



Esta obra está bajo una [Licencia Creative Commons Atribución- NoComercial-Compartirigual 2.5 Perú](http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/).

Vea una copia de esta licencia en <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN -TARAPOTO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**Zonificación de la capacidad portante del suelo en la localidad de
Lagunas distrito de Lagunas, Alto Amazonas - región de Loreto**

Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Bach. Joel Felipe Archenti Zegarra

ASESOR:

Ing. Carlos Segundo Huamán Torrejón

Tarapoto – Perú

2018

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN -TARAPOTO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**Zonificación de la capacidad portante del suelo en la localidad de
Lagunas distrito de Lagunas, alto amazonas - región de Loreto**

Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:


Bach. Joel Felipe Archenti Zegarra

Sustentado y aprobado el día 03 de diciembre del 2018, ante el honorable jurado:


.....
Ing. M.Sc. ENRIQUE N. MARTÍNEZ QUIROZ
Presidente


.....
Ing. VÍCTOR H. SÁNCHEZ MERCADO
Secretario


.....
Ing. JORGE ISAACS RIOJA DÍAZ
Miembro


.....
Ing. CARLOS S. HUAMÁN TORREJÓN
Asesor

Declaratoria de Autenticidad

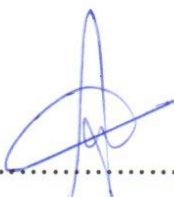
Joel Felipe Archenti Zegarra identificado con el DNI N° 47983517, egresado de la facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, con la tesis titulada: **ZONIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO EN LA LOCALIDAD DE LAGUNAS DISTRITO DE LAGUNAS, ALTO AMAZONAS - REGIÓN DE LORETO.**

Declaro bajo juramento que:

1. La tesis presentada es de mi autoría.
2. He respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas. Por tanto, la tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente.
3. La tesis no ha sido auto plagiada, es decir, no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.
4. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados y por tanto los resultados que se presenten en la tesis constituirán en aportes a la realidad investigada.

De considerar que el trabajo cuenta con una falta grave, como el hecho de contar con datos fraudulentos, demostrar indicios y plagio (al no citar la información con sus autores), plagio (al presentar información de otros trabajos como propios), falsificación (al presentar la información e ideas de otras personas de forma falsa), entre otros, asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto.

Tarapoto, 03 de diciembre del 2018



.....
Bach. Joel Felipe Archenti Zegarra



DECLARACIÓN JURADA

Joel Felipe Archenti Zegarra identificado con el DNI N° 47983517, con domicilio legal Ca. José Luis Becerra N° 100, Barrio La Primavera – Yurimaguas, a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, **DECLARO BAJO JURAMENTO**, que todos los documentos, datos e información de la presente tesis y/o Informe de Ingeniería, son auténticos y veraces.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de la información aportada, por la cual me someto a lo dispuesto en las Normas Académicas de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto.

Tarapoto, 03 de diciembre del 2018



.....
Bach. Joel Felipe Archenti Zegarra
Firma



Formato de autorización NO EXCLUSIVA para la publicación de trabajos de investigación, conducentes a optar grados académicos y títulos profesionales en el Repositorio Digital de Tesis.

1. Datos del autor:

Apellidos y nombres:	Archenti Zegarra Joel Felipe		
Código de alumno :	113101	Teléfono:	927255342
Correo electrónico :	Archenti90@gmail.com	DNI:	47983517

(En caso haya más autores, llenar un formulario por autor)

2. Datos Académicos

Facultad de:	Ingeniería civil y Arquitectura
Escuela Profesional de:	Ingeniería Civil

3. Tipo de trabajo de investigación

Tesis	(X)	Trabajo de investigación	()
Trabajo de suficiencia profesional	()		

4. Datos del Trabajo de investigación

Título:	Zonificación de la capacidad portante del suelo en la localidad de Lagunas, distrito de Lagunas, Alto Amazonas-Región de Loreto.
Año de publicación:	2018

5. Tipo de Acceso al documento:

Acceso público *	(X)	Embargo	()
Acceso restringido **	()		

Si el autor elige el tipo de acceso abierto o público, otorga a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, una licencia No Exclusiva, para publicar, conservar y sin modificar su contenido, pueda convertirla a cualquier formato de fichero, medio o soporte, siempre con fines de seguridad, preservación y difusión en el Repositorio de Tesis Digital. Respetando siempre los Derechos de Autor y Propiedad Intelectual de acuerdo y en el Marco de la Ley 822.

En caso que el autor elija la segunda opción, es necesario y obligatorio que indique el sustento correspondiente:

6. Originalidad del archivo digital.

Por el presente dejo constancia que el archivo digital que entrego a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, como parte del proceso conducente a obtener el título profesional o grado académico, es la versión final del trabajo de investigación sustentado y aprobado por el Jurado.

7. Otorgamiento de una licencia *CREATIVE COMMONS*

Para investigaciones que son de acceso abierto se les otorgó una licencia *Creative Commons*, con la finalidad de que cualquier usuario pueda acceder a la obra, bajo los términos que dicha licencia implica

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>

El autor, por medio de este documento, autoriza a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, publicar su trabajo de investigación en formato digital en el Repositorio Digital de Tesis, al cual se podrá acceder, preservar y difundir de forma libre y gratuita, de manera íntegra a todo el documento.

Según el inciso 12.2, del artículo 12° del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales - RENATI "Las universidades, instituciones y escuelas de educación superior tienen como obligación registrar todos los trabajos de investigación y proyectos, incluyendo los metadatos en sus repositorios institucionales precisando si son de acceso abierto o restringido, los cuales serán posteriormente recolectados por el Repositorio Digital RENATI, a través del Repositorio ALICIA".




Firma del Autor

8. Para ser llenado en la Oficina de Repositorio Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso Abierto de la UNSM - T.

Fecha de recepción del documento

14 / 01 / 2019



Firma del Responsable de Repositorio Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso Abierto de la UNSM - T.

***Acceso abierto:** uso lícito que confiere un titular de derechos de propiedad intelectual a cualquier persona, para que pueda acceder de manera inmediata y gratuita a una obra, datos procesados o estadísticas de monitoreo, sin necesidad de registro, suscripción, ni pago, estando autorizada a leerla, descargarla, reproducirla, distribuirla, imprimirla, buscarla y enlazar textos completos (Reglamento de la Ley No 30035).

** **Acceso restringido:** el documento no se visualizará en el Repositorio.

Dedicatoria

El siguiente trabajo quiero dedicar especialmente a mis padres Joel Archenti Curitima y Nora Zegarra Tapullima quienes me han dedicado su tiempo, amor, comprensión y cariño.

A Dios por bendecirme para tener unos padres maravillosos y ser mi fortaleza en todo momento.

Agradecimiento

Deseo dar un agradecimiento especial a todas aquellas personas que brindaron su apoyo en la realización de este trabajo: Al Ingeniero Carlos Segundo Huamán Torrejón, por su invaluable asesoría.

Al apoyo técnico en suelos, del Laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos de la Universidad Nacional de San Martín, al haber brindado las facilidades necesarias y proporcionando el apoyo técnico, sin la cual no hubiera sido posible la realización de este trabajo.

Al alcalde del Distrito de Lagunas, por el apoyo brindado desde el primer momento de la ejecución del trabajo.

Índice

Dedicatoria	vi
Agradecimiento	vii
Índice	viii
Resumen	xiii
Abstract	xiv
CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN	1
1.1. Generalidades.....	1
1.2. Exploración preliminar orientando la investigación	2
1.3. Aspectos generales del estudio	3
1.3.1. Aspectos físicos	3
1.3.2. Aspectos Socioeconómicos.....	8
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO.....	10
2.1. Antecedentes, planteamiento, delimitación, formulación del problema.....	10
2.1.1. Antecedentes del problema.....	10
2.1.2. Planteamiento del problema.....	10
2.1.3. Delimitación del problema.....	11
2.1.4. Formulación del problema	11
2.2. Objetivos.....	12
2.2.1. Objetivo general.....	12
2.2.2. Objetivos específicos	12
2.3. Justificación de la investigación	12
2.3.1. Justificación teórica	12
2.3.2. Justificación técnica.....	12
2.3.3. Justificación práctica.....	13
2.4. Delimitación de la investigación.....	13

2.4.1. Delimitación espacial.....	13
2.4.2. Delimitación presupuestal.....	13
2.5. Marco teórico.....	13
2.5.1. Antecedentes de la investigación.....	13
2.5.2. Bases Teóricas	15
2.5.3. Marco Conceptual.....	70
2.5.4. Marco Histórico	73
2.6. Hipótesis	74
CAPÍTULO III MATERIALES Y MÉTODOS	75
3.1. Materiales.....	75
3.1.1. Recursos Humanos	75
3.1.2. Recursos Materiales.....	75
3.1.3. Recursos de Equipos.....	76
3.2. Metodología.....	83
3.2.1. Universo, muestra y población	83
3.2.2. Sistema De variables.....	83
3.2.3. Diseño de la investigación	84
3.2.4. Procesamiento de información.....	85
CAPÍTULO IV RESULTADOS.....	89
4.1. Ubicación de las calicatas en la localidad de lagunas para aplicar el ems (estudio de mecánica de suelos).	89
4.2. Estudio de mecánica de suelos (EMS).....	90
4.3. Registro de excavación del suelo en estudio.	94
4.4. Cálculo de la capacidad de carga admisible del suelo de la localidad de lagunas... 94	
4.5. Elaboración del mapa de zonificación del suelo.....	108
4.6. Clasificación de suelos según AASHTO y SUCS.	109

CAPÍTULO V ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	111
5.1. Ubicación y exploración de suelos.	111
5.2. Estudio de mecánica de suelos (EMS).....	111
5.3. Perfiles estratigráficos.....	112
5.4. Determinación de la capacidad portante.....	112
5.5. Zonificación de la capacidad portante	113
5.6. Contratación de Hipótesis	114
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	115
6.1. CONCLUSIONES	115
6.2. RECOMENDACIONES.....	115
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	117
ANEXO.....	119

Índice de tablas

Tabla 1 : Vias de acceso	6
Tabla 2 : Conclusiones del trabajo de investigacion (Rocha Sandoval 2010)	14
Tabla 3 : Conclusiones del trabajo de investigacion (Jimenez Flores 2010)	14
Tabla 4 : Sistemas para identificar el tamaño de Partículas	25
Tabla 5 : Serie ASTM de tamices.....	28
Tabla 6 : Clasificación de los suelos sistema AASHTO (a) Material Granular, (b) Material Fino.....	42
Tabla 7 : Tipos de edificaciones	44
Tabla 8 : Tipos de muestras.....	48
Tabla 9 : Factores de Capacidad de Carga de Terzaghi.	62
Tabla 10: Factores de Capacidad de Carga Modificados de Terzaghi N'c, N'a, N'y.....	63
Tabla 11: Factores de Capacidad de Carga de Vesic.	69
Tabla 12: Ubicación de las calicatas	89
Tabla 13: Contenido de humedad natural.....	90
Tabla 14: Análisis granulométrico	91
Tabla 15: Límites de consistencia	92
Tabla 16: Densidad In Situ (densidad de campo).....	93
Tabla 17: Ensayo de Corte Directo	93
Tabla 18: Capacidad portante del suelo.....	107
Tabla 19: Clasificación de suelos	108

Índice de figuras

Figura 1 : Mapa del Perú.....	4
Figura 2 : Mapa de la región Loreto.....	4
Figura 3 : Mapa del distrito de Lagunas.....	5
Figura 4 : Cuadrángulo geológico 11-I.	7
Figura 5 : Zonificación sísmica del Perú.....	8
Figura 6 : Esquema de la estructura y textura de los suelos.....	17
Figura 7 : Acomodo de las partículas del suelo	18
Figura 8 : Esquema de la estructura de los suelos cohesivos.	18
Figura 9 : Esquema de una muestra de suelo, en tres fases o húmedo,.....	22
Figura 10: Curvas de distribución del tamaño de partículas	29
Figura 11: Curvas de distribución del tamaño de partículas de cinco suelos.....	29
Figura 12: Consistencia del suelo según al contenido de humedad.	30
Figura 13: Determinación del límite líquido del suelo.....	31
Figura 14: Plasticidad en suelos	31
Figura 15: Variación del volumen respecto al contenido de humedad.	32
Figura 16: Definición de los límites de Atterberg.....	33
Figura 17: Curva de fluidez.....	33
Figura 18: Carta de plasticidad.....	39
Figura 19: Variación del límite líquido e índice de plasticidad para los suelos de los grupos A-2, A-3, A-4, A-5, A-6. A-7	41
Figura 20: Herramientas para sondeos por perforaciones.....	46
Figura 21: Zapatas aisladas: Medianera (A). Esquina (B). Interior (C).....	57
Figura 22: (a) Zapatas corridas y (b) combinadas (D)	58
Figura 23: Pozos de cimentación	59
Figura 24: Falla local por corte.	59
Figura 25: Falla local por corte por punzonamiento.	60
Figura 26: Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida corrida.60	60
Figura 27: Esquema para la modificación de las ecuaciones de Terzaghi, con presencia del nivel freático.	65
Figura 28: Zonificación de las características físicas.....	109
Figura 29: Zonificación de las características mecánicas.....	110

Resumen

El presente trabajo de tesis se ha desarrollado en la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, con fines de titulación como Ingeniero Civil, ubicándose en la localidad de Lagunas, distrito de Lagunas, Provincia de Alto Amazonas, región Loreto. La investigación se desarrolló para estudiar, identificar y evaluar los tipos de suelos que existen en la localidad y determinar su capacidad portante, con el fin de utilizarlos para elaborar un plano de zonificación por las características físicas y mecánicas de los suelos. De esta manera contribuir con los resultados de la investigación a la población en general de la localidad para posteriores edificaciones a construirse. De manera que se participó activamente en la producción de nuevo conocimiento con fines positivos de comunidad y la ciencia.

Se aplicaron los conceptos fundamentales en el área de mecánica de Suelos, utilizando los equipos especiales y accesorios del laboratorio de la Facultad de nuestra Universidad, de esta manera obtener los resultados de la clasificación de los suelos arenosos y arcillosos. Del mismo modo con el aporte fundamental del ensayo de corte directo, se obtuvieron los parámetros necesarios del ángulo de fricción (ϕ) y la cohesión (C), básicos para determinar la capacidad portante de los suelos en estudio.

Como logros, se indica que los resultados obtenidos evidencian a todas luces que es posible lograr a partir de la correcta aplicación de la teoría, estudios y resultados contundentes, que pueden ser usados para el cálculo de la capacidad portante. De esta manera estamos contribuyendo a solucionar la problemática, así como el desarrollo económico y social de esta localidad.

Palabras Clave: Capacidad portante, zonificación, suelos, arenosos, arcilloso, portante.

Abstract

This dissertation work was developed in the Professional School of Civil Engineering of the Faculty of Civil Engineering and Architecture of the National University of San Martín - Tarapoto, for purposes of qualification as Civil Engineer, having as working point the location of Lagunas, Province of Alto Amazonas and Region Loreto.

The research was developed to study, identify and evaluate the types of soils that exist in the locality and determine their carrying capacity, with the purpose of the application to elaborate a zoning plan by the physical and mechanical characteristics of the soils. In this way contribute with the results of the research to the general population of the town to build buildings to build. So they actively participated in the production of new knowledge with positive fines from the community and science.

Apply the fundamental concepts in the area of soil mechanics, using the special equipment and accessories of the laboratory of the Faculty of our University, in this way we obtain the results of the classification of the sandy and clay soils. In the same way, with the fundamental support of the direct cutting test, the necessary parameters of the angle of friction (ϕ) and cohesion (C) were obtained, the basic elements determine the capacity of the soils under study.

As achievements, it is indicated that the obtained results show all the lights that it is possible to obtain an exit of the correct application of the theory, studies and conclusive results that can be used for the calculation of the bearing capacity. In this way we are helping to solve the problem as well as the economic and social development of this location.

Keywords: Carrying capacity, zoning, soils, sandy, clayey bearing.



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. Generalidades

La localidad de Lagunas presenta un gran movimiento turístico y comercial, mediante vía fluvial por el Río Huallaga, mediante el cual se realizan el intercambio comercial de materia prima y productos de pan llevar, ocasionando crecimiento poblacional y por ende el incremento de mayor acceso a los servicios de Salud, Educación, Deporte, Cultura, etc. Esto, a su vez ha generado un problema mayor, debido a que las edificaciones se construyen de manera inadecuada, sin respetar la normatividad vigente, y, además, sin contar con ningún estudio de mecánica de suelos.

Actualmente existen edificaciones de más de dos niveles en esta localidad, lo cual implica que debido al tipo de estructura, se requiera de un estudio de mecánica de suelos, según la Norma E.050, del Reglamento Nacional de Edificaciones, y obviar hacer estos estudios, correspondería a que se generen daños a su estructura como son: agrietamientos, fisuras, que son en su mayoría, consecuencia de asentamientos del suelo.

De esta manera, el presente trabajo de investigación se desarrolla con la finalidad de elaborar un Mapa de Zonificación de la Capacidad Portante del Suelo de la Localidad de Lagunas, mediante el cual se pueda proponer el uso de cimentaciones adecuadas para la construcción de edificaciones más seguras.

Para llevar a cabo el estudio, se ha procedido a realizar los trabajos de campo, los ensayos de laboratorio, la determinación de la capacidad portante por corte.

Por consiguiente, este resultado, nos permite conocer las características, propiedades, capacidad de carga admisible del suelo de fundación, así como también las zonas menos vulnerables en donde se pueda construir una vivienda, o en su defecto las zonas críticas, que demanden proyectar cimentaciones más reforzadas y especiales.

El esquema capitular es el siguiente:

En el capítulo I del presente proyecto se muestran las generalidades, exploración preliminar orientada a la investigación y los aspectos generales del estudio.

En el capítulo II, realizaremos el completo desarrollo del marco teórico, el cual está constituido por los trabajos de investigación que anteceden a nuestro estudio y por la

síntesis de las principales teorías que sustentan la propuesta. Tanto las teorías como los antecedentes permiten ver el por qué y el cómo de nuestra investigación.

En el capítulo III, analizamos la descripción de los materiales y la metodología usada en la investigación, así como el universo, la población y muestra del presente trabajo, el diseño experimental, como también el diseño de instrumentos relacionado a la obtención de la capacidad portante del suelo, de laboratorio.

En el capítulo IV, se muestran los resultados obtenidos del trabajo realizado en cuanto a la obtención de la capacidad portante del suelo en la localidad de Lagunas, provincia de Alto Amazonas, región de Loreto, así también la elaboración del plano de zonificación, donde se indica por zonas la capacidad portante del suelo.

En el capítulo V, se analizan y discuten los resultados obtenidos, en cuanto a la obtención de la capacidad portante del suelo, como también la cimentación a usarse después de conocer estos resultados.

Finalmente se muestra en el capítulo VI, las conclusiones y recomendaciones del presente proyecto de investigación.

1.2. Exploración preliminar orientando la investigación

El Proyecto de Tesis se desarrolló con las siguientes actividades exploratorias preliminares.

El trabajo se realizó mediante una exploración en campo, teniendo en cuenta todos los aspectos visibles, que nos puedan interesar, para utilizarlo como información actual de la zona de estudio. Asimismo, con la colaboración de pobladores antiguos del lugar, se recorrió toda el área de influencia en estudio, para así determinar de acuerdo a la topografía del terreno, normas estipuladas en el reglamento, y diferentes aspectos observados, la cantidad y el lugar de los puntos a muestrear, que después se plasmaría en un plano guía. Una vez que se tuvo esta información, al realizar las excavaciones, se tomó nota de todas las particularidades, en la que se encontró el suelo, como son: color, forma, profundidad, nivel freático, etc.

El trabajo en gabinete se realizó, mediante la búsqueda de publicaciones relacionada al tema; así como son: revisión y recopilación de información bibliográfica, proyectos de

tesis e informes de ingeniería, manuales instructivos de laboratorio, uso de la biblioteca virtual (internet), normatividad y reglamentos, datos estadísticos, además se consultó información de los proyectos del INDECI e INGEMMET, entre otros.

También se consideró los testimonios de los pobladores, en cuanto a la historia de la localidad, las obras que anteriormente han sido proyectadas y ejecutadas, las ventajas y desventajas de los materiales que utilizan en sus viviendas, así como el tipo de cimentación que ellos proyectan en ésta.

1.3. Aspectos generales del estudio

1.3.1. Aspectos físicos

1.3.1.1. Ubicación del área de estudio

La zona de estudio, se ubica en el Nor-Oriente del Perú, geográficamente se localiza entre las coordenadas 05° 13' 36" de Latitud Sur y 75° 40' 52" de Longitud Oeste.

Región	:	Loreto
Provincia	:	Alto Amazonas
Distrito	:	Lagunas
Localidad	:	Lagunas
Longitud	:	75° 40' 52" Oeste
Latitud	:	05° 13' 36" Sur
Altitud	:	149 m.s.n.m
UTM Y	:	9401869.94
UTM X	:	437045.36

1.3.1.2. Límites de la localidad de Lagunas

Por el sureste	:	Con el distrito de Parinari, provincia de Loreto.
Por el sur	:	Con el distrito de Santa Cruz.
Por el suroeste	:	Con el distrito de Jeberos, los distritos de Barranca y Pastaza Provincia de Datem del Marañón.
Por el oeste	:	Con los distritos de Pastaza y Andoas, provincia de Datem del Marañón.

1.3.1.3. Mapa de ubicación del proyecto



Figura 1: Mapa del Perú. (Fuente: Google Imágenes)



Figura 2: Mapa de la Región Loreto. (Fuente: Google Imágenes)

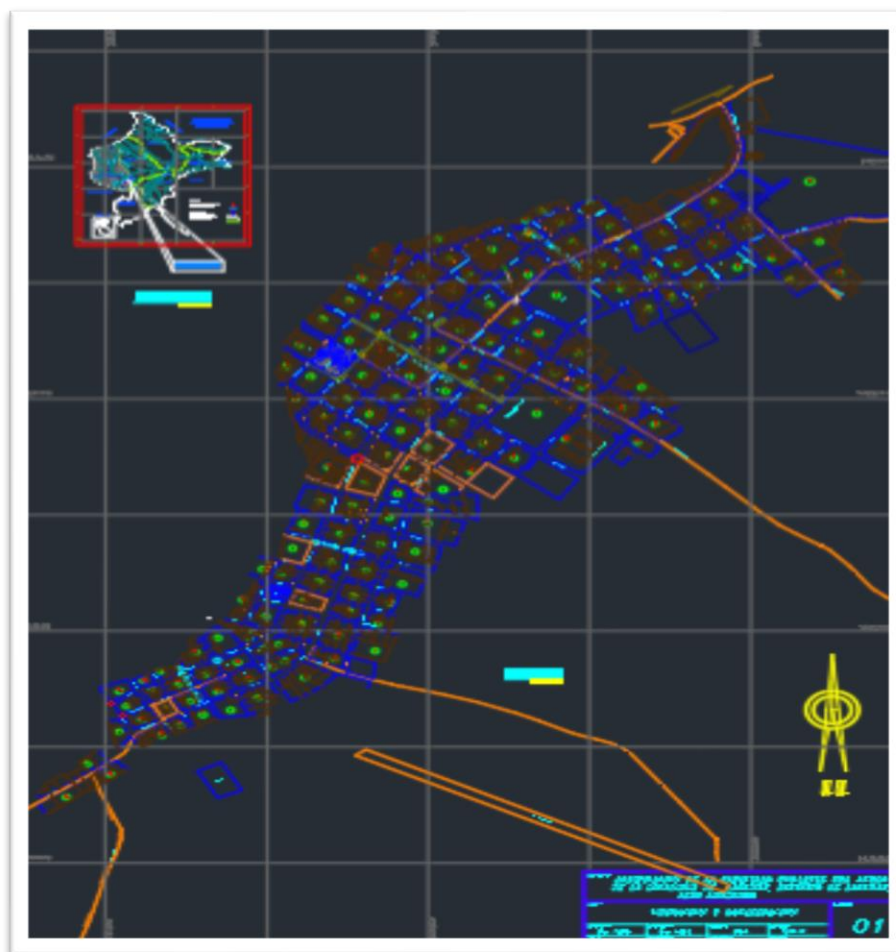


Figura 3: Mapa del distrito de Lagunas (Fuente: Municipalidad distrital de Lagunas)

1.3.1.4. Vías de Acceso

El distrito de lagunas tiene como principal vía de comunicación al sistema hidrográfico del río Huallaga. El eje fluvial más importante lo constituye el río Huallaga y sus principales tributarios. Este medio es la principal vía de comunicación y el transporte se realiza a través de embarcaciones de gran calado (lanchas), que cubren la ruta Iquitos – Yurimaguas – Iquitos y otras rutas menores que son cubiertas por embarcaciones medianas y pequeñas, articulando los poblados ubicados en los tributarios del río Huallaga. Sin embargo, este medio está limitado en la época de vaciante, especialmente en los tributarios menores de flujo estacional, como los ríos Parapapura y Yanayacu. Esta Vía es ideal para el transporte de materiales, toda vez que resulta ser el más económico considerando que los materiales a utilizarse se trasladan desde la ciudad de Yurimaguas y/o la ciudad de Iquitos.

Tabla 1:*Vías de acceso*

Ruta	Tipo de vía	Distancia Km	Tiempo
Yurimaguas - Lagunas	Vía fluvial	118	12 Horas (en embarcaciones de carga - lanchas)
Yurimaguas - Lagunas	Vía fluvial	118	06 Horas (en deslizadores - rápidos)

Fuente: Elaboración propia**1.3.1.5. Clima**

El distrito de lagunas presenta un clima tropical, cálido, y lluvioso, con temperaturas constantemente altas a lo largo del año, siendo la temperatura media anual entre los 25.5 Celsius a 26°C. La temperatura máxima media anual está entre los 30° a 31.5°C y la temperatura mínima promedio anual es de 20°C a 21.5°C. Presenta poca variabilidad térmica diaria y el calor persiste a lo largo del día y la noche. La precipitación total anual se encuentra en el rango de 2000 a 2500 mm anuales, presentándose estas precipitaciones en la mayor parte de la Localidad.

1.3.1.6. Geomorfología

La geomorfología de la localidad presenta zonas planas a ligeramente onduladas que corresponden a la llanura fluvial adyacentes a los principales ríos, caracterizándose por presentar complejos de orillares, áreas hidromórficas y terrazas, así como la presencia de colinas bajas.

Es necesario destacar que en la localidad, predomina el paisaje fluvial, mostrando llanuras meándricas y terrazas surcadas por cauces más pequeños que corresponden a ríos menores y quebradas, que comprende la áreas de llanura aluvial inundable estacionalmente, y llanuras aluviales inundadas permanentemente que corresponde a los pantanos y aguajales.

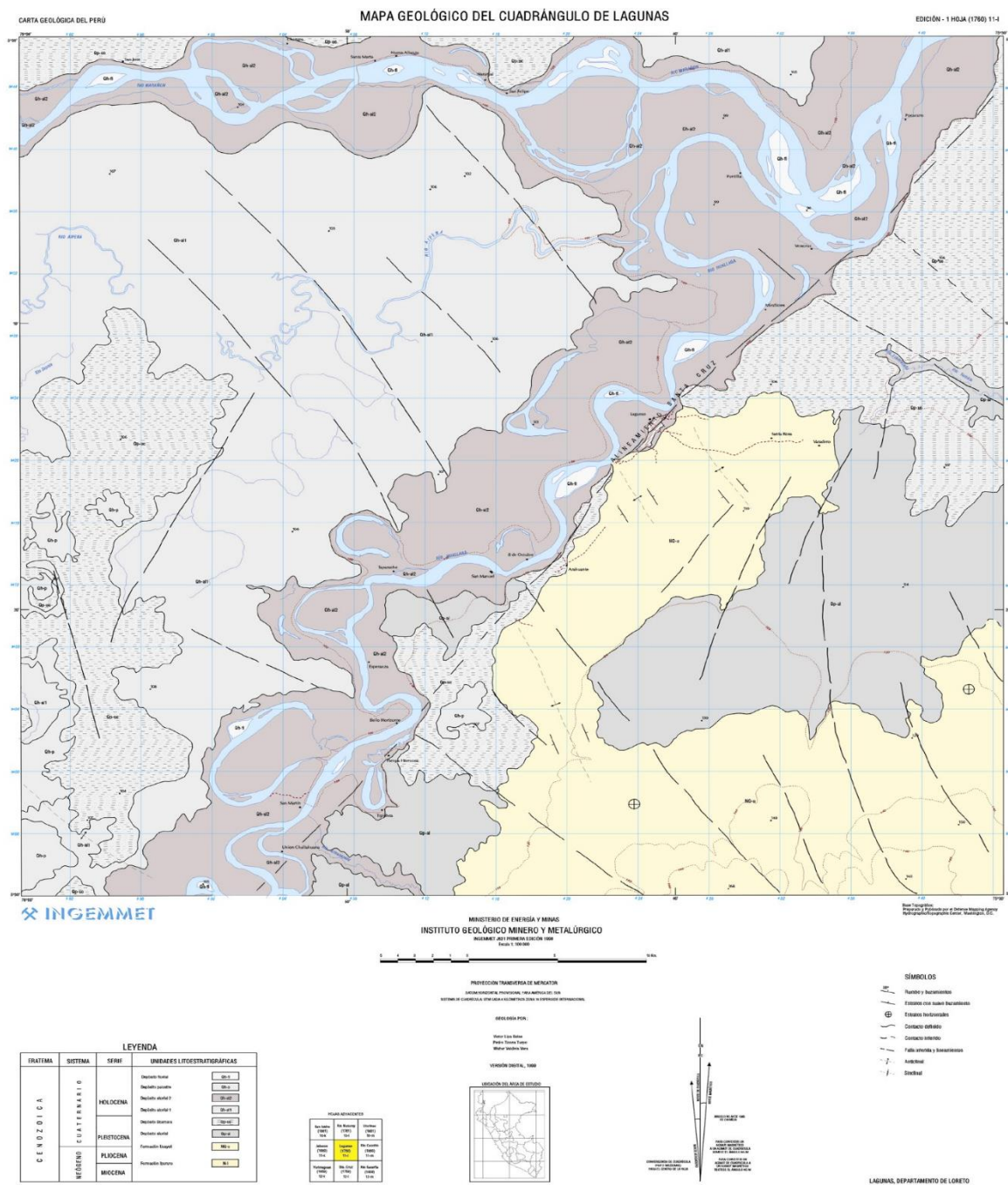


Figura 4: Cuadrángulo geológico 11-I. (Fuente: INGEMMET, 1997)

1.3.1.7. Sismicidad

Dentro del territorio peruano se han establecido diversas zonas, las cuales presentan diferentes características de acuerdo a la mayor o menor presencia de los sismos.

Según el mapa de Zonificación Sísmica del Perú la localidad de lagunas, Provincia de Alto Amazonas y Departamento de Loreto comprendida en la Zona Sísmica 2, correspondiéndole una sismicidad media y un factor de zona $Z=0.4$.



Figura 5: Zonificación sísmica del Perú. (Fuente: Norma Técnica E. 030: Diseño Sismoresistente)

1.3.2. Aspectos Socioeconómicos

1.3.2.1. Actividad Agrícola

La agricultura, y el comercio es una de las principales actividades económicas de los habitantes del Distrito de lagunas, los habitantes se dedican a esta actividad. La zona es apta para producción de arroz, yuca, barbasco, frutas como plátano, mandarina, camu camu, aguaje, piña, carambola, especies maderables como cedro, caoba, nogal, tornillo, bolaina, cumala, ishpingo, capirona, entre otras.

1.3.2.2. Actividad Ganadera

La actividad ganadera practicada por los habitantes de la localidad de lagunas está basada fundamentalmente en la crianza de vacunos y animales menores en pequeña escala. Para esta actividad se cuenta con áreas de pastos naturales. La técnica de explotación es el pastoreo a campo abierto.

La producción ganadera de vacunos es generalmente para los mercados de Yurimaguas e Iquitos y la región Loreto.

1.3.2.3. Actividad pesquera

Esta actividad es de carácter complementario y limitado en su volumen de producción orientado para el autoconsumo; los pobladores se dedican a la pesca de especies nativas de los ríos como: bagre, boquichico, carachama, lisa, mojarra). Quelonios (charapa, taricaya etc.).

1.3.2.4. Actividad Forestal

Esta actividad surge como una importante opción de desarrollo para contribuir en la reactivación económica local y regional, por ser la madera uno de los principales recursos naturales de la zona.

1.3.2.5. Actividad Industrial y Manufacturera:

Esta actividad es de menor importancia en el distrito, se concentra en la producción de productos de consumo inmediato (panaderías, confecciones) carpintería de madera en pequeña escala y construcción.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes, planteamiento, delimitación, formulación del problema

2.1.1. Antecedentes del problema

En el desarrollo de un proyecto de construcción, el estudio de los suelos es muy importante porque en el radica conocer si el suelo será capaz de soportar las cargas de las construcciones, esto sin duda indicaría que el suelo viene a ser un recurso natural y fundamental para la construcción.

Ante la importancia que se presenta de conocer el tipo de suelo y la capacidad de soporte en la localidad de Lagunas, con fines constructivos, se hace necesario saber sobre estos datos fundamentales, para así poder detectar las posibles fallas que se generarían en el suelo donde se va a cimentar la edificación, además de permitirnos definir el tipo de cimentación de la misma.

Conocer la capacidad portante, las características propias del suelo, y el tipo de cimentación a usarse, permite anticipar futuros problemas que se pueden presentar, si es que no se elabora estos estudios básicos, antes de construir una edificación.

Teniendo los datos exactos, empleando el método adecuado según el tipo de suelo, para el cálculo de la capacidad portante, permite al ingeniero optimizar en costos de cimentación.

Actualmente la Localidad de Lagunas, no cuenta con información detallada sobre el tipo y capacidad portante de la Localidad de Lagunas en el Distrito de Lagunas.

2.1.2. Planteamiento del problema

Actualmente al proceso continuo de migración que la localidad de Lagunas viene soportando, la ocupación de zonas sin tener ningún criterio de ordenamiento territorial, se suma las condiciones de construir las viviendas de manera inadecuada, sin respetar la normatividad vigente y además sin contar con ningún estudio de mecánica de suelos.

La necesidad de contar con estos estudios, es primordial al momento de elegir los sitios sobre la cual se va a construir una edificación, esta información también al respecto nos permite conocer las características, propiedades, capacidad portante del suelo de fundación, lo cual nos indica el tipo de cimentación y el número de niveles con los cuales puede contar la edificación.

Además, ninguna instancia del sector público o privado, ha mostrado interés en hacer un estudio basado en los suelos de esta localidad, y más aún de elaborar un acertado planeamiento territorial, esto teniendo en cuenta que en el área del proyecto existen muchas zonas que están expuestas a peligros, viviendas construidas informalmente y con materiales inadecuados, etc.

Del mismo modo a estas condiciones, se suma el elevado costo, que tiene hacer estos estudios y por eso nace la importancia de elaborar un mapa de zonificación de capacidad portante de la localidad de Lagunas, finalidad con la cual se desarrolla el presente trabajo.

2.1.3. Delimitación del problema

En este Proyecto de investigación se presenta la siguiente delimitación:

El estudio se realizará en la localidad de Lagunas, Distrito de Lagunas Provincia de Alto Amazonas, Región Loreto.

Las limitaciones económicas, lo que corresponde al estudio y la exploración por medio de calicatas, lo que se requerirá es la mano de obra no calificada, para lo que es excavación y obtención de muestras, lo que está supeditado a un costo elevado, es referente a la cantidad de calicatas que se excavarán.

2.1.4. Formulación del problema

La situación que atraviesa el área del proyecto, conlleva a realizar un estudio de mecánica de suelos, basado en la determinación de diversas propiedades, la clasificación del mismo, para así elaborar un plano de zonificación de la capacidad portante del suelo de la localidad de Lagunas.

Bajo estas premisas, nos encontramos en la obligación de respondernos la siguiente interrogante: ¿De qué manera podemos conocer los valores de la capacidad portante de los suelos en la Localidad de Lagunas en el Distrito de Lagunas?

2.2. Objetivos

2.2.1. Objetivo general

Determinar la capacidad portante y demás características del suelo, que permita elaborar un mapa de zonificación de capacidad portante y usos de suelos en la Localidad de Lagunas en el Distrito de Lagunas.

2.2.2. Objetivos específicos

Realizar actividades de exploración y muestreo de suelos, mediante calicatas, en la localidad de Lagunas en el Distrito de Lagunas.

Realizar estudios de mecánica de suelos empleando el método más adecuado, según el tipo de suelo que se obtenga.

Determinar la capacidad portante de los suelos obtenidos del muestreo y exploración de suelos en la localidad la Localidad de Lagunas en el Distrito de Lagunas.

Identificar el tipo de suelo según, el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Elaborar un mapa de Zonificación de Suelos de la Localidad de Lagunas.

2.3. Justificación de la investigación

2.3.1. Justificación teórica

El presente trabajo se basa en elaborar la zonificación de la capacidad portante, mediante estudios de mecánica suelos, que permitirá conocer la capacidad portante, las características propias del suelo y el tipo de cimentación a usarse.

2.3.2. Justificación técnica

Dado que no existen estudios, ni información detallada sobre el tipo y capacidad portante del suelo la Localidad de Lagunas en el Distrito de Lagunas, trae como consecuencia en su mayoría, la construcción de edificaciones sin antes haber realizado un estudio de mecánica de suelos, lo cual es de vital importancia para tener conocimiento sobre el suelo en el cual se va a cimentar, además de los serios problemas futuros que se podrían ocasionar en la edificación.

2.3.3. Justificación práctica

Se realizará en la localidad de Lagunas en el distrito de Lagunas un periodo a corto plazo con un presupuesto económico, los ensayos de laboratorio, se obtendrán través de exploraciones que se harán al suelo, en determinados lugares donde sea necesaria realizar, según las normas vigentes a las cuales está sujeto estos estudios y de la geología de la zona. Dicha información servirá a la población para la construcción de sus viviendas de forma segura.

2.4. Delimitación de la investigación

2.4.1. Delimitación espacial

El estudio se realizará en la localidad de Lagunas, Distrito de Lagunas provincia de Alto Amazonas, región Loreto.

Considerando que el espacio es un elemento tridimensional, entonces también abarca la dimensión de la profundidad, inferimos que la zonificación geotécnica se limita a realizar la exploración a una profundidad máxima de 3.00 m; (*según Boussinesq, para la profundidad mínima de cimentaciones superficiales y considerando un ancho de cimentación en la condición más crítica de 1.00m, a una profundidad mínima de 3.00m la carga se disipa en un orden menor al 10%*); a los cuales conseguiremos estudiar mediante los Pozos de Exploración a Cielo Abierto (Calicatas).

2.4.2. Delimitación presupuestal

Limitaciones económicas, debido al estudio y exploración mediante calicatas, se requerirá de mano de obra no calificada, para la excavación y obtención de muestras, el cual está supeditado a un costo elevado, de acuerdo a la cantidad de calicatas que se excavarán.

2.5. Marco teórico

2.5.1. Antecedentes de la investigación

Para la elaboración del presente proyecto se ha revisado material bibliográfico y trabajos anteriores, que nos permite tomar nota de antecedentes y resultados, que deben considerarse para los fines más convenientes, siendo como sigue:

Rocha (2010) ha concluido en su investigación “Zonificación de la capacidad portante del suelo del distrito de Morales” lo siguiente:

Tabla 2

Conclusiones del trabajo de investigación (Rocha Sandoval, 2010).

Zona	Qadm (kg/cm²)	Condición
I	0.78	<i>Habitable</i>
II	1.86	<i>Habitable</i>
III	1.77	<i>Habitable</i>
IV	0.82	<i>Habitable</i>

Fuente: Resultados (Rocha Sandoval, 2010)

Jiménez (2010) concluye en su investigación “Zonificación de la capacidad portante del suelo del distrito de la Banda de Shilcayo” lo siguiente:

Tabla 3

Conclusiones del Trabajo de Investigación (Jiménez Flores, 2010).

Zona	Suelo Predominante	Qadm (kg/cm²)	Condición
I	<i>SC-CM</i>	0.45	<i>Crítica</i>
II	<i>CH-CL</i>	0.60	<i>Habitable</i>
III	<i>CL-SC</i>	0.58	<i>Habitable</i>

Fuente: Resultados (Jiménez Flores, 2010)

Córdova y Montalván (2017) concluye en su investigación “Zonificación Geotécnica del barrio centro del Distrito de Picota, Provincia Picota - Región San Martín” lo siguiente:
Conclusiones del trabajo de investigación (Córdova y Montalván, 2017).

La **Zonificación por características mecánicas**, se realizó considerando la única característica mecánica la capacidad admisible, toda la zona se considera habitable por tener una capacidad admisible mayor a 0.50 kg/cm².

Teniendo en cuenta lo anterior se estableció tres zonas, considerando 3 zonas, que se delimitan de la siguiente manera: **Zona I (qadm ≥ 1.00 kg/cm²)** considerada la zona que tiene la mejor capacidad admisible, **Zona II (0.80 kg/cm² ≥ qadm < 1.00 kg/cm²)** una zona con capacidad admisible aceptable o media y la **Zona III (qadm < 0.80 kg/cm²)** que viene a ser la zona con una capacidad portante baja, pero no crítica debido a que la capacidad admisible de esta zona es mayor a 0.50 kg/cm².

2.5.2. Bases Teóricas

2.5.2.1. Origen del Suelo

Agentes generadores de suelos

La corteza terrestre es atacada principalmente por el aire y las aguas, siendo los medios de acción de estas sustancias sumamente variados. Sin embargo, en último análisis, todos los mecanismos de ataque pueden incluirse en dos grupos:

Desintegración mecánica y descomposición química.

El término desintegración mecánica, a la intemperización de las rocas por agentes físicos, tales como cambios periódicos de temperatura, acción de congelación del agua en las juntas y grietas de las rocas, efectos de organismos, plantas, etc. Por estos fenómenos las rocas llegan a formar arenas o, cuando mucho, limos y solo en casos especiales arcillas.

Por descomposición química, se entiende la acción de agentes que atacan las rocas modificando su constitución mineralógica o química. El principal agente es, desde luego, el agua y los mecanismos de ataque más importantes son la oxidación, la hidratación y la carbonatación. Los efectos químicos de la vegetación juegan un papel no despreciable. Estos mecanismos generalmente producen arcilla como último producto de descomposición. Todos los efectos anteriores suelen acentuarse con los cambios de temperatura, por lo cual es frecuente encontrar formaciones arcillosas de importancia en zonas húmedas y cálidas, mientras que son típicas de zonas más frías formaciones arenosas o limosas, más gruesas. En los desiertos cálidos, la falta de agua hace que los fenómenos de descomposición no se desarrollen, por lo cual la arena predomina en esas zonas; Allí los efectos de ciclo de tensiones y compresiones sobre la roca producidos por elevaciones y descensos periódicos y continuados de temperatura, son los mecanismos de ataque determinantes.

Los suelos deben, pues, su origen a una variedad de causas que excede todo poder de descripción detallada. El resultado de ese concurso de causas, es una inmensa diversidad de tipos de suelos resultantes. También debe notarse que su formación ha ocurrido a través de las eras Geológicas, tal como sigue ocurriendo hoy; en consecuencia, el hombre es completamente ajeno a la génesis del suelo; solo le toca manejarla, tal como la naturaleza se lo presenta. (Juárez, 1992)

Dentro de la meteorización mecánica se encuentra:

Descarga Mecánica, las rocas que se encuentran por debajo de la superficie terrestre están sometidas a una presión vertical y de confinamiento (presión lateral).

Carga Mecánica, Es ocasionado por el impacto de partículas que pueden ser arrastradas por el viento o agua sobre una roca, con el tiempo este proceso puede ocasionar fisuramiento.

Expansión y contracción térmica, debido a un golpe físico, acción de una planta o animal, al cambio de temperatura, puede ocasionar la fisuración de la roca.

Acumulación de sales, al saturarse de agua las rocas, las presiones de la cristalización de las sales ocasionan esfuerzos internos que contribuyen a una significativa desintegración de las rocas.

Desprendimiento coloidal, las rocas en algún momento, pueden estar cubiertas de materia coloidal húmeda. Estos producen esfuerzos que debilitan la roca.

Actividad orgánica, el crecimiento de las raíces de las plantas en las fisuras de la roca, es un proceso que ocasiona una desintegración importante en las rocas.

Carga neumática, el aire atrapado en las fisuras expuestas de la roca, ejerce presión interna en la roca debido a oleaje de un lago o río, que debilita a la roca.

Dentro de la meteorización química se encuentra:

Hidrólisis, es un proceso químico importante que consiste en la reacción del mineral el hidrógeno (H^+) y el oxidrilo (OH^-) del agua, donde el papel del agua juega un papel importante.

Carbonización, El agua en combinación del dióxido de carbono de la atmósfera, forman sobre la superficie de la roca ácido carbónico (H_2CO_3), este reacciona con los minerales que contiene la roca ocasionando un proceso de disociación de minerales en iones que aumenta considerablemente por la presencia de CO_2 .

Oxidación, es producida por el contacto del oxígeno del aire con ciertos componentes químicos-mineralógicos de las rocas particularmente favorables para combinarse con él (compuestos férricos, carbonatos, sulfuros, etc.).

Reducción, mediante reacciones químicas, se lleva a cabo un proceso complementario a la oxidación donde se libera el oxígeno de los minerales que pasa a formar parte del

ambiente circundante, el oxígeno deja la estructura del mineral a medida que la oxidación disminuye el número de elementos reducidos.

Hidratación, se refiere a la absorción de moléculas de agua dentro de la estructura interna de un mineral.

Lixiviación, se refiere a la migración de iones alentada por los procesos antes citados, la movilidad de los iones depende de su potencial iónico.

Cambio de cationes, es la absorción de cationes en solución cargados positivamente en un mineral arcilloso cargado negativamente, especialmente: Ca, H, K y Mg.

2.5.2.2. Estructura y textura de los suelos

Martínez (2003), indica que “definimos como estructura” a la propiedad de los suelos que produce una respuesta a los cambios exteriores y sollicitaciones tales como el agua, cargas (edificios, pavimentos, etc.) respectivamente. Esta propiedad involucra tanto el arreglo geométrico de las partículas como a las fuerzas que están sobre ellas, involucra conceptos como “gradación”, “arreglo”, “vacíos”, fuerzas ligantes y fuerzas eléctricas asociadas. “Textura es la apariencia superficial, depende del tamaño, forma y graduación de las partículas”.



Figura 6: Esquema de la estructura y textura de los suelos. (Fuente: Enrique Napoleón Martínez Quiroz, 2003)

Estructura de Suelos Gruesos

Martínez (2009) nos señala que en este tipo de estructuras predominan las fuerzas gravitacionales, depende en gran medida de la forma de las partículas, de su tamaño y de cómo están organizadas.

Las fuerzas gravitacionales predominan por sobre otras. Así su resistencia o comportamiento hidráulico se ven gradualmente afectados por circunstancias tales como la orientación de las partículas o la cantidad de vacíos existentes en su masa.

En las figuras se muestran el arreglo de sus partículas. En el gráfico (a) se observa el arreglo denominado estado más suelto y en el (b) se observa el arreglo denominado estado más compacto.

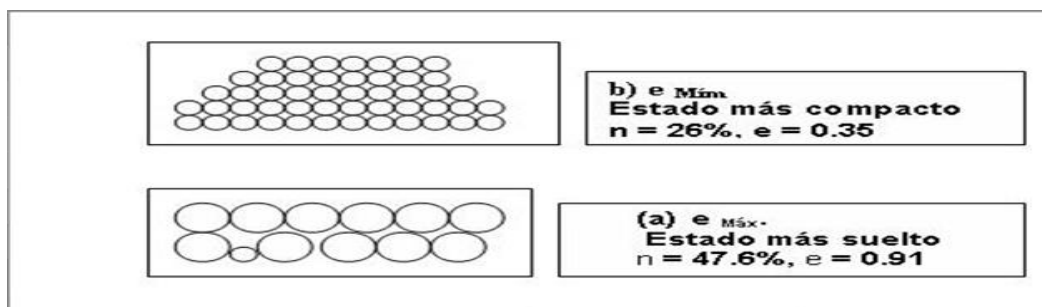


Figura 7: Acomodo de las partículas del suelo (Fuente: Enrique Napoleón Martínez Quiroz, 2003)

Estructura de Suelos Cohesivos

Martínez, (2009) nos indica que el conocimiento de la composición interna de las láminas de arcilla es más importante a nivel básico que a nivel ingenieril, sin embargo es útil comprender su composición a fin de establecer su comportamiento.

Investigaciones recientes, señalan el ambiente electroquímico, que existe en el agua, en el momento de la formación del suelo como el factor más influyente en su futuro comportamiento y la sedimentación individual de tales estructuras, produce las denominadas estructuras: Floculenta, Panaloide, Castillo de naipes y Dispersa.

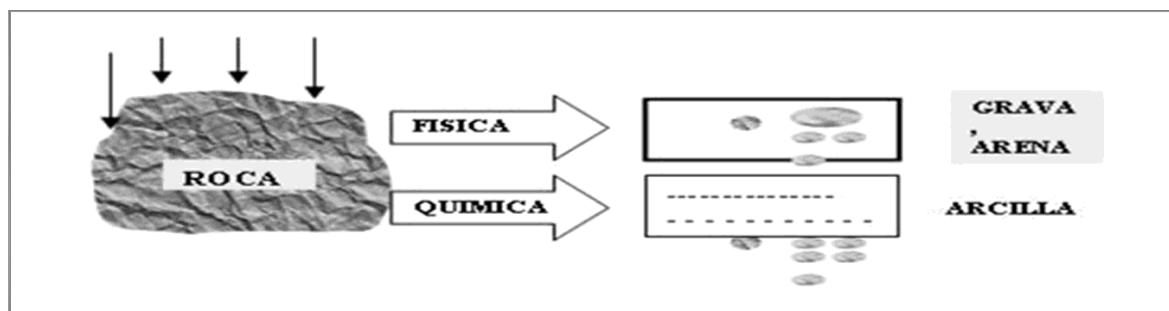


Figura 8: Esquema de la estructura de los suelos cohesivos (Fuente: Enrique Napoleón Martínez Quiroz, 2003)

2.5.2.3. Transporte y deposición de suelos

Los arroyos, corrientes oceánicas, olas, viento, aguas subterráneas, glaciales y la gravedad continuamente erosionan y transportan suelo, fragmentos de rocas y sedimento, a lugares de deposición donde se meteorizan.

Depósitos eólicos, el viento a diferencia de otros solo puede mover sedimento compuesto de pequeñas partículas a diferentes lugares.

Depósitos glaciales, un glaciar transporta rocas de todo tamaño y una variedad de sedimentos, los cuales caen sobre su superficie provenientes de las laderas de los valles circundantes.

Depósitos lacustres, la deposición lacustre o la de lagos tanto en agua dulce como salada, consiste de la deposición de sedimento generalmente de material diminuto en el fondo del lago.

Depósitos marinos, las olas del mar continuamente rompen en una costa, erosionando la margen terrestre por la fuerza del impacto y en especial durante las tormentas.

Suelos residuales, se llama residual, al suelo formado producto de la meteorización que se mantiene en el mismo lugar de origen. A diferencia de los suelos producto del transporte y deposición, estos están relacionados con los materiales del lugar, clima y topografía.

2.5.2.4. Composición mineralógica del suelo

Campos y Guardia (2005), en su trabajo de investigación nos indican que se pueden identificar más de 2000 diferentes minerales en la corteza terrestre y muchos de ellos están presentes en las rocas.

Existe una distinción entre los minerales que son constituyentes esenciales de las rocas que dan el nombre a estas y los que son accesorios que se encuentran en pequeñas cantidades, pero su presencia o ausencia no influye en el nombre de la roca. Las rocas también contienen minerales secundarios, que son aquellos que resultan de la descomposición de los minerales esenciales por acción del agua. Como resultado de la meteorización y el proceso de la deposición, estos minerales que poseen las rocas llegan a formar parte del suelo. Los minerales más comunes que pueden encontrarse en el suelo son:

Feldespatos, Los feldespatos forman un grupo grande de minerales monoclinicos, triclinicos y son un componente importante de algunos tipos de rocas. El feldespat se considera un material moderadamente duro.

Cuarzo, Es un mineral muy común, un constituyente esencial de los granitos y otras rocas. El cuarzo es más duro que la mayoría de los minerales y es uno de los más resistentes a la meteorización, se encuentra en abundancia en rocas metamórficas.

2.5.2.5. Minerales arcillosos de los suelos

Las partículas de suelo con tamaños correspondientes a las arcillas y que presentan las propiedades características de adhesión y plasticidad se denominan minerales arcillosos. Son producto de la meteorización química y están compuestos en su mayor parte de silicatos de aluminio hidratados.

Tienen forma cristalina y están constituidos por dos unidades estructurales: la unidad tetraédrica, en la cual cuatro oxígenos encierran un átomo de silicio, y la unidad octaédrica, en la cual un átomo de aluminio o magnesio está encerrado por seis grupos hidroxilos. De acuerdo con la organización de estas unidades estructurales en la red cristalina, los minerales arcillosos se dividen en tres grupos principales los cuales son:

Caolinitas, el bloque estructural de este grupo de minerales está formada por una capa de unidades tetraédricas y una capa de unidades octaédricas. Los enlaces iónicos de hidrógeno entre los bloques crean una estructura relativamente estable en la que no penetra el agua con facilidad. Estas caolinitas presentan una baja absorción de agua y una baja susceptibilidad a la retracción y a la expansión al ser sometidos a variaciones de humedad.

Ilitas, el bloque estructural de este grupo está formado por una capa de unidades octaédricas en medio de dos capas de unidades tetraédricas orientadas en forma opuesta. Las Ilitas presentan mayor tendencia a la absorción de agua que las caolinitas, mayor susceptibilidad a la retracción y a la expansión.

Montmorilonitas, este grupo tiene un bloque estructural similar al de las ilitas, pero adicionalmente a la sustitución del silicio (Si^{4+}) por aluminio (Al^{3+}) en las unidades tetraédricas, algunos de los iones de aluminio, en las unidades octaédricas se reemplazan por magnesio (Mg^{2+}) y hierro (Fe^{2+}). El enlace entre las capas creado por el agua es muy débil e inestable comparado con el enlace de iones de potasio de las ilitas. Las montmorilonitas presentan una muy alta absorción de agua y muy altas características de retracción y expansión (Berry y Reid, 1994).

2.5.2.6. Relaciones volumétricas y gravimétricas de los suelos

En un suelo se distinguen tres fases constituyentes: sólida, líquida y gaseosa. La fase sólida está formada por las partículas minerales del suelo (incluyendo la capa sólida adsorbida). La fase líquida formada por el agua libre específicamente, aunque en el suelo pueden existir otros líquidos de menor significación. La fase gaseosa comprende sobre todo el aire, pero pueden estar presentes otros gases (vapores sulfurosos, anhídrido carbónico, etc.) Las fases líquida y gaseosa del suelo suelen comprenderse en el volumen de vacíos (V_v), mientras que la fase sólida constituye el volumen de sólidos (V_s). Se dice que un suelo es totalmente saturado cuando todos sus vacíos están ocupados por agua. Un suelo en tal circunstancia consta, como caso particular de solo dos fases, sólida y líquida.

Es importante considerar las características morfológicas de un conjunto de partículas sólidas, en un medio fluido. Eso es el suelo. Las relaciones entre las diferentes fases constitutivas del suelo (sólida, líquida y gaseosa), permiten avanzar sobre el análisis de la distribución de las partículas por tamaños y sobre el grado de plasticidad del conjunto.

En los laboratorios de mecánica de suelos puede determinarse fácilmente el peso de las muestras húmedas, el peso de las muestras secadas al horno y la gravedad específica de las partículas que conforman el suelo, entre otras.

Las relaciones entre las fases del suelo tienen una amplia aplicación en la Mecánica de Suelos para el cálculo de esfuerzos. La relación entre las fases, la granulometría y los límites de Atterberg se utilizan para clasificar el suelo y estimar su comportamiento.

Modelar el suelo es colocar fronteras que no existen. El suelo es un modelo discreto y eso entra en la modelación con dos parámetros, e y n (relación de vacíos y porosidad), y con las fases. El agua adherida a la superficie de las partículas, entra en la fase sólida. En la líquida, sólo el agua libre que podemos sacar a 105 °C cuando, después de 24 o 18 horas, el peso del suelo no baja más y permanece constante. (Duque, 2002)

2.5.2.7. Fases del Suelo

En el suelo puede observarse la existencia de una fase sólida formada por las partículas minerales, una fase líquida que sería el agua intersticial libre y una parte gaseosa que reúne al aire o vapores producto de la descomposición orgánica atrapados entre los sólidos.

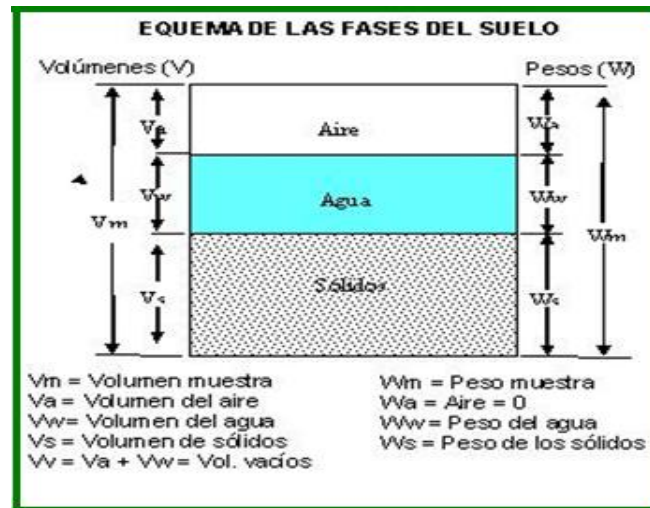


Figura 9: Esquema de una muestra de suelo, en tres fases o húmedo (Fuente: Martínez Quiroz, Enrique Napoleón, 2016)

2.5.2.7.1. Fases, volúmenes y pesos

En el modelo de fases, se separan volúmenes V y pesos W así: Volumen total V_T , volumen de vacíos V_V (espacio no ocupado por sólidos), volumen de sólidos V_S , volumen de aire V_A y volumen de agua V_W . Luego

$$v_T = v_v + v_s \dots (1)$$

En pesos (que es diferente a masas), el del aire se desprecia, por lo que $W_A = 0$. El peso total del espécimen o muestra W_T es igual a la suma del peso de los sólidos W_S más el peso del agua W_W ; esto es

$$W_T = W_S + W_W \dots (2)$$

2.5.2.7.2. Relaciones de volumen

Porosidad “ η ”

Se define como la probabilidad de encontrar vacíos en el volumen total. Por eso $0 < \eta < 100\%$ (se expresa en %). En un sólido perfecto $\eta = 0$; en el suelo $\eta \neq 0$ y $\eta \neq 100\%$.

$$\eta = \frac{v_v}{v_T} * 100 (\%) \dots (3)$$

Relación de vacíos “e”

Es la relación entre el volumen de vacíos y el de los sólidos. Su valor puede ser $e > 1$ y alcanzar valores muy altos. En teoría $0 < e \rightarrow \infty$.

$$e = \frac{v_v}{v_s} * 100 (\%) \dots (4)$$

Densidad Relativa “DR”

Este parámetro nos informa si un suelo está cerca o lejos de los valores máximo y mínimo de densidad, que se pueden alcanzar.

Además $0 \leq DR \leq 1$, siendo más resistente el suelo cuando el suelo está compacto y $DR \approx 1$ y menor cuando está suelto y $DR \approx 0$.

$$D_R = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \dots (5)$$

Grado de saturación “S”

Se define como la probabilidad de encontrar agua en los vacíos del suelo, por lo que $0 \leq S \leq 100\%$. Físicamente en la naturaleza $S \neq 0\%$, pero admitiendo tal extremo, $S = 0\% \rightarrow$ suelo seco y $S = 100\% \rightarrow$ suelo saturado.

$$S = \frac{v_w}{v_v} * 100 (\%) \dots (6)$$

Contenido de aire “CA”

Probabilidad de encontrar aire en los vacíos del suelo. $0 \leq CA \leq 100\%$. En el suelo saturado, los vacíos están ocupados por agua $CA = 0$ y en el suelo seco, por aire $CA = 100\%$. Naturalmente, $S + CA = 100\%$.

$$C_A = \frac{v_A}{v_V} * 100 (\%) \dots (7)$$

Contenido de humedad “ ω ”

Es la relación entre el peso del agua del espécimen, al peso de los sólidos. El valor teórico del contenido de humedad varía entre: $0 \leq \omega \rightarrow \infty$. En la práctica, las humedades varían de 0 (cero) hasta valores del 100%.

$$W = \frac{W_A}{W_S} * 100 (\%) \dots (8)$$

Peso específico aparente (γ_m): Conocido como peso volumétrico, densidad aparente, peso específico de masa.

$$Y_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m} \dots (9)$$

Peso específico del agua (γ_w):

$\gamma_o = \gamma_w$En condiciones prácticas

Peso específico del agua destilada (γ_o): a 4°C y a P.A. n. m. en sistemas derivados del métrico decimal es igual a 1 ó a una potencia de 10.

Peso específico de los sólidos (γ_s):

$$Y_s = \frac{W_s}{V_s} \dots (10)$$

$$2.4 \leq \gamma_s \leq 2.9 \text{ gr. /cm}^3$$

En los laboratorios de Mecánica de Suelos puede determinarse fácilmente el peso de las muestras húmedas y secas en el horno o estufa y el peso específico relativo de los suelos. Estas magnitudes no son las únicas cuyo cálculo es necesario, es preciso obtener relaciones volumétricas y gravimétricas para poder determinar otras magnitudes en términos de estas.

Peso específico relativo: Viene hacer la relación entre el peso específico de la sustancia y el peso específico del agua destilada a 4° C y sujeta a una atmósfera de presión.

Peso específico relativo de la muestra (S_m):

$$S_m = \gamma_m / \gamma_o = \frac{W_m}{V_m \gamma_o} \dots (11)$$

Peso específico relativo de los sólidos (S_s):

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{W_s}{V_s \gamma_o} \dots\dots\dots (12)$$

Fuente: Martínez (2003).

2.5.2.8. Distribución del tamaño de partículas del Suelo

De acuerdo al tamaño predominante de partículas que contenga el suelo, los suelos generalmente son llamados: grava, arena, limo, arcilla o una mezcla de ellos.

Tabla 4:

Sistemas para identificar el tamaño de partículas del suelo

NOMBRE DE LA ORGANIZACIÓN	TAMAÑO DE PARTÍCULAS en mm			
	Grava	Arena	Limo	Arcilla
Massachusetts Institute of Tecnology (MIT)	>2	2 a 0.06	0.06 a 0.002	< 0.002
U.S. Department of Agriculture (USDA)	>2	2 a 0.05	0.05 a 0.002	< 0.003
American Association of State Highway and Transportation (AASHTO)	76.2 a 2	2 a 0.075	0.075 a 0.002	< 0.004
Unified Soil Clasification System (US)	75 a 4.75	4.75 a 0.075	Finos (limos y arcillas) < 0.075	

Fuente : Braja M. Das, 1998.

Diversas organizaciones que estudian aspectos relacionados con el suelo han elaborado sistemas de clasificación para identificar el tamaño de las partículas de un suelo para sus propósitos específicos. En la Tabla 4 se muestra algunos de los sistemas más conocidos empleados por estas organizaciones para identificar las partículas del suelo.

El sistema de clasificación unificado (SUCS) ha sido adoptado como el estándar por la ASTM (American Society for Testing and Materials) y el reglamento que esta sociedad ha desarrollado para el análisis y estudio del suelo es aceptado a nivel internacional.

Grava

Según la norma ASTM D2487 el tamaño de estas partículas varía de 75 a 4.75 mm, estas a su vez están divididas en dos categorías: grava gruesa que está comprendida entre 75 y 19 mm y grava fina que está comprendida entre 19 y 4.75 mm.

Las gravas son acumulaciones sueltas de fragmentos de roca de textura redondeada, debido al desgaste que sufren las partículas al ser transportadas por las corrientes de los ríos. Como material suelto suele encontrarse en los lechos, márgenes, en los conos de deyección de los ríos y suele encontrarse depósitos con grandes cantidades.

Arena.

Se llama arena a las partículas granulares de textura variada procedentes de la desintegración de las rocas o de su trituración artificial y cuyo tamaño según la norma ASTM D2487 varía entre 4.75 a 0.075 mm, la arena está clasificada en tres categorías: arena gruesa que tiene un tamaño de 4.75 a 2 mm, la arena mediana de un tamaño comprendido entre 2 y 0.425 mm y la arena fina comprendida entre 0.425 y 0.075 mm. El origen y la existencia de la arena es análoga a la de la grava, comúnmente las dos suelen encontrarse juntas en el mismo depósito. Principalmente está compuesta de cuarzo y otros minerales que dan resistencia mecánica a las partículas.

Limo.

El limo es una partícula mineral pequeña de textura granular o escamosa, que suele encontrarse en las canteras y en los ríos. El tamaño de las partículas de limo según la norma ASTM D2487 es menor a 0.075 mm. Su color varía desde gris claro a muy oscuro. El suelo compuesto por limo es relativamente impermeable, fácilmente erosionable.

Arcilla.

Se da el nombre de arcilla a las partículas sólidas de textura escamosa, compuestas de minerales de arcilla con un tamaño diminuto mucho menor a 0.075 mm. La arcilla químicamente es un silicato hidratado de: aluminio, hierro o magnesio. Las microestructuras que forman las partículas diminutas que componen la arcilla ocasionan que esta sea poco permeable y el contenido de humedad comunica a la masa de suelo la propiedad plástica.

Guijarro y canto rodado.

Existen partículas de mayor tamaño que la grava, según la norma ASTM D2487 a las partículas con tamaño comprendido entre 75 a 350 mm se las llama guijarro o bolón y a las que superan los 350 mm se las denomina canto rodado. Por lo general estos dos tipos

de partículas son fragmentos de roca, constituyen ser componentes aislados del suelo y suelen aparecer sobre o por debajo de la superficie terrestre.

Materia coloidal.

Existen también partículas muy pequeñas que no pueden llegar a ser vistas fácilmente. Las partículas con tamaño menor a 2 mm, constituyen la fracción más fina de los suelos. Que pueden ser distinguidas con la ayuda de un microscopio potente y su estructura molecular puede ser analizada por medio de los rayos X, a este tipo de partículas se las conoce como coloide o ultra-arcilla. Estas partículas debido a su tamaño no suelen considerarse dentro los sistemas de clasificación, pero forman parte de la fracción fina del suelo.

Suelo de grano grueso

Estos suelos están constituidos de partículas con textura granular compuestas de fragmentos de roca y mineral. De acuerdo al sistema de clasificación unificado estas partículas tienen un tamaño comprendido entre 75 y 0.075 mm, que corresponde al tamaño de la grava y arena. Aunque en su mayoría contienen partículas mayores a 0.075 mm también contienen material fino en pequeña cantidad, como conjunto estos suelos tienen mayor resistencia a la erosión.

2.5.2.8.1. Análisis Mecánico Por Tamices De Los Suelos.

Debido al tamaño de las partículas y la forma granular que presentan estos suelos, fácilmente puede clasificarse los distintos tamaños de las partículas que lo constituyen mediante tamices con diferentes aberturas. A este análisis se lo llama: Análisis Granulométrico del suelo.

El tamiz o criba, consiste de un plato de acero inoxidable con una malla metálica adherida en la parte inferior con aberturas de tamaño uniforme. Existen dos tamaños estándar de tamices los de 8 y 12”.

La Tabla 3 muestra la serie ASTM de tamices de 8” y 12” disponibles en el mercado para el análisis mecánico del suelo, el tamaño de la abertura de la malla (expresado en milímetros) esta identificada por un número de tamiz. No es necesario tener todos los tamices para realizar un análisis granulométrico del suelo, simplemente bastan algunos

tamaños que están en función al sistema de clasificación del tamaño de partículas que se esté empleando.

En el sistema de clasificación unificado (USCS) las partículas consideradas grano grueso tienen un tamaño mayor a 0.075 mm, por lo tanto el tamiz: Nro. 200 retiene las partículas de grano grueso y deja pasar las partículas finas del suelo, por lo que el tamiz Nro. 200 clasifica las partículas de grano grueso de las finas.

Dentro las partículas de grano grueso el tamaño de la arena está comprendido entre 4.75 y 0.075 mm, el tamiz: Nro. 4 retiene los tamaños mayores a 4.75 mm y deja pasar los de menor tamaño que son retenidos en el tamiz Nro. 200. La grava tiene un tamaño comprendido entre 76.2 y 4.75 mm, el tamiz de 3" retiene partículas mayores a 76.2 mm y deja pasar partículas de menor tamaño que se retendrán en el tamiz Nro. 4 o en el Nro. 200.

Para el sistema de clasificación unificado es indispensable tener los tamices Nro. 200, 4 y el de 3", sin embargo si se utilizan tamices intermedios a estos tamaños se tendrá un análisis granulométrico más preciso.

Tabla 5:

Serie ASTM de tamices

TAMICES SERIE ASTM											
Nro.	Abertura	Nro.	Abertura	Nro.	Abertura	Nro.	Abertura	Nro.	Abertura	Nro.	Abertura
5"	127.00	1 1/2"	38.10	3/8"	9.53	12	1.70	60	0.250	325	0.041
4.24"	107.70	1 1/4"	31.75	5/16"	7.94	14	1.40	70	0.212	400	0.035
4"	101.60	1.06"	26.92	0.265"	6.73	16	1.18	80	0.180	450	0.031
3 1/2"	88.90	1"	25.40	1/4"	6.35	18	1.00	100	0.150	500	0.028
13/4"	82.55	7/8"	22.23	4	4.75	20	0.85	120	0.125	635	0.021
3"	76.20	3/4"	19.05	5	4.00	25	0.71	140	0.106		
2 1/2"	63.50	5/8"	15.88	6	3.35	30	0.60	170	0.090		
2.12"	53.85	0.53"	13.46	7	2.80	35	0.50	200	0.075		
2"	50.80	1/2"	12.70	8	2.36	40	0.43	230	0.065		
1 3/4"	44.45	7/16"	11.11	10	2.00	50	0.36	270	0.053		

Fuente: ASTM D422 y E100

2.5.2.8.2. Curva De Distribución Del Tamaño De Partículas Del Suelo.

La muestra de suelo debe ser tamizada por lo menos 15 minutos, donde cada tamiz retendrá una fracción de masa de suelo y el plato inferior retendrá las partículas más finas del suelo menores a 0.075 mm para otros propósitos.

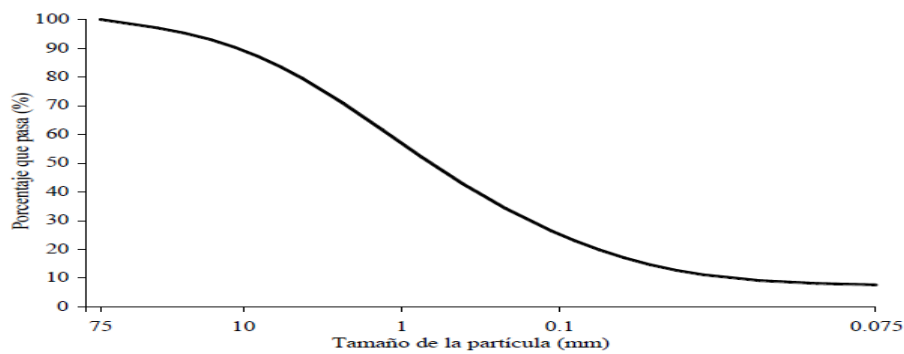


Figura 10: Curvas de distribución del tamaño de partículas. Fuente : Braja M : Das, 2007

2.5.2.8.3. Parámetros de la Curva de distribución del tamaño de partículas.

A partir de la curva de distribución del tamaño de partículas, se puede obtener cantidades en porcentaje de un tamaño de partículas especial que contenga el suelo. El diámetro de la partícula (D_i) se refiere al tamaño del grano o diámetro aparente de una partícula de suelo y el subíndice que lo acompaña indica la cantidad de partículas en porcentaje más pequeñas que esta.

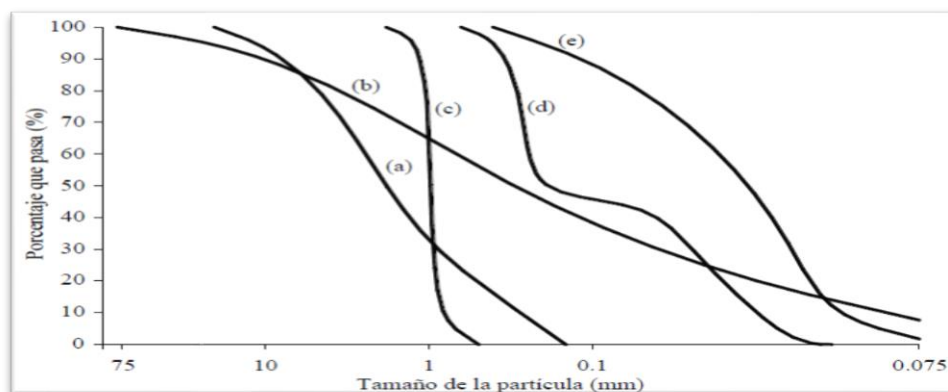


Figura 11: Curvas de distribución del tamaño de partículas de cinco suelos (Coduto, 1999). (a) Suelo de grano grueso (grava y arena). (b) Suelo bien gradado con una amplia variedad de tamaños de partícula. (c) Suelo de grano grueso con una reducida variedad de tamaños de partícula. (d) Suelo con gradación hueca, no contiene un cierto rango de tamaños de partícula. (e) Suelo compuesto de partículas finas (limo y arcilla).

Fuente: Donal P. Coduto, 1999

Suelos finos

Los suelos finos están constituidos de partículas compuestas de fragmentos diminutos de roca, minerales y minerales de arcilla, con textura granular y en hojuelas. De acuerdo al sistema de clasificación unificado estas partículas tienen un tamaño inferior a 0.075 mm, que corresponden a la categoría del limo y la arcilla, por lo que toda fracción de suelo que pasa el tamiz Nro. 200 es considerado como suelo fino (Campos y Guardia, 2005).

2.5.2.9. Plasticidad en los Suelos

Campos y Guardia (2005), nos indican que se realizó una serie de experimentos con suelos finos haciendo variar su contenido de humedad, con el objetivo de encontrar la relación que existe entre el contenido de humedad y la consistencia del suelo.

Este investigador observó que para ciertos contenidos de humedad el suelo presentaba uno de los cuatro estados distintos de consistencia, que son: sólido, semisólido, plástico y líquido.

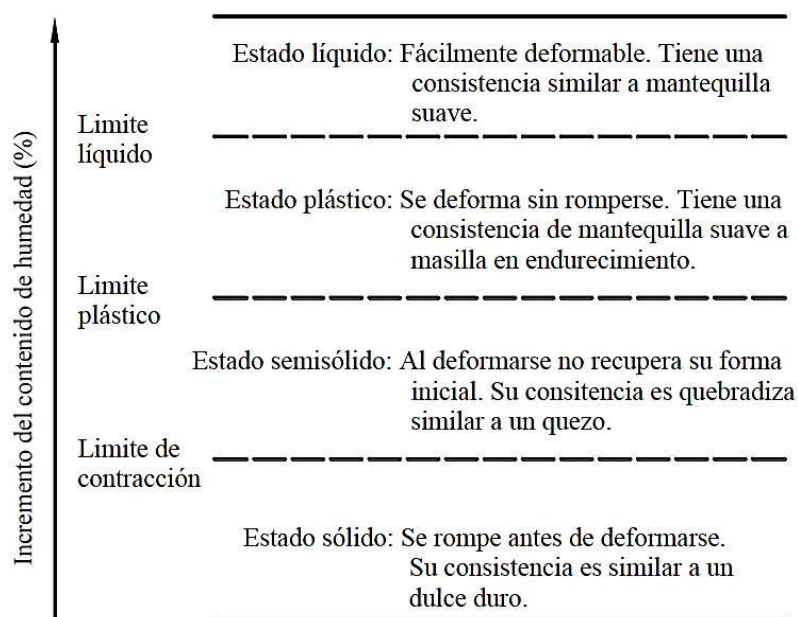


Figura 12: Consistencia del suelo según al contenido de humedad. (Fuente: Coduto, 1999)

Posteriormente Terzaghi y Casagrande idearon métodos para determinar estos contenidos de humedad específicos para los distintos estados de consistencia, descritos en la norma ASTM D427 y D4318, en la actualidad a estos contenidos de humedad especiales se los conoce como límites de Atterberg o de consistencia. Puede hablarse de los límites de Atterberg en suelos que tienen un tamaño de partículas que pasan por el tamiz Nro. 40. Para un bajo contenido de humedad el suelo tendrá una consistencia sólida a semisólida, a medida que se va incrementando el contenido de humedad el suelo progresivamente tomará una consistencia plástica y finalmente para un contenido de humedad muy alto el suelo tendrá una consistencia líquida. La Figura N° 12 muestra las diferentes consistencias del suelo en función al incremento del contenido de humedad. Los límites de Atterberg son contenidos de humedad específicos en los cuales el suelo se encuentra en etapa de transición, de un estado de una consistencia a otro.

Estados de Consistencia

Campos y Guardia (2005) indican lo siguiente:

Liquidez

Se llama liquidez al estado líquido que presenta el suelo cuando el contenido de humedad supera al límite líquido. En este estado la fuerza de atracción que actúa entre las partículas compuestas de minerales de arcilla disminuye, debido a la gruesa capa de agua que se forma en la superficie de estas por la abundante cantidad de moléculas de agua.

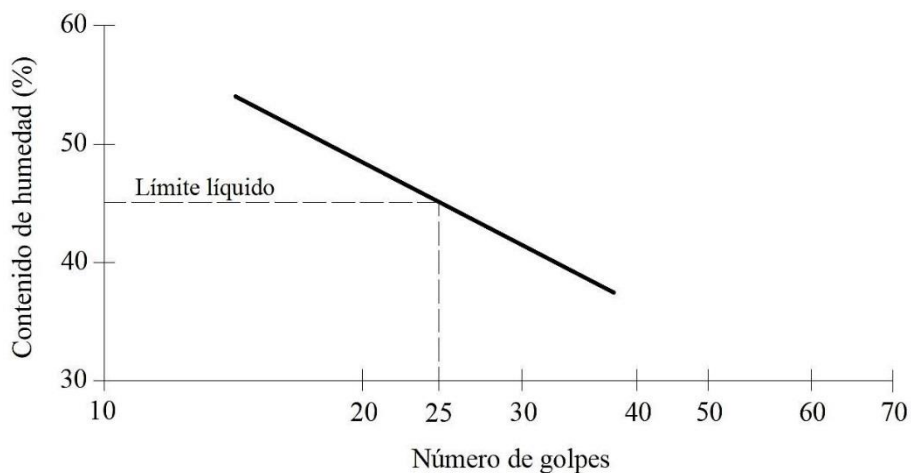


Figura 13: Determinación del límite líquido del suelo (Fuente: Casagrande, 1932)

Plasticidad

La plasticidad es una propiedad característica de los suelos finos, donde el contenido de humedad del suelo está comprendido entre el límite líquido y plástico. En este estado el suelo permite ser moldeando de manera similar a la masa o la plastilina, debido a que el contenido de humedad del suelo contiene la cantidad ideal de moléculas de agua para que la fuerza de atracción entre las partículas compuestas de minerales de arcilla sea la mayor.

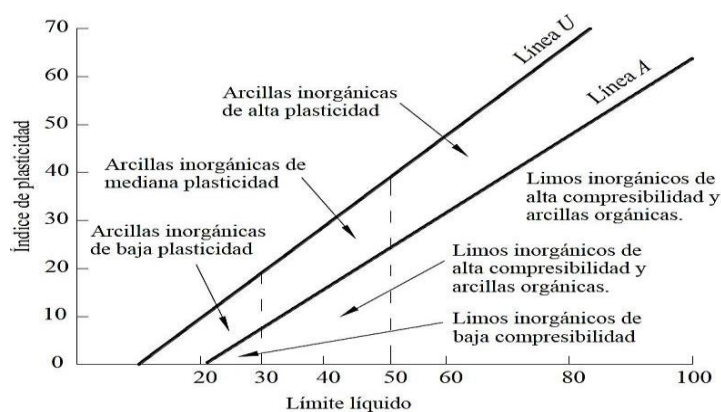


Figura 14: Plasticidad en suelos (Fuente: Casagrande, 1932)

Contracción

Un suelo fino que contenga en su mayor parte partículas compuestas de minerales de arcilla variará de volumen de acuerdo a su contenido de humedad, por lo tanto a medida que aumente el contenido de humedad también proporcionalmente aumentará su volumen, la Figura N° 15 muestra la relación entre el contenido de humedad y el volumen del suelo.

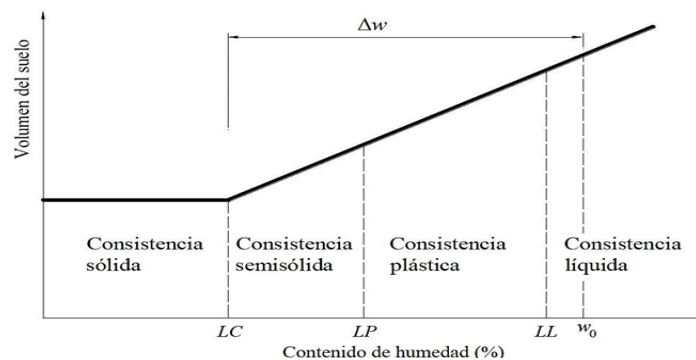


Figura 15: Variación del volumen respecto al contenido de humedad. (Fuente: Casagrande, 1932)

Límites de Consistencia (Atterberg)

Braja (2001) nos describe que cuando un suelo arcilloso se mezcla con una cantidad excesiva de agua, este puede fluir como un semilíquido. Si el suelo es secado gradualmente, se comportará como una material plástico, semisólido o sólido, dependiendo de su contenido de agua. Éste, en por ciento, con el que el suelo cambia de un estado líquido a un estado plástico se define como límite líquido (LL). Igualmente, los contenidos de agua, en por ciento, con que el suelo cambia de un estado plástico a un semisólido y de un semisólido a un sólido se definen como límite plástico (LP) y el límite de contracción (LC), respectivamente. Éste se denomina límites de Atterberg.

El límite líquido de un suelo es determinado por medio de la copa de Casagrande y se define como el contenido de agua con el cual se cierra una ranura de 12.7 mm mediante 25 golpes.

El límite plástico se define como el contenido de agua con el cual el suelo se agrieta al formarse un rollito de 3.18 mm de diámetro. El límite de contracción se define como contenido de agua con el cual el suelo no sufre ningún cambio adicional de volumen con la pérdida de agua.

La diferencia entre el límite líquido y el plástico de un suelo se define como índice de plasticidad.

$$IP = LL - PL \text{ ----- (13)}$$

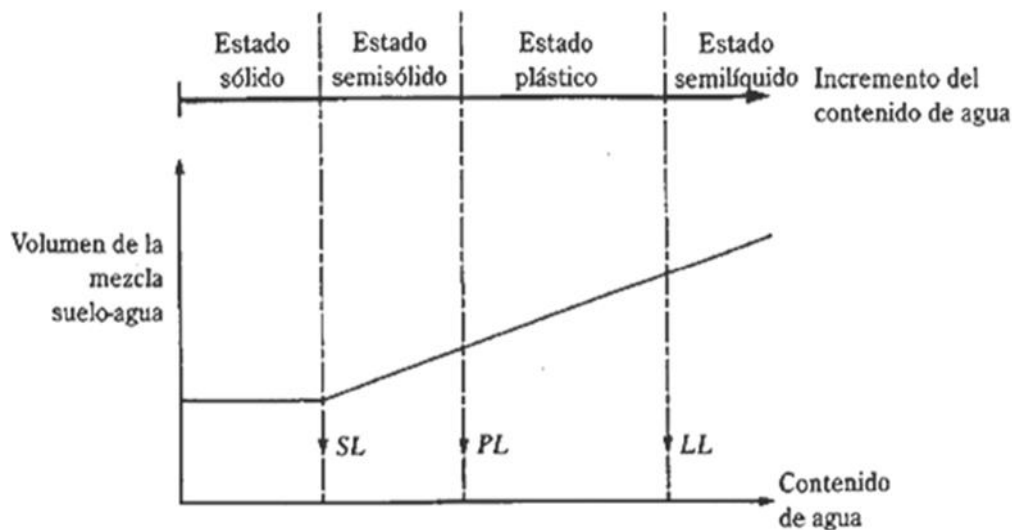


Figura 16: Definición de los Límites de Atterberg (Fuente: Braja M. Das 2001)

Ecuación de la Curva de Fluidez

Martínez (2003) indica lo siguiente:

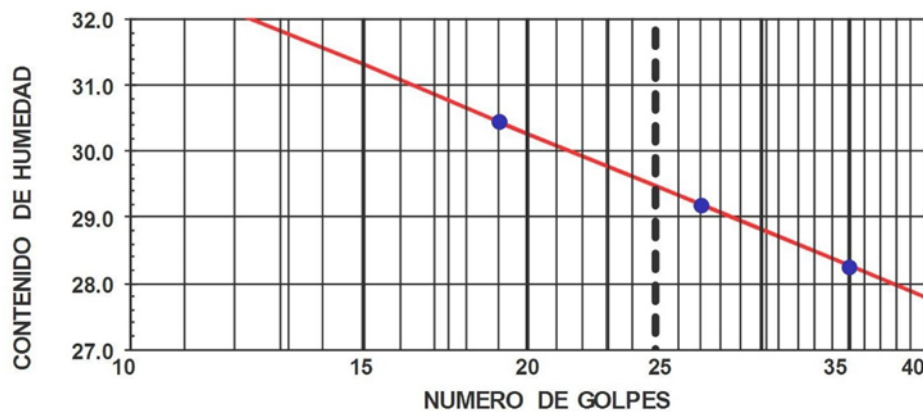


Figura 17: Curva de fluidez (Fuente: Martínez, 2003)

$$LL = W = If \log N + C \text{ ----- (14)}$$

Donde:

C : Constante que representa la ordenada de la abscisa de 1 golpe

W : Contenido de humedad, como porcentaje del peso seco

If: Índice de fluidez pendiente de la curva de fluidez, igual a la variación del contenido de agua correspondiente a un ciclo de la escala logarítmica.

N: Número de golpes en la copa de Casagrande.

$$I_f = \frac{\Delta W\%}{\Delta N} \dots\dots\dots(15)$$

Es la pendiente de la curva de fluidez

$$I_f = \frac{W\%_1 - W\%_2}{\text{Log}N_1 - \text{Log}N_2} \dots\dots\dots(16)$$

Índice de Tenacidad

Martínez (2003) nos indica que la tenacidad queda definida por el valor del esfuerzo cortante capaz de resistir el suelo en el límite plástico.

$$IT = \frac{IP}{I_f} \dots\dots\dots(17)$$

Donde:

IP= LL- LP

If: índice de fluencia

Grado de Consistencia (K_w)

Martínez (2003) nos indica que a partir de los valores del límite líquido y plástico se puede determinar el grado de consistencia.

$$V_W = \frac{LL - W\%}{LL - LP} nat \dots\dots\dots(18)$$

Donde:

LL : Límite líquido

$W\% nat$: Contenido de humedad natural

LP : Límite plástico

$K_w < 0$: Consistencia líquida

$0 < K_w < 0.50$: Consistencia viscosa

$0.5 < K_w < 0.75$: Consistencia suave

$0.75 < K_w < 1$: Consistencia plástica (semirrígida)

$K_w > 1$: Consistencia media dura, dura sólida.

2.5.2.10. Clasificación De Suelos

Campos y Guardia (2005) se indican que: debido a la gran variedad de suelos que pueden encontrarse en la corteza terrestre es que se han desarrollado varios sistemas de

clasificación para poder identificarlos, elaborados de acuerdo a la aplicación que se les da a los mismos. El clasificar un suelo consiste en agrupar al mismo en grupos y/o subgrupos de suelos que presentan un comportamiento semejante con propiedades ingenieriles similares.

En este capítulo se analizarán el sistema de clasificación Unificado SUCS y el sistema de clasificación AASHTO, que son los sistemas de clasificación más utilizados por la mayor parte de los ingenieros de todo el mundo.

Sistema Unificado de clasificación de Suelos (SUCS)

El sistema de clasificación SUCS está basado en la determinación en laboratorio de la distribución del tamaño de partículas, el límite líquido y el índice de plasticidad. Este sistema de clasificación también se basa en la gráfica de plasticidad, que fue obtenida por medio de investigaciones realizadas en laboratorio por Casagrande (1932).

Características del Sistema de Clasificación Unificado (ASTM D-2487)

Clasifica a los suelos en cuatro principales categorías, cada una de estas categorías usa un símbolo que define la naturaleza del suelo:

Suelos de Grano Grueso

Son de naturaleza tipo grava y arena con menos del 50% pasando por el tamiz N° 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo G para la grava o suelo gravoso del inglés “Gravel” y S para la arena o suelo arenoso del inglés “Sand”.

Suelos de Grano Fino

Son aquellos que tienen 50% o más pasando por el tamiz N° 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo M para limo inorgánico del sueco “mo y mjala”, C para arcilla inorgánica del inglés “Clay”.

Suelos Orgánicos

Son limos y arcillas que contienen materia orgánica importante, a estos se los denomina con el prefijo O del inglés “Organic”.

Turbas

El símbolo Pt se usa para turbas del inglés “peat”, lodos y otros suelos altamente orgánicos.

Para este sistema de clasificación son también usados sufijos que identifican algunas características particulares del suelo:

- W. Bien graduado del inglés “Well graded”.
- P. Mal graduado del inglés “Poorly graded”.
- L. Baja plasticidad, límite líquido menor a 50%, del inglés “Low plasticity”.
- H. Alta plasticidad, límite líquido mayor a 50%, del inglés “High plasticity”.

Un Símbolo Doble

Corresponde a dos símbolos separados por un guión, e.g. GP- GM, SW-SC, CL-ML, los cuales se usan para indicar que el suelo tiene propiedades de dos grupos.

Estos se obtienen cuando el suelo tiene finos entre 5 y 12% o cuando las coordenadas del límite líquido y el índice de plasticidad caen en el área sombreada CL-ML de la carta de plasticidad. La primera parte del doble símbolo indica si la fracción gruesa es pobremente o bien graduada.

Criterios para la Clasificación “SUCS” según Resultados Obtenidos por Medio de Ensayos de Laboratorio

Martínez (2003) indica lo siguiente:

Suelos de Grano Grueso (más del 50% será retenido por la malla N° 200)

Distinción entre grava y arena (G, S)

> 50% retenido por la malla N° 4 (4.75 mm) G.

< 50% retenido por la malla N° 4 (4.75 mm) S.

Material que pasa por la malla N° 200 (0.075 mm)

< 5% gravas o arenas limpios bien ó mal graduados: GW, GP o SW, SP.

> 12% gravas ó arenas con finos GM, GC, ó SM, SC.

Entre 5 y 12% símbolos mixtos: por ejemplo GW + GP.

Determinación de la graduación para suelos de grano grueso con pocos finos (menor del 12% que pase la malla N° 200).

Coefficiente de uniformidad.

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \dots\dots\dots(21)$$

Debe ser > que 3 para GW, SW.

Coefficiente de graduación

$$C_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{60}D_{10}} \dots\dots\dots(22)$$

Debe estar entre 1 y 3, entonces será GW y SW; Será GP y SP, si no cumplen con este requisito.

Suelos de grano grueso con finos (GM, GC, ó SM, SC)

Se toma en cuenta los límites:

Para GM Y SM (Suelos limosos):

Los límites deben encontrarse bajo la línea "A" o el IP debe ser menor de 4.

Para GC y SC (mezclas bien graduadas con arcilla):

Los límites deben encontrarse sobre la línea "A" o el IP debe ser mayor de 7.

Suelos de Grano Fino:

Esta clasificación está basada sólo en los límites de Atterberg para la fracción que pasa la malla N°40, y se obtiene utilizando la carta de plasticidad.

Grupo CL y CH (constituido por arcilla inorgánica)

El grupo **CL** comprende a la zona sobre la línea "A" LL < 50 % y IP > 7 %

El grupo **CH** comprende a la zona arriba de "A" LL < 50 %

Grupo ML y MH (limos inorgánicos)

El grupo **ML** comprende a la zona bajo la línea "A" con $IP < 4 \%$.

El grupo **MH**, corresponde a la zona debajo de la línea "A" $LL > 50 \%$.

Los suelos finos que caen sobre la línea "A" con $4\% < I < 7\%$, se consideran como casos de frontera asignándoles el símbolo CL – ML.

Grupo OL y OH (Suelos orgánicos):

Las zonas correspondientes son las mismas que los de los grupos ML y MH. Una pequeña adición de materia orgánica coloidal hace que el LL. De una arcilla crezca sin apreciable cambio de su IP.

Grupos Pt:

El límite líquido de estos grupos suele estar entre el 300 y 500 %, quedando su posición en la carta de plasticidad netamente debajo de la línea "A".

De la carta de plasticidad

- CH : Arcilla inorgánica de alta plasticidad
- CL : Arcilla inorgánica de baja plasticidad
- OH : Arcilla orgánica de alta plasticidad
- OL : Arcilla orgánica de baja plasticidad
- MH : Limo inorgánico de alta plasticidad
- ML : Limo inorgánico de baja plasticidad
- OL : Limo orgánico de baja plasticidad
- OH : Limo orgánico de alta plasticidad

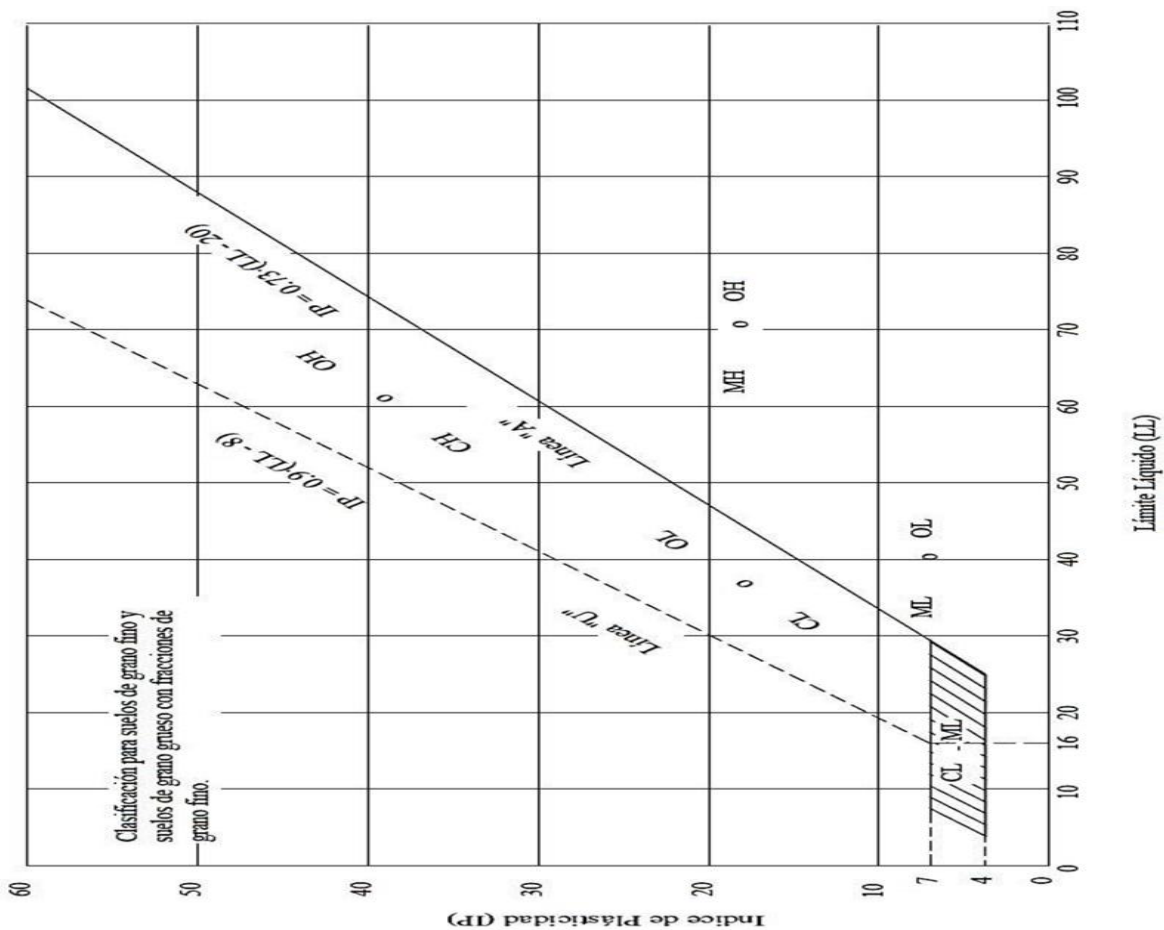


Figura 18: Carta de plasticidad (Fuente: Norma ASTM, 2003)

Sistema de Clasificación AASHTO

Fuente: Elaboración propia

Campos y Guardia (2005) nos describen que el sistema de clasificación AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) (Designación ASTM D-3282; método AASHTO M145) es uno de los primeros sistemas de clasificación de suelos, desarrollado por Terzaghi y Hogentogler en 1928. Este sistema pasó por varias revisiones y actualmente es usado para propósitos ingenieriles enfocados más en el campo de las carreteras como la construcción de los terraplenes, subrasantes, sub bases y bases de las carreteras. Sin embargo es necesario recordar que un suelo que es bueno para el uso de subrasantes de carreteras puede ser muy pobre para otros propósitos.

Características del Sistema de Clasificación AASHTO (ASTM D-3282)

Campos y Guardia (2005) clasifican a los suelos en tres principales categorías:

Suelos granulares

Son suelos cuyo porcentaje que pasa el tamiz N° 200 es menor o igual al 35% del total de la muestra. Estos suelos constituyen los grupos A-1, A-2 y A-3.

Suelos limo-arcilla o material fino

Son suelos cuyo porcentaje que pasa el tamiz N° 200 es mayor al 35% del total de la muestra. Estos suelos constituyen los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7.

Suelos orgánicos

Son los suelos que están constituidos principalmente por materia orgánica. Este tipo de suelos constituye el grupo A-8.

Establece un rango del índice de plasticidad que diferencia a los suelos limosos de los suelos arcillosos.

El término **limoso** es aplicado a la fracción fina del suelo que tiene un índice de elasticidad de 10 o menos.

El término **arcilloso** es aplicado cuando la fracción fina tiene un índice de plasticidad de 11 o más.

Índice de Grupo

Martínez (2003) nos indica lo siguiente: Los siete grupos básicos se han dividido en subgrupos con un índice de grupo, con el fin de aproximar dentro de las valorizaciones del grupo, los índices de grupo van de cero (0) para la mejor subrasante a 20 para pésimas. Los incrementos de valor de los índices de grupo reflejan una reducción en la capacidad para soportar cargas, por el efecto combinado de cimiento del LL e IP y disminución en el % de material grueso. Se obtiene mediante el uso de una fórmula para índice de grupo basado en la granulometría y los límites (LL – IP) del suelo.

La fórmula del índice de grupo es la siguiente:

Queda definido según la ecuación:

$$IG = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd \text{ ----- (23)}$$

$$IG = (F - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F - 15)(IP - 10) \text{ ----- (24)}$$

a: Porción de porcentaje que pasa el tamiz N° 200 mayor del 35% expresada como número entero positivo.

b: Porción de porcentaje que pasa el tamiz N° 200 mayor del 15% expresada como número entero positivo.

c: Porción numérica del límite líquido mayor de 40 y que no exceda de 30 número entero.

d: Porción numérica del IP mayor de 10 y que no exceda de 30 número entero.

El índice de grupo se expresa en un paréntesis después del número del grupo por ejemplo, A – 6 (7). La clasificación de las subrasantes en términos del IG es la siguiente:

Excelente A – 1 (0) Buena IG de 0 a 1

Regular IG de 2 a 4 Mala IG de 5 a 9

Muy mala IG de 10 a 20

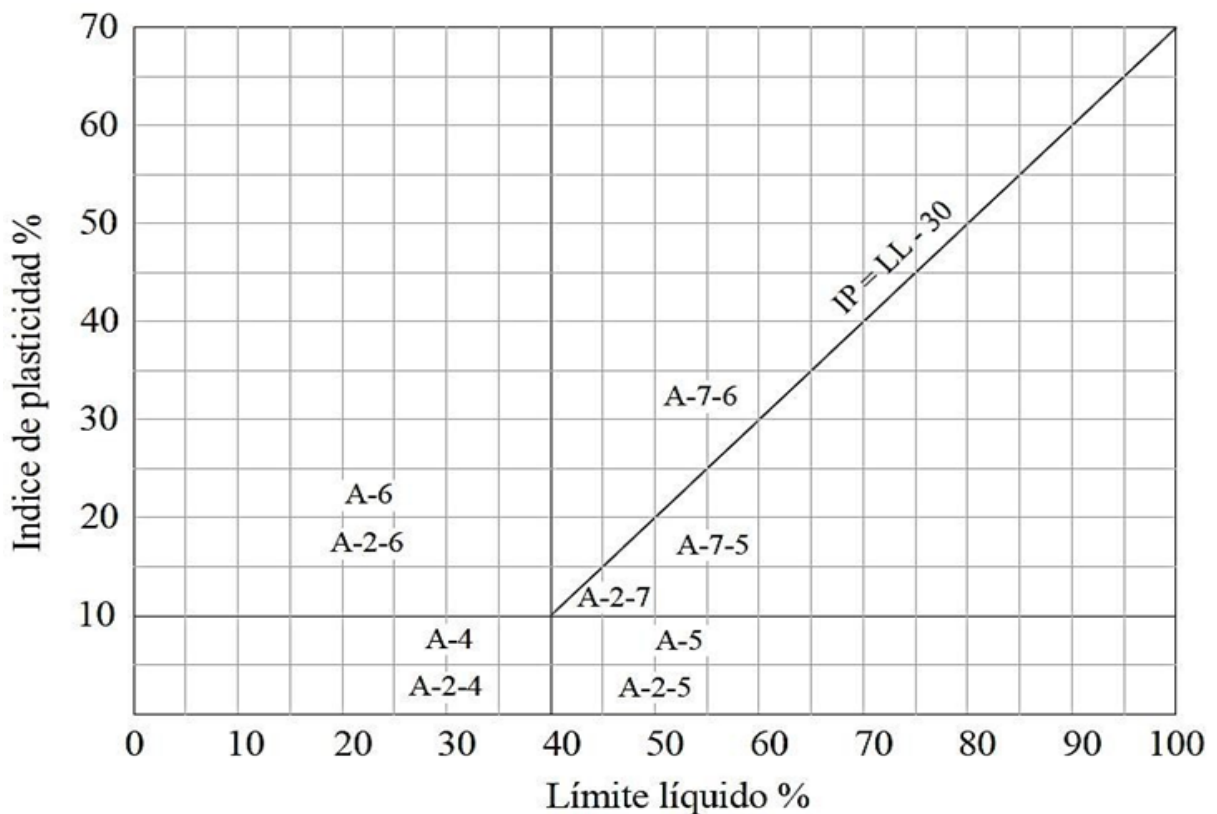


Figura 19: Variación del límite líquido e índice de plasticidad para los suelos de los grupos A-2, A-3, A-4, A-5, A-6, A-7 (Fuente: Norma ASTM, 2003)

Tabla 6:

Clasificación de los Suelos Sistema AASHTO (a) Material Granular, (b) Material Fino.

Clasificación general	Materiales Granulares 35% o menos del total de la muestra pasa el tamiz N° 200							
	A-1	A-2		A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Clasificación de grupo	A-1-a	A-1-b	A-1	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	
Análisis por tamices (Porcentaje que pasa por los tamices):								
N° 10 (2.00 mm.)	50 max							
N° 40 (0.425 mm.)	30 max	50 max	51 min					
N° 200 (0.075 mm.)	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	35 max
Características de la fracción que pasa por el tamiz N° 40								
Límite líquido				40 max	41 min	40 max	41 min	41 min
Índice de plasticidad	7 max		NP	10 max	10 max	11 min	11 min	11 min
Tipos de materiales significativos constituyentes	Fragmentos de piedra, grava y arena		Arena fina	Grava o arena limosa o arcilla				
(a)								
Clasificación general	Materiales limo - arcilla Mas del 35% del total de la muestra pasa por el tamiz N° 200							
Clasificación de grupo	A-4	A-5	A-6	A-7	A-7-5 ^a	A-7-6 ^b		
Análisis por tamices (porcentaje que pasa por el tamiz N° 200 (0.075 mm.))	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
Características de fracción que pasa por N° 40 (0.425 mm.)								
Límite líquido	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	41 min.	41 min.
Índice de plasticidad	10 máx.	10 máx.	11 min	10 máx.	11 min	11 min.	11 min.	11 min.
Tipos de materiales constituyentes significativos	Suelos limoso		Suelo arcillo					
Relación general como subgrado	Regular a pobre							
^a Para A-7-5, $I_p \leq L_L - 30$ ^b Para A-7-6, $I_p > L_L - 30$								
(b)								

Fuente: Norma ASTM, 2003.

2.5.2.11. Exploración de Suelos

Braja (2001) nos señala que: el proceso de identificar las capas o estratos de depósitos que subyacen bajo una estructura propuesta y sus características físicas se denomina exploración del subsuelo. A continuación, se tiene algunas consideraciones.

Propósito de la Exploración del Suelo

La exploración del suelo tiene el propósito de obtener información que ayude al ingeniero en:

Seleccionar el tipo y profundidad de la cimentación adecuada para una estructura dada.

Evaluar la capacidad de carga de la cimentación.

Estimar el asentamiento probable de una estructura.

Detectar problemas potenciales de la cimentación (por ejemplo, suelo expansivo, suelo colapsable, relleno sanitario, etc.).

Determinar la localización del nivel freático.

Predecir el empuje lateral de la tierra en estructuras como muros de retención, tabla estacados y cortes arriostrados.

Establecer métodos de construcción para condiciones cambiantes del subsuelo.

Programa de exploración del subsuelo

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (Ministerio de vivienda, 2006), nos indica lo siguiente:

Recolección de Información Preliminar del terreno a investigar

Plano de ubicación y accesos.

Plano topográfico con curvas de nivel. Si la pendiente promedio del terreno fuera inferior al 5%, bastará un plano planimétrico. En todos los casos se hará indicación de linderos, usos del terreno, obras anteriores, obras existentes, situación y disposición de acequias y drenajes. En el plano deberá indicarse también, de ser posible, la ubicación prevista para las obras.

Recolección de Información Preliminar del terreno de la obra cimentar

Características generales acerca del uso que se le dará, número de pisos, niveles de piso terminado, área aproximada, tipo de estructura, sótanos, luces y cargas estimadas.

En el caso de edificaciones especiales (que transmitan cargas concentradas importantes, que presenten luces grandes o alberguen maquinaria pesada o que vibre), deberá contarse con la indicación de la magnitud de las cargas a transmitirse a la cimentación y niveles de piso terminado, o los parámetros dinámicos de la máquina.

Los tipos de edificación A, B y C designan la importancia relativa de la estructura desde el punto de vista de la investigación de suelos necesaria para cada tipo, siendo el A más exigente que el B y éste que el C.

Recolección de información preliminar (Datos generales de la zona)

Usos anteriores del terreno (terreno de cultivo, cantera, etc.).

Fenómenos de geodinámica externa de conocimiento del Propietario o del vecindario, que puedan de alguna manera afectar al terreno tanto en su capacidad portante, deformabilidad e integridad.

Construcciones antiguas, restos arqueológicos u obras semejantes que puedan afectar de alguna manera la aplicabilidad irrestricta de las conclusiones del EMS.

Recolección de Información Preliminar (De los terrenos colindantes)

Datos disponibles sobre EMS efectuados.

Recolección de información preliminar (De las edificaciones adyacentes)

Número de pisos incluidos sótanos, tipo y estado de las estructuras. De ser posible tipo y nivel de cimentación.

Tabla 7:

Tipos de Edificaciones

Clase de estructura	Distancia mayor entre apoyos* (m)	Nº De pisos (Incluidos los sótanos)			
		≤ 3	4 a 8	9 a 12	>12
Aporticada de acero	< 12	C	C	C	B
Pórticos y/o muros de concreto	< 10	C	C	B	A
Muros portantes de albañilería	< 12	B	A	-	-
Base de máquinas y similares	Cualquiera	A	-	-	-
Estructuras especiales	Cualquiera	A	A	A	A
Otras estructuras	Cualquiera	B	A	A	A
Tanques elevados y similares		≤ 9m de altura		> 9m de altura	
		B		A	

*Cuando la distancia sobrepasa a la indicada, se clasificará en el tipo de edificación inmediato superior.

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.050. Reconocimiento del Terreno

Braja (2001) nos señala que: el Ingeniero debe siempre hacer una inspección visual del lugar de estudio para obtener información sobre:

La topografía general del lugar, la posible existencia de canales de drenaje, botaderos de basura y otros materiales. Además, la evidencia del flujo plástico en taludes y grietas profundas y ampliar a intervalos regularmente espaciados puede ser indicativo de suelos expansivos.

Estratificación del suelo en cortes profundos, como los que se realizan para la construcción de las vías.

Tipo de vegetación en el sitio que indique la naturaleza del suelo.

Huellas de niveles altos del agua en edificios y en estribos de puentes.

Niveles de agua freática, que son determinados por observación de pozos cercanos.

Tipos de construcciones vecinas y existencia de grietas en muros u otros problemas

La Naturaleza de la estratificación y propiedades físicas de suelos vecinos, también se obtienen de reportes disponibles de la exploración del sub suelo para estructuras existentes.

Investigación del Sitio

La fase de investigación del sitio del programa de exploración consiste en la planeación, efectuar sondeos de prueba y recolectar muestras del suelo a los intervalos deseados para subsiguientes observaciones y pruebas de laboratorio. La Profundidad mínima aproximada requerida de los sondeos debe ser predeterminada. La Profundidad puede ser cambiada durante la operación de barrenado o de excavación a suelo abierto, dependiendo del sub suelo encontrado.

Métodos de exploración de Suelos

Brazelton y Hanson (2004) nos indican lo siguiente: para que el ingeniero pueda proyectar una cimentación inteligentemente, debe tener un conocimiento razonable de las propiedades físicas y disposición de los materiales del subsuelo. A las operaciones de campo y de laboratorio necesarias para obtener esta información esencial se les llama exploración del suelo o programa de exploración. Debido a lo complejo de los depósitos naturales, ningún método de exploración es el mejor para todos los casos.

El método que más se adapta a una variedad de condiciones consiste en hacer sondeos en el terreno y extraer muestras para su identificación y, en algunos casos, para hacerles pruebas. Para sondear, comúnmente se usan varios métodos. De la misma manera se dispone de una variedad de métodos de muestreo. La elección depende de la naturaleza del material y del objeto del programa de exploración.

Pozos a Cielo Abierto

Tomlinson (2002) nos describe lo siguiente: proporcionan una visión clara de la estratificación de los suelos y de la presencia de cristales o bolsas de material más débil. Facilitan la toma de muestras de suelo cortadas a mano, evitando la alteración. Son especialmente valiosos para investigar la naturaleza del material de relleno, ya que la capa de depósitos sueltos o material deteriorado se pueden reconocer en seguida.

Perforaciones

Martínez (2003) no indica lo siguiente: normalmente en estos sondeos exploratorios, la muestra de suelo obtenida es completamente alterada (excepto cuando se emplee equipo muy especial) las perforaciones pueden ser llevadas a cabo en estado seco, así como mediante el método lavado. Las herramientas para sondeo exploratorios por rotación son barrenos helicoidales (mayormente en perforaciones secas) o barrenos de perforación (herramienta de ataque). En ciertos casos, hay que emplear un sondeo entubado (en suelo muy suelto) para el muestreo se utiliza herramientas especiales, como las cucharas muestreadoras. Cuando un sondeo alcanza una capa de roca más o menos firme, no es posible lograr penetración mediante herramientas arriba mencionadas, si no se ha de recurrir a herramientas diferentes (brocas de cincel, brocas de diamante, etc.)

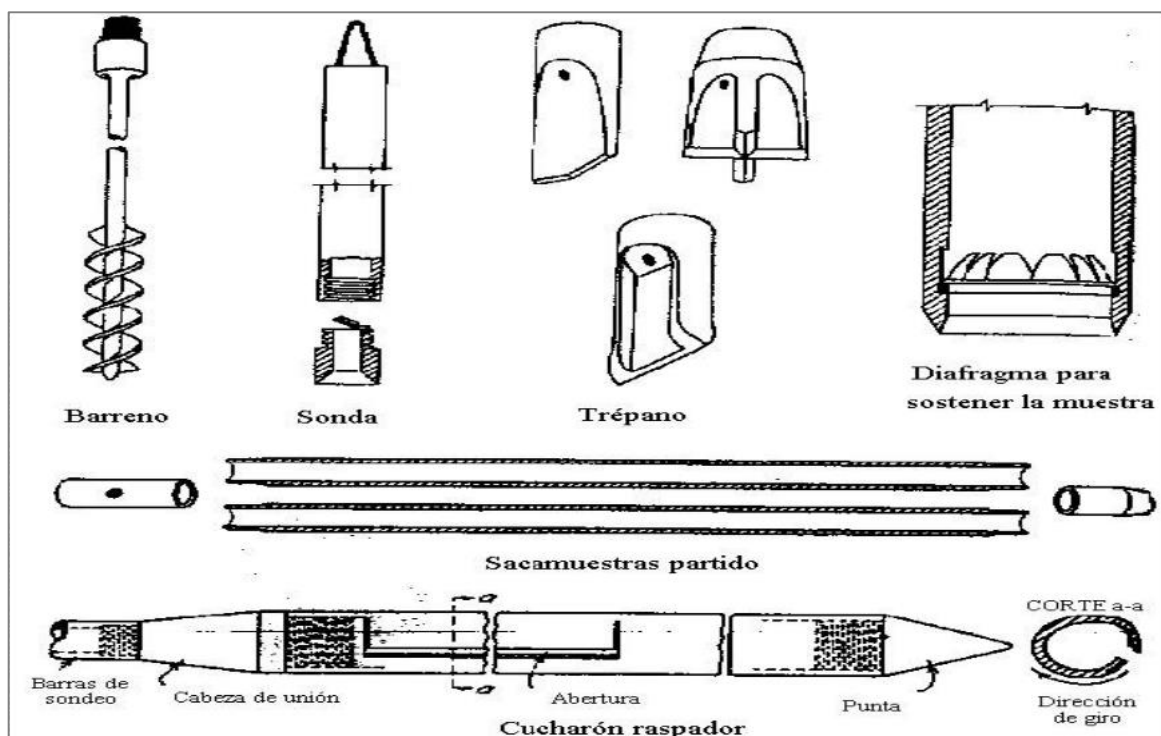


Figura 20: Herramientas para sondeos por perforaciones. (Fuente: Juárez y Rico, 1992).

Profundidad de exploración

Ministerio de vivienda (2006) describe que: la profundidad de exploración está definida por la profundidad del suelo afectado por las presiones de soporte de la cimentación.

Se determina de la siguiente manera: EDIFICIO SIN SÓTANO: $p = Df + Z$ EDIFICIO CON SÓTANO: $p = h + Df + Z$

Toma de Muestras (para ensayos de laboratorio)

Martínez (2003) nos indica lo siguiente:

Muestras Alteradas

Estas muestras se obtienen tanto en pozos a cielo abierto como en perforaciones. La textura original del suelo ya está destruida con estas muestras.

No es posible determinar la compacidad ni el peso volumétrico (densidad aparente) del suelo, no obstante sirven para precisar otras propiedades físicas, tales como la granulometría, límites de plasticidad, peso específico de sólidos.

Las muestras alteradas se sacarán en todo cambio en los estratos, o por lo menos de cada metro de profundidad. Para poder determinar el contenido de humedad es necesario poner las muestras inmediatamente dentro de un recipiente hermético cerrado a menos que exista un equipo para averiguar el contenido de humedad In Situ.

Muestras Inalteradas

Estas muestras que conservan su estado original (la compacidad natural, peso volumétrico original, etc.) serán obtenidas cuando sea necesario determinar ciertas propiedades del suelo (compacidad, resistencia, asentamiento, permeabilidad etc.).

En perforaciones es muy difícil obtener muestras inalteradas, para tales fines, se requiere de equipo muy especial, y además se obtiene las muestras solamente de suelos cohesivos o de rocas. Sin embargo, en pozos a cielo abierto no es problemático sacar las muestras inalteradas, para este propósito se puede utilizar un cilindro de acero de la forma siguiente:

La muestra inalterada se obtendrá también cortando cubos mediante un cuchillo longitudinal de arista del cubo ± 15 cm.

Dado el caso, que no se investigue a las muestras inmediatamente después del muestreo, entonces las muestras deberán cubrirse herméticamente con parafina o en caso de que se haya extraído con cilindro muestreador este debe taparse a ambos extremos.

Tabla 8:*Tipos de muestras*

Tipo de muestra	norma aplicable	Formas de obtener y transportar	Estado de la muestra	Características
Muestra inalterada en bloque (Mib)	NTP 339.151 (ASTM D4220) Normalizadas para la Preservación y Transporte de Muestras de Suelos	Bloques	Inalterada	Deben mantenerse inalteradas las propiedades físicas y mecánicas del suelo en su estado natural al momento del muestreo. (Aplicable solamente a suelos cohesivos, rocas blandas o suelos granulares finos suficientemente cementados para permitir su obtención).
Muestra inalterada el tubo de pared delgada (Mit)	NTP 339.169 (ASTM D1587) Muestreo Geotécnico de Suelos con tubo de Pared Delgada	Tubos de pared delgada	Inalterada	Debe mantener inalterada la granulometría del suelo en su estado natural al momento del muestreo.
Muestra alterada en bolsa de plástico (Mab)	NTP 339.151 (ASTM D4220) Normalizadas para la Preservación y Transporte de Muestras de Suelos	Con bolsas de plástico	Alterada	Debe mantener inalterado el contenido de agua
Muestra alterada para humedad en lata sellada (Mah)	NTP 339.151 (ASTM D4220) Normalizadas para la Preservación y Transporte de Muestras de Suelos	En lata sellada	Alterada	Debe mantener inalterado el contenido de agua

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.050

2.5.2.12. Esfuerzo de corte en los Suelos

Berry (1994) nos indican que la resistencia al corte de un suelo determina factores tales como la estabilidad de un talud, la capacidad de carga admisible para una cimentación y el empuje de un suelo contra un muro de contención. El conocimiento de la resistencia al corte es requisito indispensable para cualquier análisis relacionado con la estabilidad de una masa de suelo.

Ecuación de Falla de Coulomb

Berry (1994) nos indican que en 1776 Coulomb observó que si el empuje que produce un suelo contra un muro de contención produce un ligero movimiento del muro, en el suelo que está retenido se forma un plano de deslizamiento esencialmente recto. Él postuló que la máxima resistencia al corte, en el plano está dada por:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \text{-----} (25)$$

Donde:

σ : Esfuerzo normal total en el Plano de falla

ϕ : Ángulo de fricción del suelo

c : Cohesión del suelo

La ecuación de Coulomb es una relación puramente empírica y se basa en la ley de fricción de Amonton para el deslizamiento de dos superficies planas, con la inclusión de un término de cohesión “ c ”, para tener en cuenta la sección propia de los suelos arcillosos.

Para los materiales granulares $c = 0$, y por tanto:

$$\tau = \sigma \tan \phi \text{-----} (26)$$

Cohesión

Martínez (2003) nos señala que viene a ser la resistencia al corte cuando una tensión normal sobre el plano de deslizamiento es nula. La cohesión depende de la humedad del suelo; se mide en Kg. /cm². Los suelos arcillosos tienen cohesión alta de 0.25 a 1.5 Kg. /cm², ó más. Los suelos limosos tienen muy poca, y en las arenas la cohesión es prácticamente nula.

Fricción interna

Martínez (2003) nos señala que es la resistencia al deslizamiento causado por la fricción que hay entre superficies de contacto de las partículas. Depende de la granulometría y forma de sus partículas. Así tenemos:

$\phi = 0^\circ$, Para arcillas plásticas.

$\phi = 45^\circ$, Para gravas y arenas secas, compactas y de partículas angulares.

$\phi = 30^\circ$, Para arenas.

Ensayo de Corte Directo

ASTM (2000) El ensayo consiste en:

Colocación de la muestra en el dispositivo de corte.

Aplicación de una carga normal.

Disposición de los medios de drenaje y humedecimiento de la muestra.

·Consolidación de la muestra.

·Liberación de los marcos que sostienen la muestra.

Aplicación de la fuerza de corte para hacer fallar la muestra.

Aparatos

Dispositivo de carga. El dispositivo de carga debe ceñirse a lo siguiente.

Sostener la probeta con seguridad entre dos piedras porosas colocadas una en cada cara, de tal manera que no se presenten movimientos de torsión sobre ella.

Estar provisto de los dispositivos necesarios para:

Aplicar una fuerza normal en las caras de la muestra.

Determinar los cambios en el espesor de la muestra.

Drenar el agua a través de las piedras porosas.

Sumergir la muestra en agua.

Ser capaz de aplicar una fuerza de corte para hacer fallar la muestra a lo largo de un determinado plano (corte único) o de planos (corte doble) paralelos a las caras de la muestra.

Los marcos que sostienen la probeta deben ser lo suficientemente rígidos para evitar su deformación durante el corte.

Las diferentes partes del dispositivo deben ser de un material resistente a la corrosión por sustancias contenidas en el suelo o por la humedad del mismo.

Piedras porosas. Las piedras porosas deben ceñirse a lo siguiente:

Deben ser de carburo de silicio, óxido de aluminio o de un metal que no sea susceptible a la corrosión por sustancias contenidas en el suelo o la humedad del mismo.

Dependiendo del tipo de suelo que se va a ensayar, las piedras porosas deben tener la calidad adecuada para desarrollar el contacto necesario con la muestra y, además, deben evitar la intrusión excesiva de partículas de suelo dentro de sus poros.

Para ensayos con suelos normales, la calidad de las piedras debe permitir una permeabilidad de 0.5 mm/s a 1 mm/s.

Dispositivo para la aplicación de la fuerza normal. Debe estar capacitado para aplicar rápidamente la fuerza especificada sin excederla y para mantenerla con una variación máxima de ± 1 % durante el proceso de ensayo.

Dispositivo para la aplicación de la fuerza de corte.

La capacidad depende más que todo del tipo de control: con control de deformaciones o con control de esfuerzos. Se prefiere generalmente el primero por la facilidad para determinar, tanto el esfuerzo último, como la carga máxima.

El equipo con control de deformaciones debe tener la capacidad para cortar la muestra a una velocidad de desplazamiento uniforme, con una desviación de ± 10 % y debe permitir el ajuste de la velocidad de desplazamiento dentro de un rango más o menos amplio.

La velocidad de aplicación de la carga, depende de las características de consolidación del suelo. Se logra usualmente por medio de un motor con caja de transmisión y la fuerza de corte se determina por medio de un indicador de carga.

Si se usa el equipo con control de esfuerzos, debe ser capaz de aplicar la fuerza de corte sobre la muestra con incrementos de carga y grado de precisión.

Equipo para el corte de la muestra. Debe ser adecuado para tallar la muestra de acuerdo con las dimensiones interiores de la caja de corte con un mínimo de alteración. Puede necesitarse un soporte exterior para mantener en alineamiento axial una serie de 2 o 3 anillos.



Fuente: Elaboración propia

Otros

Balanza. Debe tener una sensibilidad de 0.1 g o 0.1 % del peso de la probeta.

Deformímetros o diales. Deben ser adecuados para medir los cambios en el espesor de la muestra con una sensibilidad de 0.002 mm (0.0001") y la deformación con sensibilidad de 0.02 mm (0.001").

Estufa u Horno de secado. Capaz de mantenerse a 110 ± 5 °C (230 ± 9 °F)

Recipientes para muestras de humedad.

Equipo para el remoldeo o compactación de probetas.

Misceláneos. Incluyen: cronómetro, sierra de alambre, espátula, cuchillos, enrasadores, agua destilada y demás elementos necesarios.

Muestra

Preparación de los Especímenes

Si se usa una muestra inalterada, debe ser suficientemente grande para proveer un mínimo de tres muestras idénticas.

La preparación de la muestra debe efectuarse de tal manera que la pérdida de humedad sea insignificante.

La muestra se talla sobre medida para las dimensiones del dispositivo de corte directo.

Para muestras inalteradas de suelos sensibles, debe tenerse extremo cuidado al labrar las muestras, para evitar la alteración de su estructura natural.

Se determina el peso inicial de la muestra para el cálculo posterior del contenido inicial de humedad de acuerdo con la norma.

Si se utilizan muestras de suelos compactados, la compactación debe hacerse con las condiciones de humedad y peso unitario deseados. Se puede efectuar directamente en el dispositivo de corte, en un molde de dimensiones iguales a las del dispositivo de corte o en un molde mayor para recortarlas.

El diámetro mínimo de las muestras circulares o el ancho mínimo para muestras rectangulares debe ser alrededor de 50 mm (2").

Para minimizar las alteraciones causadas por el muestreo, el diámetro de las muestras obtenidas de tubos saca muestras debe ser, por lo menos, 5 mm (1/5") menor que el diámetro del tubo.

El espesor mínimo de la muestra de ensayo, debe ser alrededor de 12 mm (1/2"), pero no menor de un sexto el tamaño máximo de las partículas del suelo.

La relación mínima diámetro/espesor o ancho/espesor, según la muestra, debe ser 2:1.



Fuente: Elaboración propia

Procedimiento de Ensayo

Se ensambla la caja de corte con los marcos alineados y se bloquea. Se aplica una capa de grasa entre los marcos para lograr impermeabilidad durante la consolidación y reducir la fricción durante el corte.

Se introduce la muestra de ensayo con sumo cuidado. Se conecta el dispositivo de carga y se ajusta el dial para medir tanto la deformación durante el corte, como el cambio del espesor de la muestra y luego se determina el espesor inicial. La costumbre de humedecer las piedras porosas antes de la colocación y aplicación de la fuerza normal sobre las muestras, dependerá del tipo de problema en estudio. Para muestras inalteradas obtenidas bajo el nivel freático, deben humedecerse las piedras.

Para suelos expansivos se debe efectuar el humedecimiento después de la aplicación de la fuerza normal, para evitar expansiones que no son representativas de las condiciones de campo.

Se debe permitir una consolidación inicial de la muestra bajo una fuerza normal adecuada.

Después de aplicar la fuerza normal predeterminada, se llena el depósito de agua hasta un nivel por encima de la muestra, permitiendo el drenaje y una nueva consolidación de la misma. El nivel del agua se debe mantener durante la consolidación y en las fases siguientes de corte de tal manera que la muestra esté saturada en todo momento.

La fuerza normal que se aplique a cada una de las muestras depende de la información requerida. Un solo incremento de ella puede ser apropiado para suelos relativamente firmes.

Para los demás suelos pueden ser necesarios varios incrementos con el objeto de prevenir el daño de la muestra. El primer incremento dependerá de la resistencia y de la sensibilidad del suelo. En general, esta fuerza no debe ser tan grande que haga fluir el material constitutivo de la muestra por fuera del dispositivo de corte.

- Durante el proceso de la consolidación deben registrarse las lecturas de deformación normal, en tiempos apropiados, antes de aplicar un nuevo incremento de la fuerza.
- Cada incremento de la fuerza normal debe durar hasta que se complete la consolidación primaria. El incremento final debe completar la fuerza normal especificada.

Se representan gráficamente las lecturas de la deformación normal contra el tiempo.

Corte de la muestra. Luego de terminada la consolidación se deben soltar los marcos separándolos aproximadamente 0.25 mm (0.01"), para permitir el corte de la muestra. Se debe aplicar la fuerza de corte lentamente para permitir la disipación completa del exceso de presión de poros.

Se continúa el ensayo hasta que el esfuerzo de corte sea constante, o hasta que se logre una deformación del 10 % del diámetro o de la longitud original.

En el ensayo con control de esfuerzos, se comienza con incrementos de la fuerza de corte de aproximadamente un 10 % de la máxima estimada.

Antes de aplicar un nuevo incremento, se permitirá por lo menos un 95 % de consolidación bajo el incremento anterior.

Cuando se ha aplicado del 50 % al 70 % de la fuerza de falla estimada, los nuevos incrementos serán de la mitad del valor de los aplicados hasta ese momento, o sea el 5 % de la máxima fuerza de Corte.



Fuente: Elaboración propia

En la proximidad de la falla, los incrementos de la fuerza pueden ser iguales a un cuarto del incremento inicial (2.5 % de la fuerza normal de corte estimada).

Se debe llevar registro de la fuerza de corte aplicada y la deformación normal y de corte para intervalos convenientes de tiempo. Con preferencia, el incremento de la fuerza de corte debe ser continuo.

Terminado el ensayo, se remueve la muestra completa de la caja de corte, se seca en la estufa y se determina el peso de los sólidos.

Cálculos

Calcúlense los siguientes valores:

Contenido inicial de humedad.

Peso unitario seco inicial y peso unitario húmedo inicial.

Esfuerzos de corte.

Relación de vacíos antes y después de la consolidación y después del ensayo de corte, si se desea.

Los grados de saturación inicial y final, si se desea.

2.5.2.13. Cimentaciones Superficiales

Juárez y Rico (1992) nos describen que la parte inferior de una estructura se denomina generalmente cimentación y su función es transferir la carga de la estructura al suelo en

que ésta descansa. Una cimentación adecuadamente diseñada es la que transfiere la carga a través del suelo sin provocar mucho esfuerzo a éste. Para que una estructura se comporte satisfactoriamente, las cimentaciones deben tener las siguientes características principales.

2.5.2.13.1. Características principales de las cimentaciones

Juárez y Rico (1992) nos describen lo siguiente:

La cimentación debe ser segura contra una falla por corte general del suelo que lo soporta.

La cimentación no debe experimentar un desplazamiento excesivo, es decir un asentamiento excesivo. (El término excesivo es relativo, porque el grado de asentamiento permisible en una estructura depende de varias consideraciones).

La carga por área unitaria de la cimentación bajo la cual ocurre la falla por corte se llama capacidad de carga última.

2.5.2.13.2. Tipología de cimentaciones superficiales

Martínez (2003) Cuando las condiciones lo permitan se empleará cimentaciones directas, que repartan las cargas de la estructura en un plano de apoyo horizontal. Habitualmente, pero no siempre, este tipo de cimentación se construirá a poca profundidad bajo la superficie, por lo que también son llamadas cimentaciones superficiales. En otras ocasiones, cuando el suelo no muestre ser lo suficiente capas, la resistencia o rigidez adecuadas para permitir el apoyo directo, será necesario emplear cimentaciones profundas.

Las cimentaciones directas se emplearán para transmitir al terreno las cargas de uno o varios pilares de la estructura, de los muros de carga o de contención de tierras en los sótanos, o de toda la estructura. Podrán utilizarse los siguientes tipos principales de cimentaciones superficiales.

2.5.2.13.2.1. Zapatas Aisladas

Cuando el terreno sea firme, se pueda cimentar con una presión media alta y se esperen asientos pequeños o moderados, la cimentación normal de los pilares de un edificio estará basada en zapatas aisladas, cada una de las cuales recibirá la carga de un pilar, están pueden ser:

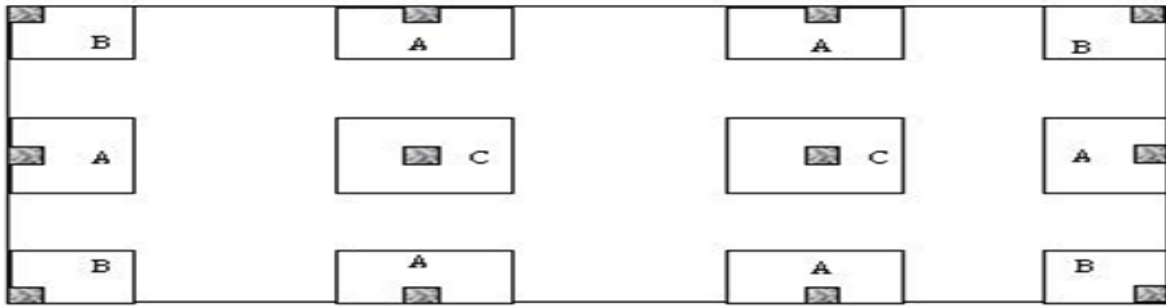


Figura 21: Zapatas aisladas: Medianera (A). Esquina (B). Interior (C) (Fuente: Martínez Quiroz, Enrique Napoleón, 2016)

2.5.2.13.2.2. Zapatas corridas y combinadas

Cuando la capacidad portante del terreno sea pequeña o moderada, existan varios pilares muy próximos entre sí, o bien las cargas por pilar sean muy altas, el dimensionado de las cimentaciones puede dar lugar a zapatas aisladas muy cercanas, incluso solapadas. En ese caso se podrá recurrir a la unión de varias zapatas en una sola, llamada zapata combinada cuando recoja dos pilares, o zapata corrida cuando recoja tres o más.

El diseño de zapatas combinadas o corridas podrá ser recomendable para evitar movimientos o asentamientos diferenciales excesivos entre varios pilares, ya sea por una variación importante de sus cargas o por eventuales heterogeneidades del terreno de cimentación.

Asimismo, si en base de pilar se producen momentos flectores importantes, lo que puede dar lugar a excentricidades grandes, las zapatas combinadas y corridas podrán constituir una solución apropiada, ya que podrán facilitar que, en su conjunto, la carga total se sitúe relativamente centrada con el centro de gravedad de la zapata.

La forma habitual en planta de las zapatas combinadas será la rectangular, aunque ocasionalmente podrá resultar conveniente emplear zapatas combinadas de formas irregulares, particularmente de planta trapecial. La forma habitual en planta de las zapatas corridas será la rectangular.

Un caso particular de zapata corrida será la empleada para cimentar muros.

Para el caso de muros de contención o muros de sótano que hayan de soportar empujes horizontales de suelo o agua freática

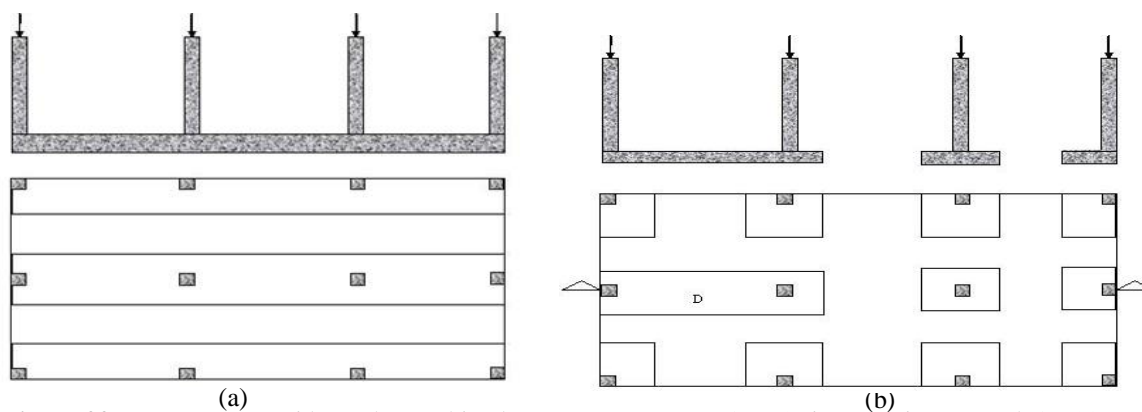


Figura 22: (a) Zapatas corridas y (b) combinadas (D) (Fuente: Martínez Quiroz, Enrique Napoleón, 2016)

2.5.2.13.2.3. Emparrillados

Cuando el terreno presente baja capacidad de carga y elevada deformabilidad, o bien muestre heterogeneidades que hagan prever asientos totales elevados y, consiguientemente, importantes asientos diferenciales, se podrá cimentar por el sistema de emparrillados.

En este caso todos los pilares de la estructura quedarán recogidos en una única cimentación, consistente en zapatas corridas entrecruzadas en malla habitualmente ortogonal. Al quedar así reunidos todos los apoyos de la estructura en una sola cimentación se podrá conseguir una considerable rigidización que podrá aliviar el problema de la heterogeneidad del terreno impidiendo grandes asientos diferenciales.

2.5.2.13.2.4. Losas de Cimentación

Se podrán emplear en casos en que el área cubierta por eventuales cimentaciones aisladas o por emparrillados cubra un porcentaje elevado de la superficie del solar. En edificación podrán utilizarse distintos tipos de losas de cimentación.

2.5.2.13.2.5. Pozos de Cimentación

Cuando el terreno apto para cimentar se encuentre a una profundidad comprendida entre 3m y 5m, se podrá considerar la posibilidad de recurrir a la ejecución de pozos de cimentación.

Los pozos más habituales en edificación son de dos tipos. El primero consiste en bajar la cota de zapata hasta alcanzar el nivel de terreno competente de apoyo, elevando a continuación un plinto de gran rigidez con el fin de evitar problemas de pandeo. El

segundo consiste en mantener la zapata alta y realizar un relleno de concreto pobre bajo ella, que transmita las cargas a la profundidad deseada.

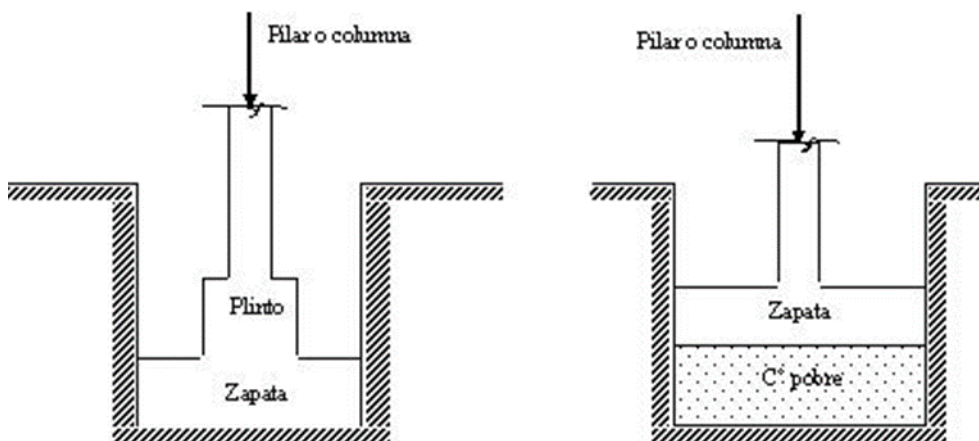


Figura 23: Pozos de cimentación (Fuente: Martínez Quiroz, Enrique Napoleón, 2016)

2.5.2.13.3. Capacidad Última de Carga

Juárez y Rico (1992), nos describen que el asentamiento se incrementa bajo una carga aplicada gradualmente. Cuando la carga toma un valor de q_u se produce una falla súbita del suelo que lo soporta a la cimentación. Esta carga q_u se denomina “capacidad de carga última de la cimentación”. Se presentan 3 tipos de fallas por corte:

Falla general por corte

Es un tipo de falla súbita del suelo, que va acompañada por una falla en la superficie del terreno, se presenta en arenas densas o arcillas duras.

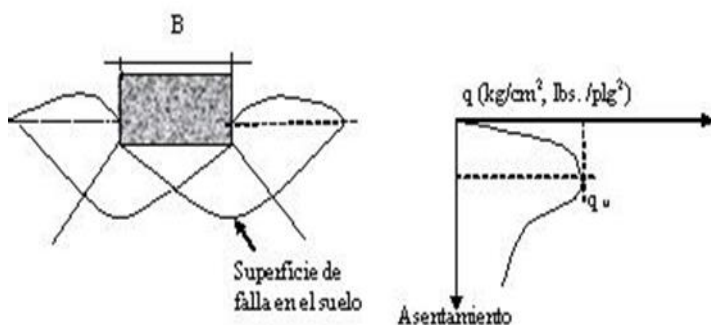


Figura 24: Falla local por corte. (Fuente: Vesic, 1973)

Falla de Corte por Punzonamiento.

En arenas sueltas o arcillas blandas, la superficie de falla no se extenderá a la superficie del terreno, para valores de carga más grandes que, la gráfica de carga vs asentamiento tendrá una fuerte pendiente y será prácticamente lineal.

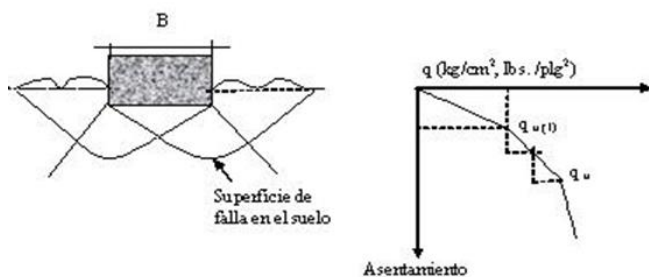


Figura 25: Falla de Corte por Punzonamiento. (Fuente: Vesic, 1973)

2.5.2.13.4. Teoría de la Capacidad de Carga de Terzaghi

Braja (2001) sostiene que, Terzaghi (1943), presentó su teoría para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales.

Condiciones, para que se considere una cimentación superficial es que: $D_f \leq B$, Otros investigadores $D_f = 3$ ó 4 veces el ancho de la cimentación.

Donde.- D_f : profundidad de desplante y B : ancho de la cimentación.

Terzaghi sugirió para una cimentación corrida ($B/L \rightarrow 0$), La superficie de falla se considera según la mostrada en la figura 26. El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación puede también suponerse reemplazado por una sobre carga equivalente efectiva.

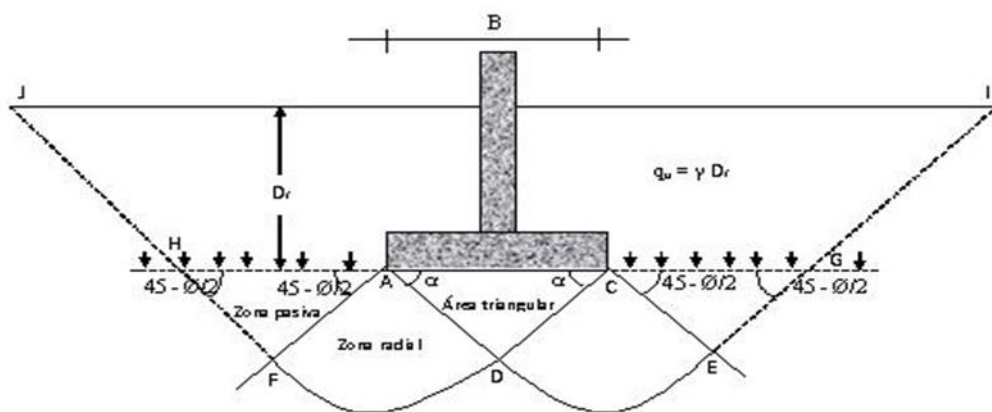


Figura 26: Falla por Capacidad de Carga en un Suelo Bajo una Cimentación Rígida Corrida.

(Fuente: Terzagui, 1943)

Se supone que los ángulos CAD (α) y ACD (α) son iguales al ángulo de fricción interna del suelo, con el reemplazo del suelo arriba del fondo de la cimentación por una sobre carga equivalente (q), la resistencia de corte del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HJ fue despreciada.

Usando el análisis de equilibrio, Terzaghi expreso la capacidad de carga última para los casos siguientes:

Caso de la falla general:**Para cimentación corrida:**

$$q_u = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \dots \dots \dots (27)$$

Donde: c es la cohesión del suelo, γ es el peso específico del suelo, $q = D_f \times \gamma$ es la sobre carga, N_c, N_q, N_γ (ver tabla N° 7) son los factores de corrección por capacidad de carga que están en $f(\phi)$.

Los factores de capacidad de carga, N_c, N_q, N_γ se determinan mediante las siguientes expresiones:

$$N_c = \cot \phi \left[\frac{e^{2 \left(\frac{3\pi}{4-\phi} \right) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{2} + \frac{\phi}{2} \right)} - 1 \right] = \cot \phi (N_q - 1) \dots \dots \dots (28)$$

$$N_q = \frac{e^{2 \left(\frac{3\pi}{4-\phi} \right) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)} \dots \dots \dots (29)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{2 \cos^2 \phi} - 1 \right) \tan \phi \dots \dots \dots (30)$$

Donde: $K_{p\gamma}$ es el Coeficiente de empuje pasivo de la tierra.

Para cimentación cuadrada:

$$q_u = 1.3 c N_c + q N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \dots \dots \dots (31)$$

Para cimentación circular:

$$q_u = 1.3 c N_c + q N_q + 0.3 \gamma B N_\gamma \dots \dots \dots (32)$$

Tabla 9:*Factores de Capacidad de Carga de Terzaghi.*

Φ°	N_c	N_q	N_γ	Φ°	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.07	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.50
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Según: KUMBHOJKAR 81993)

Fuente: BRAJA M. Gas, Principio de Ingeniería de Cimentaciones.

Caso de la falla Local:

Terzaghi Sugirió modificaciones a las ecuaciones (27), (28) y (29), de la siguiente manera:

1. Para cimentación corrida:

$$q_u = \frac{2}{3} c N'_c + q N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma \dots \dots \dots (33)$$

2. Para cimentación cuadrada:

$$q_u = 0.867 c N'_c + q N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma \dots \dots \dots (34)$$

3. Para cimentación circular:

$$q_u = 0.867 c N'_c + q N'_q + 0.3 \gamma B N'_\gamma \dots \dots \dots (35)$$

Donde: c es la Cohesión del suelo, γ es el peso específico del suelo, q es la sobre carga, N'_c, N'_q, N'_γ son factores de capacidad de carga modificada que están en función de Φ

calculándose a partir de las ecuaciones (28), (29) y (30), reemplazando ϕ por $\phi' = tg^{-1} \left(\frac{2}{3} tg\phi \right)$, $c' = \frac{2}{3} c$ la variación de N'_c, N'_q, N'_γ , con el ϕ se presentan en la tabla (Nº 10).

Tabla 10:

Factores de Capacidad de Carga Modificados de Terzaghi N'_c, N'_q, N'_γ .

ϕ°	N'_c	N'_q	N'_γ	ϕ°	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5.700	1.000	0.000	26	15.530	6.050	2.590
1	5.900	1.070	0.005	27	16.300	6.540	2.880
2	6.100	1.140	0.020	28	17.130	7.070	3.290
3	6.300	1.220	0.040	29	18.030	7.660	3.760
4	6.510	1.300	0.055	30	18.990	8.310	4.390
5	6.740	1.390	0.074	31	20.030	9.030	4.830
6	6.970	1.490	0.100	32	21.160	9.820	5.510
7	7.320	1.590	0.128	33	22.390	10.690	6.320
8	7.470	1.700	0.160	34	23.720	11.670	7.220
9	7.740	1.820	0.200	35	25.180	12.750	8.350
10	8.020	1.940	0.240	36	26.770	13.970	9.410
11	8.320	2.080	0.300	37	28.510	15.320	10.900
12	8.630	2.220	0.350	38	30.430	16.850	12.750
13	8.960	2.380	0.420	39	32.530	18.560	14.710
14	9.310	2.550	0.480	40	34.870	20.500	17.220
15	9.670	2.730	0.570	41	37.450	22.700	19.750
16	10.060	2.920	0.670	42	40.330	25.210	22.500
17	10.470	3.130	0.760	43	43.540	28.060	26.250
18	10.900	3.360	0.880	44	47.130	31.340	30.400
19	11.360	3.610	1.030	45	51.170	35.110	36.000
20	11.850	3.880	1.120	46	55.730	39.480	41.700
21	12.370	4.180	1.350	47	60.910	44.450	49.300
22	12.920	4.480	1.550	48	66.800	50.460	59.250
23	13.510	4.820	1.740	49	73.550	57.410	71.450
24	14.140	5.200	1.970	50	81.310	65.600	85.750
25	14.800	5.600	2.250				

Fuente: BRAJA M. Das, Principio de Ingeniería de Cimentaciones.

Las ecuaciones de capacidad de carga de Terzaghi se modifican para tomar en cuenta los efectos de la forma de la cimentación (B/L), profundidad de empotramiento (Df), e inclinación de la carga.

2.5.2.13.4.1. Modificación de las ecuaciones de la capacidad de carga por presencia del Nivel Freático:

Las ecuaciones anteriores se desarrollaron para determinar la capacidad de carga última con base en la hipótesis de que el nivel freático esté localizado muy por debajo de la cimentación, sin embargo, si el nivel freático está cerca de la cimentación será necesario modificar las ecuaciones de capacidad de carga, dependiendo de la localización del nivel freático.

Caso I:

Si el nivel freático se localiza de manera que $0 \leq D_1 \leq D_f$, el factor q en las ecuaciones de la capacidad de carga toma la forma:

$$q = D_1 + D_2(\gamma_{sat} - \gamma_w) \dots \dots \dots (36)$$

Donde: γ_{sat} es el Peso Específico saturado del suelo, γ_w es el Peso específico del agua

Además, el valor de γ en el último término de las ecuaciones tiene que ser reemplazado por:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

Caso II

Para un nivel freático localizado de manera que $0 \leq d \leq B$

$$q = \gamma D_f \dots \dots \dots (37)$$

El factor γ en el último término de las ecuaciones de la capacidad de apoyo debe reemplazarse por el factor:

$$\gamma = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma') \dots \dots \dots (38)$$

Las anteriores modificaciones, y se basan en la hipótesis de que no exista fuerza de filtración en el suelo:

Caso III

Para un nivel freático se localiza de manera que el $d > B$, el agua no afectara la capacidad de carga ultima.

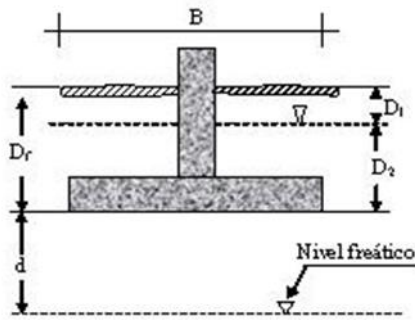


Figura 27: Esquema para la modificación de las ecuaciones de Terzaghi, con presencia del nivel freático.
(Fuente: Martínez Quiroz Enrique Napoleon.2016)

2.5.2.13.4.2. Capacidad de Carga Admisible

El cálculo de la capacidad de carga bruta admisible de cimentaciones superficiales requiere de aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última bruta:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \dots \dots \dots (39)$$

Sin embargo, algunos ingenieros prefieren usar un factor de seguridad de:

$$Incremento\ neto = \frac{Capacidad\ de\ carga\ última\ neta}{FS} \dots \dots \dots (40)$$

La capacidad de carga última neta se define como la presión ultima por unidad de área de la cimentación que es soportada por el suelo en exceso de la presión causada por el suelo que la rodea en el nivel de la cimentación. Sí la diferencia entre el peso específico del concreto usado para la cimentación y el peso específico del suelo que la rodea se supone insignificante:

$$q_{neta(u)} = q_u - q \dots \dots \dots (41)$$

Donde: $q_{neta(u)}$ es la Capacidad de carga última neta

Si sabemos que: $q = \gamma D_f$

Entonces:

$$q_{neta (u)} = \frac{q_u - q}{FS} \dots \dots \dots (42)$$

2.5.2.13.5. 2 Teoría de la Capacidad de carga según Meyerhof

Meyerhof (1963), propuso la ecuación general de capacidad de carga, puesto que las ecuaciones según la teoría de Terzaghi, son únicamente para cimentaciones corridas, cuadradas y circulares. Estos no se aplican al caso de cimentaciones rectangulares ($0 < B/L < 1$). Las ecuaciones no toman en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del fondo de la cimentación. Además, la carga sobre la cimentación puede estar inclinada. Por lo tanto la ecuación general tomaría todos estos factores.

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \dots \dots \dots (43)$$

Donde: c : *Cohesión del suelo*

γ : *Peso específico del suelo*

q : $D_f \times \gamma$ (*esfuerzo efectivo a nivel del fondo de la cimentación*)

B : Ancho de la cimentación (diámetro para una cimentación circular)

$F_{cs} F_{cd} F_{ci}$: *Factores de forma*

$F_{qd} F_{qs} F_{qi}$: *Factores de profundidad*

$F_{ci} F_{qi} F_{\gamma i}$: *Factores por inclinación de la carga*

N_c, N_q, N_γ : *Son factores de capacidad de carga*

Factores de capacidad de carga:

Vesic (1973), de los estudios de Campo y laboratorio, sobre capacidad de carga, la naturaleza básica de la superficie de falla en suelos según la teoría de Terzaghi parece afirmarse lo correcto. Sin embargo, el ángulo α como se observa en la tabla N° 8, es más cercano a $45^\circ + \frac{\phi}{2}$, que a ϕ , si se acepta esta afirmación, los valores de N_c, N_q, N_γ para un ángulo de fricción del suelo cambiará también respecto a los proporcionados en la tabla (N° 9).

Factores de capacidad de carga: Con $\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$

Reissner (1924), presento la siguiente ecuación:

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi} \dots \dots \dots (44)$$

Prandtl (1921), obtuvo la siguiente ecuación:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \dots \dots \dots (45)$$

Coquot, Kerisel (1953) y Vesic (1973) dieron la relación para N_γ según la siguiente ecuación:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi \dots \dots \dots (46)$$

La variación de los factores de capacidad de carga en función del ángulo de fricción interna del suelo. Según la tabla N° 11.

Factores de forma:

Beer y Hansen (1970), las siguientes ecuaciones fueron propuestas en base a extensos ensayos de laboratorio.

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c} \dots \dots \dots (47)$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi \dots \dots \dots (48)$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \dots \dots \dots (49)$$

Factores de profundidad:

Hansen (1970), propuso los siguientes factores de profundidad:

Condición (a): $\frac{D_f}{B} \leq 1$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B} \dots \dots \dots (50)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \text{sen } \varphi)^2 \frac{D_f}{B} \dots \dots \dots (51)$$

$$F_{\gamma d} = 1 \dots \dots \dots (52)$$

Condición (b): $\frac{D_f}{B} > 1$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right) \dots \dots \dots (53)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \text{sen } \varphi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right) \dots \dots \dots (54)$$

$$F_{\gamma d} = 1 \dots \dots \dots (55)$$

Factores de inclinación:

Meyerhof (1963), Meyerhof y Hanna (1981), han propuesto las siguientes ecuaciones:

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^0}{90^0} \right)^2 \dots \dots \dots (56)$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta^0}{\varphi^0} \right)^2 \dots \dots \dots (57)$$

Nota: El factor $\tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$, esta en radianes.

β : inclinación de la carga en la cimentación con respecto a la vertical.

Tabla 11:
Factores de capacidad de carga

Φ	Nc	Nq	N _v	N _q /N _c	tanφ	Φ	Nc	Nq	N _v	N _q /N _c	tanφ
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.4	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

Fuente: Vesic (1973)

2.5.2.13.5.1. Modificaciones de la ecuación de Meyerhof por presencia del nivel freático

Cuando el nivel freático esté o cerca de la cimentación, los factores q y γ, dados en la ecuación general de capacidad de carga, tendrá que modificarse.

Para condiciones de carga no drenada (concepto Ø = 0) en suelos arcillosos, la ecuación de Meyerhof o ecuación general de capacidad de carga de apoyo, toma la forma de carga vertical.

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd} + q \dots \dots \dots (58)$$

$$q_{neta(u)} = q_u - q = cN_cF_{cs}F_{cd} \dots \dots \dots (59)$$

Skempton (1951), propuso una ecuación para la capacidad de carga última neta para suelos arcillosos (condición φ = 0), que es similar a la ecuación (59).

$$q_{neta(u)} = 5 c \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B} \right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) \dots \dots \dots (60)$$

2.5.3. Marco conceptual

Para obtener una interpretación uniforme presento un vocabulario en el que figuran términos que pueden tener varias acepciones en el lenguaje común, con el fin de que sean entendidos de acuerdo con la definición que se expone.

Definición de Suelo

En el sentido general de la ingeniería, “suelo se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) junto con el líquido y gas que ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas” (Braja, 2001).

La palabra Suelo, representa todo tipo de material terroso, desde un relleno de desperdicio, hasta areniscas parcialmente cementadas o lutitas suaves. El agua contenida juega un papel tan fundamental en el comportamiento mecánico del suelo, que debe considerarse como parte integral del mismo. (Juárez, 1992)

Suelo, en Ingeniería Civil, son los sedimentos no consolidados de partículas sólidas, fruto de la alteración de las rocas, o suelos transportados por agentes como el agua, hielo o viento con contribución de la gravedad como fuerza direccional selectiva, y que pueden tener materia orgánica. El suelo es un cuerpo natural heterogéneo (Duque, 2002).

El suelo en ingeniería civil, es un cuerpo heterogéneo con propiedades fisicoquímicas y mecánicas apropiadas o no para una construcción (edificios, represas, hidroeléctricas, puentes, carreteras, etc.), cuya función es sostener a la construcción y absorber las cargas producidas por esta.

Suelo: Suelo es una delgada capa sobre la corteza terrestre de material que proviene de la desintegración y/o alteración física y/o química de las rocas y de los residuos de las actividades de los seres vivos que sobre ella se asientan. (Crespo, 2004, p.18).

Mecánica de Suelos:

Haciendo referencia a Terzaghi indica que: La mecánica de suelos es la aplicación de las leyes de la mecánica y la hidráulica a los problemas de ingeniería que tratan con sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas, producidas por la desintegración mecánica o la descomposición química de las rocas, independientemente de que tengan o no materia orgánica.

La mecánica de suelos incluye:

Teorías sobre los comportamientos de los suelos sujetos a cargas, basados en simplificaciones necesarias dados el estado actual de la teoría.

Investigación de las propiedades físicas de los suelos.

Aplicación del conocimiento teórico y empírico de los problemas prácticos.

Martínez (2003), según la Guía de mecánica de suelo I-UNSM menciona: En Mecánica de Suelos (MS) estudia las propiedades y comportamiento del suelo, se lo utiliza como material de construcción o soporte de estructuras (terreno de fundación), básicamente de cimentaciones que son los elementos que transmiten las cargas de la estructura al terreno. Se sirve de la recolección y análisis de muestras, para luego obtener sus resultados y determinación de sus características físicas, mecánicas y la reacción de masas de suelos durante la aplicación rápida de cargas, las cuales serán aplicadas en los diseños de las distintas obras de ingeniería.

Granulometría: Se denomina distribución granulométrica de un suelo a la división del mismo en diferentes fracciones, seleccionadas por el tamaño de sus partículas componentes; las partículas de cada fracción se caracterizan porque su tamaño se encuentra comprendido entre un valor máximo y un valor mínimo, en forma correlativa para las distintas fracciones, de tal modo que el máximo de una fracción es el mínimo de la que la sigue correlativamente. (Rico y Del Castillo, 2005, p.24).

Roca: Son aquellas que están formadas por minerales, y otras sustancias sólidas endurecidas, y sólo pueden ser excavadas mediante taladros, cuñas o explosivos. (Fratelli, s.f, p.11).

Cimentación: es aquella parte de la estructura encargada de transmitir las cargas actuantes sobre la totalidad de la construcción al terreno. (Calavera, 2005, p.13).

Densidad del suelo en campo: La densidad absoluta de un cuerpo es la masa de dicho cuerpo contenida en la unidad de volumen, sin incluir sus vacíos. La densidad aparente es la masa de un cuerpo contenida en la unidad de volumen, incluyendo sus vacíos. La densidad relativa de un sólido es la relación de su densidad a la densidad absoluta del agua destilada a una temperatura de 4°C. (Crespo, 2004, p. 42).

Plasticidad: La plasticidad es la propiedad que presentan los suelos de poder deformarse, hasta cierto límite, sin romperse. Por medio de ella se mide el comportamiento de los suelos en todas las épocas. Para conocer la plasticidad de un suelo se hace uso de los límites de Atterberg, quien por medio de ellos separó los cuatro estados de consistencia de los (ver figura). (Crespo, 2004, p.69).

Límite líquido: El límite líquido (LL) se define como el contenido de humedad expresado en por ciento con respecto al peso seco de la muestra, con el cual el suelo cambia del estado líquido al plástico. De acuerdo con esta definición, los suelos plásticos tienen en el

límite líquido una resistencia muy pequeña al esfuerzo de corte, pero definida, y según Atterberg es de 25 g/cm². La cohesión de un suelo en el límite líquido es prácticamente nula. (Crespo 2004, p.70).

Límite plástico: El límite plástico (LP) se define como el contenido de humedad, expresado en por ciento con respecto al peso seco de la muestra secada al horno, para el cual los suelos cohesivos pasan de un estado semisólido a un estado plástico. (Crespo, 2004, p.77).

Capacidad portante de un suelo: La carga admisible en una cimentación es aquella que puede ser aplicada sin producir desperfectos en la estructura soportada, teniendo, además, un margen de seguridad dado por el llamado coeficiente de seguridad adoptado. La carga admisible no depende únicamente del terreno, sino también de la cimentación, característica de la estructura y del coeficiente de seguridad que se adopte en cada caso. (Crespo, 2004, p.290).

Cohesión: La cohesión de los suelos es debida a la atracción entre sus diferentes partículas, que se encuentran en contacto o muy próximas entre sí.

Los valores de la cohesión van disminuyendo notablemente al pasar el suelo del estado seco al de saturación y así en algunos suelos del tipo A-6 puede descender desde 8,5 t/m² a 0,5 t/m², La cohesión es una característica de los suelos arcillosos, y, por tanto, asociada a la plasticidad.

La cohesión se representa por c , en su valor unitario, y viene expresada en kg/cm² o en t/m². (Dal Re Tenreiro, 2001, p.31, 32).

Sistema de Clasificación de suelos: Un sistema de clasificación de los suelos, es una agrupación de esto con características semejantes. El propósito es estimar en forma fácil las propiedades de un suelo por comparación con otros del mismo tipo, cuyas características se conocen. (MTC, 2016, p.1159)

Sistema AASHTO: El Departamento de Caminos Públicos de USA (Bureau of Public Roads) introdujo uno de los primeros sistemas de clasificación, para evaluar los suelos sobre los cuales se construían las carreteras Posteriormente en 1945 fue modificado y desde entonces se le conoce como sistema AASHTO y recientemente AASHTO.

Teoría de Terzaghi: A partir de 1943 Terzaghi extendió la teoría de Prandtl-Reissner hasta hacerla aplicable a los problemas prácticos de la Mecánica de Suelos La teoría cubre el caso más general de suelos cuya ley de resistencia al esfuerzo cortante queda dada por la expresión: (Rico y Del Castillo, 2005, p.23, 24, 25).

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \theta$$

2.5.4. Marco Histórico

La zona de ejecución del proyecto se encuentra ubicada en el Distrito de Lagunas, Provincia de Alto Amazonas, Región Loreto, al nor oriente del Perú. El área urbana y sus zonas de expansión se ubican en la confluencia del río Huallaga. La capital del distrito se encuentra ubicada al noroeste del distrito de Yurimaguas, para llegar al distrito de Lagunas se hace un recorrido de 10 horas a través del río Huallaga en lancha y 12 horas de retorno desde el distrito de lagunas hacia la ciudad de Yurimaguas, el único medio de transporte es a través de la vía fluvial ya que no existe carretera alguna que interconecte estos lugares debido a la falta de presupuesto gestión de sus autoridades locales y regionales.

Dentro de la provincia de Alto Amazonas, la localidad de Lagunas es la segunda ciudad en importancia después de Yurimaguas. Históricamente, Lagunas fue un importante centro misional y principal núcleo de comercialización indígena. Estuvo poblado por diferentes grupos étnicos como los, Chamicuros, Omaguas, etc. En la actualidad el único grupo étnico representativo es el Cocama-Cocamilla, del cual desciende más del 80% de la población. Hay un 05% de migrantes de otras zonas del país, el 15% restante de la población son mestizos procedentes de otros grupos étnicos y ribereños. La importancia de Lagunas en el tiempo estuvo relacionada con los ciclos extractivos más relevantes del caucho, el barbasco o cubé, el yute, etc. En la década pasada también influyó mucho la presencia del narcotráfico y el terrorismo. Dichas actividades, acentuaron los niveles de insatisfacción y exclusión social; los únicos beneficiados fueron generalmente los hacendados y poseionarios, quienes infravaloraron la mano de obra local al extremo de generar una gran explotación. Este hecho, sumado a la ausencia de una política de promoción agropecuaria para la zona, ha hecho que Lagunas sea uno de los distritos con mayor pobreza en la región y la que menos desarrollo socio económico ha experimentado. Lagunas se encuentra en el I quintal de la pobreza.

El proceso de pacificación iniciado en los años 90, permitió el resurgimiento de todos los centros poblados de la región; siendo el distrito de Lagunas en la actualidad uno de los centros de comercio de la región Loreto , contando con una población de 13270 habitantes según (INEI 2007).Y es debido al proceso de pacificación que en la actualidad el desarrollo económico por el cual la región viene atravesando, trae como consecuencia un incremento en la tasa migratoria, , población que se da en aumento sobre todo en el distrito de Lagunas lo cual ha originado que los pobladores busquen donde asentarse y construir sus viviendas.

Viviendas que muchas veces son construidas de una forma no adecuada, esto debido al desconocimiento de los daños que se pueden sufrir al asentar su vivienda en un terreno sin previo estudio, daños como: fisuras, agrietamientos, asentamientos y hasta el colapso total de la misma. De esta manera es importante realizar estudios básicos, como el de mecánica de suelos, para así conocer el tipo y capacidad de soporte del terreno, que va servir como suelo de fundación a la vivienda. Es por eso que nace la importancia de hacer un estudio basado en los suelos de este sector, para así contribuir con la información necesaria de las características, propiedades, capacidad de carga del suelo, que permitan la construcción de viviendas más seguras, finalidad con la que se desarrolla el presente trabajo de investigación.

2.6. Hipótesis

La determinación de la capacidad portante de los suelos en la localidad de Lagunas, Distrito de Lagunas Provincia de Alto Amazonas, Región Loreto., permitirá elaborar un mapa de zonificación de suelos donde se presente información clasificada para los fines que se requiera.

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Materiales

En el trabajo que venimos realizando, se ha utilizado lo siguiente:

3.1.1. Recursos humanos

Para el trabajo de investigación que se está ejecutando, contamos con la participación y colaboración del personal que se detalla a continuación:

El Asesor: Es el docente que ha sido escogido por el bachiller, para orientar y coordinar el desarrollo del trabajo de investigación, con la metodología de investigación adecuada, para así llegar a las metas trazadas.

El Tesista: Es el encargado de conducir el proceso de ejecución del trabajo de investigación, utilizando los métodos apropiados que se dan en el desarrollo, coordinando siempre con el asesor, el personal del laboratorio.

El Técnico de Laboratorio: Es el profesional capacitado, quien realiza las pruebas de los materiales a utilizar, para así realizar los ensayos más precisos, para que el trabajo de investigación, se desarrolle de lo mejor, además está en coordinación con el tesista para el desarrollo de los siguientes ensayos de laboratorio:

Contenido de Humedad, Análisis Granulométrico por Tamizado, Límite Líquido y Límite, Clasificación Unificada de Suelos, Peso Específico del Sólido, Gravedad Específica de los Sólidos, Peso Volumétrico, Corte Directo, para la obtención de la capacidad portante del suelo en ensayo

Jefe de Laboratorio: Es el personal que es responsable del laboratorio de ensayos de suelos, quien interviene en todo el desarrollo de pruebas y los resultados finales, certificando así los ensayos realizados en el laboratorio por el tesista.

3.1.2. Recursos materiales

Plano de Ubicación del área de estudio.

Plano Topográfico a curvas de nivel.

Mapas de Levantamientos geológicos – INGEMMET.

Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.050 (Suelos y Cimentaciones), Norma E.030 (Diseño Sismorresistente).

Materiales para la obtención de muestras (cajas de madera, bolsas de plástico, costales, cintas de embalaje, cinta de señalización, cuaderno de apuntes, wincha).

Materiales para los ensayos de laboratorio.

Materiales de impresión (papel bond A4, tinta para impresora).

Libros y artículos científicos de consulta.

Materiales de almacenamiento de datos (CD, USB).

3.1.3. Recursos de equipos

3.1.3.1. Determinación del contenido de humedad. ASTM D2216

Equipos:

Recipiente para humedad (aluminio o lata)

Horno eléctrico (estufa) con control de temperatura de $110 \pm 5^\circ\text{C}$

Balanza de precisión



Fuente: Elaboración propia.



Fuente: Elaboración propia

3.1.3.2. Análisis granulométrico por tamizado. Astm D422

Equipos:

Juego de tamices normalizados según lo estipulado en tabla anterior.

Balanzas (2): que tengan la capacidad superior a 20 kg. y 2000 gr., para el correcto ensayo, y con precisiones de 1gr. y 0,1gr. Respectivamente.

Horno de secado, que tenga circulación de aire y por supuesto temperatura regulable, que tenga la capacidad de mantenerse en $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{C}$.

Un vibrador mecánico.

Herramientas y accesorios como: bandeja metálica, recipientes plásticos y escobilla.



Fuente: Elaboración propia



Fuente: Elaboración propia

3.1.3.3. Determinación del límite líquido. ASTM D4318

Equipos:

Aparato del Límite Líquido (Copa de Casagrande), el que consiste en una taza (cuchara) de bronce con una masa de 200 ± 20 gr. montada en un dispositivo de apoyo fijado a una base de caucho, madera o plástico duro.

Acanalador (Casagrande o ASTM), mango de calibre de 1cm. para verificar altura de caída de la cuchara o copa.

Plato de evaporación de porcelana de 120mm. de diámetro.

Espátula hoja flexible de 20mm. de ancho y 70mm. de largo.

Horno de secado con circulación de aire y temperatura regulable capaz de mantenerse en $110 \pm 5^\circ\text{C}$.

Balanza de precisión de 0,01gr.

Herramientas y accesorios. Placas de vidrio, agua destilada, recipientes herméticos, malla N° 40 ASTM y probeta de 25ml de capacidad.



Fuente: Elaboración propia



Fuente: Elaboración propia

3.1.3.4. Determinación del límite plástico. ASTM D4318

Equipo:

Plato de evaporación de porcelana de 120mm. de diámetro.

Espátula hoja flexible 20mm. de ancho y 70mm. de largo.

Placa de vidrio esmerilado o mármol como superficie de amasado.

Horno de secado con circulación de aire y temperatura regulable capaz de mantenerse en $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{C}$.

Patrón de comparación, puede usarse un alambre ó plástico de 3mm. de diámetro.

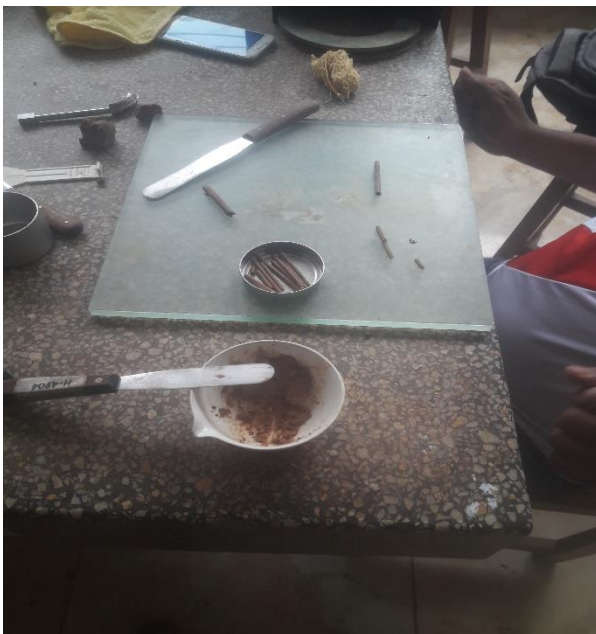
Balanza de precisión de 0, 01gr.

Probeta de 25mm. de capacidad.

Herramientas y accesorios. Malla N °40 ASTM, agua destilada y recipientes herméticos.



Fuente: Elaboración propia



Fuente: Elaboración propia

3.1.3.5. Determinación de la densidad in situ (peso volumétrico de un suelo)

Equipo:

Aparato cono de arena, compuesto por una válvula cilíndrica de 12.7 mm. de abertura, con un extremo terminado en embudo y el otro ajustado a la boca de un recipiente de aproximadamente 3785 cm³ (1 galón). de capacidad. El aparato deberá llevar una placa base, con un orificio central de igual diámetro al del embudo.

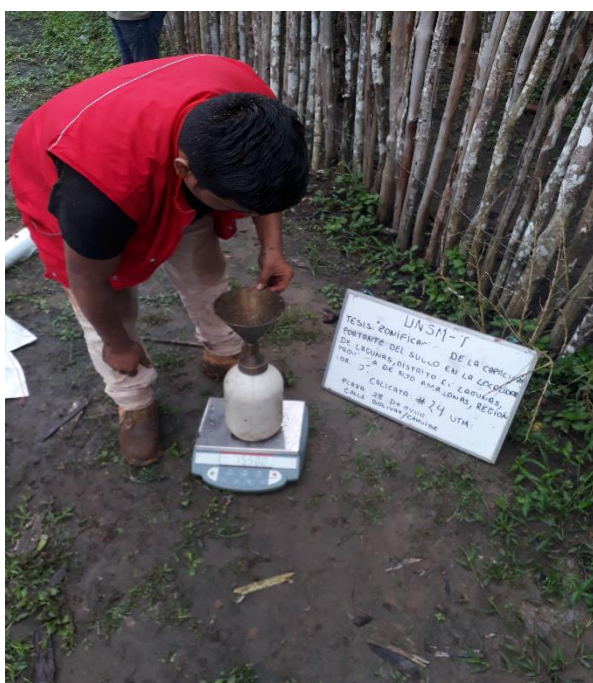
Arena estandarizada, la cual deberá ser lavada y secada en horno hasta masa constante. Generalmente se utiliza arena de Ottawa, que corresponde a un material que pasa por la malla N° 20 ASTM (0,85 mm.) y queda retenida en la malla N° 30 A STM (0,60mm.)

Dos balanzas, de capacidad superior a 10kg. y 1000gr, con precisión de 1gr. y de 0,01gr. Respectivamente.

Equipo de secado, podrá ser un hornillo o estufa de terreno.

Molde patrón de compactación de 6" de diámetro. y 944cc. De capacidad.

Herramientas y accesorios. Recipientes herméticos con tapa, martillo, cincel, tamices, espátula, brocha y regla metálica.



Fuente: Elaboración propia

3.1.3.6. Determinación del peso específico relativo de los sólidos

Equipo:

Suministro de agua desaireada con temperatura estabilizada.

Frasco volumétrico de 250 ó 500 ml.

Bomba de vacíos o aspirador para producir vacío.

Mortero y mango para mortear.

Balanza de precisión 0.1 gr.

Termómetro.

Desecador.- con un diámetro Aprox. De 200 mm.

Horno.- Capas de mantener una temperatura de 110 5° C

Opcional: Recipiente de agua helada y mezclador mecánico de refrescos.

Con anterioridad a la práctica (1día antes), se debe recolectar y desalear una cantidad suficiente de agua común o destilada, cerca de 1000 ml cada grupo, utilizar agua común, agua caliente, y/o agua helada para efectuar una estabilización en la temperatura del agua.



Fuente: Elaboración propia

3.1.3.7. Corte directo. Astm D3080

Equipo:

Aparato de corte

Caja de corte

Aditamentos de carga



Fuente: Elaboración propia

3.2. Metodología

3.2.1. Universo, muestra y población

3.2.1.1. Universo

Está conformada por los suelos comprendidos en localidad de Lagunas, Distrito de Lagunas Provincia de Ato Amazonas, Región Loreto.

3.2.1.2. Muestra

Corresponde los suelos comprendidos en la localidad de Lagunas, Distrito de Lagunas Provincia de Alto Amazonas, Región Loreto.

3.2.1.3. Ámbito Geográfico.

La investigación se realizará en localidad de Lagunas, Distrito de Lagunas, Provincia de Alto Amazonas, Región Loreto.

3.2.2. Sistema De Variables

3.2.2.1. Variable Independiente.

Elección de puntos y profundidad de muestreo

3.2.2.2. Variable dependiente.

Valor de la Capacidad portante del suelo de la Localidad de Lagunas en el Distrito de Lagunas.

3.2.2.3. Variables Intervinientes

Factores de afectación al cálculo de la capacidad portante.

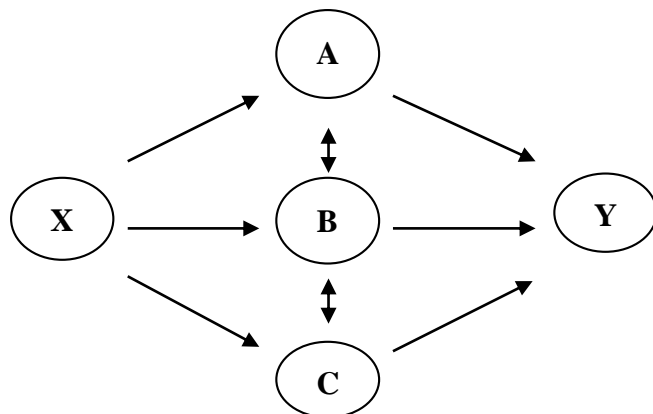
3.2.3. Diseño de la investigación

3.2.3.1. Tipo y nivel de investigación

La investigación a realizar es de tipo Descriptivo-Aplicada, puesto que la observación se hace en circunstancias de tomar en cuenta las muestras de suelo para la capacidad portante del suelo.

3.2.3.2. Diseño de investigación

El diseño de investigación es No Experimental-Transversal, y lo que se hace en la investigación no experimental es observar fenómenos tal y como se dan en su contexto natural como: geológicos, hidrológicos e hidráulicos y geológicos-climáticos, para después analizarlos.



Donde:

X: Suelos de la localidad de Lagunas, como material de fundación.

A: Exploración de campo.

B: Ensayos de laboratorio.

C: Cálculo de la capacidad portante.

Y: Plano de zonificación de la capacidad portante

3.2.3.3. Instrumentos Bibliográficos

Respecto al material bibliográfico, se recopiló información existente en los textos especializados, todo lo que concierne a la obtención de la capacidad portante de los suelos. Seguidamente se prosiguió a revisar los importantes conceptos sobre los ensayos de laboratorio a realizar estos son:

Contenido de Humedad, Análisis Granulométrico por Tamizado, Límite Líquido y Límite Plástico, Clasificación Unificada de Suelos, Peso Específico del Sólido, Gravedad Específica de los Sólidos, Peso Volumétrico, Corte Directo, para la obtención de la capacidad portante del suelo en ensayo.

3.2.3.4. De lo relacionado a las normas

Ensayos Estandar	Norma Usada
Contenido de Humedad Natural	ASTM D2216
Análisis Granulométrico por Tamizado	ASTM D422
Límite Líquido y Límite Plástico	ASTMD4318
Clasificación Unificada de Suelos	ASTM D2487
Peso Específico del Sólido	ASTM D854
Gravedad Específica de los Sólidos	ASTM D856
Densidad De Campo (Método De Cono De Arena)	ASTM D1556
Ensayos Especiales	Norma Usada
Corte Directo	ASTM D3080

3.2.4. Procesamiento de información

3.2.4.1. Exploración de suelos

3.2.4.2. Reconocimiento de campo

Los desarrollos de los trabajos fueron realizados por el tesista y el personal de apoyo de la Universidad Nacional de San Martín, quienes apoyaron en la identificación de los lugares y zonas a excavar, en los cuales se prosiguió con las excavaciones, con la finalidad de determinar el perfil estratigráfico del suelo en el área de estudio, con lo que se realizó 45 calicatas o pozos a cielo abierto distribuido convenientemente en toda la localidad.

3.2.4.3. Profundidad de exploración

De acuerdo a la teoría de Boussinesq, a una profundidad de 1.50 la dimensión más pequeña de la superficie de carga (1.5 B), las presiones que se generan son del orden de la 1/10 parte de la presión generada en la superficie.

En consecuencia, teóricamente el terreno debe investigarse hasta esa profundidad, sin embargo, cuando el terreno es de buena calidad o roca, la profundidad es menor. Es por eso en el presente trabajo, que a la profundidad de 3.00 m, la carga se disipa en un orden menor al 10%.

De lo anterior para que se cumpla con estas condiciones, se tiene en la ecuación (67).

Tensión vertical σ_z bajo el centro "A" de una zapata a la profundidad "Z".

$$\sigma_z = qx4I$$

Se determinará las relaciones: $m = \frac{b}{z}$ y $n = \frac{a}{z}$

Donde:

σ_z : Tensión Vertical (kg/cm²)

q : Presión total de la cimentación (kg/cm²)

I : Factor de influencia, f (m, n)

L : Longitud de la cimentación (m)

B : Ancho de la cimentación (m)

Z : Profundidad de Exploración (m)

a : $L/2$

b : $B/2$

3.2.4.4. Excavaciones a cielo abierto (calicatas)

Con la finalidad de determinar las Propiedades Índice, el perfil estratigráfico, el esfuerzo admisible por zonas de acuerdo a las características de los suelos, se han realizado 40 calicatas o pozos a cielo abierto distribuido convenientemente en el área de estudio.

Muestreo disturbado. - Se han recuperado muestras disturbadas de cada uno de los tipos de suelo encontrados durante las excavaciones, en cantidad suficiente o representativa (6 kg.), para realizar los ensayos de clasificación e identificación de suelos.

Muestreo inalterado. - Se han recuperado muestras inalteradas de las calicatas a una profundidad promedio de 3 metros y acondicionadas para el traslado al laboratorio.

Registro de excavaciones. - Paralelamente se realizó el registro de las calicatas, anotándose las principales características de los tipos de suelo encontrado, tales como buzamiento, humedad, plasticidad, peso volumétrico, etc.

3.2.4.5. Espaciamiento y características de las calicatas

El espaciamiento de las calicatas y las características de cada una de ellas varían de acuerdo a la topografía, geología y ubicación de los puntos en donde se van a realizar las excavaciones, preferentemente en las zonas más pobladas o donde se puede extender urbanamente la localidad de Lagunas; tomándose principalmente las zonas donde existe mayor concentración de movimiento local. Asimismo, la gran mayoría de viviendas que existen estas zonas, se encuentran en condiciones deplorables, lo que hace necesario un estudio de mecánica de suelos, para que en el futuro se puedan proyectar nuevas edificaciones en el mismo lugar.

Las calicatas fueron realizadas según la Norma Técnica ASTM D 420, las cuales son aplicables a todos los Estudios de Mecánica de Suelos (EMS).

El Reglamento Nacional de Edificaciones (Norma E, 050), nos dice que se deben realizar excavaciones de tres calicatas por cada hectárea, asimismo otros especialistas del tema recomiendan que para obtener resultados más reales es necesario que las distancias entre las calicatas deben ser más cortas, lo que traería como consecuencia costos económicos muy elevados.

Por ser un estudio de zonificación, en el presente proyecto, se han realizado las excavaciones de 45 calicatas o pozos a cielo abierto a una profundidad de 3.00 m en algunos casos; y en otros hasta una profundidad menor a 3.00 m, por la presencia de nivel freático.

Las técnicas de muestreos se han realizado según la Norma ASTM D 420. Las muestras llevadas al Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad Nacional de San Martín, fueron las más representativas y en las cantidades reglamentarias para cada tipo de material, escogidos luego del cuarteo respectivo.

Para el transporte de las muestras extraídas, se han utilizado bolsas plásticas y cubos de madera, a los cuales, para su identificación, se les colocó etiquetas con los siguientes datos:

Número de calicata.

Número de estrato.

Tipo de muestra.

Profundidad de la muestra.

En el presente estudio se realizaron 45 calicatas, las cuales en su totalidad fueron realizadas por el Tesista responsable del proyecto.

3.2.4.6. Ensayos de laboratorio de mecánica de suelos

Las muestras extraídas en los puntos de investigación y/o muestreo de la fase de investigación de campo, se determinaron sus propiedades físicas y mecánicas mediante la ejecución de los ensayos estándar y especiales que se indican a continuación:

Ensayos Estandar	Norma Usada
Contenido de Humedad Natural	ASTM D2216
Analisis Granulométrico por Tamizado	ASTM D422
Limite Líquido y Limite Plastico	ASTMD4318
Clasificación Unificada de Suelos	ASTM D2487
Peso Específico del Solido	ASTM D854
Gravedad Específica de los Solidos	ASTM D856
Densidad De Campo (Método De Cono De Arena)	ASTM D1556
Ensayos Especiales	Norma Usada
Corte Directo	ASTM D3080

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

4.1. Ubicación de las calicatas en la localidad de lagunas para aplicar el ems (estudio de mecánica de suelos).

Las calicatas están ubicadas en las intersecciones de las calles en la localidad de Lagunas, Distrito de Lagunas, Provincia de Alto Amazonas, Región de Loreto. A continuación, se adjunta cuadro conteniendo dicha información.

Tabla 12:

Ubicación de las calicatas

N° CALICATA	DESCRIPCION DE CALLES	COORDENADA X	COORDENADA Y
1	CALL. CABO PANTOJA -CALL. JOSE MURAYARI	X=437045.36	Y=9401869.94
2	CALL. CABO PANTOJA - CALL. ALMIRANTE GRAU	X=437077.97	Y=9401817.99
3	CALL. CABO PANTOJA - JR. MANCO CAPAC	X=437115.79	Y=9401756.50
4	JR. MANCO CAPAC - CALL. ALFONSO UGARTE	X=437201.34	Y=9401801.26
5	CALL. ALMIRANTE GRAU - CALL. ALFONSO UGARTE	X=437164.96	Y=9401870.66
6	JR. TACNA - CALL. JOSE MURAYARI	X=437194.33	Y=9401972.80
7	JR. TACNA - CALL. ALMIRANTE GRAU	X=437232.27	Y=9401904.69
8	JR. TACNA - CALL. MANCO CAPAC	X=437267.49	Y=9401836.57
9	JR. CAVERO - CALL. ALMIRANTE GRAU	X=437311.62	Y=9401948.39
10	JR. CAVERO - CALL. JOSE MURAYARI	X=437279.71	Y=9402020.30
11	JR. CAVERO - JR.MANCO CAPAC	X=437294.77	Y=9402028.70
12	JR. SUCRE - CALL. JOSE MURAYARI	X=437355.65	Y=9402060.35
13	JR. SUCRE - CALL. ALMIRANTE GRAU	X=437401.06	Y=9401998.63
14	JR. SUCRE - JR. MANCO CAPAC	X=437438.23	Y=9401924.24
15	JR. 12 DE OCTUBRE - CALL. JOSE MURAYARI	X=437465.56	Y=9402117.17
16	JR. 12 DE OCTUBRE - CALL. ALMIRANTE GRAU	X=437500.63	Y=9402054.68
17	JR. 12 DE OCTUBRE - CALL. MANCO CAPAC	X=437545.45	Y=9401975.56
18	JR. CALLAO - JR. BOLIVAR	X=437464.47	Y=9402221.35
19	JR. CALLAO - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	X=437557.73	Y=9402183.37
20	JR. TIBILO - JR. MANCO CAPAC	X=437646.30	Y=9402066.91
21	JR. CALLAO - CALL. AMAZONAS	X=437673.89	Y=9402133.46
22	JR. CALLAO - CALL. LAGUNAS	X=437784.34	Y=9402085.17
23	JR. BOLIBAR - JR. 9 DE DICIEMBRE	X=437506.25	Y=9402323.85
24	JR. 9 DE DICIEMBRE - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	X=437591.39	Y=9402296.71
25	JR. 9 DE DICIEMBRE -CALL. AMAZONAS	X=437707.34	Y=9402260.52
26	JR. 9 DE DIEMBRE - CALL. LAGUNAS	X=437823.83	Y=9402217.36
27	CALL. CAHUIDE - JR. BOLIVAR	X=437536.16	Y=9402400.12
28	CALL. CAHUIDE - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	X=437617.87	Y=9402374.93
29	CALL. CAHUIDE - CALL. AMAZONAS	X=437734.37	Y=9402325.82
30	CALL. CAHUIDE - CALL. LAGUNAS	X=437846.39	Y=9402286.34
31	JR. BOLIVAR - CALL. ESTEBAN INGA	X=437567.97	Y=9402493.97
32	CALL. ESTEBAN INGA - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	X=437644.35	Y=9402467.85
33	CALL. ESTEBAN INGA - CALL. AMAZONAS	X=437762.99	Y=9402414.72
34	CALL. ESTEBAN INGA - CALL. LAGUNAS	X=437870.53	Y=9402376.56
35	CALL. ENRIQUE MONTALVAN - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	X=437891.37	Y=9402371.54
36	CALL. ENRIQUE MONTALVAN - CALL. AMAZONAS	X=437799.30	Y=9402524.03
37	CALL. ENRIQUE MONTALVAN - CALL. LAGUNAS	X=437905.86	Y=9402486.89
38	CALL. JORGE CHAVEZ - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	X=437737.16	Y=9402679.73
39	CALL. JORGE CHAVEZ - CALL. AMAZONAS	X=437841.19	Y=9402640.70
40	CALL. JORGE CHAVEZ - CALL. LAGUNAS	X=437941.25	Y=9402606.51
41	CALL. UCAYALI - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	X=437763.44	Y=9402794.17
42	CALL. UCAYALI - CALL. AMZONAS	X=437880.99	Y=9402757.79
43	CALL. UCAYALI - CALL. LAGUNAS	X=437980.98	Y=9402726.02
44	JR. BELEN - CALL. AMAZONAS	X=437914.17	Y=9402851.77
45	JR. BELEN - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	X=437810.53	Y=9402930.42

Fuente: Elaboración Propia

4.2. Estudio de mecánica de suelos (EMS)

4.2.1. Contenido de humedad del suelo en la localidad de Lagunas, Distrito de Lagunas, Provincia de Alto Amazonas, Región de Loreto.

Tabla 13

Contenido de humedad natural

N° CALICATA	DESCRIPCION DE CALLES	HUMEDAD NATURAL (%)
1	CALL. CABO PANTOJA -CALL. JOSE MURAYARI	18.50
2	CALL. CABO PANTOJA - CALL. ALMIRANTE GRAU	15.40
3	CALL. CABO PANTOJA - JR. MANCO CAPAC	35.20
4	JR. MANCO CAPAC - CALL. ALFONSO UGARTE	26.40
5	CALL. ALMIRANTE GRAU - CALL. ALFONSO UGARTE	48.25
6	JR. TACNA - CALL. JOSE MURAYARI	24.15
7	JR. TACNA - CALL. ALMIRANTE GRAU	30.87
8	JR. TACNA - CALL. MANCO CAPAC	46.97
9	JR. CAVERO - CALL. ALMIRANTE GRAU	27.2
10	JR. CAVERO - CALL. JOSE MURAYARI	26.60
11	JR. CAVERO - JR.MANCO CAPAC	15.40
12	JR. SUCRE - CALL. JOSE MURAYARI	35.17
13	JR. SUCRE - CALL. ALMIRANTE GRAU	26.40
14	JR. SUCRE - JR. MANCO CAPAC	28.20
15	JR. 12 DE OCTUBRE - CALL. JOSE MURAYARI	21.51
16	JR. 12 DE OCTUBRE - CALL. ALMIRANTE GRAU	31.25
17	JR. 12 DE OCTUBRE - CALL. MANCO CAPAC	28.20
18	JR. CALLAO - JR. BOLIVAR	27.20
19	JR. CALLAO - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	25.68
20	JR. TIBILO - JR. MANCO CAPAC	15.60
21	JR. CALLAO - CALL. AMAZONAS	35.20
22	JR. CALLAO - CALL. LAGUNAS	26.40
23	JR. BOLIBAR - JR. 9 DE DICIEMBRE	42.99
24	JR. 9 DE DICIEMBRE - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	22.30
25	JR. 9 DE DICIEMBRE -CALL. AMAZONAS	28.41
26	JR. 9 DE DIEMBRE - CALL. LAGUNAS	28.12
27	CALL. CAHUIDE - JR. BOLIVAR	23.73
28	CALL. CAHUIDE - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	18.48
29	CALL. CAHUIDE - CALL. AMAZONAS	16.56
30	CALL. CAHUIDE - CALL. LAGUNAS	25.53
31	JR. BOLIVAR - CALL. ESTEBAN INGA	22.86
32	CALL. ESTEBAN INGA - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	14.06
33	CALL. ESTEBAN INGA - CALL. AMAZONAS	21.88
34	CALL. ESTEBAN INGA - CALL. LAGUNAS	23.09
35	CALL. ENRIQUE MONTALVAN - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	28.56
36	CALL. ENRIQUE MONTALVAN - CALL. AMAZONAS	15.81
37	CALL. ENRIQUE MONTLAVAN - CALL. LAGUNAS	25.25
38	CALL. JORGE CHAVEZ - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	24.71
39	CALL. JORGE CHAVEZ - CALL. AMAZONAS	13.73
40	CALL. JORGE CHAVEZ - CALL. LAGUNAS	24.07
41	CALL. UCAYALI - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	15.03
42	CALL. UCAYALI - CALL. AMZONAS	24.17
43	CALL. UCAYALI - CALL. LAGUNAS	18.50
44	JR. BELEN - CALL. AMAZONAS	19.65
45	JR. BELEN - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	28.04

Fuente: Elaboración propia.

4.2.2. Análisis granulométrico en la localidad de Lagunas, distrito de Lagunas, Provincia de Alto Amazonas, región de Loreto.

A continuación, se presenta la granulometría para luego poder determinar el tipo de suelo.

Tabla 14

Análisis granulométrico

N° CALICATA	DESCRIPCION DE CALLES	GRANULOMETRIA			
		MALLA # 04	MALLA # 10	MALLA # 40	MALLA # 200
1	CALL CABO PANTOJA -CALL JOSE MURAYARI	100.00%	100.00%	99.96%	99.78%
2	CALL CABO PANTOJA - CALL ALMIRANTE GRAU	100.00%	99.85%	99.61%	86.80%
3	CALL CABO PANTOJA - JR. MANCO CAPAC	100.00%	100.00%	99.91%	91.60%
4	JR. MANCO CAPAC - CALL ALFONSO UGARTE	100.00%	100.00%	99.96%	99.40%
5	CALL ALMIRANTE GRAU - CALL ALFONSO UGARTE	100.00%	100.00%	99.96%	98.50%
6	JR. TACNA - CALL JOSE MURAYARI	100.00%	100.00%	99.99%	69.16%
7	JR. TACNA - CALL ALMIRANTE GRAU	100.00%	99.96%	99.68%	91.89%
8	JR. TACNA - CALL MANCO CAPAC	100.00%	99.99%	99.89%	97.09%
9	JR. CA VERO - CALL ALMIRANTE GRAU	100.00%	100.00%	99.97%	61.17%
10	JR. CA VERO - CALL JOSE MURAYARI	100.00%	100.00%	99.96%	73.93%
11	JR. CA VERO - JR.MANCO CAPAC	100.00%	99.85%	99.61%	86.80%
12	JR. SUCRE - CALL JOSE MURAYARI	100.00%	100.00%	99.91%	91.10%
13	JR. SUCRE - CALL ALMIRANTE GRAU	100.00%	100.00%	99.96%	99.39%
14	JR. SUCRE - JR. MANCO CAPAC	100.00%	99.99%	99.95%	98.73%
15	JR. 12 DE OCTUBRE - CALL JOSE MURAYARI	100.00%	99.98%	99.58%	59.94%
16	JR. 12 DE OCTUBRE - CALL ALMIRANTE GRAU	100.00%	99.95%	99.67%	91.89%
17	JR. 12 DE OCTUBRE - CALL MANCO CAPAC	100.00%	99.99%	99.95%	98.73%
18	JR. CALLAO - JR. BOLIVAR	100.00%	100.00%	99.98%	61.85%
19	JR. CALLAO - CALL PADRE LORENZO LUCERO	100.00%	100.00%	99.96%	73.97%
20	JR. TIBILO - JR. MANCO CAPAC	100.00%	99.85%	99.61%	86.80%
21	JR. CALLAO - CALL AMAZONAS	100.00%	100.00%	99.91%	91.60%
22	JR. CALLAO - CALL LAGUNAS	100.00%	100.00%	99.96%	99.40%
23	JR. BOLIBAR - JR. 9 DE DICIEMBRE	100.00%	99.99%	99.95%	98.70%
24	JR. 9 DE DICIEMBRE - CALL PADRE LORENZO LUCERO	100.00%	99.98%	99.58%	59.94%
25	JR. 9 DE DICIEMBRE -CALL AMAZONAS	100.00%	99.95%	99.67%	92.87%
26	JR. 9 DE DICIEMBRE - CALL LAGUNAS	100.00%	100.00%	99.88%	99.08%
27	CALL CAHUIDE - JR. BOLIVAR	100.00%	100.00%	99.85%	98.68%
28	CALL CAHUIDE - CALL PADRE LORENZO LUCERO	100.00%	99.98%	97.94%	61.80%
29	CALL CAHUIDE - CALL AMAZONAS	100.00%	99.97%	97.98%	61.18%
30	CALL CAHUIDE - CALL LAGUNAS	100.00%	100.00%	99.97%	77.45%
31	JR. BOLIVAR - CALL ESTEBAN INGA	100.00%	100.00%	99.96%	75.67%
32	CALL ESTEBAN INGA - CALL PADRE LORENZO LUCERO	100.00%	99.93%	99.23%	86.78%
33	CALL ESTEBAN INGA - CALL AMAZONAS	100.00%	100.00%	99.91%	91.60%
34	CALL ESTEBAN INGA - CALL LAGUNAS	100.00%	100.00%	99.97%	99.40%
35	CALL ENRIQUE MONTALVAN - CALL PADRE LORENZO LUCERO	100.00%	100.00%	99.99%	98.77%
36	CALL ENRIQUE MONTALVAN - CALL AMAZONAS	100.00%	99.98%	99.58%	60.00%
37	CALL ENRIQUE MONTALVAN - CALL LAGUNAS	100.00%	100.00%	99.88%	99.08%
38	CALL JORGE CHAVEZ - CALL PADRE LORENZO LUCERO	100.00%	100.00%	99.89%	98.90%
39	CALL JORGE CHAVEZ - CALL AMAZONAS	100.00%	100.00%	99.50%	61.15%
40	CALL JORGE CHAVEZ - CALL LAGUNAS	100.00%	100.00%	99.96%	73.95%
41	CALL UCA YALI - CALL PADRE LORENZO LUCERO	100.00%	99.91%	99.56%	86.77%
42	CALL UCA YALI - CALL AMAZONAS	100.00%	100.00%	99.91%	89.53%
43	CALL UCA YALI - CALL LAGUNAS	100.00%	100.00%	99.96%	98.78%
44	JR. BELEN - CALL AMAZONAS	100.00%	100.00%	99.93%	92.53%
45	JR. BELEN - CALL PADRE LORENZO LUCERO	100.00%	99.98%	99.42%	98.40%

Fuente: Elaboración propia.

4.2.3. Resultados de los límites de consistencia.

A continuación, se muestran los límites de consistencia de la localidad de Lagunas, distrito de Lagunas, provincia de Alto Amazonas, región de Loreto.

Tabla 15

Límites de consistencia

N° CALICATA	DESCRIPCION DE CALLES	PROPIEDADES INDICES		
		LL %	LP%	IP %
1	CALL. CABO PANTOJA -CALL. JOSE MURAYARI	40.69	22.10	18.59
2	CALL. CABO PANTOJA - CALL. ALMIRANTE GRAU	32.90	18.60	14.30
3	CALL. CABO PANTOJA - JR. MANCO CAPAC	41.20	22.10	19.10
4	JR. MANCO CAPAC - CALL. ALFONSO UGARTE	41.20	21.70	19.50
5	CALL. ALMIRANTE GRAU - CALL. ALFONSO UGARTE	64.50	28.20	36.30
6	JR. TACNA - CALL. JOSE MURAYARI	29.30	15.80	13.50
7	JR. TACNA - CALL. ALMIRANTE GRAU	41.60	22.40	19.20
8	JR. TACNA - CALL. MANCO CAPAC	70.81	24.20	46.61
9	JR. CAVERO - CALL. ALMIRANTE GRAU	25.10	17.70	7.40
10	JR. CAVERO - CALL. JOSE MURAYARI	39.70	21.00	18.70
11	JR. CAVERO - JR.MANCO CAPAC	32.90	18.40	14.50
12	JR. SUCRE - CALL. JOSE MURAYARI	41.10	22.10	19.00
13	JR. SUCRE - CALL. ALMIRANTE GRAU	41.20	21.70	19.50
14	JR. SUCRE - JR. MANCO CAPAC	70.13	28.18	41.95
15	JR. 12 DE OCTUBRE - CALL. JOSE MURAYARI	30.80	15.53	15.27
16	JR. 12 DE OCTUBRE - CALL. ALMIRANTE GRAU	41.60	19.20	22.40
17	JR. 12 DE OCTUBRE - CALL. MANCO CAPAC	70.13	28.18	41.95
18	JR. CALLAO - JR. BOLIVAR	24.80	17.70	7.10
19	JR. CALLAO - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	39.70	21.20	18.50
20	JR. TIBILO - JR. MANCO CAPAC	32.90	18.42	14.48
21	JR. CALLAO - CALL. AMAZONAS	41.10	22.10	19.00
22	JR. CALLAO - CALL. LAGUNAS	41.20	21.70	19.50
23	JR. BOLIBAR - JR. 9 DE DICIEMBRE	70.16	32.28	37.88
24	JR. 9 DE DICIEMBRE - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	30.80	15.44	15.36
25	JR. 9 DE DICIEMBRE -CALL. AMAZONAS	40.55	21.44	19.11
26	JR. 9 DE DIEMBRE - CALL. LAGUNAS	57.43	25.19	32.24
27	CALL. CAHUIDE - JR. BOLIVAR	59.92	25.79	34.13
28	CALL. CAHUIDE - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	25.35	17.71	7.64
29	CALL. CAHUIDE - CALL. AMAZONAS	25.07	17.47	7.60
30	CALL. CAHUIDE - CALL. LAGUNAS	39.63	20.72	18.91
31	JR. BOLIVAR - CALL. ESTEBAN INGA	38.73	21.13	17.60
32	CALL. ESTEBAN INGA - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	32.90	18.40	14.50
33	CALL. ESTEBAN INGA - CALL. AMAZONAS	41.43	22.11	19.32
34	CALL. ESTEBAN INGA - CALL. LAGUNAS	41.58	21.73	19.85
35	CALL. ENRIQUE MONTALVAN - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	70.21	29.51	40.70
36	CALL. ENRIQUE MONTALVAN - CALL. AMAZONAS	30.51	15.42	15.09
37	CALL. ENRIQUE MONTALVAN - CALL. LAGUNAS	57.14	22.07	35.07
38	CALL. JORGE CHAVEZ - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	56.90	24.73	32.17
39	CALL. JORGE CHAVEZ - CALL. AMAZONAS	25.09	17.74	7.35
40	CALL. JORGE CHAVEZ - CALL. LAGUNAS	39.66	21.17	18.49
41	CALL. UCA YALI - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	32.69	18.21	14.48
42	CALL. UCA YALI - CALL. AMZONAS	38.69	22.04	16.65
43	CALL. UCA YALI - CALL. LAGUNAS	40.69	22.10	18.59
44	JR. BELEN - CALL. AMAZONAS	43.62	25.41	18.21
45	JR. BELEN - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	42.30	23.17	19.13

Fuente: Elaboración propia.

4.2.4. Resultados del ensayo densidad in situ:

Para hacerlo se determinaron en su totalidad 16 calicatas.

Tabla 16

Densidad in situ (densidad de campo).

N° CALICATA	DESCRIPCION DE CALLES	Profundiad	Densidad de campo	
		Muestra m.	gh g/cm3	gs g/cm3
1	CALL. CABO PANTOJA -CALL. JOSE MURAYARI	0.30 - 3.00	1.80	1.52
5	CALL. ALMIRANTE GRAU - CALL. ALFONSO UGARTE	0.30 - 3.00	1.87	1.52
6	JR. TACNA - CALL. JOSE MURAYARI	0.30 - 3.00	1.81	1.48
7	JR. TACNA - CALL. ALMIRANTE GRAU	0.30 - 3.00	1.80	1.35
9	JR. CAVERO - CALL. ALMIRANTE GRAU	0.30 - 3.00	1.83	1.43
10	JR. CAVERO - CALL. JOSE MURAYARI	0.30 - 3.00	1.80	1.42
12	JR. SUCRE - CALL. JOSE MURAYARI	0.30 - 3.00	1.86	1.38
16	JR. 12 DE OCTUBRE - CALL. ALMIRANTE GRAU	0.30 - 3.00	1.84	1.43
23	JR. BOLIBAR - JR. 9 DE DICIEMBRE	0.30 - 3.00	1.86	1.30
29	CALL. CAHUIDE - CALL. AMAZONAS	0.30 - 3.00	1.80	1.55
30	CALL. CAHUIDE - CALL. LAGUNAS	0.30 - 3.00	1.82	1.45
32	CALL. ESTEBAN INGA - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	0.30 - 3.00	1.79	1.57
35	CALL. ENRIQUE MONTALVAN - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	0.30 - 3.00	1.82	1.42
36	CALL. ENRIQUE MONTALVAN - CALL. AMAZONAS	0.30 - 3.00	1.79	1.55
38	CALL. JORGE CHAVEZ - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	0.30 - 3.00	1.79	1.43
42	CALL. UCAYALI - CALL. AMZONAS	0.30 - 3.00	1.82	1.46

Elaboración: Fuente propia.

4.2.5. Ensayo de corte directo: ángulo de fricción y cohesión.

Tabla 17

Ensayo de corte directo

N° CALICATA	DESCRIPCION DE CALLES	Profundiad	Corte Directo			
		Muestra m.	gh g/cm3	gs g/cm3	ANG. DE FRICCION Æ	COHESION kg/cm2
1	CALL. CABO PANTOJA -CALL. JOSE MURAYARI	0.30 - 3.00	1.80	1.52	19	0.24
5	CALL. ALMIRANTE GRAU - CALL. ALFONSO UGARTE	0.30 - 3.00	1.87	1.52	4	0.28
6	JR. TACNA - CALL. JOSE MURAYARI	0.30 - 3.00	1.81	1.48	22	0.20
7	JR. TACNA - CALL. ALMIRANTE GRAU	0.30 - 3.00	1.80	1.35	6	0.410
9	JR. CAVERO - CALL. ALMIRANTE GRAU	0.30 - 3.00	1.83	1.43	25	0.18
10	JR. CAVERO - CALL. JOSE MURAYARI	0.30 - 3.00	1.80	1.42	21	0.18
12	JR. SUCRE - CALL. JOSE MURAYARI	0.30 - 3.00	1.86	1.38	19	0.15
16	JR. 12 DE OCTUBRE - CALL. ALMIRANTE GRAU	0.30 - 3.00	1.84	1.43	19	0.17
23	JR. BOLIBAR - JR. 9 DE DICIEMBRE	0.30 - 3.00	1.86	1.30	8	0.35
29	CALL. CAHUIDE - CALL. AMAZONAS	0.30 - 3.00	1.80	1.55	23	0.23
30	CALL. CAHUIDE - CALL. LAGUNAS	0.30 - 3.00	1.82	1.45	20	0.20
32	CALL. ESTEBAN INGA - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	0.30 - 3.00	1.79	1.57	21	0.22
35	CALL. ENRIQUE MONTALVAN - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	0.30 - 3.00	1.82	1.42	4	0.35
36	CALL. ENRIQUE MONTALVAN - CALL. AMAZONAS	0.30 - 3.00	1.79	1.55	22	0.25
38	CALL. JORGE CHAVEZ - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	0.30 - 3.00	1.79	1.43	6	0.47
42	CALL. UCAYALI - CALL. AMZONAS	0.30 - 3.00	1.82	1.46	20	0.21

Elaboración: Fuente propia.

4.3. Registro de excavación del suelo en estudio.

El registro de excavación de los suelos en estudio se detalla en el Anexo 2, el perfil estratigráfico indica los cambios en las capas de suelo encontrados en el lugar de estudio.

4.4. Cálculo de la capacidad de carga admisible del suelo de la localidad de lagunas.

Se va a determinar de las 16 calicatas donde obtuvimos su densidad de campo, ángulo de fricción y cohesión.

Capacidad de carga admisible por falla de corte

La capacidad última y capacidad admisible de carga serán determinadas aplicando la teoría de Karl Terzaghi, utilizando las siguientes expresiones:

$$q_u = C N'_c + \gamma D_f N'_q + 1/2 \gamma B N'_\gamma \text{ (Formula General)}$$

$$q_u = 2/3 C N'_c + \gamma_1 D_f N'_q + 1/2 \gamma_2 B N'_\gamma \text{ (Cimentación Corrida)}$$

$$q_u = 0.867 C N'_c + \gamma_1 D_f N'_q + 0.40 \gamma_2 B N'_\gamma \text{ (Cimentación cuadrada)}$$

$$q_{adm} = q_u / F_s$$

Donde:

q_u : Capacidad Última de Carga

q_{ad} : Capacidad Admisible de Carga

F_s : Factor de Seguridad

γ : Densidad Natural

B : Ancho de la Zapata

D_f : Profundidad de la Cimentación

C : Cohesión

N'_c, N'_q, N'_γ : Factores de Carga en Función del Angulo de Fricción " ϕ "

CALICATA N° 01 - CL

– Angulo de fricción interna	:	ϕ	=	19°
– Cohesión	:	C	=	0.24 kg/cm ²
– Densidad Natural	:	γ_n	=	1.80 x 10 ⁻³ kg/cm ³
– Nivel freático	:	D_w	=	-

- Profundidad de la cimentación: D_f = 1.50 m
- Factor de carga : N'_c = 11.36
- N'_q = 3.61
- N'_γ = 1.03
- Ancho de la cimentación : B = 1.00 m
- Factor de seguridad : F_s = 3

$q_u = 2/3 C N'_c + \gamma_1 D_f N'_q + 1/2 \gamma_2 B N'_\gamma$ (Cimentación corrida)

$$q_u = 0.67 (0.24 \text{ Kg/cm}^2) (11.36) + (0.0018 \text{ Kg/cm}^3) (150 \text{ cm}) (3.61) + 0.50 (0.0018 \text{ Kg/cm}^3) (100 \text{ cm}) (1.03)$$

$$q_u = 1.83 \text{ Kg/cm}^2 + 0.97 \text{ Kg/cm}^2 + 0.074 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_u = 2.80 \text{ Kg/cm}^2 + 0.074 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_u = 2.874 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = 2.874 \text{ Kg/cm}^2 / 3$$

$$\mathbf{q_{adm} = 0.962 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$q_{adm} = 9.62 \text{ Tn/m}^2$$

$q_u = 0.867 C N'_c + \gamma_1 D_f N'_q + 0.40 \gamma_2 B N'_\gamma$ (Cimentación cuadrada)

$$q_u = 0.867 (0.24 \text{ Kg/cm}^2) (11.36) + (0.0018 \text{ Kg/cm}^3) (150 \text{ cm}) (3.61) + 0.40 (0.0018 \text{ Kg/cm}^3) (100 \text{ cm}) (1.03)$$

$$q_u = 2.36 \text{ Kg/cm}^2 + 0.97 \text{ Kg/cm}^2 + 0.074 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_u = 3.33 \text{ Kg/cm}^2 + 0.074 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_u = 3.404 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = 3.404 \text{ Kg/cm}^2 / 3$$

$$\mathbf{q_{adm} = 1.13 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$q_{adm} = 11.30 \text{ Tn/m}^2$$

CALICATA N° 05 – CH

- Angulo de fricción interna : ϕ = 4°
- Cohesión : C = 0.28 kg/cm²
- Densidad Natural : γ_n = 1.87 x 10⁻³ kg/cm³
- Nivel freático : D_w = -

- Profundidad de la cimentación : $D_f = 1.50 \text{ m}$
- Factor de carga : $N'_c = 6.51$
 $N'_q = 1.30$
 $N'_\gamma = 0.055$
- Ancho de la cimentación : $B = 1.00 \text{ m}$
- Factor de seguridad : $F_s = 3$

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene para cimentación corrida:

$$Q_u = 1.586 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{adm} = 0.529 \text{ kg/cm}^2$$

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene para cimentación cuadrada:

$$Q_u = 1.950 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{adm} = 0.65 \text{ kg/cm}^2$$

CALICATA N° 06 – CL

- Angulo de fricción interna : $\phi = 22^\circ$
- Cohesión : $C = 0.20 \text{ kg/cm}^2$
- Densidad Natural : $\gamma_n = 1.81 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$
- Nivel freático : $D_w = -$
- Profundidad de la cimentación : $D_f = 1.50 \text{ m}$
- Factor de carga : $N'_c = 12.92$
 $N'_q = 4.48$
 $N'_\gamma = 1.55$
- Ancho de la cimentación : $B = 1.00 \text{ m}$
- Factor de seguridad : $F_s = 3$

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene para cimentación corrida:

$$Q_u = 3.080 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{adm} = 1.027 \text{ kg/cm}^2$$

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene para cimentación cuadrada:

$$q_u = 3.570 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = 1.189 \text{ kg/cm}^2$$

CALICATA N° 07 – CH

- Angulo de fricción interna : $\phi = 6^\circ$
- Cohesión : $C = 0.41 \text{ kg/cm}^2$
- Densidad Natural : $\gamma_n = 1.87 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$
- Nivel freático : $D_w = -$
- Profundidad de la cimentación : $D_f = 1.50 \text{ m}$
- Factor de carga : $N'_c = 6.97$
 $N'_q = 1.49$
 $N'_\gamma = 0.1$
- Ancho de la cimentación : $B = 1.00 \text{ m}$
- Factor de seguridad : $F_s = 3$

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene para cimentación corrida:

$$q_u = 2.904 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = 0.968 \text{ kg/cm}^2$$

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene para cimentación cuadrada:

$$q_u = 2.902 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = 0.967 \text{ kg/cm}^2$$

CALICATA N° 09 – CL

- Angulo de fricción interna : $\phi = 25^\circ$
- Cohesión : $C = 0.18 \text{ kg/cm}^2$
- Densidad Natural : $\gamma_n = 1.83 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$
- Nivel freático : $D_w = -$
- Profundidad de la cimentación : $D_f = 1.50 \text{ m}$
- Factor de carga : $N'_c = 14.8$
 $N'_q = 5.6$
 $N'_\gamma = 2.25$
- Ancho de la cimentación : $B = 1.00 \text{ m}$
- Factor de seguridad : $F_s = 3$

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene para cimentación corrida:

$$Q_u = 3.521 \text{ kg/cm}^2$$

$Q_{adm} = 1.174 \text{ kg/cm}^2$

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene para cimentación cuadrada:

$$Q_u = 4.013 \text{ kg/cm}^2$$

$Q_{adm} = 1.338 \text{ kg/cm}^2$

CALICATA N° 10 – CL

- Angulo de fricción interna : $\phi = 21^\circ$
- Cohesión : $C = 0.18 \text{ kg/cm}^2$
- Densidad Natural : $\gamma_n = 1.80 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$
- Nivel freático : $D_w = -$
- Profundidad de la cimentación : $D_f = 1.50 \text{ m}$
- Factor de carga : $N'_c = 12.37$

- $$N'_q = 4.17$$
- $$N'_\gamma = 1.35$$
- Ancho de la cimentación : $B = 1.00 \text{ m}$
 - Factor de seguridad : $Fs = 3$

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene para cimentación corrida:

$$Q_u = 2.735 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{adm} = 0.912 \text{ kg/cm}^2$$

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene para cimentación cuadrada:

$$Q_u = 3.156 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{adm} = 1.052 \text{ kg/cm}^2$$

CALICATA N° 12 – CL

- Angulo de fricción interna : $\phi = 19^\circ$
- Cohesión : $C = 0.15 \text{ kg/cm}^2$
- Densidad Natural : $\gamma_n = 1.86 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$
- Nivel freático : $D_w = -$
- Profundidad de la cimentación: $D_f = 1.50 \text{ m}$
- Factor de carga : $N'_c = 11.36$
 $N'_q = 3.61$
 $N'_\gamma = 1.03$
- Ancho de la cimentación : $B = 1.00 \text{ m}$
- Factor de seguridad : $Fs = 3$

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene para cimentación corrida:

$$Q_u = 2.239 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{adm} = 0.746 \text{ kg/cm}^2$$

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene para cimentación cuadrada:

$$q_u = 2.561 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = 0.854 \text{ kg/cm}^2$$

CALICATA N° 16 – CL

- Angulo de fricción interna : $\phi = 19^\circ$
- Cohesión : $C = 0.17 \text{ kg/cm}^2$
- Densidad Natural : $\gamma_n = 1.84 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$
- Nivel freático : $D_w = -$
- Profundidad de la cimentación : $D_f = 1.50 \text{ m}$
- Factor de carga : $N'_c = 11.36$
 $N'_q = 3.61$
 $N'_\gamma = 1.03$
- Ancho de la cimentación : $B = 1.00 \text{ m}$
- Factor de seguridad : $F_s = 3$

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene para cimentación corrida:

$$q_u = 2.378 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = 0.793 \text{ kg/cm}^2$$

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene para cimentación cuadrada:

$$q_u = 2.746 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = 0.915 \text{ kg/cm}^2$$

CALICATA N° 23 – CH

- Angulo de fricción interna : $\phi = 8^\circ$
- Cohesión : $C = 0.35 \text{ kg/cm}^2$
- Densidad Natural : $\gamma_n = 1.86 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$

– Nivel freático	:	D_w	=	-
– Profundidad de la cimentación:		D_f	=	1.50 m
– Factor de carga	:	N'_c	=	7.46
		N'_q	=	1.7
		N'_γ	=	0.16
– Ancho de la cimentación	:	B	=	1.00 m
– Factor de seguridad	:	F_s	=	3

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene para cimentación corrida:

$$Q_u = 2.232 \text{ kg/cm}^2$$

$Q_{adm} = 0.744 \text{ kg/cm}^2$

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene para cimentación cuadrada:

$$Q_u = 2.753 \text{ kg/cm}^2$$

$Q_{adm} = 0.918 \text{ kg/cm}^2$

CALICATA N° 29 – CL

– Angulo de fricción interna	:	ϕ	=	23°
– Cohesión	:	C	=	0.23 kg/cm ²
– Densidad Natural	:	γ_n	=	1.80 x 10 ⁻³ kg/cm ³
– Nivel freático	:	D_w	=	-
– Profundidad de la cimentación:		D_f	=	1.50 m
– Factor de carga	:	N'_c	=	13.51
		N'_q	=	4.82
		N'_γ	=	1.74
– Ancho de la cimentación	:	B	=	1.00 m
– Factor de seguridad	:	F_s	=	3

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene para cimentación corrida:

$$Q_u = 3.533 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{adm} = 1.178 \text{ kg/cm}^2$$

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene para cimentación cuadrada:

$$Q_u = 4.124 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{adm} = 1.375 \text{ kg/cm}^2$$

CALICATA N° 30 – CL

- Angulo de fricción interna : $\phi = 20^\circ$
- Cohesión : $C = 0.20 \text{ kg/cm}^2$
- Densidad Natural : $\gamma_n = 1.82 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$
- Nivel freático : $D_w = -$
- Profundidad de la cimentación : $D_f = 1.50 \text{ m}$
- Factor de carga : $N'_c = 11.85$
 $N'_q = 3.88$
 $N'_\gamma = 1.712$
- Ancho de la cimentación : $B = 1.00 \text{ m}$
- Factor de seguridad : $Fs = 3$

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene para cimentación corrida:

$$Q_u = 2.740 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{adm} = 0.913 \text{ kg/cm}^2$$

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene para cimentación cuadrada:

$$Q_u = 3.194 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{adm} = 1.065 \text{ kg/cm}^2$$

CALICATA N° 32 – CL

- Angulo de fricción interna : $\phi = 21^\circ$
- Cohesión : $C = 0.22 \text{ kg/cm}^2$
- Densidad Natural : $\gamma_n = 1.79 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$
- Nivel freático : $D_w = -$
- Profundidad de la cimentación : $D_f = 1.50 \text{ m}$
- Factor de carga : $N'_c = 12.37$
 $N'_q = 4.17$
 $N'_\gamma = 1.35$
- Ancho de la cimentación : $B = 1.00 \text{ m}$
- Factor de seguridad : $F_s = 3$

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene para cimentación corrida:

$$Q_u = 3.055 \text{ kg/cm}^2$$

$Q_{adm} = 1.018 \text{ kg/cm}^2$

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene para cimentación cuadrada:

$$Q_u = 3.576 \text{ kg/cm}^2$$

$Q_{adm} = 1.192 \text{ kg/cm}^2$

CALICATA N° 35 – CH

- Angulo de fricción interna : $\phi = 4^\circ$
- Cohesión : $C = 0.35 \text{ kg/cm}^2$
- Densidad Natural : $\gamma_n = 1.82 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$
- Nivel freático : $D_w = -$
- Profundidad de la cimentación : $D_f = 1.50 \text{ m}$
- Factor de carga : $N'_c = 6.51$

- $$N'_q = 1.3$$
- $$N'_\gamma = 0.055$$
- Ancho de la cimentación : B = 1.00 m
 - Factor de seguridad : Fs = 3

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene para cimentación corrida:

$$Q_u = 1.879 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{adm} = 0.626 \text{ kg/cm}^2$$

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene para cimentación cuadrada:

$$Q_u = 2.334 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{adm} = 0.788 \text{ kg/cm}^2$$

CALICATA N° 36 – CL

- Angulo de fricción interna : $\phi = 22^\circ$
- Cohesión : C = 0.25 kg/cm²
- Densidad Natural : $\gamma_n = 1.79 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$
- Nivel freático : Dw = -
- Profundidad de la cimentación: Df = 1.50 m
- Factor de carga : $N'_c = 12.92$
 $N'_q = 4.48$
 $N'_\gamma = 1.55$
- Ancho de la cimentación : B = 1.00 m
- Factor de seguridad : Fs = 3

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene para cimentación corrida:

$$Q_u = 3.495 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{adm} = 1.165 \text{ kg/cm}^2$$

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene para cimentación cuadrada:

$$Q_u = 4.114 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{adm} = 1.371 \text{ kg/cm}^2$$

CALICATA N° 38 – CL

- Angulo de fricción interna : $\phi = 6^\circ$
- Cohesión : $C = 0.47 \text{ kg/cm}^2$
- Densidad Natural : $\gamma_n = 1.79 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$
- Nivel freático : $D_w = -$
- Profundidad de la cimentación : $D_f = 1.50 \text{ m}$
- Factor de carga : $N'_c = 6.97$
 $N'_q = 1.49$
 $N'_\gamma = 0.1$
- Ancho de la cimentación : $B = 1.00 \text{ m}$
- Factor de seguridad : $F_s = 3$

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene para cimentación corrida:

$$Q_u = 2.593 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{adm} = 0.864 \text{ kg/cm}^2$$

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene para cimentación cuadrada:

$$Q_u = 3.247 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{adm} = 1.082 \text{ kg/cm}^2$$

CALICATA N° 42 – CL

- Angulo de fricción interna : $\phi = 20^\circ$
- Cohesión : $C = 0.21 \text{ kg/cm}^2$
- Densidad Natural : $\gamma_n = 1.82 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$

- Nivel freático : Dw = -
- Profundidad de la cimentación : Df = 1.50 m
- Factor de carga : N'_c = 11.85
N'_q = 3.88
N'_γ = 1.12
- Ancho de la cimentación : B = 1.00 m
- Factor de seguridad : Fs = 3

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene para cimentación corrida:

$$Q_u = 2.819 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{adm} = 0.940 \text{ kg/cm}^2$$

Utilizando la ecuación propuesta se obtiene para cimentación cuadrada:

$$Q_u = 3.297 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{adm} = 1.099 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 18

Capacidad portante del suelo.

N° CALICATA	DESCRIPCION DE CALLES	Profundidad		Densidad de campo		Corte Directo		Ancho de la Cimentacion (m)	Profundidad de desplante (m)	Capacidad admisible kg/cm ²
		Muestra m.	gh g/cm ³	gs g/cm ³	ANG. DE FRICCION ϕ	COHESION kg/cm ²				
1	CALL CABOPANTOJA -CALL JOSEMURAYARI	0.30-3.00	1.80	1.52	19	0.24	1.00	1.50	0.962	
5	CALL ALMIRANTE GRAU - CALL ALFONSO UGARTE	0.30-3.00	1.87	1.52	4	0.28	1.00	1.50	0.529	
6	JR. TACNA - CALL JOSEMURAYARI	0.30-3.00	1.81	1.48	22	0.20	1.00	1.50	1.027	
7	JR. TACNA - CALL ALMIRANTE GRAU	0.30-3.00	1.80	1.35	6	0.410	1.00	1.50	0.968	
9	JR. CAVERO - CALL ALMIRANTE GRAU	0.30-3.00	1.83	1.43	25	0.18	1.00	1.50	1.174	
10	JR. CAVERO - CALL JOSEMURAYARI	0.30-3.00	1.80	1.42	21	0.18	1.00	1.50	0.912	
12	JR. SUCRE - CALL JOSEMURAYARI	0.30-3.00	1.86	1.38	19	0.15	1.00	1.50	0.746	
16	JR. 12 DE OCTUBRE - CALL ALMIRANTE GRAU	0.30-3.00	1.84	1.43	19	0.17	1.00	1.50	0.915	
23	JR. BOLIBAR - JR. 9 DE DICIEMBRE	0.30-3.00	1.86	1.30	8	0.35	1.00	1.50	0.744	
29	CALL CAHUIDE - CALL AMAZONAS	0.30-3.00	1.80	1.55	23	0.23	1.00	1.50	1.178	
30	CALL CAHUIDE - CALL LAGUNAS	0.30-3.00	1.82	1.45	20	0.20	1.00	1.50	0.913	
32	CALL ESTEBANINGA - CALL PADRE LORENZO LUCERO	0.30-3.00	1.79	1.57	21	0.22	1.00	1.50	1.018	
35	CALL ENRIQUE MONTALVAN - CALL PADRE LORENZO LUCERO	0.30-3.00	1.82	1.42	4	0.35	1.00	1.50	0.626	
36	CALL ENRIQUE MONTALVAN - CALL AMAZONAS	0.30-3.00	1.79	1.55	22	0.25	1.00	1.50	1.165	
38	CALL JORGE CHAVEZ - CALL PADRE LORENZO LUCERO	0.30-3.00	1.79	1.43	6	0.47	1.00	1.50	0.864	
42	CALL UCAYALI - CALL AMZONAS	0.30-3.00	1.82	1.46	20	0.21	1.00	1.50	0.94	

Fuente: Elaboración Propia

4.5. Clasificación de suelos según AASHTO y SUCS.

Tabla 19

Clasificación de suelos

N° CALICATA	DESCRIPCION DE CALLES	CLASIF. SUCS	CLASIF. ASHTO
1	CALL. CABO PANTOJA -CALL. JOSE MURAYARI	CL	A-7-6(12)
2	CALL. CABO PANTOJA - CALL. ALMIRANTE GRAU	CL	A-6(10)
3	CALL. CABO PANTOJA - JR. MANCO CAPAC	CL	A-7-6(12)
4	JR. MANCO CAPAC - CALL. ALFONSO UGARTE	CL	A-7-6(12)
5	CALL. ALMIRANTE GRAU - CALL. ALFONSO UGARTE	CH	A-7-6(20)
6	JR. TACNA - CALL. JOSE MURAYARI	CL	A-6(6)
7	JR. TACNA - CALL. ALMIRANTE GRAU	CL	A-7-6(12)
8	JR. TACNA - CALL. MANCO CAPAC	CH	A-7-6(20)
9	JR. CAVERO - CALL. ALMIRANTE GRAU	CL	A-4(5)
10	JR. CAVERO - CALL. JOSE MURAYARI	CL	A-6(10)
11	JR. CAVERO - JR.MANCO CAPAC	CL	A-6(10)
12	JR. SUCRE - CALL. JOSE MURAYARI	CL	A-7-6(12)
13	JR. SUCRE - CALL. ALMIRANTE GRAU	CL	A-7-6(12)
14	JR. SUCRE - JR. MANCO CAPAC	CH	A-7-6(20)
15	JR. 12 DE OCTUBRE - CALL. JOSE MURAYARI	CL	A-6(6)
16	JR. 12 DE OCTUBRE - CALL. ALMIRANTE GRAU	CL	A-7-6(13)
17	JR. 12 DE OCTUBRE - CALL. MANCO CAPAC	CH	A-7-6(20)
18	JR. CALLAO - JR. BOLIVAR	CL	A-4(5)
19	JR. CALLAO - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	CL	A-6(10)
20	JR. TIBILO - JR. MANCO CAPAC	CL	A-6(10)
21	JR. CALLAO - CALL. AMAZONAS	CL	A-7-6(12)
22	JR. CALLAO - CALL. LAGUNAS	CL	A-7-6(12)
23	JR. BOLIBAR - JR. 9 DE DICIEMBRE	CH	A-7-5(20)
24	JR. 9 DE DICIEMBRE - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	CL	A-6(6)
25	JR. 9 DE DICIEMBRE -CALL. AMAZONAS	CL	A-7-6(12)
26	JR. 9 DE DIEMBRE - CALL. LAGUNAS	CH	A-7-6(19)
27	CALL. CAHUIDE - JR. BOLIVAR	CH	A-7-6(20)
28	CALL. CAHUIDE - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	CL	A-4(5)
29	CALL. CAHUIDE - CALL. AMAZONAS	CL	A-4(5)
30	CALL. CAHUIDE - CALL. LAGUNAS	CL	A-6(12)
31	JR. BOLIVAR - CALL. ESTEBAN INGA	CL	A-6(11)
32	CALL. ESTEBAN INGA - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	CL	A-6(10)
33	CALL. ESTEBAN INGA - CALL. AMAZONAS	CL	A-7-6(12)
34	CALL. ESTEBAN INGA - CALL. LAGUNAS	CL	A-7-6(12)
35	CALL. ENRIQUE MONTALVAN - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	CH	A-7-6(20)
36	CALL. ENRIQUE MONTALVAN - CALL. AMAZONAS	CL	A-6(6)
37	CALL. ENRIQUE MONTLAVAN - CALL. LAGUNAS	CH	A-7-6(19)
38	CALL. JORGE CHAVEZ - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	CH	A-7-6(19)
39	CALL. JORGE CHAVEZ - CALL. AMAZONAS	CL	A-4(5)
40	CALL. JORGE CHAVEZ - CALL. LAGUNAS	CL	A-6(10)
41	CALL. UCA YALI - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	CL	A-6(10)
42	CALL. UCA YALI - CALL. AMZONAS	CL	A-6(11)
43	CALL. UCA YALI - CALL. LAGUNAS	CL	A-7-6(12)
44	JR. BELEN - CALL. AMAZONAS	CL	A-7-6(12)
45	JR. BELEN - CALL. PADRE LORENZO LUCERO	CL	A-7-6(12)

Elaboración: Fuente Propia

4.6. Elaboración del mapa de zonificación del suelo.

4.6.1 Zonificación del área de estudio de acuerdo a las características físicas del suelo.

La zonificación tiene dos partes que están conformadas por la Zonificación por Características Físicas y la Zonificación por Características Mecánicas.

La Zonificación por Características Físicas, se realizó tomando en cuenta la característica física más representativa que es el tipo de suelo para ellos usamos la clasificación de suelos por el método SUCS que viene a ser el más adecuado en el uso para el cual está determinada la investigación.

Considerando lo aquello en esta zonificación tendríamos 2 zonas distribuidas de la siguiente manera: Zona CL (35 calicatas) considerada la zona más extensa, Zona CH (10 calicatas).

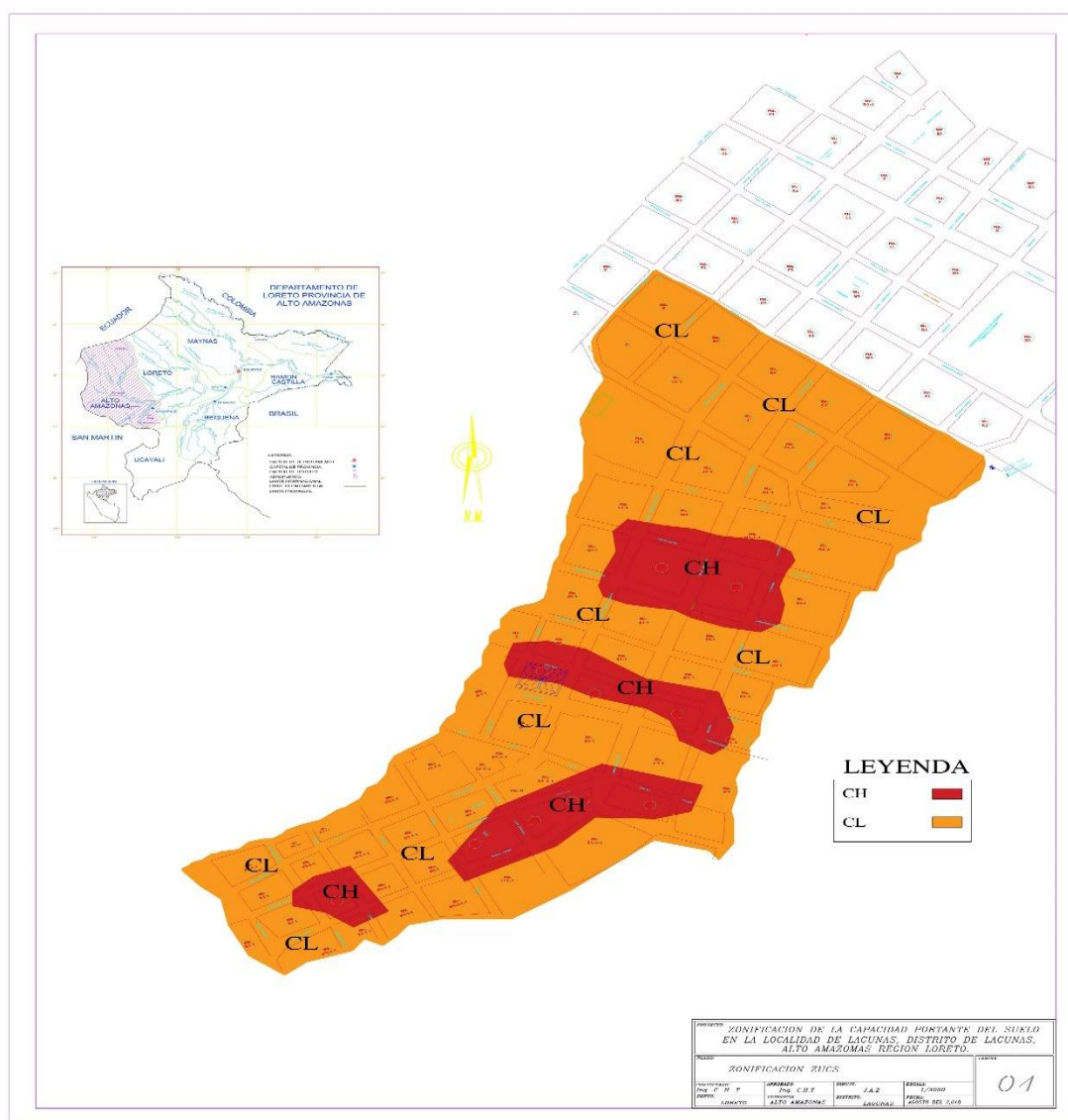


Figura 28: Zonificación de las Características físicas. (Plano ZUCS -04) (Fuente: Elaboración propia)

4.6.2 Zonificación del área de estudio de acuerdo a las características mecánicas del suelo.

La Zonificación por Características Mecánicas, se realizó considerando la única característica mecánica la capacidad admisible, esta se ha repartido en dos diferentes zonas considerando que según (Rocha Sandoval 2010) toda la zona se considera habitable por tener una capacidad admisible mayor a 0.50 kg/cm².

Teniendo en cuenta lo anterior se estableció dos zonas de acuerdo al criterio nuestro, considerando 2 zonas, que se delimitan de la siguiente manera:

Zona I ($0.50 \text{ kg/cm}^2 \leq q_{adm} < 1.00 \text{ kg/cm}^2$) una zona con capacidad admisible aceptable o media y la Zona II ($q_{adm} \geq 1.00 \text{ kg/cm}^2$) que viene a ser la zona con una capacidad portante mayor.

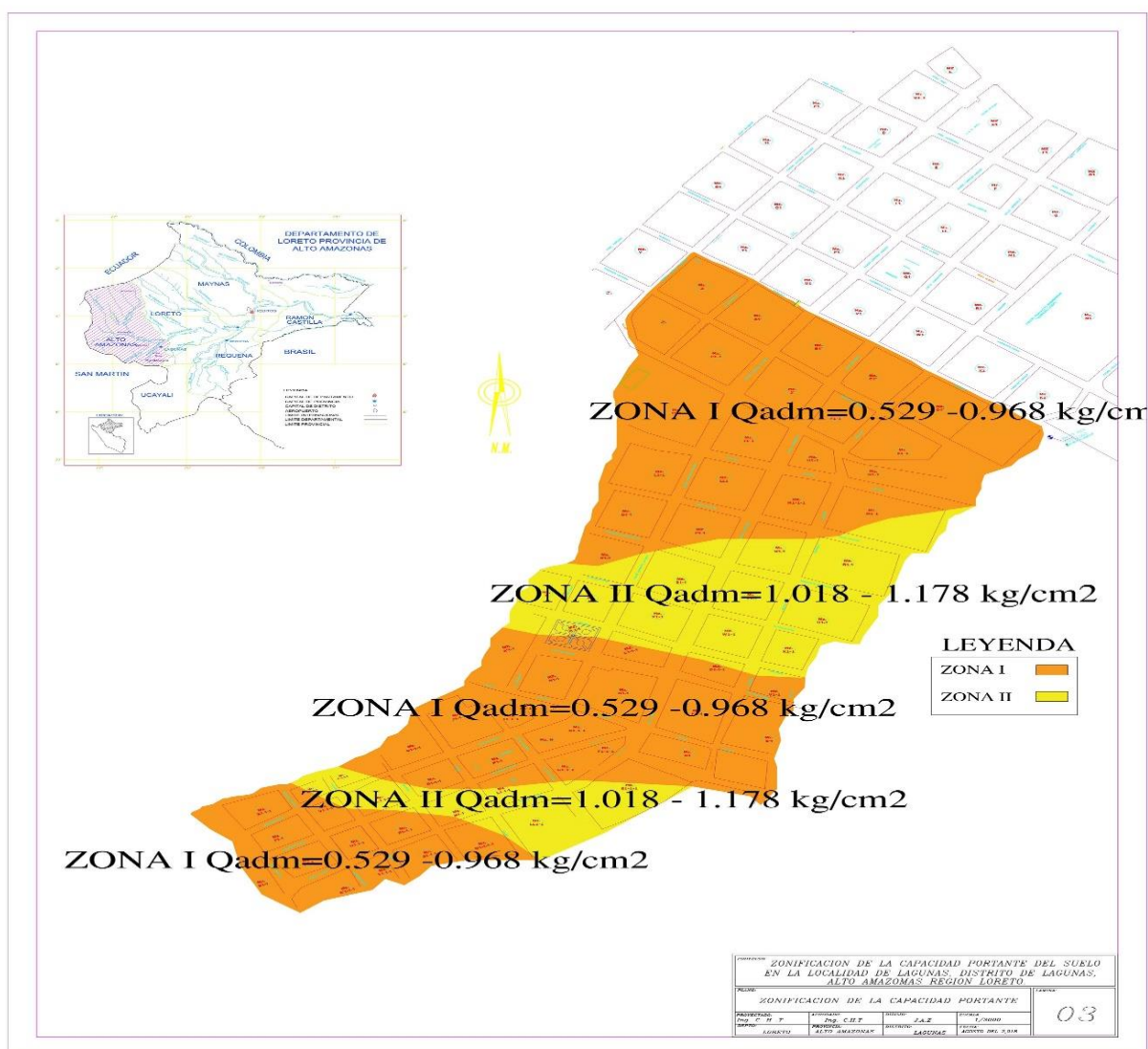


Figura 29: Zonificación de las Características mecánicas. (Plano de la Cap. Portante -03)

(Fuente: Elaboración propia)

CAPÍTULO V

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. Ubicación y exploración de suelos.

Se ha extendido el estudio de mecánica de suelos en toda el área de estudio (localidad de Lagunas), donde antes de realizar los ensayos en laboratorio se llevó a cabo el reconocimiento del terreno, la excavación a cielo abierto de las calicatas y la toma de muestras en cada una de ellas. Cabe indicar que la exploración del suelo y estudios en laboratorio se desarrollaron entre los meses de Mayo y Junio del 2018.

Para la determinación del número de calicatas nos basamos en el RNE, Norma E.050, capítulo de suelos y cimentaciones, que indica que por cada hectárea se debe planificar tres calicatas, teniendo en cuenta el área en hectáreas de la Localidad de Lagunas que tiene 40.568 Ha, se tendría que haber realizado un total de 120 calicatas; eso traería un costo económico muy elevado para el proyecto de tesis; en la que no estábamos en la capacidad de costearlo. Por eso opte por hacer 45 calicatas ubicadas en cada intersección de las calles y así no molestar a la población con sus predios.

Los suelos presentaban estratos orgánicos con presencia de arcilla en la primera capa del suelo (0.30m), según lo observado en la exploración de las calicatas del área en estudio presenta por lo general suelos arcillosos de mediana plasticidad.

La profundidad de exploración de las calicatas, se tomó en consideración la aplicación del teorema de Boussinesq para el cálculo y se tuvo que para una profundidad de 3.00 m, la carga se disipa en un orden menor al 10%. Por la cual se realizó la excavación a la profundidad de 3.00 m, tomando en cuenta que el Df mínimo que indica la Norma 050 es de 1.50m, puesto que a esa profundidad el suelo presenta la resistencia mínima requerida para realizar una cimentación superficial. Cabe mencionar también que en las calicatas exploradas no se encontró nivel freático.

5.2. Estudio de mecánica de suelos (EMS).

Todos los estudios de las muestras se realizaron en el laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín, los ensayos realizados fueron: Contenidos de humedad, densidad in situ, límites de consistencia (límite líquido, límite plástico y índice plástico), análisis granulométrico y

corte directo. En la cual nos llevó a determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo de fundación, así como el tipo de suelo y su capacidad admisible.

Contenido de humedad. - Las muestras arrojan resultados desde 13.73% a 48.25%, la cual indica que son suelos arcillosos semiseco.

Granulometría.- el porcentaje de finos que pasa el tamiz N° 200 varía entre 14.75% y 93.92%, y en cuanto a los límites de consistencia las muestras presentan límite líquido que varía entre 20.75% y 53.75%, para el límite plástico se obtuvieron valores entre 14.38% y 24.67% y por último tenemos el índice de plasticidad que es la diferencia de los valores del límite líquido y límite plástico estas diferencias son valores de entre 5.02% y 29.96%, clasificándose mediante el Sistema Unificado de Clasificación de suelos (SUCS), como suelos de granulometría fina : como CL Y CH (Arcillas inorgánicas de baja y alta plasticidad).

5.3. Perfiles estratigráficos.

Los perfiles estratigráficos muestran la conformación de los suelos según las capas que puedan estar contenidas en este, se pudo apreciar la presencia de material orgánico en los primeros centímetros excavados, no hubo presencia de nivel freático, como también presencia de material arcilloso en la mayoría de las calicatas y materiales finos en mayor cantidad.

5.4. Determinación de la capacidad portante.

Para el cálculo de la capacidad portante se tuvieron en cuenta las siguientes calicatas: C-1, C-5, C-6, C-7, C-09, C-10, C-12, C-16, C-23, C-29, C-30, C-32, C-35, C-36, C-38 y C-42 que según su clasificación son suelos finos, arcillas inorgánicas de alta y baja plasticidad , se seleccionaron 16 muestras inalteradas para realizar el ensayo de corte directo, con la finalidad de obtener ángulo de fricción y la cohesión del suelo, lográndose obtener una cohesión de suelo entre 0.15-0.47 kg/cm², se tiene en cuenta que la cohesión depende de la humedad del suelo, y se tiene que para este caso el porcentaje (%) de contenido de humedad no es muy alto. También se encontró un ángulo de fricción que variante entre 4°-25° esto depende fundamentalmente de la granulometría, forma, tamaño y disposición de las partículas, por ello se tiene que el ángulo de fricción ofrece una mejor resistencia al deslizamiento, debido a que tiene superficies de contacto mayores entre sus partículas.

5.5. Zonificación de la capacidad portante

Se ha procedido a elaborar dos planos de zonificación del distrito de Lagunas, uno de las características de la clasificación SUCS ASTM-D-2216 y otra de la capacidad portante, esto se realizó utilizando el programa de AutoCAD 2017, con la finalidad de introducir los parámetros de valores de la capacidad portante geo referenciadas bajo el sistema de coordenadas WGS 1984 zona 18 sur.

Luego una vez ubicado las calicatas con la capacidad portante, se pudo obtener lo siguiente:

En las calicatas C-01, C-05, C-07, C-10, C-12, C-16, C-23, C-30, C-35, C-38, C-42 las cuales corresponden a suelos arcillosos de baja plasticidad, presentan valores de capacidad portante muy bajos, es por eso que las zonas que se encuentran próxima a estos puntos, también muestran este tipo de valores, debido a que los datos se encuentran más cerca son más parecidos y tienen más peso sobre el punto a estimar. De esta manera estas zonas que se encuentran ubicadas alrededor de estos puntos, y que a su vez están ilustradas de color rojo y amarillo, nos presentan valores de capacidad portante dentro de un rango de 0.529 – 0.968 kg/cm², respectivamente.

Del mismo modo, en las calicatas C-06, C-09, C-29, C-32 Y C-39 que corresponden a suelos arcillosos de baja plasticidad, presentan valores de capacidad portante mucho más altos, y de esta manera las zonas que se encuentran próxima a estos puntos, también muestran estos tipos de valores y que a su vez están ilustradas de color amarillo los intermedios y verde los valores más altos, estos valores de capacidad portante presentan en un rango de 1.018–1.178 kg/cm², respectivamente

De acuerdo a todos los valores obtenidos en el desarrollo de la tesis, se puede indicar lo siguiente:

Zona I: $q_{adm} = 0.529 - 0.968 \text{ kg/cm}^2$, el suelo es de condición habitable.

Zona II: $q_{adm} = 1.018 - 1.178 \text{ kg/cm}^2$, el suelo es de condición habitable.

Por lo expuesto anteriormente y del plano de zonificación de capacidad portante, se deduce que en las zonas que presentan valores de capacidad portante bajos, se debe proyectar cimentaciones superficiales más reforzadas, es decir zapatas aisladas de mayores dimensiones, losas de cimentaciones, zapatas conectadas; mientras que en las zonas que presentan capacidad portante altos, se plantearía proyectar cimentaciones superficiales como cimientos corridos, zapatas aisladas, etc.; no obstante el profesional responsable, tiene que tomar en consideración aspectos complementarios como el tipo de edificación a

construir, los niveles con los cuales va a contar, el uso que le dará a la misma, entre otros aspectos importantes al momento de proyectar una cimentación.

5.6. Contrastación de Hipótesis

El estudio minucioso que se realizó desde la recopilación de información, ubicación y cantidad de calitas a realizar, de extraer y llevar las pruebas inalteradas al laboratorio para determinar sus propiedades físicas y mecánicas y posteriormente obtener los datos de estas propiedades, ayudó tanto a clasificar de acuerdo al Sistema Unificado de Suelos (S.U.C.S) y AASHTO, así como también a determinar la Carga Admisible de los suelos de nuestra área de estudio.

Es así que, finalmente, de lo anteriormente mencionado se puede afirmar que; se puede conocer los valores de la capacidad portante mediante la Zonificación de la Capacidad Portante del Suelo en la Localidad de Lagunas Distrito de Lagunas, Alto Amazonas - Región de Loreto mediante el estudio de Mecánica de Suelos, lo cual nos permitirá realizar la zonificación de suelos de la localidad de Lagunas; con la finalidad de proveer información técnica para la construcción de futuras edificaciones.

Por lo tanto, se concluye que **la hipótesis a demostrar si es válida**, por lo cual se está cumpliendo con los objetivos planteados.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

Se cumplió con cada uno de nuestros objetivos planteados, como la elaboración de un plano de zonificación de las características físicas y mecánicas, reconociendo los lugares con menor y mayor capacidad portante de la zona de estudio, efectuando calicatas de 3.00 m de profundidad.

La capacidad portante de la zona de estudio varía entre los intervalos de 0.529 kg/cm² y 1.178 kg/cm², según los estudios de suelos desarrollados, considerando que también encontramos 2 diferentes tipos de suelos, CL (suelo arcilloso con baja plasticidad), CH (suelo arcilloso con alta plasticidad), Para el cálculo de la capacidad portante se determinó usando la teoría de Karl Terzaghi, para el caso de cimentaciones cuadradas.

La zonificación mediante propiedades mecánicas se realizó seleccionando calicatas con capacidades portantes similares y cercanas, formando de esta manera 2 zonas (ZONA I, Y ZONA II), el cual nos indica las zonas con capacidades portantes menor y mayores; respecto a la zonificación mediante propiedades físicas, logramos identificar 2 zonas, muy claras las cuales pertenecerían a los tipos de suelo (CL, CH) respectivamente.

Se considera que el estudio realizado en la zona de trabajo es fue un estudio completo por tal motivo los resultados encontrados se pueden utilizar en la misma zona para fines de cimentaciones.

6.2. Recomendaciones

Se recomienda al momento de diseñar la cimentación que la presión de servicio de la estructura sea menor o como límite sea igual que la capacidad admisible del suelo, de esta manera se garantiza que el suelo estará en condiciones de soportar óptimamente las cargas efectuadas por la edificación.

Se recomienda a la Municipalidad Distrital de Lagunas utilizar el presente trabajo con la finalidad de mejorar su gestión, pues podrá brindar a la población de la localidad de Lagunas los datos necesarios para que puedan realizar edificaciones, pues resulta muy costoso realizar un estudio de suelos, además se puede utilizar como herramienta para el

planeamiento territorial determinando así las zonas más vulnerables de la localidad y las zonas más adecuadas para la construcción.

Se recomienda, que si bien en la Norma E 0.50 del RNE, nos indica que para edificaciones con áreas techadas en planta menores de 500 m² y de altura menor de cuatro pisos no es obligatorio la realización de estudios de mecánica de suelos, se realicen de igual manera ya que el suelo es impredecible y como profesionales estamos en el deber de siempre velar por la seguridad y el bienestar tanto de las obras como de las personas que hacen uso de ellas.

El presente trabajo, se puede tomar como referencia o como una herramienta de gestión, que puede permitir a las autoridades de las asociaciones de vivienda que se encuentran dentro de la zona de estudio y a las autoridades de la misma Municipalidad Distrital de Lagunas, elaborar un acertado planeamiento territorial, o plan de uso de suelo o también tener una idea de que posibles infraestructuras se puede proyectar en la zona estudiada, o simplemente tomar como base para la realización de un estudio más profundo de la zona, ya que actualmente es nula la información que se tiene de esta parte de la ciudad.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Astm D-3080 (2000) AASHTO T236, J. E. Bowles (Experimento N° 17) , MTC E 123-2000
- Berry, P. L. y Reid, D. (1994) *Mecánica de suelos*. American Society of Civil Engineers, Vol. 99
- Boussinesq, J. (1885) “*Application des Potentials a L’Etude de L’Equilibre et du Mouvement des Solides Elastiques*”, Gauthier-Villars, Francia.
- Braja, M. (2001) Principio de Ingeniería de Cimentaciones. (4ª ed.) México: Thomson Editoriales
- Brazelton, R. y Hanson, W. E. (2004) Hampton thornburn, Thomas. Ingeniería de Cimentaciones.
- Campos, J. y Guardia, G. (2005) Apoyo didáctico al aprendizaje de la asignatura Mecánica de suelos I CIV 219”, Universidad Mayor de San Simón, Bolivia.
- Casagrande, A. (1932) The Estructure of Clay and Its Importance in Foundation Engineering. Contributions to Soil Mechanics, J. BSCE, United States.
- Córdova y Montlavan (2017).Tesis de Grado “ Zonificación Geotécnica del barrio centro del Distrito de Picota, Provincia Picota - Región San Martín”,Perú.
- Duque, E. y otros. (2002) Origen, formación y constitución del suelo. Universidad Nacional de Colombia sede Manizales, Colombia.
- Hansen, J. (1970) A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity”, Danish Geotechnical Institute, Bulletin 28, Copenhagen, Dinamarca.
- Jiménez, J. F. Tesis de grado: "Zonificación de la capacidad portante del suelo del distrito de la Banda de Shilcayo", 2011, Perú.

- Juárez, E. y Rico, R. A. (1992) Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos”, Tomo II, Editorial Limusa, tercera edición, México.
- Martínez, E. N. (2003) Manual de mecánica de suelos I”, U.N.S.M, Perú.
- Martínez, E. N. (2009) Manual de mecánica de suelos II”, U.N.S.M., Perú.
- Meyerhof, G. (1963) SOME RECENT RESEARCH ON THE Bearing Capacity of Foundations”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 01. N° 01, Canada.
- Meyerhof, G. y Hanna, A. (1981) Experimental Evaluation of Bearing Capacity of Footings Subjected to Inclined Loads. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 18, N° 04, Canada.
- Ministerio De Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006) Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.050, Suelos y Cimentaciones”, Diario Oficial “El Peruano”, Perú.
- MINSA (2011) Dirección Regional de Salud – San Martín, Reporte Histórico de Estadística e Informática – Oficina de Estadística.
- Peck, B., Ralph y otros (1990) Ingeniería de Cimentaciones (2ª ed.) Editorial Limusa.
- Rocha, C.A. (2010) Zonificación de la capacidad portante del suelo del distrito de Morales. Perú.
- Senamhi – San Martín (2016) Ficha de información meteorológica 2016 – Oficina de Estadística.
- Terzaghi, K. V. (1943) Theoretical Soil Mechanics”. Wiley. Estados Unidos.
- Tomlinson, M. J. (2002) Cimentaciones, Diseño y Construcción”. Editorial Trillas, segunda Reimpresión, México.
- Vesic, A. (1973) Analysis if Ultimate Loads of Shallow Foundation”, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, N° SM1, United States.

ANEXOS