calculo.

Asentamiento por Consolidación:

Los suelos finos como las arcillas muestran asentamiento a través del tiempo como resultado la disipación de la presión de poros del agua de su interior, denominado consolidación. Según la teoría de consolidación el asentamiento que ocurre en un suelo arcilloso se calcula como:

$$S_c = \frac{H}{1 + e_0} C_r \log\left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_o}\right) + \frac{H}{1 + e_0} C_c \log\left(\frac{\sigma'_0 + \sigma'_{promedio}}{\sigma'_c}\right)$$

Donde:

H : espesor del suelo arcilloso

e_0 : Relación de vacíos del suelo

C_c : Índice de Compresión

C_r : Índice de Recomposición

σ'_0 : Presión efectiva del suelo

σ'_c : Presión de sobre consolidación

$\Delta\sigma'_{promedio}$: Incremento promedio de la presión efectiva

Debido a que los asentamientos por consolidación de los suelos arcillosos está muy influenciado por los esfuerzos efectivos que ocurren en el interior, se ha evaluado la variación de los esfuerzos efectivos en las fases de: antes de la excavación, excavación actual, y después de la excavación y después de la depresión del NF (causada por el sistema de subdrenaje). En el Cuadro N°30 se muestra el resumen del asentamiento por consolidación que ocurre en el suelo CL .

Tabla 30

Resumen de los asentamientos por consolidación

| SUCS | C_c | C_r | e_0 | q_{adm} (Kg/cm ²) | S_c |
|------|-------|-------|-------|------------------------------------|-------|
| CL | 0.128 | 0.118 | 0.58 | 0.5 | 1.80 |

Nota: La variación de los esfuerzos efectivos y la determinación del asentamiento

De acuerdo a los resultados anteriores, capacidad de carga del terreno por cortante y por asentamiento, se ha propuesto la capacidad de carga admisible del terreno para las zapatas de diferentes dimensiones, la profundidad de desplante (Df), la capacidad de carga admisible (q_{adm}), el asentamiento generado (S) y el asentamiento diferencial (ΔS) se muestran en el Cuadro N°31.

Es necesario indicar que este valor de capacidad de portante, es para las cimentaciones superficiales, no considera que el nivel del desplante de la zapata (D_f) esté por encima del muro perimetral de algún edificio colindante, debido a que esta zapata puede generar empujes importantes no consideradas al muro colindante. Además en ningún caso se ha considerado la capacidad de carga del terreno sobre un relleno controlado.

Comparación de la Capacidad de Carga Admisible y el Ensayo de Placa de Carga:

De manera comparativa se puede observar que los resultados del ensayo de placa de carga vertical a un esfuerzo de 0.5 kg/cm^2 , el asentamiento generado para la SC y GC son 0.25 mm y 0.6 mm respectivamente, por lo que estos asentamientos son menores a los asentamientos estimados que genera la superestructura, por lo que los asentamientos calculados que pueden ocurrir en la cimentación son conservadores. Si comparamos la presión transmitida del ensayo de placa con la presión admisible (q_{ult}/FS) para el suelo SC (2.9 kg/cm^2) y GC (7.5 kg/cm^2) se generaron los asentamientos de 2.8 mm y 13 mm , respectivamente. Por lo que notamos que los cálculos de los asentamientos estimados por la superestructura son conservadores.

5.2.9 Evaluación de Potencial de Licuación de los Suelos:

Se ha evaluado el potencial de licuación de los suelos arenosos bajo las consideraciones y metodología de Boulanger e Idriss (2010). Este método tiene como fundamento la propagación vertical de las ondas de corte que generan un esfuerzo de corte cíclico, el cual fue introducido inicialmente por Seed e Idriss (1971). Luego mediante un procedimiento simplificado estableció esfuerzo de corte cíclico como razón del esfuerzo efectivo vertical denominado razón de esfuerzo sísmico cíclico (CSR). Al mismo tiempo evaluó la resistencia no drenada última con el cual el suelo puede llegar a la falla por un exceso de presión de poros, denominado razón de resistencia cíclica (CRR), obtenida a partir de los obtenidos de N-SPT.

Parámetros Sísmicos para la Evaluación de la Licuación de Suelos.

Para realizar el análisis de licuación de suelos, los parámetros sísmicos considerados son los siguientes:

Magnitud : 7.0 Mw

Aceleración Máxima : $a_{max} = 0.20g$

FS_{min} (Según la E.050) : 1.15

La aceleración máxima de diseño (a_{max}) se obtuvo como los dos tercios del producto del parámetro Z y el factor de suelos S (ver sección 7.0); y en el caso de la magnitud sísmica de diseño (Mw) ésta se obtuvo de la magnitud máxima de las fuentes sísmicas tipo continentales en el informe de SENCICO (2016).

Evaluación del Potencial de Licuación de Suelos :

Dado que de todas las perforaciones ejecutadas en este estudio sólo la perforación S-4 alcanzó la profundidad de exploración de 10.5 m y se identificó que ésta está conformada por arenas limosas (SM), por lo que se evaluó el potencial de licuación de suelos por tener un espesor importante. Para las condiciones sísmicas indicadas en la sección 4.2.6 se puede establecer que a la profundidad de 0.0m a 6.5m (barra color naranja) no ocurre el potencial de licuación de suelo, mientras que a la profundidad de 6.5m a 10.5m (barra color amarillo) ocurre licuación de suelos.

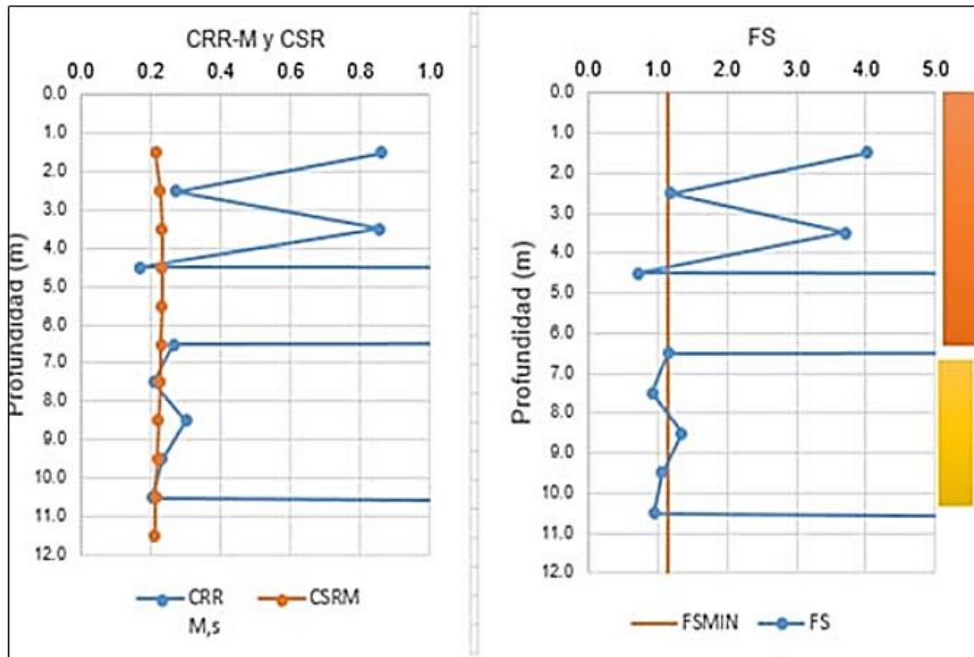


Figura N 53: Evaluación del Potencial de Licuación de Suelos

Fuente: Alva Hurtado

Evaluación de Daños por Licuación de Suelos:

Para evaluar de manera cualitativa los daños que ocurren en la superficie del terreno inducida por la licuación de suelos se ha utilizado el “criterio del espesor de estrato licuable” propuesto por Ishihara (1985). Este criterio evalúa a través de la comparación del estrato no licuable (H1) y el estrato licuable (H2) y la influencia considerando una aceleración máxima como se muestra en la Imagen N°11, si esta coordenada cae al lado izquierdo de la curva de cierta aceleración los daños inducidos por licuación en la superficie son importantes, al lado derecho de la misma curva los daños inducidos son despreciables. Además para evaluar el grado de peligro de la licuación de suelo en el sitio utilizaremos el método del índice de potencial de licuación de suelos (PL) propuesta por Iwasaki et al. (1982) el cual consiste de la variación del factor de seguridad y una ponderación en la profundidad.

Para este estudio, según el resultado de la sección 10.1, el estrato no licuable es $H1=6m$, el estrato licuable es $H2=4m$ y la curva de aceleración de $0.2g$ (200 gals) como se muestra en la Imagen N°12, se puede notar que para nuestra

evaluación la licuación de suelos en el sitio no ocasionará daños en la superficie, bajo las consideraciones indicadas en los párrafos anteriores.

Además el índice del potencial de licuación es 4.6%, por lo que de acuerdo al criterio establecido por Iwasaki et al (1982), el peligro de la licuación de suelos inducidos en la superficie del terreno, es bajo.

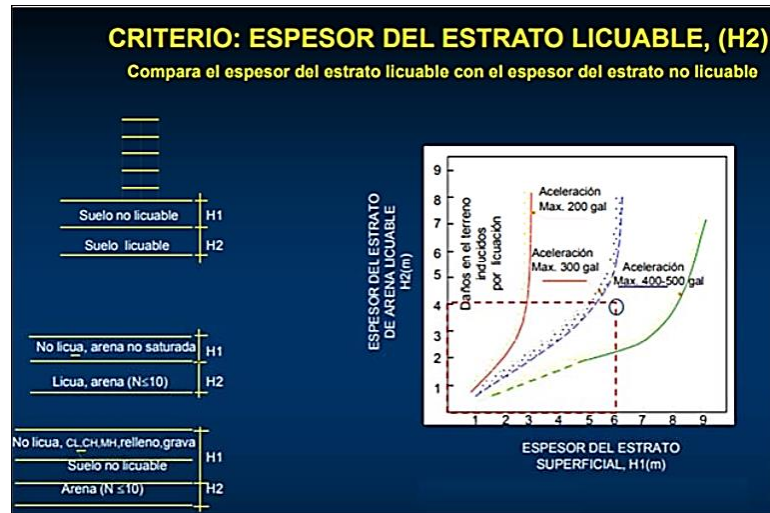


Figura N 56: Evaluación de daños inducidos por licuación de suelos (Ishihara, 1985)

5.3 Presentación de resultados

5.3.1 Cálculo de mejoramiento de suelo con columnas de grava

Para el cálculo de mejoramiento de suelos media columnas de grava, se utiliza el método de la homogeneización, esto debido a que se quiere hallar los parámetros equivalentes, y se usa el cálculo de la capacidad de carga última y admisible por Meyerhof.

Para el desarrollo de este método, se toma en consideración las cuatro muestras presentadas anteriormente, las cuales se tienen como datos sus parámetros y su capacidad portante. También se tendrá en cuenta los parámetros de la grava que se usará para las columnas, las cuales se usarán los parámetros estándar presentadas en la tabla 6. Consecuentemente se definió el tipo de malla triangular, esto debido a que es el más usado en campo, esto debido a su facilidad de ejecución.

Cálculo de la Capacidad Portante Mejorando con Columnas de Grava

Los parámetros del suelo necesarios a usar para este método se muestra en la siguiente tabla 34.

Tabla 31:

Parámetros de suelos a reforzar con Columnas de Grava

| Pámetros de los suelos | | | | | |
|-------------------------------|----------------|-----------------------------|-------------------------|------------------------------------|--|
| Muestras | E (Mpa) | ϕ(°) | ν | γ (Kn/m3) | γ' (Kn/m3) bajo el nivel freático |
| Muestra 1 | 25.0 | 18.0 | 0.45 | 20.5 | 21 |
| Muestra 2 | 25.0 | 10.0 | 0.45 | 20.5 | 21 |
| Muestra 3 | 80.0 | 36.0 | 0.35 | 21.5 | 22 |
| Muestra 4 | 25.0 | 30.0 | 0.45 | 20.5 | 21 |

Fuente: Elaboracion Propia

Acontinuación se determinará el diámetro de las columnas y las distancias entre columnas desde sus centros en la tabla 35. Las cuales serán las dimensiones para las 4 muestras.

Tabla 32

Diámetros de las columnas de grava y su sepación entre estas.

| Diámetro de las columnas de grava (m) | Distancia de las columnas (m) |
|--|--------------------------------------|
| 0.6 | 2 |

Fuente: Elaboración Propia

Determinando las dimensiones anteriormente mencionadas, se procede con el cálculo del diámetro equivalente, se tiene que considerar que el diámetro dependerá de la elección del tipo de emallado que se escogió, por lo tanto al ser el topo triangular se tiene como resultado en la tabla 36.

Tabla 33

Calculo del Diametro Equivalente

| |
|---------------------------------|
| Diámetro equivalente (m) |
| 2.1 |

Fuente: Elaboración Propia

Consecuentemente con el diámetro equivalente ya establecido y con los datos de diámetro de las columnas de grava y las distancias de las columnas se procede a los cálculos de área de celda (m²), área de columna (m²), área del suelo (m²) y la razón de sustitución. Esta se presenta en la tabla 37.

Tabla 34

Area de celda, de columna, del suelo y la razón de sustitución.

| Área de celda (m ²) | Área de columna (m ²) | Área del suelo (m ²) | Razón de sustitución |
|---------------------------------|-----------------------------------|----------------------------------|----------------------|
| 3.46 | 0.28 | 3.18 | 0.082 |

Fuente: Elaboración Propia

Se realiza el cálculo del factor de mejora de las muestras, con la finalidad de poder determinar el ángulo de rozamiento equivalente. La determinación del factor de mejora se muestra en la tabla 38.

Tabla 35

Calculo del Factor de Mejora

| Muestras | Factor de mejora (β) |
|-----------|------------------------------|
| Muestra 1 | 0.860 |
| Muestra 2 | 0.860 |
| Muestra 3 | 1.005 |
| Muestra 4 | 0.860 |

Fuente: Elaboración Propia

Con la obtención de los datos anteriores, se procede al cálculo de los parámetros geotécnicos equivalentes con las ecuaciones anteriormente mencionadas en el capítulo 2.3.8.3.2., en la cual se determinaran el peso específico equivalente (KN/m³), ángulo de rozamiento (°), cohesión (KN/m²) y Módulo de deformación (Mpa) de todas las muestras; las cuales se presentan en la tabla 39.

Tabla 36

Parametros Geotecnicos Equivalentes

| Muestras | Peso específico (KN/m3) | Ángulo de fricción (°) | Cohesión (KN/m2) | Módulo de deformación (Mpa) |
|------------------|------------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------|--|
| Muestra 1 | 20.541 | 23.40 | 37.837 | 29.082 |
| Muestra 2 | 20.541 | 17.50 | 37.837 | 29.082 |
| Muestra 3 | 21.459 | 35.90 | 0.000 | 79.592 |
| Muestra 4 | 20.541 | 32.10 | 0.000 | 29.082 |

Fuente: Elaboración Propia

Para el cálculo de la capacidad portante de las muestras reforzadas con columnas de gravas, se usa el método de Mayerhof. Para este cálculo se tiene que usar los parámetros mostrados en la tabla 6, además de las dimensiones de la cimentación, y las ecuaciones de los factores de capacidad de carga N_q , N_c y N_γ ; y de la tabla 3.

Considerando los ángulos de fricción hallados en la tabla 39. Se muestran los datos obtenidos de los factores de capacidad de carga en la tabla 40.

Tabla 37

Calculo de los Factores de Capacidad de Carga

| MUESTRAS | ϕ | N_q | N_c | N_γ |
|------------------|--------------------------|-------------------------|-------------------------|------------------------------|
| Muestra 1 | 23.4 | 9.00 | 18.51 | 8.65 |
| Muestra 2 | 17.5 | 5.02 | 12.73 | 3.80 |
| Muestra 3 | 35.9 | 37.19 | 50.02 | 55.24 |
| Muestra 4 | 32.1 | 23.37 | 35.70 | 30.54 |

Fuente: Elaboración Propia

Acontinuación con los datos obtenidos de la tabla 40. Se hace el cálculo de los factores de forma, profundidad e inclinación, la cual se muestran en la tabla 41.

Tabla 38

Cálculo de los factores de forma, profundidad e inclinación.

| Muestra 1 | | | | | |
|------------------|-------|------------|-------|------------|---|
| Fcs | 1.058 | Fcd | 1.088 | Fci | 1 |
| Fqs | 1.052 | Fqd | 1.079 | Fqi | 1 |
| Fys | 0.952 | Fyd | 1.000 | Fyi | 1 |
| Muestra 2 | | | | | |
| Fcs | 1.047 | Fcd | 1.096 | Fci | 1 |
| Fqs | 1.038 | Fqd | 1.077 | Fqi | 1 |
| Fys | 0.952 | Fyd | 1.000 | Fyi | 1 |
| Muestra 3 | | | | | |
| Fcs | 1.089 | Fcd | 1.042 | Fci | 1 |
| Fqs | 1.087 | Fqd | 1.041 | Fqi | 1 |
| Fys | 0.952 | Fyd | 1.000 | Fyi | 1 |
| Muestra 4 | | | | | |
| Fcs | 1.079 | Fcd | 1.072 | Fci | 1 |
| Fqs | 1.075 | Fqd | 1.069 | Fqi | 1 |
| Fys | 0.952 | Fyd | 1.000 | Fyi | 1 |

Finalmente, con los factores calculados en la tabla 39. se puede calcular la capacidad portante del suelo reforzado con columnas de grava con el método de Mayerhof, la cual se presenta en la tabla 42.

Tabla 39

Cálculo de la capacidad portante de los suelos reforzados.

| MUESTRAS | Capacidad Portante del suelo reforzado (KN/m²) |
|------------------|--|
| Muestra 1 | 1523.905 |
| Muestra 2 | 891.000 |
| Muestra 3 | 4288.890 |
| Muestra 4 | 2343.3400 |

Fuente: Elaboración Propia

5.3.2 Cálculo de mejoramiento de suelo con geomallas

Para un diseño de mejoramiento de suelo mediante la aplicación de geomallas, se tiene que tomar en consideración el tipo de suelo a mejorar, el nivel freático, el aumento de capacidad portante que se quiere aumentar, la cual depende del tipo de cimentación que se quiera diseñar, y el tipo de geomalla a usar. En todo esto se tiene que determinar, así como las columnas de grava, el tipo de suelo que será como relleno entre las capas de las geomallas y la cimentación, para la cual se propondrá los parámetros para dicho suelo.

Para determinar la capacidad portante del suelo mejorado, se tomará como información de los suelos a reforzar las 4 muestras presentados en la tabla 26.

Cálculo de la Capacidad Portante Mejorado con Geomallas

En el mejoramiento de los suelos para el aumento de la capacidad portante del suelo se hará uso del método de Wayne, en la cual como parámetro relativo del suelo a tratar es la capacidad portante, estos se muestran en la tabla 43.

Tabla 40

Capacidad Portante de los suelos a reforzar.

| MUESTRAS | Capacidad Portante (Kpa) |
|------------------|---------------------------------|
| Muestra 1 | 864.2 |
| Muestra 2 | 484.3 |
| Muestra 3 | 2645.7 |
| Muestra 4 | 1109.5 |

Se hará uso de la geomalla uniaxial MacGridWG Uniaxial, la cual en la tabla 44 se presenta las propiedades mecánicas.

Tabla 41

Propiedades Mecánicas de la Geomalla MacGridWG Uniaxial.

| Propiedades Mecánicas | | | 3 | 4 | 5 | 6 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 15 | 18 |
|----------------------------------|------|------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Resistencia a la Tracción | kN/m | ASTM D6637 | 40 | 44 | 65 | 75 | 88 | 100 | 110 | 120 | 135 | 140 | 160 | 190 |
| Tolerancia | kN/m | | -5 | -4 | -10 | -10 | -8 | -10 | -10 | -10 | -15 | -10 | -10 | -10 |
| Elongación Longitudinal | % | ASTM D6637 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| Tolerancia | % | | ± 2 | ± 2 | ± 2 | ± 2 | ± 2 | ± 2 | ± 2 | ± 2 | ± 2 | ± 2 | ± 2 | ± 2 |

Para el cálculo de la capacidad portante del suelo mejorado, se hará uso de la geomalla con una resistencia a la tracción de 40 kN/m para las cuatro muestras. También se hará uso de una sola geomalla de refuerzo situada a una distancia de 0.3 m desde la base de la cimentación.

Para el suelo de refuerzo se propondrá los parámetros necesarios para el cálculo de su capacidad portante. Se sabe que este suelo tiene que tener una capacidad portante baja, esto debido a que será solo para uso de relleno entre las capas. Los parámetros de suelo de refuerzo se muestra en la tabla 45.

Tabla 42

Parámetros de Suelo de Refuerzo Propuesto

| Distancia (m) | Peso Específico Aparante (Kn/m3) | Ángulo de Fricción (°) | Cohesión (Kn/m2) |
|----------------------|---|-------------------------------|-------------------------|
| 1.00 | 19.000 | 35.0 | 3.000 |

Con los parámetros del suelo de refuerzo establecidos en la tabla 45, se puede determinar la capacidad portante de dicho suelo; para esto, primero se

realiza el cálculo de los factores de capacidad de carga; esto se muestra en la tabla 46.

Tabla 43

Factores de Carga del Suelo de Refuerzo.

| Φ (°) | Nq | Nc | N γ |
|------------|--------|--------|------------|
| 35 | 33.300 | 46.120 | 48.030 |

Consiguientemente, se determinará los factores de forma, profundidad e inclinación. Para este cálculo se hará uso de los métodos de DeBeer para el factor de forma, Hansen para el factor de profundidad y de Merhof para el factor de inclinación. La cual estas se muestrán en la tabla 47.

Tabla44

Factores de Forma, Profundidad e Inclinación.

| | | | | | |
|------------|-------|------------|-------|------------|-------|
| Fcs | 1.087 | Fcd | 1.066 | Fci | 1.000 |
| Fqs | 1.084 | Fqd | 1.064 | Fqi | 1.000 |
| Fys | 0.952 | Fyd | 1.000 | Fyi | 1.000 |

Por el método de Mayerhof se determina la capacidad portante del suelo de refuerzo, esta se presenta en la siguiente expresion .

Capacidad Portante de Suelo de Refuerzo (kN/m2) =3496.042

Con el cálculo de la capacidad portante del suelo de refuerzo, se puede determinar el coeficiente de punzonamiento (Ks), la cual es necesario para el método de Wayne. Para esto se hace uso del gráfico 5 en la cual se establece que la relación de capacidades portantes del suelo a reforzar y el suelo de refuerzo

resulta 0.25; y el ángulo de fricción del suelo de refuerzo se calcula el coeficiente de punzonamiento. El resultado se muestra en la siguiente expresión

$$\text{Coeficiente de Punzonamiento (Ks)} = 3$$

Finalmente, con los datos obtenidos anteriormente, y también los parámetros propuestos, se puede determinar el aumento de la capacidad portante usando la fórmula del método de Wayne. La cual los resultados se presentan en la tabla 48.

Tabla 45

Cálculo de las Capacidades Portantes de los Suelos Mejorados

| MUESTRA | CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS MEJORADOS (kN/m ²) |
|-----------|--|
| Muestra 1 | 1720.809 |
| Muestra 2 | 1339.680 |
| Muestra 3 | 3499.615 |
| Muestra 4 | 1968.568 |

5.4 Análisis de resultados

Con estos datos obtenidos de la capacidad portante del suelo reforzado con columnas de grava, se puede comparar cuanto a aumentado en comparación con el suelo sin reforzar dicha capacidad portante, la cual la razón CBR se muestra en la tabla 49.

Tabla 46

Cálculo de la razón CRB con Columnas de Grava.

| MUESTRAS | CBR |
|------------------|------|
| Muestra 1 | 1.76 |
| Muestra 2 | 1.84 |
| Muestra 3 | 1.62 |
| Muestra 4 | 2.11 |

Como se muestra en la tabla 49. Se puede observar que la razón CRB es mayor que 1, por lo que capacidad portante del suelo reforzado con columnas de gravas, en la cual se propuso sus parámetros y su diseño geométrico, aumenta dependiendo del tipo de suelo y sus características. Por lo tanto se determina que la inclusión de columnas de grava mejora la capacidad portante de suelos blandos.

Así mismo, se determina la razón de las capacidades portantes del suelo antes del refuerzo y del suelo reforzado con geomallas; para esto se usa la razón CBR, la cual se toma en consideración que si la relación es mayor que 1, es porque la capacidad portante del suelo aumentó. Estos cálculos se muestran en la tabla 50.

Tabla 47

Cálculo de la Razón CBR con Geomallas

| MUESTRAS | CBR |
|------------------|------------|
| Muestra 1 | 1.99 |
| Muestra 2 | 2.77 |
| Muestra 3 | 1.32 |
| Muestra 4 | 1.77 |

Con la tabla 50, se determina que la capacidad portante del suelo aumenta o mejora con el uso de geomallas de suelos blandos, y esto depende de los tipos de suelos presentado anteriormente en la tabla 43, y con los parámetros propuesto; también el tipo y parámetros de geomallas presentados en la tabla 44. Para poder determinar que tipo de mejoramiento es más conveniente respecto al suelo a mejorar, se tiene que hacer una comparación respecto al CRB de cada método, es por esto que esto se presenta en la tabla 51.

Tabla 48

Resultados Obtenidos

| MUESTRAS | CBR Columnas de Grava | CBR Geomallas | DESCRIPCIÓN | TIPO (SUCS) |
|-----------------|--------------------------------------|--------------------------|--------------------------------|------------------------|
| Muestra 1 | 1.76 | 1.99 | Arena Arcillosa | SC |
| Muestra 2 | 1.84 | 2.77 | Arcilla de Baja Plasticidad | CL |
| Muestra 3 | 1.62 | 1.32 | Grava Limosa | GC |
| Muestra 4 | 2.11 | 1.77 | Arena Limosa | SM |

Como se puede observar en la tabla 51, las geomallas tienen mejor influencia en suelos arcillosos, esto quiere decir, con suelos con una alta cohesión y bajo ángulo de fricción y estas están presentes en la muestra 1 y 2 donde se compara que las capacidades portantes son más altas que las columnas de grava. En cambio, las columnas de grava tienen una mejor influencia en suelos limosos, suelos con cohesión cero y alto ángulo de fricción, como se muestra en la tabla 51, las muestras 3 y 4 el uso de columnas de grava para el aumento de la capacidad portante es mayor que el uso de geomallas.

Con esto se puede llegar a la conclusión, que con las 4 muestras de suelos, las columnas de grava tienen un mejor uso para suelos limosos y las geomallas en suelos arcillosos.

DISCUSIÓN

Das (2011) afirma que un método de uso actual para aumentar la capacidad de soporte de carga de cimentaciones superficiales sobre estratos de arcilla suave es la construcción de columnas de grava, que en general consiste en introducir un vibroflot mediante un chorro de agua en el estrato de arcilla suave para hacer un agujero circular que se extiende a través de la arcilla hasta un suelo más firme.

En la tabla 42 se pudo detallar que el aumento de la capacidad portante en las cuatro muestras depende del tipo de suelo. Ya que para los suelos arcillosos como se presenta en la tabla 51 tienen un aumento de 76% y 84% para la muestra 1 y la muestra 2 respectivamente, y para suelos limosos se tiene un aumento de 62% y 111% para la muestra 3 y la muestra 4 respectivamente.

Los resultados obtenidos conciden con lo presentado en Valdiviezo (2019), que determina que el uso de columnas de grava aumenta la capacidad portante de suelos, en este caso en arenas muy densas, con lo cual presentan un aumento entre 25% a 82%.

Estos datos muestran que el método de mejoramiento de suelo con columnas de grava, tienen un mejor efecto en suelos limosos que en suelos arcillosos, también depende de las propiedades mecánicas de dichos suelos.

Ojea et al. (2010) menciona que en la aplicación de fundaciones directas sobre suelos, cuya capacidad de soporte no es la ideal, es posible incrementar la capacidad de carga de esos suelos, por medio de la adición de refuerzos geosintéticos, evitando de esa manera el cambio total o parcial del suelo de fundación o la utilización de fundaciones profundas, lo que en muchos casos imposibilitaría la obra.

Se muestra en la tabla 48 los resultados de mejoramiento de suelos con geomallas, la cual se pudo observar que dicho mejoramiento varía dependiendo el tipo de suelo por lo que en la tabla 51 se pudo determinar que dicho mejoramiento tiene un mayor aumento de capacidad portante en suelos arcillosos, obtuyéndose un aumento de 99% y 177% para la muestra 1 y la muestra 2 respectivamente, y un aumento de 32% y 77% para la muestra 3 y la muestra 4 respectivamente, que son los suelos limosos.

Estos resultados coinciden con lo obtenido por Egoavil (2012), quienes calcularon que el uso de geomallas para reforzar un suelo arcilloso, por el método de cálculo de Wayne, con 5 capas de geomallas esparcidas cada 30 cm tienen un aumento de la capacidad portante de dicho suelo de 37%.

Por lo que se determina que el uso de geomallas aumenta la capacidad portante de suelos, teniendo un mejor aumento en suelos arcillosos que en suelos limosos, estos también dependen del diseño que se quiera implementar para el mejoramiento, siendo la presentada con una capa de geomalla a 30 cm.

Para determinar que método de mejoramiento de suelo es mejor dependiendo el tipo de suelo, se realizó el análisis de resultado de cada método, con la cual se presenta en la tabla 51 que muestra dichos resultados con el tipo de suelo a reforzar, siendo estas arcillas y limosas. Por lo que se pudo llegar a concretar que las columnas de grava tienen un mejor aumento en los suelos limosos y las geomallas en los suelos arcillosos.

Como se menciona en Valdiviezo (2019), los tipos de suelos en las se realizó el mejoramiento fue en suelos de arenas muy densas, también en Egoavil (2012) llegan a denotar que el mejoramiento con geomallas se realizó en suelo arcilloso, la cual concide con lo mostrado en la tabla 51 que destaca un mejor aumento en suelos arcillosos.

CONCLUSIÓN

1. Como se determinó en los análisis de resultados, para la comparación de resultados se hizo uso de la razón CBR (Bearing Capacity Ratio) el coeficiente de aumento de la capacidad portante, y es con este coeficiente que se realizó la comparación de resultados en los dos métodos, la cual se pudo observar en la tabla 51. Si bien es cierto este coeficiente es propio de los mejoramientos de suelos con geomallas, se aplicó también en el método de las columnas de grava, para así poder realizar dicha comparación. Se pudo observar que para las muestras de suelos arcillosos las geomallas llegaron a un aumento de 99 y 100% de su capacidad portante de suelo sin reforzar, y para suelos limosos las columnas de grava son las que llegan a 62 y 111% de aumento.
2. Se pudo observar que los parámetros estándar de las columnas de grava en la tabla 4 no presenta cohesión, esto debido a que el relleno de por sí es grava, por lo que se concluye que un mejoramiento de suelo con la inclusión de un suelo de grava, mejora la capacidad portante del suelo. Estos se presentan en la tabla 42, siendo para las muestra 1 y 2 que son suelos arcillosos un aumento a 1523.905 kN/m² y 891.000 kN/m² respectivamente, y para las muestra 3 y 4 que son suelos limosos un aumento de 4288.890 kN/m² y 2343.340 kN/m² respectivamente.
3. El aumento de la capacidad portante con el uso de geomallas uniaxiales depende de las propiedades mecánicas de estas. Al ser uniaxiales, quiere decir en una sola dirección, se toma en consideración la fuerza a la tracción longitudinal. Se muestra en la tabla 44, que en el desarrollo se usó la geomalla con fuerza a la tracción de 40 kN/m, la cual es la de menor fuerza a la tracción de dicha marca, por lo que se puede interpretar que, con una fuerza mayor a la tracción, la capacidad portante del suelo aumentará. Con lo cual en la tabla 48 se muestra los aumentos de la capacidad portante de lo suelos para las 4 muestras siendo para la muestra 1 y 2 que son suelos arcillosos un aumento a 1720.809 kN/m² y 1339.680 kN/m² respectivamente, y para las muestras 3 y 4 que son suelos limosos un aumento a 3499.615 kN/m² y 1968.568 kN/m².
4. Como se muestra en la tabla 51. Para determinar el mejoramiento de suelo, se hizo uso del coeficiente CRB, la cual indica el aumento de la capacidad de portante en la técnica de mejoramiento de columnas de grava para las muestras 1, 2, 3 y 4 en 1.76, 1.84, 1.62 y 2.11 respectivamente; en el caso de la técnica de mejoramiento

con geomallas para las muestras 1, 2, 3 y 4 el aumento de la capacidad portante con el coeficiente son de 1.99, 2.77, 1.32 y 1.77 respectivamente, también se incluyó el tipo de suelo que ha sido reforzado, con esto se puede llegar a concluir que cada método actúa mejor dependiendo del suelo a reforzar, en el caso de geomallas su mejoramiento de capacidad de carga es mejor en suelos arcillosos, y que las columnas de grava tienen un mejor aumento en tipos de suelos limosos.

RECOMENDACIONES

1. Para realizar la comparación entre los métodos de mejoramiento suelos, se tiene que tener en consideración los aspectos mecánicos de los suelos y de los materiales de relleno que usarán para dichos métodos. También se tendrá que determinar los aspectos geométricos de los diseños de cada método, ya que esto implica mucho en el aumento de la capacidad portante que se quiera llegar.
2. Al realizar un diseño de mejoramiento de suelo con columnas de grava, se debe analizar el área del terreno y que parte es la que se va a mejorar, para el tipo de enmallado que se quiera usar. También se puede realizar el diseño basándose en el método de mejoramiento de suelo de vibroflotación, que es justamente de donde parte las columnas de grava. Así mismo, para el uso de columnas de grava se tiene que tomar en consideración el diámetro de las columnas a diseñar y el espacio entre estas, esto debido a la cantidad de material de suelo que se va a reemplazar, por lo que, si es de mayor dimensión será también un costo mayor. El material granular debe tener las propiedades mecánicas aceptables para el relleno adecuado en las columnas de grava.
3. Así mismo, para el uso de columnas de grava se tiene que tomar en consideración el diámetro de las columnas a diseñar y el espacio entre estas, esto debido a la cantidad de material de suelo que se va a reemplazar, por lo que, si es de mayor dimensión será también un costo mayor. El material granular debe tener las propiedades mecánicas aceptables para el relleno adecuado en las columnas de grava. Para obtener un óptimo funcionamiento del método de mejoramiento de suelo con geomallas, es recomendable que el suelo de relleno sea de poca capacidad portante, por lo que sus parámetros no deben ser altos. Esto debido a que las geomallas son las que aumentan la capacidad portante por su resistencia a la tracción y su capacidad de deformación.
4. Para realizar una comparación de resultados entre diferentes métodos de mejoramiento, se tuvo que implementar el coeficiente de aumento de capacidad portante, está presentado en la parte teórica de geomallas, ya que dicho coeficiente ayuda para la comparativa de resultados y así poder determinar cómo los métodos de mejoramiento de suelo actúan mejor dependiendo del tipo de suelo que se está reforzando.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

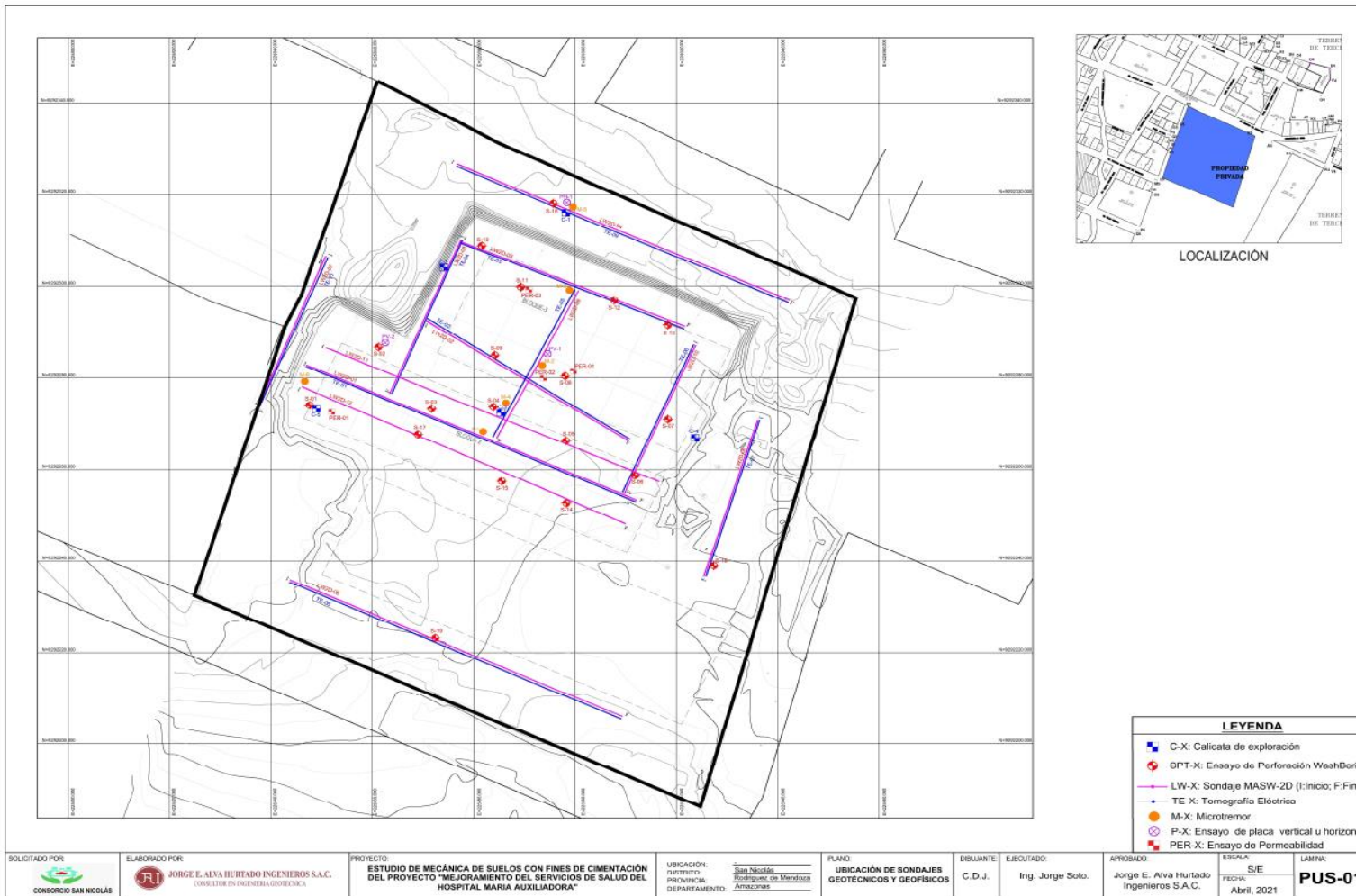
- Das, B. (1999). *Principios de ingeniería de cimentación*. Mexico, Mexico: International Thomson Editores.
- Das, B. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. Mexico, Mexico: Cengage Learning Editores, S.A. de C.V.
- Egoavil, H. (2012). *Refuerzo de cimentaciones superficiales con geosintéticos* (Tesis de Maestría). Universidad Nacional de Educación a Distancia, España.
- Miranda, M. (2014). *Influencia de la densidad y del confinamiento con geotextil en columnas de grava* (Tesis doctoral). Universidad de Cantabria, Santander, España.
- Ojea, D., Oliveira, P., Santos, P., y Chiari, V. (2010). *Criterios generales para proyectos, especificación y aplicación de geosintéticos*. Sao Pablo, Brasil: MACCAFERRI
- Ortiz, N., & Quintero, E. (2020). *Uso de geosintéticos para el mejoramiento de la capacidad portante de suelos bajo cimentaciones superficiales* (Tesis de titulación). Universidad de Cartagena, Cartagena, Colombia.
- Ortuño, L. (2003). *Vibroflotación. Columnas de Grava*. Madrid, España: Jornada sobre Mejora del Terreno de Cimentación.
- Quesada, L. (2018). *Determinación de la capacidad de carga en cimentaciones superficiales sobre bases estratificadas en suelos friccionales* (Tesis de titulación). Universidad Central “Marta Aberu” de Las Villas, Santa Clara, Cuba.
- Quijije, A. (2019). *Reforzamiento del suelo con la utilización de geotextiles y geomallas aplicado en la ciudad de Manta* (Tesis de titulación). Universidad Laica “Eloy Alfaro” de Manabí, Manabí, Ecuador.
- Reyes, A. (2020). *Mejoramiento de suelos granulares mediante el uso de columnas de grava* (Tesis de titulación). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Valdiviezo, K. (2019). *Uso de columnas de grava compactada para aumentar la capacidad portante del suelo en la avenida sanchez cerro entre la avenida chulucanas y avenida martires de uchuraccay, ubicada en el distrito de Piura – provincia de Piura- departamento de Piura* (Tesis de titulación). Universidad de Nacional de Piura, Piura, Perú.

ANEXOS

10.1 Anexo 1: Matriz de Consistencia

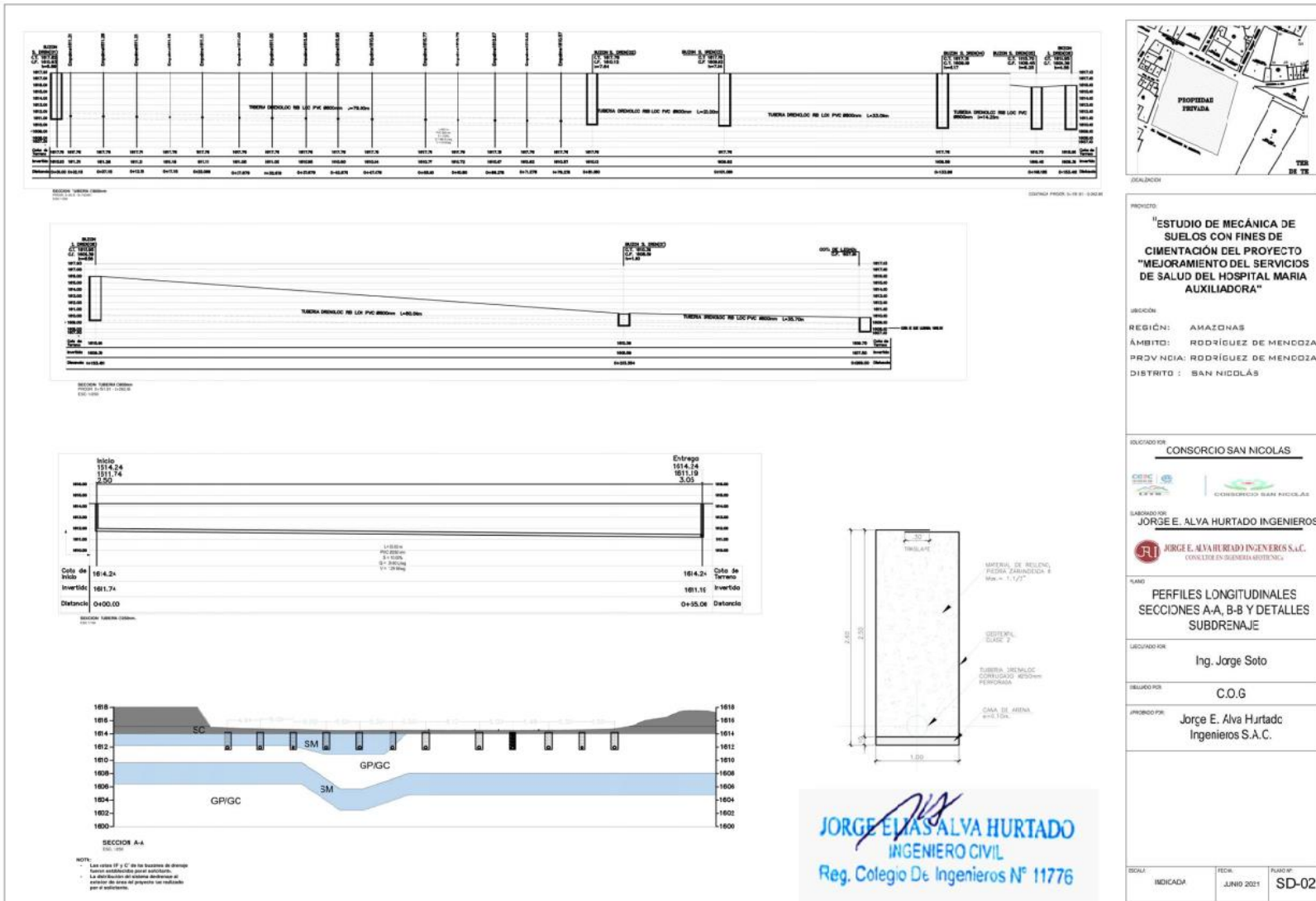
| PROBLEMAS | OBJETIVOS | HIPÓTESIS | VARIABLES | INDICADORES |
|---|--|--|---|--|
| <p><i>PROBLEMA GENERAL</i></p> <p>¿Cómo establecer la comparación de los resultados obtenidos en el mejoramiento de suelos blandos con la técnica de mejoramiento de columna de grava y geomallas en Rodríguez de Mendoza-Amazonas 2022</p> <p><i>PROBLEMAS ESPECÍFICOS</i></p> <p>De que manera la técnica de mejoramiento de columna de grava en suelo de cimentación mejora la capacidad portante ?</p> <p>¿De que manera la técnica de mejoramiento con el uso de geomallas mejora la capacidad portante del suelo de cimentación?</p> <p>¿Cómo se determinara que técnica de mejoramiento de suelo es la mas conveniente considerando el suelo a utilizar?</p> | <p><i>OBJETIVO GENERAL</i></p> <p>Comparar los resultados obtenidos en el mejoramiento de la capacidad portante de suelos blandos con los usos de geomallas y columnas de grava en la provincia de Rodríguez de Mendoza -Amazonas año 2022.</p> <p><i>OBJETIVOS ESPECÍFICOS</i></p> <p>Mejorar la capacidad portante del suelo de cimentación con el uso de columnas de grava compactada.</p> <p>Mejorar la capacidad portante del suelo de cimentación con el uso de geomallas.</p> <p>Determinar que técnica de mejoramiento del suelo es el mas conveniente considerando el suelo a utilizar.</p> | <p><i>HIPÓTESIS GENERAL</i></p> <p>Al analizar la aplicación de técnicas de mejoramiento de suelos blandos con columnas de grava y geomallas, se mejora la capacidad portante.</p> <p><i>HIPÓTESIS ESPECÍFICAS</i></p> <p>Al analizar la aplicación de columnas de grava en suelos blandos , se mejora la capacidad portante del suelo.</p> <p>Al analizar el uso de geomallas en suelo blando , se mejora la capacidad portante del suelo</p> <p>Con el uso y aplicación de geomallas y columnas de grava, se identifica que método es mas conveniente , dependiendo del tipo de suelo.</p> | <p><i>VARIABLE INDEPENDIENTE</i></p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ <i>Geomallas</i> ➤ <i>Columna de Grava</i> <p><i>VARIABLE DEPENDIENTE</i></p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ <i>Capacidad portante</i> ➤ <i>Asentamientos</i> ➤ <i>Estabilidad del suelo</i> | <ul style="list-style-type: none"> ➤ <i>Uniaxial, fuerza a la tracción,</i> ➤ <i>Diametro ,</i> <i>distanciamiento entre columans</i> ➤ <i>Cohesion</i> ➤ <i>Fricción</i> ➤ <i>Coefficiente de Punzonamiento</i> ➤ <i>Peso específico</i> |

10.2 **Anexo 2:** Planos Ubicación de Sondajes Geotecnicos y Geogisicos

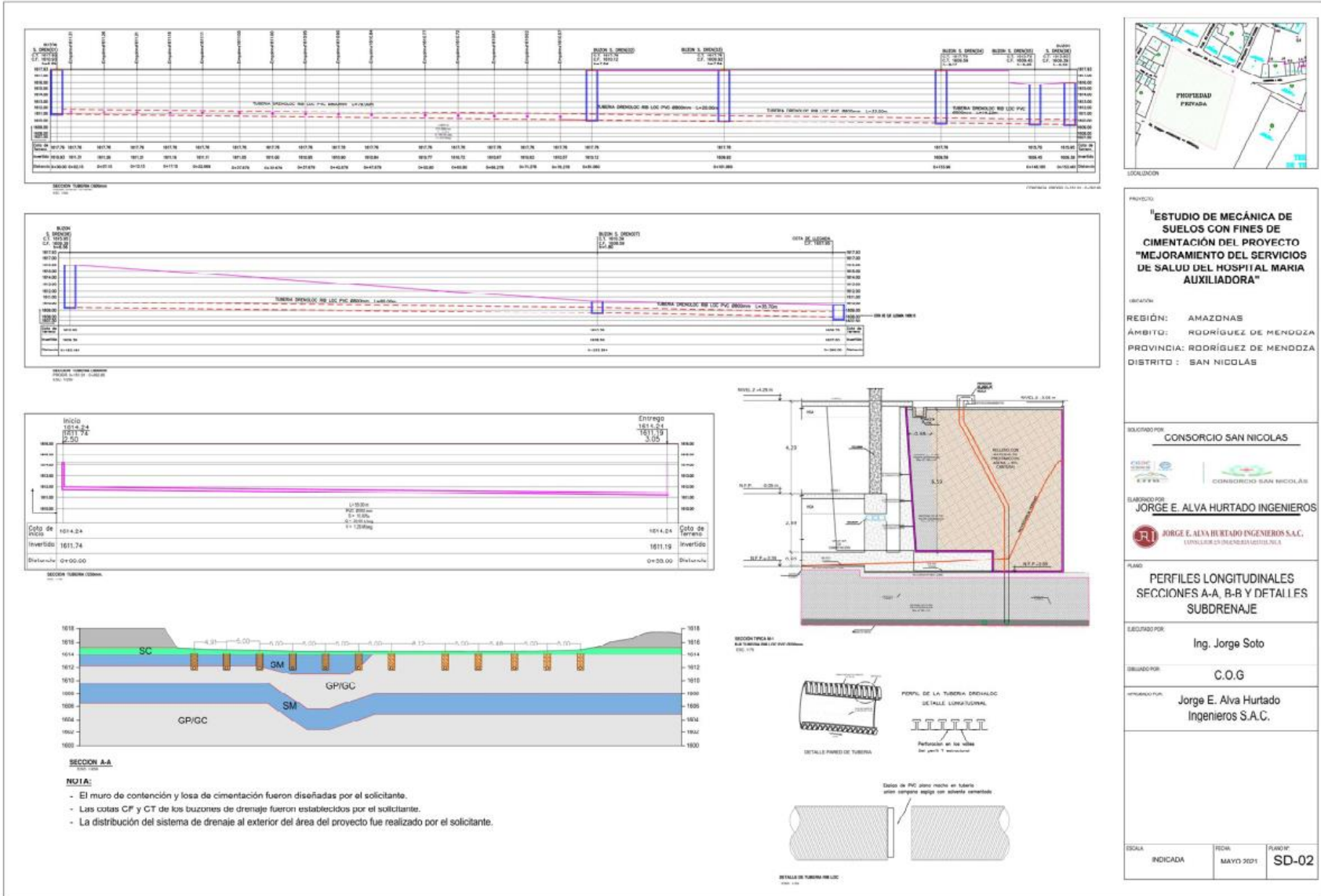


Fuente: Alva Huratado(2021)

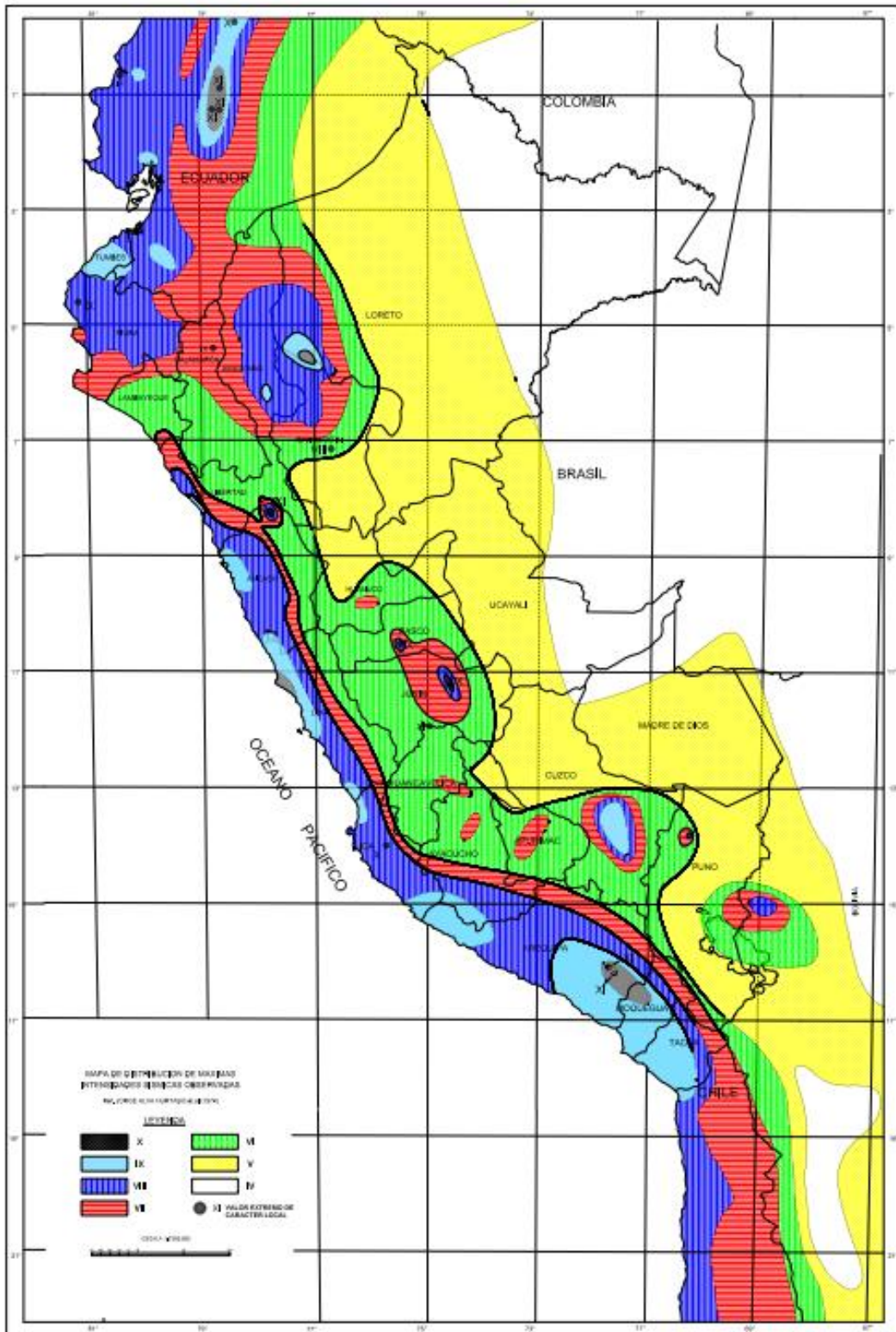
10.3 Anexo 3: Plano de perfiles longitudinales, estatigrafía del área



10.4 Anexo 4: Plano de Perfiles Longitudinales.

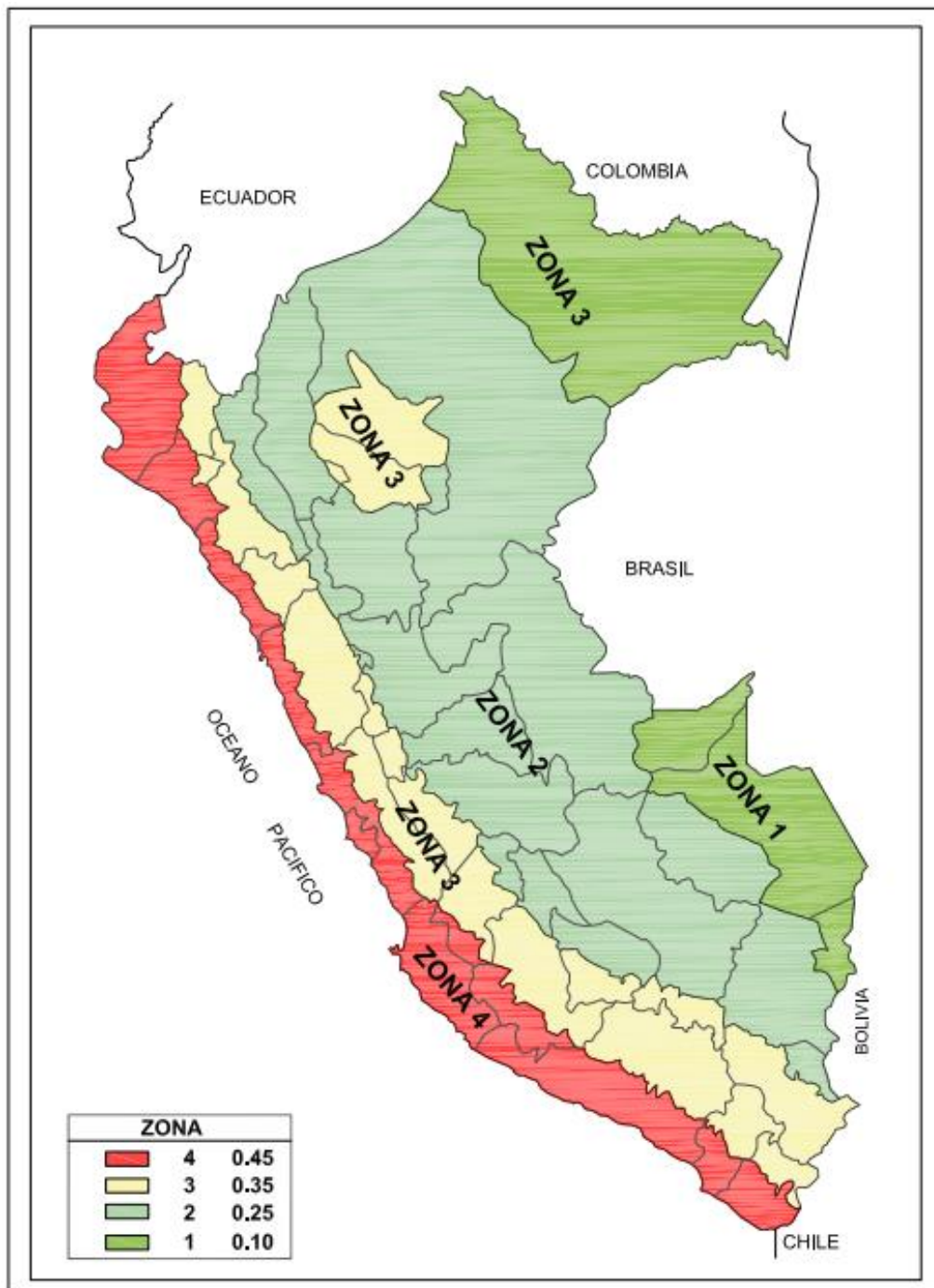


10.5 **Anexo 5:** Mapa de Maximas Intesidades Sismicas .



Fuente : Alva (1984)

10.6 Anexo 6: Mapa de Zonificación Sísmica del Perú .



Fuente : RNE (2016)

10.7 Anexo 7: Panel fotográfico de tesis en exploración.

Área de Estudio, se observa un suelo saturado de arcilloso



Fuente: Elaboración Propia

Tesista en Área de estudio.



Fuente: Elaboración Propia

Exploración de primera calicata en área de estudio



Fuente: Elaboración Propia








Tesista en Exploración de Calicata N| 04

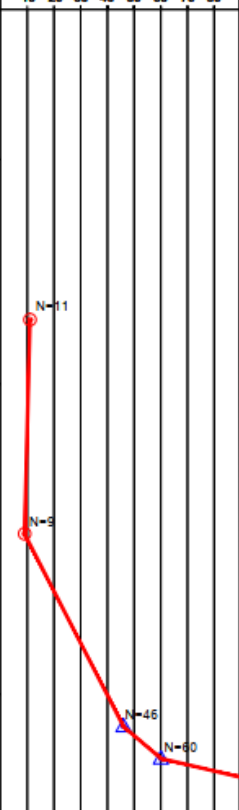


Fuente: Elaboración Propia






10.8 Anexo 8 : Registro de Exploración Geotécnica

Calicata-01




|  JORGE E. ALVA HURTADO INGENIEROS S.A.C. <small>CONSULTOR EN INGENIERIA GEOTECNICA</small> | | | EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA | | | REGISTRO DEL SONDAJE C-01 | | | | | | | | | | | |
|---|---------------|--------|---|---|---------|---|--------|----------------|---|----|----|----|----|----|----|----|----|
| SOLICITADO | | | CONSORCIO SAN NICOLAS | | | NIVEL FREÁTICO | | No presente | | | | | | | | | |
| PROYECTO | | | Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de Cimentación para el Proyecto "Mejoramiento de los Servicios de Salud del Hospital María Auxiliadora" | | | REGISTRO | | C.O.G. | | | | | | | | | |
| UBICACIÓN | | | Distrito de San Nicolas, prov. Rodriguez de Mendoza y dpto. de Amazonas. | | | REVISADO POR | | Ing. J. Soto H | | | | | | | | | |
| PROFUNDIDAD | | | 3.80 m | | | FECHA | | Marzo - 2021 | | | | | | | | | |
| COTA RELATIVA (m s.n.m.) | | | 1616 | | | ENSAYO | | S - 18 | | | | | | | | | |
| PROF. (m) | CLASIFICACIÓN | | | DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL | MUESTRA | HUMEDAD NATURAL Y LÍMITES DE CONSISTENCIA | | | ENSAYO SPT / ENSAYO DPL   | | | | | | | | |
| | SUCS | AASHTO | SÍMBOLO GRÁFICO | | | W (%) | LL (%) | LP (%) | N° (GOLPES/PIE) | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 |
| | GC | -- |  | 0.00 - 0.70 m. Grava arcillosa con arena, color marrón con manchas naranjas, húmeda, compactad media, las gravas son de TM = 2". | SM | -- | -- | -- | | | | | | | | | |
| 1 | SC | A-2-4 |  | 0.70 - 1.75 m. Arena arcillosa, color marrón con manchas naranjas y gris, húmeda, consistencia media a compacta. Constituida por: G = 0.00%, A = 69.60% y F = 30.40% | M-1 | 14.90 | 27.00 | 10.00 | | | | | | | | | |
| 2 | CL | A-6 |  | 1.75 - 3.20 m. Arcilla arenosa de baja plasticidad, color gris, manchas de óxido, húmeda, consistencia media a compacta. Constituida por: G=0.00%, A=45.24% y F=54.76%. | M-2 | 14.75 | 30.87 | 15.94 | | | | | | | | | |
| 3 | GC | -- |  | 3.20 - 3.80 m. Grava arcillosa de baja plasticidad, color gris y manchas de color óxido, húmeda, compactad media a densa, las gravas son de TM= 6" y bolonera alsiada TM= 12" | S/M | -- | -- | -- | | | | | | | | | |
| 4 | | | | | | | | | | | | | | | | | |



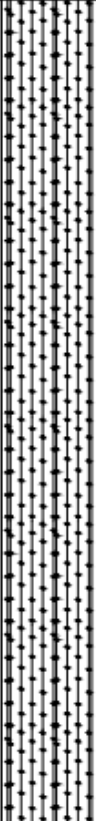
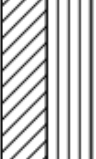
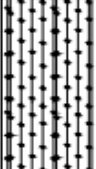


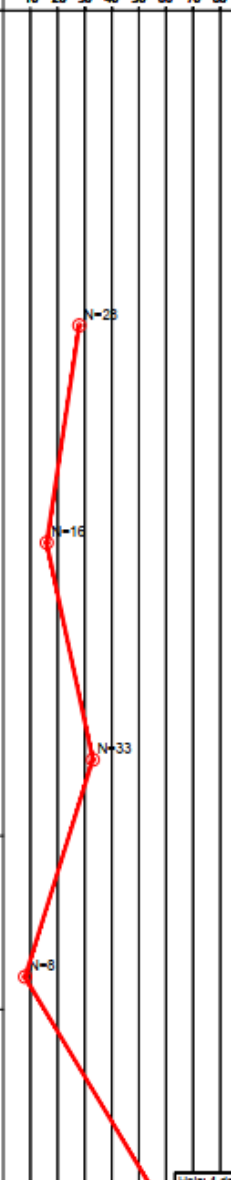
Calicata-02

|  JORGE E. ALVA HURTADO INGENIEROS S.A.C. <small>CONSULTOR EN INGENIERIA GEOTECNICA</small> | | | EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA | | REGISTRO DEL SONDAJE C-02 | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---------------|--|---|--|----------------------------------|---|----------------|--------------|-----------------|--------------|----|----|----|----|----|----|--|--|--|
| SOLICITADO | | CONSORCIO SAN NICOLAS | | | NIVEL FREÁTICO | | No presente | | | | | | | | | | | | |
| PROYECTO | | Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de Cimentación para el Proyecto "Mejoramiento de los Servicios de Salud del Hospital María Auxiliadora" | | | REGISTRO | | C.O.G. | | | | | | | | | | | | |
| UBICACIÓN | | Distrito de San Nicolas, prov. Rodríguez de Mendoza y dpto. de Amazonas. | | | REVISADO POR | | Ing. J. Soto H | | | | | | | | | | | | |
| PROFUNDIDAD | | 7.90 m | | COTA RELATIVA (m s.n.m.) | | 1616 | | FECHA | | Marzo - 2021 | | | | | | | | | |
| ENSAYO | | HUMEDAD NATURAL Y LÍMITES DE CONSISTENCIA  ENSAYO SPT / ENSAYO DPL  <small>@ 0.30 m @ 0.10 m</small> | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| PROF. (m) | CLASIFICACIÓN | | | DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL | MUESTRA | HUMEDAD NATURAL Y LÍMITES DE CONSISTENCIA | | | N° (GOLPES/PIE) | | | | | | | | | | |
| | SUCS | AASHTO | SÍMBOLO GRÁFICO | | | W (%) | LL (%) | LP (%) | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | | | |
| 1 | GC | A-2-6 |  | 0.00 - 1.70 m. Grava arcillosa con arena, color gris con manchas de color óxido, húmeda, compactad densa, gravas TM = 2". Constituido por: G=54.63%, A=15.76% y F=29.61%. | M-1 | 7.55 | 36.58 | 18.39 | | | | | | | | | | | |
| 2 | | |  | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 3 | CL | A-6 | | 1.70 - 5.50 m. Arcilla arenosa de baja plasticidad, color marrón con tonalidad naranja, húmeda, consistencia media a compacta. Constituida por: G=0.00%, A=37.40% y F=62.60% | M-2 | 19.70 | 34.00 | 15.00 | | | | | | | | | | | |
| 4 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |






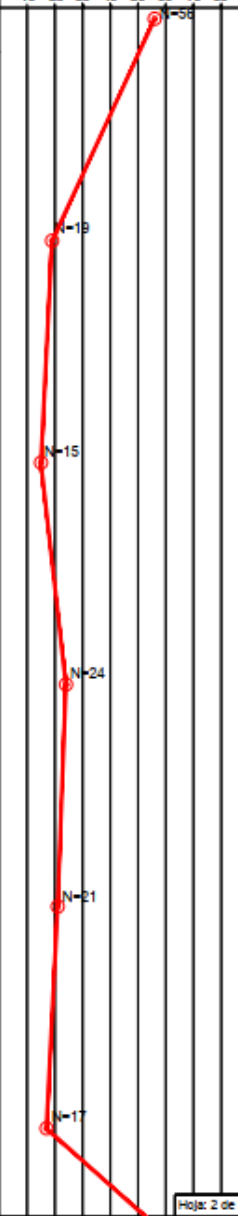
Calicata-02

|  JORGE E. ALVA HURTADO INGENIEROS S.A.C. <small>CONSULTOR EN INGENIERIA GEOTECNICA</small> | | | EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA | | REGISTRO DEL SONDAJE | | C-02 | | | | | | | | |
|---|---------------|---|--|--|---|-------|----------------|---|-----------------|----|----|----|----|----|----|
| SOLICITADO | | CONSORCIO SAN NICOLAS | | | NIVEL FREÁTICO | | No presente | | | | | | | | |
| PROYECTO | | Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de Orientación para el Proyecto "Mejoramiento de los Servicios de Salud del Hospital María Auxiliadora" | | | REGISTRO | | C.O.G. | | | | | | | | |
| UBICACIÓN | | Distrito de San Nicolas, prov. Rodríguez de Mendoza y dpto. de Amazonas. | | | REVISADO POR | | Ing. J. Soto H | | | | | | | | |
| PROFUNDIDAD | | 7.90 m | COTA RELATIVA (m.s.n.m.) | | 1616 | | ENSAYO | | | | | | | | |
| PROF. (m) | CLASIFICACIÓN | | DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL | MUESTRA | HUMEDAD NATURAL Y LÍMITES DE CONSISTENCIA | | | Ⓞ ENSAYO SPT / ENSAYO DPL @ 0.30 m @ 0.10 m | | | | | | | |
| | SUCS | AASHTO | | | SÍMBOLO GRÁFICO | W (%) | L.L. (%) | LP (%) | N° (GOLPES/PIE) | | | | | | |
| | | | | | | | | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 |
| 6 | GC | A-2-6 |  | 5.50 - 6.30 m. Grava arcillosa con arena, color marrón con manchas de color óxido, húmeda, compactad densa, gravas TM = 6" y bolones aislados TM= 23". Constituido por: G=48.21%, A=22.72% y F=29.07%. | M-3 | 15.02 | 34.98 | 17.63 | | | | | | | |
| 7 | GC | A-2-6 |  | 6.30 - 7.90 m. Grava arcillosa con arena, color gris, húmeda, compactad densa, gravas TM= 6" y bloques aislados TM= 19". Constituido por: G=53.05%, A=19.66% y F=27.29%. | M-4 | 9.93 | 30.34 | 14.60 | | | | | | | |
| 8 | | | | | | | | | | | | | | | |


| | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---------------|---|---|---|---|--|----------------|--|-----------------|----|----|----|----|----|----|
|  JORGE E. ALVA HURTADO INGENIEROS S.A.C. <small>CONSULTOR EN INGENIERIA GEOTECNICA</small> | | | EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA | | | REGISTRO DEL SONDAJE C-03 | | | | | | | | | |
| SOLICITADO | | CONSORCIO SAN NICOLAS | | | NIVEL FREÁTICO | | No presente | | | | | | | | |
| PROYECTO | | Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de Cimentación para el Proyecto "Mejoramiento de los Servicios de Salud del Hospital María Auxiliadora" | | | REGISTRO | | C.O.G. | | | | | | | | |
| UBICACIÓN | | Distrito de San Nicolas, prov. Rodríguez de Mendoza y dpto. de Amazonas. | | | REVISADO POR | | Ing. J. Soto H | | | | | | | | |
| PROFUNDIDAD | | 5.60 m | COTA RELATIVA (m s.n.m.) | 1616 | | FECHA | | Marzo - 2021 | | | | | | | |
| | | | | | ENSAYO | | S - 01 | | | | | | | | |
| PROF. (m) | CLASIFICACIÓN | | DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL | MUESTRA | HUMEDAD NATURAL Y LÍMITES DE CONSISTENCIA | | | Ⓞ ENSAYO SPT / ENSAYO DPL  @ 0.30 m @ 0.10 m | | | | | | | |
| | SÚC | AASHTO | | | SÍMBOLO GRÁFICO | W (%) | L.L. (%) | LP (%) | N° (GOLPES/PIE) | | | | | | |
| | | | | | | | | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 |
| 1 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2 | SM | -- |  | 0.00 - 3.80 m. Arena limosa, color gris con tonalidad blanca, húmeda, compactad suesta a meda. | S/M | -- | -- | -- | | | | | | | |
| | | | | NOTA: Presencia de filtración de agua a la profundidad de 1.60 m. y 2.90 m. | | | | | | | | | | | |
| 3 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 4 | CL-ML | -- |  | 3.80 - 4.60 m. Arcilla limo arenoso de baja plasticidad color marrón, húmeda y consistencia meda a firme. | S/M | -- | -- | -- | | | | | | | |
| 5 | SM | -- |  | 4.60 - 5.60 m. Arena limosa, color marrón, húmeda y compactad meda, presencia de gravas TM= 1". | S/M | -- | -- | -- | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | |


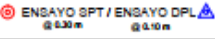






Calicata-03






| | | | | | | | | |
|--|---|--------------------------------------|---------------------------------|------------------------|--------------|--|-----------------|--|
|  JORGE E. ALVA HURTADO INGENIEROS S.A.C. CONSULTOR EN INGENIERIA GEOTECNICA | | EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA | | REGISTRO DEL SONDAJE | | <div style="border: 2px solid black; padding: 5px; font-size: 24px; font-weight: bold; text-align: center;">C-03</div> | | |
| SOLICITADO CONSORCIO SAN NICOLAS | | NIVEL FREÁTICO No presente | | REGISTRO C.O.G. | | REVISADO POR Ing. J. Soto H | | |
| PROYECTO Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de Cimentación para el Proyecto "Mejoramiento de los Servicios de Salud del Hospital María Auxiliadora" | | FECHA Marzo - 2021 | | ENSAYO S - 01 | | HUMEDAD NATURAL Y LÍMITES DE CONSISTENCIA  ENSAYO SPT / ENSAYO DPL  <small>@ 0.30 m @ 0.10 m</small> | | |
| UBICACIÓN Distrito de San Nicolas, prov. Rodríguez de Mendoza y dpto. de Amazonas. | | ENSAYO S - 01 | | W (%) | | L.L. (%) | | |
| PROFUNDIDAD 5.60 m | | COTA RELATIVA (m.s.n.m.) 1616 | | I.P. (%) | | N° (GOLPES/PIE) | | |
| PROF. (m) | CLASIFICACIÓN | | DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL | MUESTRA | W (%) | L.L. (%) | I.P. (%) | |
| | SÍMBOLO SUCS | SÍMBOLO AASHTO | | | | | | SÍMBOLO GRÁFICO |
|  |  | | | | | | | |
| 6 | | | | | | | |  |
| 7 | | | | | | | | |
| 8 | | | | | | | | |
| 9 | | | | | | | | |
| 10 | | | | | | | | |


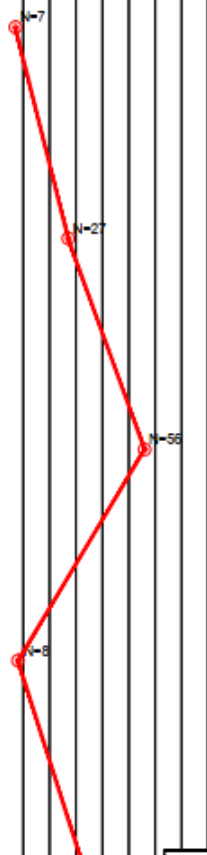
Hoja: 2 de 3

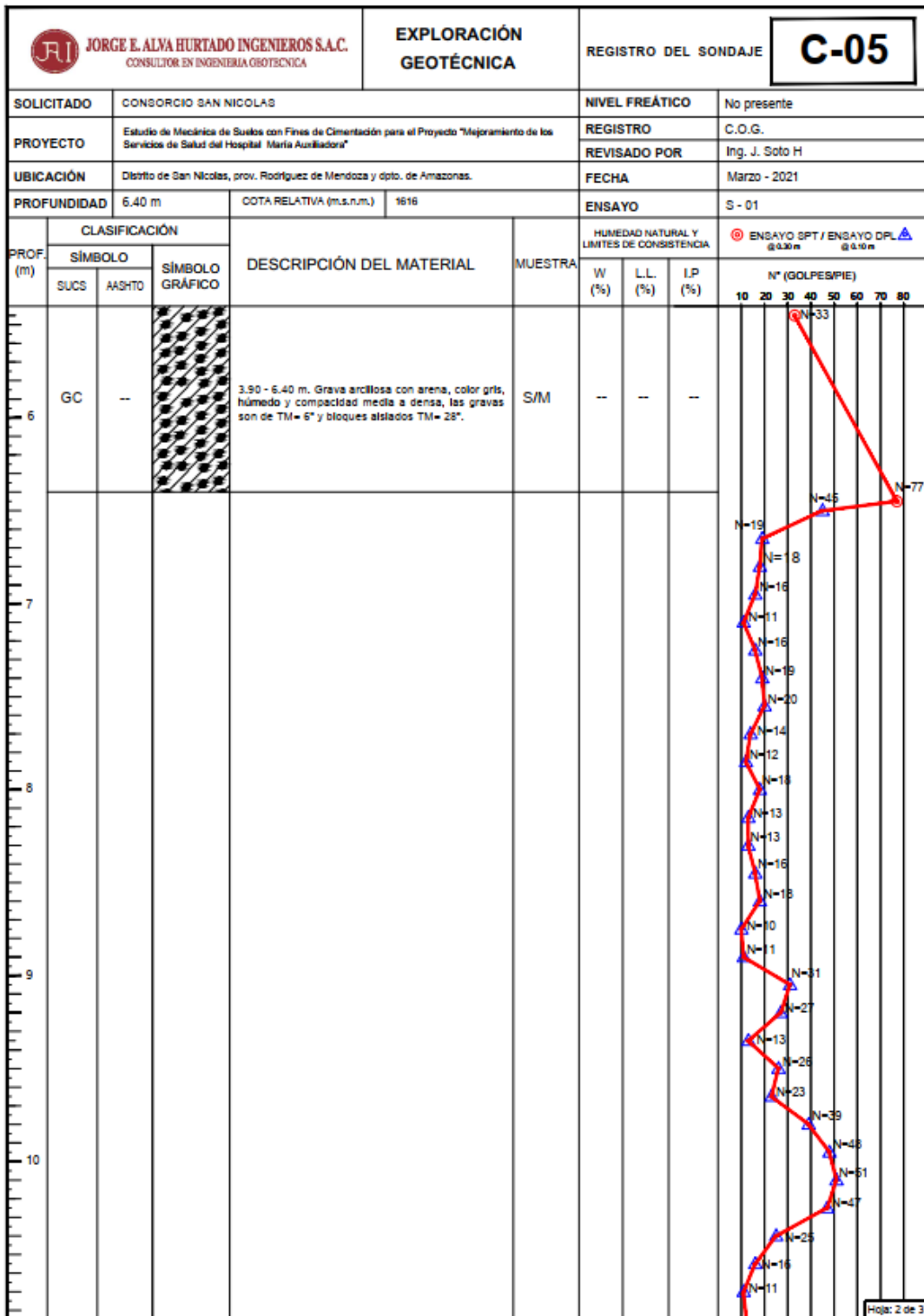
| | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|---------------|---|-------------------------------|--------------------------|---------|---|----------|----------------|---|--------------|----|----|----|----|----|
|  JORGE E. ALVA HURTADO INGENIEROS S.A.C. CONSULTOR EN INGENIERIA GEOTECNICA | | | EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA | | | REGISTRO DEL SONDAJE | | | <div style="border: 2px solid black; padding: 5px; display: inline-block; font-size: 24px; font-weight: bold;">C-03</div> | | | | | | |
| SOLICITADO | | CONSORCIO SAN NICOLAS | | | | NIVEL FREÁTICO | | No presente | | | | | | | |
| PROYECTO | | Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de Cimentación para el Proyecto "Mejoramiento de los Servicios de Salud del Hospital María Auxiliadora" | | | | REGISTRO | | C.O.G. | | | | | | | |
| UBICACIÓN | | Distrito de San Nicolas, prov. Rodriguez de Mendoza y dpto. de Amazonas. | | | | REVISADO POR | | Ing. J. Soto H | | | | | | | |
| PROFUNDIDAD | | 5.60 m | | COTA RELATIVA (m.s.n.m.) | | 1616 | | FECHA | | Marzo - 2021 | | | | | |
| ENSAYO | | | | | | S - 04 | | | | | | | | | |
| PROF. (m) | CLASIFICACIÓN | | | DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL | MUESTRA | HUMEDAD NATURAL Y LÍMITES DE CONSISTENCIA | | | ⊕ ENSAYO SPT / ENSAYO DPL @ 0.30 m @ 0.10 m | | | | | | |
| | SÍMBOLO | | SÍMBOLO GRÁFICO | | | W (%) | L.L. (%) | LP (%) | N° (GOLPES/PIE) | | | | | | |
| | SUCS | AASHTO | | | | | | | | | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 |
| 11 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 12 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 13 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 14 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 15 | | | | | | | | | | | | | | | |

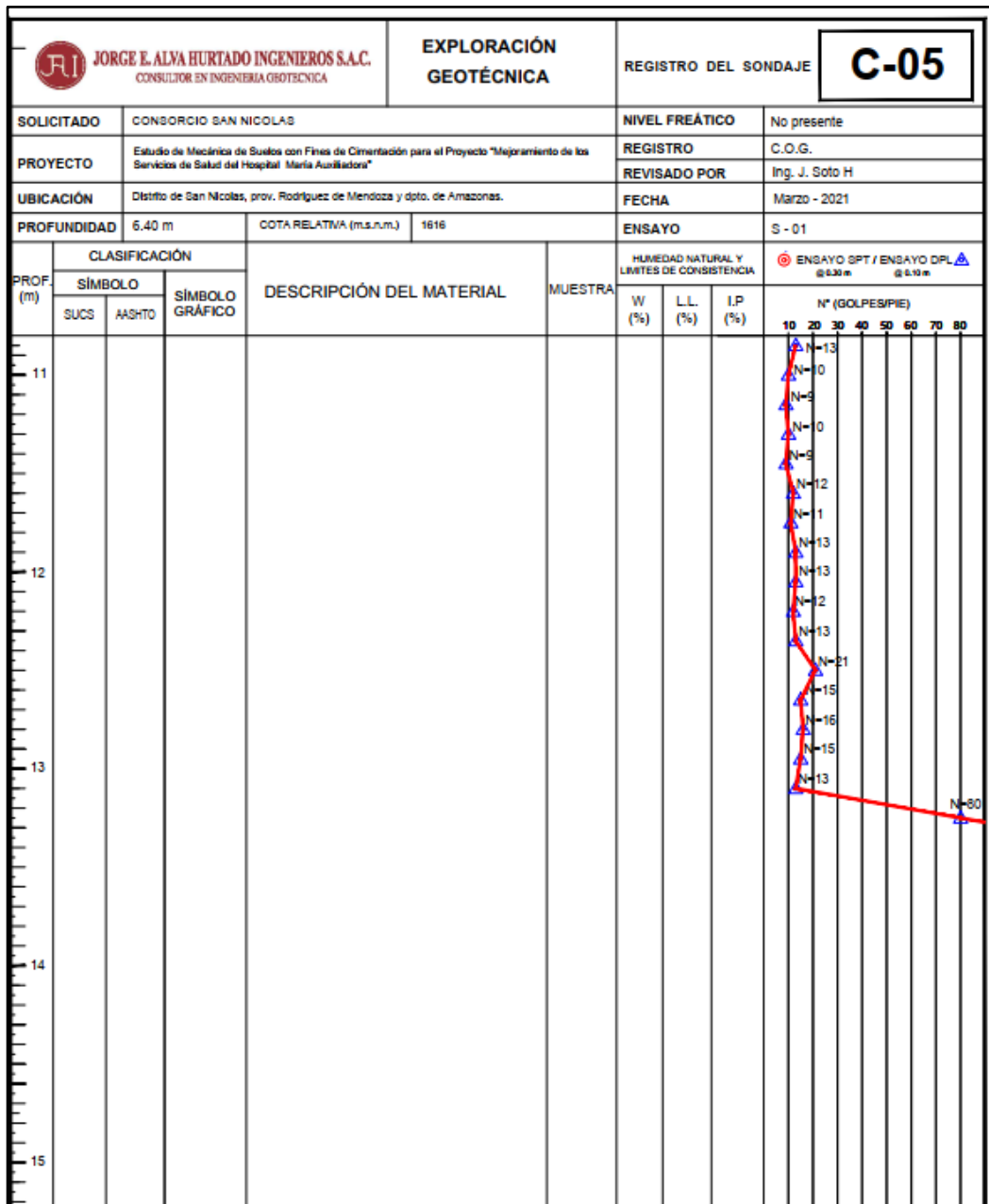
|  JORGE E. ALVA HURTADO INGENIEROS S.A.C. <small>CONSULTOR EN INGENIERIA GEOTECNICA</small> | | EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA | | REGISTRO DEL SONDAJE | | <div style="border: 2px solid black; padding: 5px; font-size: 24px; font-weight: bold;">C-04</div> | | | | | | | | | | |
|---|----------------------|---|---|---|---------|--|----------|----------|---|----|----|----|----|----|----|----|
| SOLICITADO | | CONSORCIO SAN NICOLAS | | NIVEL FREÁTICO | | No presente | | | | | | | | | | |
| PROYECTO | | Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de cimentación para el Proyecto "Mejoramiento de los Servicios de Salud del Hospital María Auxiliadora" | | REGISTRO | | C.O.G. | | | | | | | | | | |
| UBICACIÓN | | Distrito de San Nicolas, prov. Rodríguez de Mendoza y dpto. de Amazonas. | | REVISADO POR | | Ing. J. Soto H | | | | | | | | | | |
| PROFUNDIDAD | | 8.50 m | | FECHA | | Marzo - 2021 | | | | | | | | | | |
| | | COTA RELATIVA (m s.n.m.) | | 1616 | | ENSAYO | | | | | | | | | | |
| PROF. (m) | CLASIFICACIÓN | | | DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL | MUESTRA | HUMEDAD NATURAL Y LÍMITES DE CONSISTENCIA | | |  | | | | | | | |
| | SÍMBOLO | | SÍMBOLO GRÁFICO | | | W (%) | L.L. (%) | I.P. (%) | N° (GOLPES/PIE) | | | | | | | |
| | SUCS | AASHTO | | | | | | | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 |
| 0.00 - 0.70 m | GC | A-2-6 |  | 0.00 - 0.70 m. Grava arcillosa con arena, color marrón, húmeda, compactad densa, presencia de raíces y gravas aisladas TM = 2". | S/M | -- | -- | -- | | | | | | | | |
| 0.70 - 1.80 m | GC | A-2-6 |  | 0.70 - 1.80 m. Grava arcillosa con arena, color marrón con tonalidad naranja, húmeda, compactad densa, gravas aisladas TM = 2". Constituido por: G=52.25%, A=22.81% y F=24.94%. | M-1 | 12.19 | 35.08 | 18.25 | | | | | | | | |
| 1.80 - 2.70 m | CL | A-7-6 |  | 1.80 - 2.70 m. Arcilla arenosa de baja plasticidad, color marrón con tonalidad naranja, húmeda, consistencia media a compacta. Constituida por: G=0.44%, A=33.69% y F=65.87% | M-2 | 19.96 | 43.01 | 20.39 | | | | | | | | |
| 2.70 - 4.90 m | GC | A-2-6 |  | 2.70 - 4.90 m. Grava arcillosa con arena, color gris con manchas de óxido, húmeda, compactad media a densa, gravas TM = 6" y bloques aislados TM= 23". Constituido por: G=50.00%, A=23.52% y F=26.48% | M-3 | 11.86 | 34.10 | 18.85 | | | | | | | | |
| | | | | NOTA: 3.40 m. Presencia de filtración de agua. | | | | | | | | | | | | |
| Hoja: 1 de 2 | | | | | | | | | | | | | | | | |

Calicata-04

|  JORGE E. ALVA HURTADO INGENIEROS S.A.C. <small>CONSULTOR EN INGENIERIA GEOTECNICA</small> | | EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA | | REGISTRO DEL SONDAJE <table border="1" style="float: right; text-align: center;"> <tr> <td style="font-size: 24pt; font-weight: bold;">C-04</td> </tr> </table> | | C-04 | | | | | | | | | | |
|---|---------------|---|--|---|---|--|----------|-----------------|----|----|----|----|----|----|----|----|
| C-04 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| SOLICITADO | | CONSORCIO SAN NICOLAS | | NIVEL FREÁTICO | | No presente | | | | | | | | | | |
| PROYECTO | | Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de cimentación para el Proyecto "Mejoramiento de los Servicios de Salud del Hospital María Auxiliadora" | | REGISTRO | | C.O.G. | | | | | | | | | | |
| UBICACIÓN | | Distrito de San Nicolas, prov. Rodríguez de Mendoza y dpto. de Amazonas. | | REVISADO POR | | Ing. J. Soto H | | | | | | | | | | |
| PROFUNDIDAD | | 8.50 m | | FECHA | | Marzo - 2021 | | | | | | | | | | |
| | | COTA RELATIVA (m.s.n.m.) | | ENSAYO | | | | | | | | | | | | |
| | | 1616 | | | | HUMEDAD NATURAL Y LÍMITES DE CONSISTENCIA  ENSAYO SPT / ENSAYO DPL  | | | | | | | | | | |
| PROF. (m) | CLASIFICACIÓN | | DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL | MUESTRA | HUMEDAD NATURAL Y LÍMITES DE CONSISTENCIA | | | N° (GOLPES/PIE) | | | | | | | | |
| | SUCS | AASHTO | | | SÍMBOLO GRÁFICO | W (%) | L.L. (%) | I.P. (%) | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 |
| 6 | GC | A-2-B |  | M-4 | 7.92 | 28.99 | 13.95 | | | | | | | | | |
| 7 | SC | A-6 |  | M-5 | 18.03 | 30.83 | 15.16 | | | | | | | | | |
| 8 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 9 | | | | | | | | | | | | | | | | |

|  JORGE E. ALVA HURTADO INGENIEROS S.A.C. CONSULTOR EN INGENIERIA GEOTECNICA | | EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA | | REGISTRO DEL SONDAJE | | <div style="border: 2px solid black; padding: 5px; font-size: 24px; font-weight: bold;">C-05</div> | | | | | | | | | | | | | |
|--|---------------|-----------------------------------|--------------------------|--|---|--|--------|--|----|----|----|----|----|----|----|----|--|--|--|
| SOLICITADO CONSORCIO SAN NICOLAS | | NIVEL FREÁTICO No presente | | REGISTRO C.O.G. | | REVISADO POR Ing. J. Soto H | | | | | | | | | | | | | |
| PROYECTO Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de Cimentación para el Proyecto "Mejoramiento de los Servicios de Salud del Hospital María Auxiliadora" | | FECHA Marzo - 2021 | | ENSAYO S - 01 | | HUMEDAD NATURAL Y LÍMITES DE CONSISTENCIA ENSAYO SPT / ENSAYO DPL | | | | | | | | | | | | | |
| UBICACIÓN Distrito de San Nicolás, prov. Rodríguez de Mendoza y dpto. de Amazonas. | | PROFUNDIDAD 6.40 m | | COTA RELATIVA (m s.n.m.) 1616 | | ENSAYO S - 01 | | | | | | | | | | | | | |
| PROF. (m) | CLASIFICACIÓN | | DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL | MUESTRA | HUMEDAD NATURAL Y LÍMITES DE CONSISTENCIA | | | N° (GOLPES/PIE) | | | | | | | | | | | |
| | SUCS | AASHTO | | | SÍMBOLO GRÁFICO | W (%) | LL (%) | LP (%) | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | | | |
| 1 | SC | -- | [Hatched Pattern] | 0.00 - 1.80 m. Arena arcillosa, color gris y manchas de color óxido, húmeda y compactad media, presencia de gravas aisladas TM= 2". Constituido por: G=9.50%, A=43.40% y F=47.20%. | MI-4 | 12.80 | 24.0 | 9.0 | | | | | | | | | | | |
| 2 | SC | -- | [Hatched Pattern] | 1.80 - 3.90 m. Arena arcillosa con grava, color gris con manchas de óxido, húmedo y compactad media a densa, las gravas aisladas TM= 6 y bolones aislados TM= 12". | S/M | -- | -- | -- | | | | | | | | | | | |
| 4 | GC | -- | [Hatched Pattern] | 3.90 - 6.40 m. Grava arcillosa con arena, color gris, húmedo y compactad media a densa, las gravas son de TM= 6" y bloques aislados TM= 32". | S/M | -- | -- | -- | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | |  | | | | | | | | | | | |





10.9 Anexo 9: Carta de Autorización para uso de Información.

Carta de Autorización del Gobierno Regional de Amazonas



GOBIERNO REGIONAL AMAZONAS
GERENCIA REGIONAL DE INFRAESTRUCTURA
SUB GERENCIA DE SUPERVISIÓN Y LIQUIDACIONES

“Año del Fortalecimiento de la Soberanía Nacional”

CARTA DE AUTORIZACION.

Se da la autorización de uso de datos y parámetros Geotécnicos obtenidos en los estudios de suelos, para la realización de proyecto de Investigación (Tesis), trabajo realizado por los **alumnos: Bach. Juan Enrique Espinoza Almonacid, Bach. Farje Parrilla Geiro Renato ,ex estudiantes de la UNIVERSIDAD RICARDO PALMA** , estos estudios fueron realizados por la empresa **Jorge E. Alva Hurtado Ingenieros – Consultor en Ingeniería Geotécnica**, estudios solicitados por la empresa Consorcio San Nicolas (CSN) , en donde esta empresa viene realizando la construcción del proyecto **“Mejoramiento de los Servicios de Salud del Hospital María Auxiliadora”** ubicado en el distrito de san Nicolás, Provincia de Rodríguez de Mendoza departamento de Amazonas

CSN contrató los servicios de la empresa Jorge E. Alva Hurtado Ingenieros SAC (JAH) para realizar el estudio de mecánica de suelos para verificar el comportamiento del terreno y las condiciones de drenaje en caso se requieran.

El Gobierno Regional de Amazonas, por ser el promotor y fiscalizador del proyecto , es dueño del proyecto por ende todos los estudio realizados y solicitados forman parte de dicha entidad , con lo cual se da la autorización de acceso a la información.

Es todo cuanto informo para su conocimiento y fines pertinentes.

Atentamente,


SANTOS E. PLASENCIA MERINO
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 93680
ADMINISTRADOR DE CONTRATOS



CARTA DE AUTORIZACION.

Mediante el presente documento, en el que los alumnos tesisistas de la Universidad Ricardo Palma están solicitando el acceso y uso de la información, para la realización de su proyecto de tesis , en ese sentido la empresa **Jorge E. Alva Hurtado Ingenieros – Consultor en Ingeniería Geotécnica**, contratada por la ejecutora Consorcio San Nicolas (CSN), en donde esta empresa viene realizando la construcción del proyecto proyecto **“Mejoramiento de los Servicios de Salud del Hospital María Auxiliadora”** ubicado en el distrito de san Nicolás, Provincia de Rodríguez de Mendoza departamento de Amazonas.

Se da autorización del uso y acceso de la información de los parámetros geotécnicos y demás estudios realizados en el ámbito del proyecto en ejecución, para que los alumnos tesisistas : **Bach. Juan Enrique Espinoza Almonacid, Bach. Farje Parrilla Geiro Renato ,ex estudiantes de la UNIVERSIDAD RICARDO PALMA** , puedan concluir y sustentar su proyecto acorde la universidad las exige

Es todo cuanto informo para su conocimiento y fines pertinentes.

Atentamente,


.....
LI WENXUE
REPRESENTANTE COMÚN
CONSORCIO SAN NICOLAS

.....
"CONSORCIO SAN NICOLAS"
MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DEL ACCESO A SERVICIOS
DE SALUD DE SEGUNDO NIVEL DE ATENCION EN EL AMBITO
DE INFLUENCIA DEL HOSPITAL MARIA AUXILIADORA DE LA
PROVINCIA DE RODRIGUEZ DE MENDOZA DEPARTAMENTO DE
.....
Arq. Juan Miguel Figueroa Aguirre
RESIDENTE
CAP N° 017598


JORGE ELIAS ALVA HURTADO
INGENIERO CIVIL
Reg. Colegio De Ingenieros N° 11776