

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



ZONIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO EN LA
AA.VV SAN MARCELO DE LA LOCALIDAD DE MORALES, DISTRITO
DE MORALES, PROVINCIA DE SAN MARTÍN- REGION DE SAN
MARTÍN

TESIS
PRESENTADA PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

POR:

BACH. AUGUSTO BALTAZAR RIOS CORDOVA.

ASESOR. ING VICTOR HUGO SANCHEZ MERCADO

**MORALES - PERÚ
2016**

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 AA.VV SAN MARCELO DE LA LOCALIDAD DE MORALES, DISTRITO DE MORALES, PROVINCIA DE SAN MARTÍN- REGION DE SAN MARTÍN"

**TESIS
PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

POR:

BACH. AUGUSTO BALTAZAR RIOS CORDOVA.

SUSTENTADA Y APROBADA ANTE EL HONABLE JURADO:

PRESIDENTE : ING.MSc. RUBÉN DEL ÁGUILA PANDURO

SECRETARIO : ING. ERNESTO ELISEO GARCÍA RAMÍREZ

MIEMBRO : ING.MSc. VÍCTOR EDUARDO SAMAMÉ ZATTA

ASESOR : ING VÍCTOR HUGO SÁNCHEZ MERCADO

**MORALES - PERÚ
2016**

DEDICATORIA

A mis padres por haber asumido la responsabilidad de mi educación, en especial a mi padre por el impulso y consejos para el término de mi tesis.

AGRADECIMIENTO

Deseo dar un agradecimiento especial a todas aquellas personas que brindaron su apoyo en la realización de este trabajo:

- Al Ing. Victor Hugo Sanchez Mercado , por su invaluable asesoría.
- Al apoyo del tecnico de suelos del Laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos de la Universida Nacional de San Martin, por haber brindado las facilidades necesarias y proporcionado el apoyo técnico, sin la cual no hubiera sido posible la realización de este trabajo.

INDICE

| | pág. |
|--|-------------|
| Carátula | |
| Contra Caratula | |
| Aprobación de Textos | ii |
| Dedicatoria | iii |
| Agradecimiento | iv |
| Índice | v |
| Resumen | iv |
| Abstract | vii |
| I. INTRODUCCION | 1 |
| 1.1 Generalidades..... | 1 |
| 1.2 Exploración Preliminar Orientando La Investigación | 2 |
| 1.3 Aspectos Generales del Estudio | 3 |
| II. MARCO TEORICO | 10 |
| 2.1 Antecedentes, planteamiento, delimitación y formulación del problema | 10 |
| 2.2 Objetivos: General y Especifico. | 11 |
| 2.3 Justificación de la investigación | 11 |
| 2.4 Delimitación de la investigación | 12 |
| 2.5 Marco teórico o Fundamentación Teórica de la Investigación | 12 |
| 2.6 Marco conceptual: Terminología básica..... | 61 |
| 2.7 Marco Histórico | 61 |
| 2.8 Hipótesis a demostrar | 63 |
| III. MATERIALES Y METODOS..... | 64 |
| 3.1 MATERIALES | 64 |
| 3.1.1 Recursos humanos | 64 |
| 3.1.2 Recursos materiales | 64 |
| 3.1.3 Recursos de equipos | 64 |
| 3.2 METODOLOGIA | 69 |
| 3.2.1 Universo, Muestra, Población | 69 |
| 3.2.2 Sistemas de Variables | 69 |

| | | |
|-------|---|----|
| 3.2.3 | Diseño experimental de la investigación | 69 |
| 3.2.4 | Procesamiento de información..... | 70 |
| IV. | RESULTADOS | 74 |
| 4.1 | Características del % de humedad del suelo en la AA.VV. San Marcelo de la localidad de Morales | 74 |
| 4.2 | Composición del análisis granulométrico. | 75 |
| 4.3 | Resultados de los límites de consistencia..... | 76 |
| 4.4 | Clasificación de suelos..... | 77 |
| 4.5 | Resultados de la densidad de campo. | 77 |
| 4.6 | Parámetros geotécnicos de los suelos ángulo de fricción y cohesión..... | 78 |
| 4.7 | Capacidad admisible de los suelos. | 78 |
| 4.8 | Calculo de la Capacidad Portante | 79 |
| V. | ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS | 86 |
| 5.1 | ANÁLISIS..... | 86 |
| VI. | CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... | 88 |
| 6.1 | Conclusiones..... | 88 |
| 6.2 | Recomendaciones..... | 88 |
| VII. | BIBLIOGRAFIA..... | 89 |
| VIII. | ANEXOS..... | 91 |

RESUMEN

La presente investigación denominada "Zonificación de la Capacidad Portante del Suelo en la AA.VV San Marcelo de la Localidad de Morales, Distrito de Morales, Provincia de San Martín- Región San Martín", tiene como objetivo determinar la capacidad portante que permita elaborar un mapa de zonificación de capacidad portante de suelos.

La metodología de investigación fue descriptivo, sobre la que se buscó especificar y analizar las características geológicas y geotécnicas.

Se ha desarrollado los ensayos de laboratorio de contenido de humedad, límites de consistencia (atterberg), análisis granulométrico, densidad de campo, corte directo y clasificación de suelos, teniendo en cuenta las normas establecidas vigentes, así mismo estos ensayos han permitido determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo de fundación, así como también el tipo de suelo y sus características. Se clasificó los suelos por el método de SUCS, el cual nos indica la presencia de suelos de granulometría fina en todo el sector dividido en suelos de granulometría fina del tipo arcillosos CL y CH, y suelos de granulometría finas friccionaste del tipo SM-SC y SM, con porcentaje de humedad baja a media, se han determinado dos zonas geotécnicas bien marcadas denominadas Zona I y Zona II los cuales están delimitadas en la Zona I por la C-01, C-02, C-03, C-04, C-05, C-06, C-07, C-09, C-10, C-11, C-12 y C-13 y en la Zona II por la C-08 y C-14, la capacidad admisible en la Zona I con una profundidad de cimentación de -1.50 metros y con un ancho de cimentación de 1.00 metro se encuentra entre 0.74 a 0.94 Kg/cm² con una capacidad admisible promedio de 0.84 kg/cm² o 8.40 tn/m², la capacidad admisible en la Zona II con una profundidad de cimentación de -1.50 metros y con un ancho de cimentación de 1.00 metro se encuentra entre 0.33 a 0.39 Kg/cm² con una capacidad admisible promedio de 0.36 kg/cm² o 3.60 tn/m².

Palabras claves: Zonificación, capacidad portante del suelo

ABSTRACT

The present research called "zoning of the capacity bearing of the floor in the AA." "VV San Marcelo of the town of Morales, district of Morales, province of San Martin-Region San Martin", has as objective determine its capacity bearing and other features of the soil, that allow develop a map of zoning of capacity bearing of soils.

Research was descriptive, on which it is sought to specify and analyze the geological and geotechnical characteristics.

Has developed the laboratory tests of moisture content, limits of consistency (Atterberg), particle size analysis, density of field, direct cut and soil classification, taking into account existing standards, also these trials have allowed to determine the physical and mechanical properties of the soil of Foundation, as well as the type of soil and its characteristics. Is rated them soils by the method of SUCS, which us indicates the presence of soils of granulometry fine in all the sector divided in soils of granulometry fine of the type clay CL and CH, and soils of granulometry fine fricciónaste of the type SM-SC and SM, with percentage of humidity low to half, is have determined two areas geotechnical well marked so-called area I and area II which are delimited in the area I by the C-01 , C-02, C-03, C-04, C-05, C-06, C-07, C-09, C-10, C-11, C-12 and C-13 and in it area II by the C-08 and C-14, its capacity admissible in the area I with a depth of Foundation of 1.50 meters and with a width of Foundation of 1.00 metro is located between 0.74 to 0.94 Kg / cm² with a capacity admissible average of 0.84 kg / cm² or 8.40 tn / m² , the capacity permitted in zone II with a depth of - 1.50 meters Foundation and Foundation of 1.00 wide metro is located between 0.33 to 0.39 Kg/cm² with an average permissible capacity of 0.36 kg/cm² or 3.60 tn/m².

Keywords: Zoning, Bearing capacity of soil

.I. INTRODUCCION

1.1. Generalidades

En este proyecto se ha visto la necesidad de dejar un trabajo que sea útil para las nuevas generaciones. Todo esto con el afán de cumplir con aquel proverbio antiguo que nos enseña el principio de la palabra INGENIERO, la cual parte del significado del ingenio, es decir, utilizar sus conocimientos ya aprendidos y adaptarlos a los medios encontrados con las mejores propuestas en servicio, comodidad, ayuda al usuario de la obras a realizar y costos más convenientes para su ejecución.

En ingeniería, la mecánica de suelos es la aplicación de las leyes de la física y las ciencias naturales a los problemas que involucran las cargas impuestas a la capa superficial de la corteza terrestre. Es por ello que el suelo es parte fundamental al momento de elegir el tipo de fundación a emplearse en una obra, ya que debido a las características y propiedades de éste, se puede llegar a analizar y definir el tipo de suelo en el cual se va cimentar, además de conocer las deformaciones considerables que se pueden presentar, si es que no se tomen las acciones necesarias cuando se realicen, los estudios pertinentes. En consecuencia conocer la capacidad de soporte del suelo, nos indica el comportamiento funcional, es decir implica los límites que se tiene que considerar para no producir deformaciones importantes en la edificación, no obstante para esto es necesario elegir la fundación más apropiada el cual dará como resultado una mayor eficiencia en el comportamiento estructural, en función de las condiciones del subsuelo, del tamaño y forma de la construcción y del tipo y magnitud de las cargas transmitidas.

El esquema capitular es el siguiente: En el capítulo I se indican las generalidades, exploración preliminar orientado a la investigación y los aspectos generales del estudio.

En el capítulo II, concretamos el 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, se describen los materiales y la metodología usada en la investigación, así como el universo, la población y muestra del presente trabajo, el diseño experimental, el diseño de instrumentos relacionado a la obtención de la capacidad portante del suelo y a técnicas estadísticas, de laboratorio.

En el capítulo IV, se indican los resultados obtenidos en cuanto a la obtención de la capacidad portante del suelo en la AA.VV San Marcelo de la localidad de morales, provincia de San Martín, 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

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

1.2. Exploración Preliminar Orientando La Investigación

Con el presente trabajo se logrará conocer la capacidad de soporte del suelo, la cual indica el comportamiento funcional, es decir implica los límites que se tiene que considerar para no producir deformaciones importantes en la edificación, no obstante para esto es necesario elegir la fundación más apropiada el cual dará como resultado una mayor eficiencia en el comportamiento estructural, en función de las condiciones del subsuelo, del tamaño y forma de la construcción y del tipo y magnitud de las cargas transmitidas.

En la AA.VV San Marcelo de la localidad de morales, provincia de San Martín, el crecimiento poblacional aumenta cada día de una manera acelerada generando un crecimiento desmesurado que conlleva a construir edificaciones sin el mínimo cumplimiento de las norma técnica de edificación (E.050 suelos y cimentaciones), exponiéndose a serios problemas de estabilidad de las edificaciones , y con la generación posterior de gastos exagerados para el reforsamientos de las cimentaciones de las viviendas.

Por lo tanto en una construcción, un componente indispensable es el estudio de mecánica de suelos, puesto que guiará a que las estructuras se apoyen en suelos de características competentes y con el sistema de cimentación más apropiado para que las cargas se transmitan al suelo de manera óptima.

Los estudios de suelos en edificaciones permiten establecer el diseño y construcción de las cimentaciones (zapatas, pilotes, etc) en las cuales se apoyan todas las edificaciones mediante la interacción suelo-estructura existente, pues, se debe realizar siempre un estudio serio y confiable sobre la cual se edificará.

En caso que no se realizaran los estudios de suelos con el tiempo pueden tener problemas, los cuales son muy difíciles de reparar estando ya la edificación terminada. Realzar un estudio de suelos preliminar, permite identificar las zonas más adecuadas para la construcción, con valores destacados de capacidad de carga del suelo y de hecho posibilita descartar zonas específicas con suelos de pobre características y en su defecto asignarlos para áreas verdes o espacios recreacionales, en vista que en zonas de parques no se requiere valores importantes de capacidad de carga del suelo

El hecho de no realizar un estudio de mecánica de suelos y permitir que el ingeniero encargado del diseño estructural asuma los parámetros geotécnicos a su criterio es una falla grave, y por ningún motivo será un ahorro económico, más bien en un caso de mala fortuna puede llevar a provocar fracturas o agrietamientos en la edificación, así como problemas serios de estabilidad de la estructura principal de una edificación

Nos interesa efectuar un estudio para determinar la capacidad portante de los suelos en la AA.VV San Marcelo de la localidad de Morales.

1.3. Aspectos Generales del Estudio

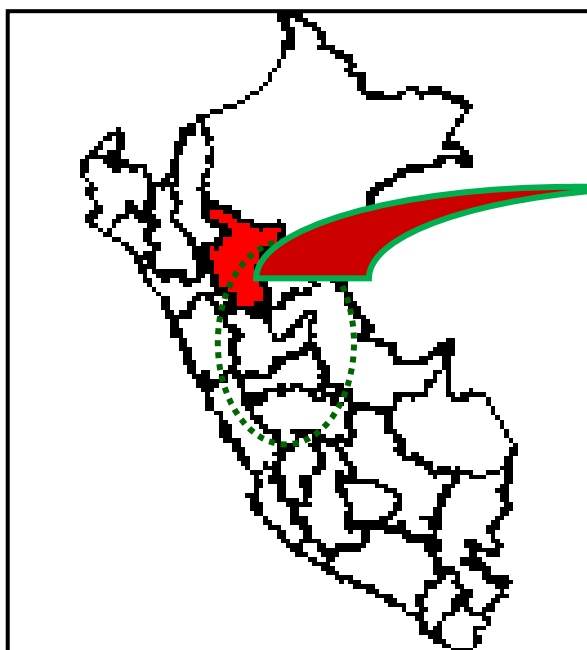
1.3.1. Ubicación y límite del área de influencia del estudio.

Asociando la ubicación de la AA.VV San Marcelo de la localidad de Morales, se tiene que sus coordenadas geográficas son:

Ubicación geográfica Del Proyecto

| | |
|----------------|------------------|
| Latitud Sur | : 6° 28' 46.75" |
| Longitud Oeste | : 76° 22' 44.34" |
| UTM Norte Y | 9283566 |
| UTM Este X | 347513 |
| Altitud | : 313 msnm. |

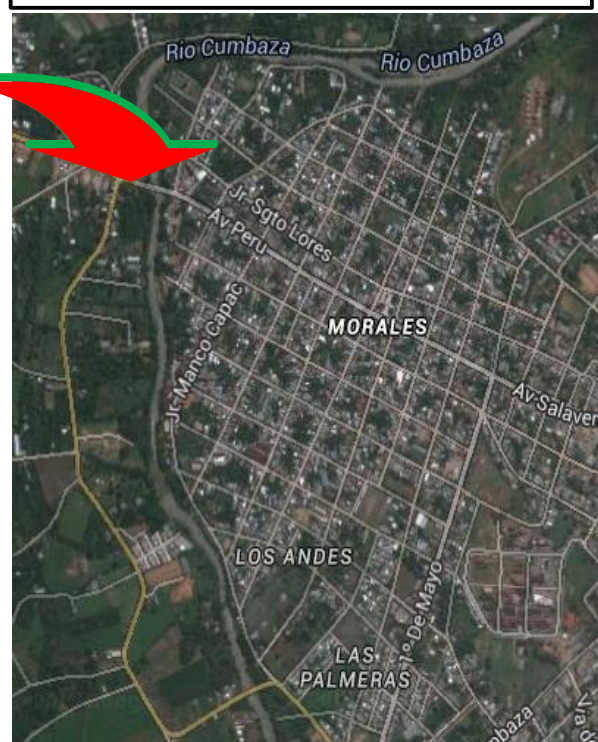
Mapa N° 01: UBICACIÓN DENTRO EN LA PROVINCIA DE SAN MARTIN

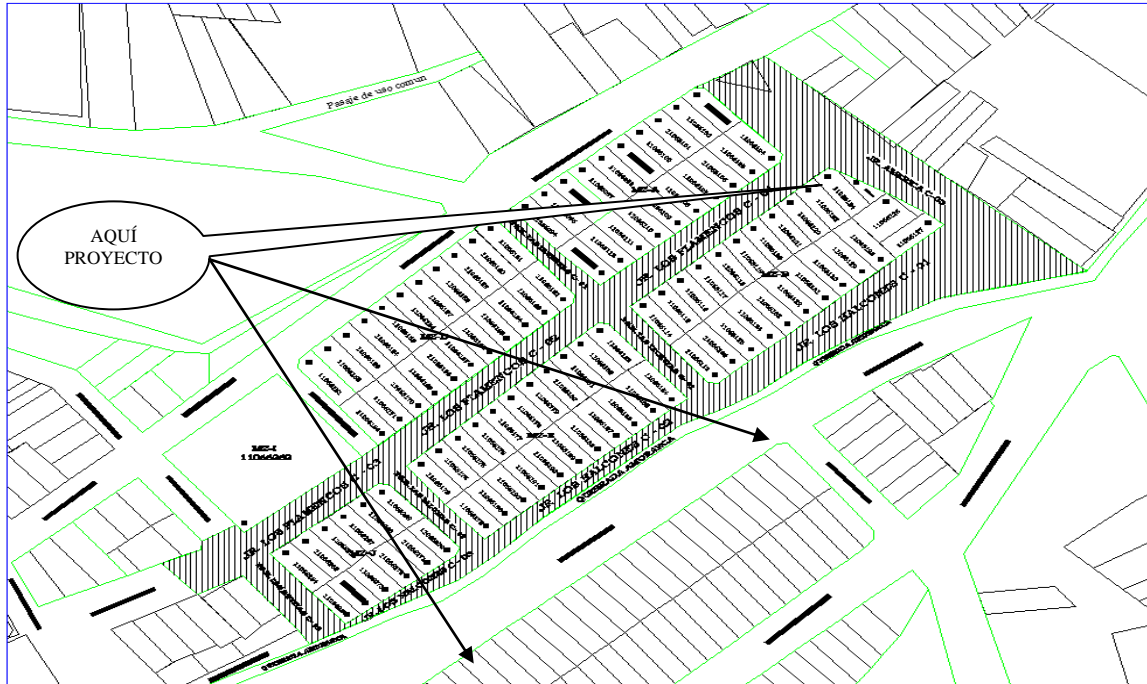


DISTRITO DE MORALES



LOCALIDAD DE MORALES





1.3.2. Población beneficiada

La población afectada se encuentra ubicada en el Departamento de San Martín, Provincia de San Martín, Distrito Morales.

La población objetivo del Proyecto está constituida por las 100 viviendas en el Sector San Marcelo.

1.3.3. Características del área de estudio

1.3.3.1. Características Físicas:

El área de estudio se encuentra dentro del casco urbano de la localidad de Morales, en el Sector de San Marcelo del distrito de Morales, en una zona densamente poblada. Los jirones: Los Flamencos C-01, 02, 03, Jr. Los Halcones C-01, 02, 03 y Pasajes Las Lechuzas C-01, 02, Las Palomas C-01, 02, Las Águilas C-01, 02, son calles que dan acceso y conectando con otras vías de la localidad. Las mencionadas calles no cuentan con pavimento, constituyendo una dificultad para el tránsito vehicular, asimismo no cuentan con veredas adecuadas dificultando el tránsito peatonal.

a) Clima.

“La temperatura media anual en las ciudad de Morales es de 33.3° C. El clima predominante de las ciudades de Morales es “cálido y semi-seco”, sin exceso de agua durante el año y con una concentración térmica normal en verano”.

b) Temperatura

La temperatura en los 03 distritos tiene una media anual de 33.3° C, con máximas que llegan a 38.8° C. La altitud de la zona urbana varía desde los 240 m.s.n.m. hasta los 520 m.s.n.m. El promedio de precipitación anual es de 1,094 mm (INDECI).

Sin embargo se tienen reportes proporcionados por SENAMHI con temperaturas máximas de 38.8 grados en el mes de setiembre del 2010 lo que generó una sensación térmica de 45°C.

c) Precipitación

El promedio de precipitación pluvial total anual de este tipo climático “cálido y semi-seco”, donde está ubicada la ciudad de Morales, varía entre los 1094 y 1400 mm, con promedio de 1213 mm. En general, las mayores precipitaciones se presentan entre los meses de Octubre (a veces Setiembre) y abril, siendo siempre Marzo el que registra el valor más elevado. El número de días de lluvia a lo largo del año en esta zona, varía entre 88 y 116. El número de días de lluvia al mes, varía entre un mínimo de 6 y un máximo de 13. Finalmente, el promedio de precipitación por día de lluvia varía entre un mínimo de 9 mm. y un máximo de 13 mm; sin embargo los registros de precipitación máxima en 24 horas alcanzan valores que oscilan entre 87 mm y 170 mm. Siendo la precipitación media anual en la ciudad de Morales de 1213 mm.¹

Las precipitaciones pluviales, anuales, siempre son superiores a 1000 mm sin sobrepasar los 5000 mm. La humedad atmosférica es alta durante todo el año igual que la evapotranspiración.

Las áreas que se cubren con mayor frecuencia de nubes son los cerros al este de Morales y el frente Oriental de la Faja Sub-andina que se comporta como barreras de contención de los vientos que desplazan las nubes desde el este.

d) Humedad Relativa

La estación de Morales tiene una media anual de 77% de humedad relativa; variando de acuerdo al ciclo de lluvia.

e) Vientos

Este factor climático presenta una característica especial dentro de la zona en estudio: La estación de Morales, registra vientos persistentes de dirección Norte de velocidad media de 3.2 Km./hora y, en menor porcentaje de dirección Sur con velocidad media de

6.3 Km. /hora, durante todo el año. No se descarta, la ocurrencia esporádica de vientos fuertes y acompañados por fuertes precipitaciones, de consecuencias funestas.

f) Fisiografía

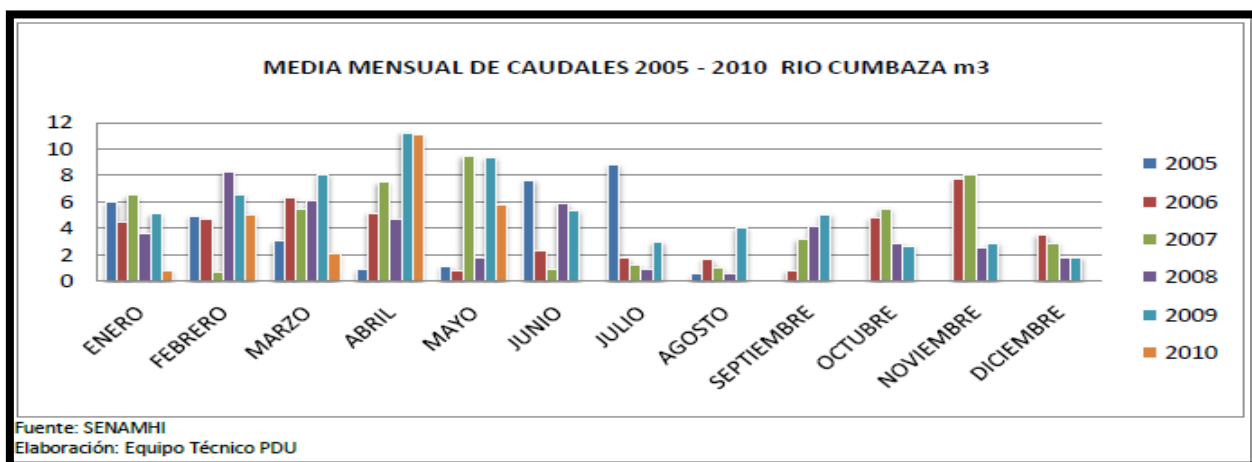
El distrito de Morales se encuentran asentados fisiográficamente en Laderas Moderadamente Empinadas, presentando ondulaciones y pendientes moderadas, la zona de estudio es relativamente plana, sin embargo existen zonas diferenciadas altitudinalmente, las mismas que generan el discurrimiento acelerado de las aguas pluviales hacia las zonas bajas de la ciudad, generando perjuicios por erosión e inundaciones sobre las viviendas.

g) Hidrología

La ciudad de Morales se encuentra ubicada en la red hidrográfica de la cuenca del Cumbaza. Constituida por el río Cumbaza, como eje principal, siendo sus afluentes principales por la margen izquierda el río Shilcayo y las quebradas Ahuashiyacu y Pucayacu y por la margen derecha la quebrada Shupishiña. El caudal de estos cuerpos de agua son muy variables durante todo el año y dependen de la intensidad de las lluvias. Así mismo el cambio climático está generando variación en la intensidad y temporalidad de las precipitaciones, reportándose meses de sequía y precipitaciones no acordes a los registros históricos

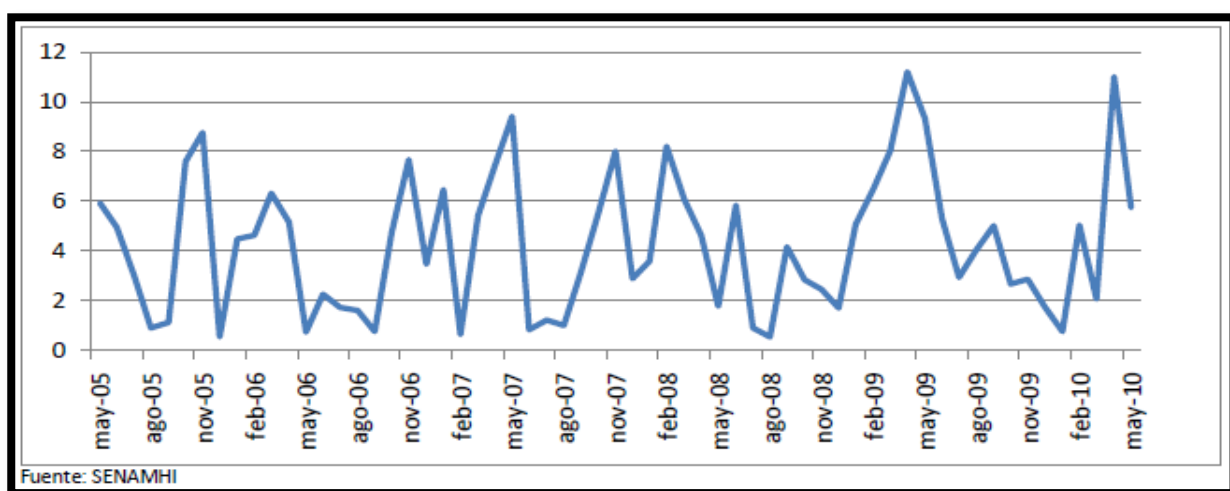
En el cuadro de Comparación de Caudales del Rio Cumbaza Marzo 2005 - Mayo 2010 se puede observar la variabilidad del caudal en los últimos cinco años, encontrado picos elevados de caudal y disminuciones importantes, tales como el mes de enero de 2010 en comparación con los años anteriores, o altas precipitaciones y caudal en el mes de julio del 2005 en comparación con los años siguientes, reflejando una pronunciada heterogeneidad del comportamiento hídrico.

Grafico N° 01: Comparación de Caudales del Rio Cumbaza Ultimos 5 Años 2005-2010



Fuente: SENAMHI

Grafico N° 02: Comportamiento del Rio Cumbaza Últimos 5 Años 2005-2010



Fuente: SENAMHI

h) Sistemas de Escorrentía Pluvial y Acequias que discurren por la Ciudad

La localidad de Morales se encuentran una altitud promedio de 333 m.s.n.m., la falta de un sistema de drenaje que permita el encauzamiento de las aguas provenientes de las lluvias a través de obras que garanticen su evacuación inmediata, constituye un problema al área urbana de las mencionadas localidades, trayendo como consecuencia el deterioro de la infraestructura de sus viviendas asentadas en las partes bajas, y la integridad física de los moradores.

Morales de acuerdo a su topografía, tiene drenajes naturales, los cuales son condicionantes para la construcción de viviendas y vías. En temporadas de alta

precipitación se forman grandes caudales que coadyuvados por la pendiente topográfica, causan elevada erosión e inundación de las zonas bajas de la ciudad.

El área urbana de Morales no cuenta con un sistema integral de recolección de aguas pluviales, situación por demás grave en una ciudad con intensas precipitaciones pluviales en temporada de lluvias y en la cual se originan inundaciones en la parte baja de la ciudad, con desborde de aguas servidas por los buzones debido a la sobrecarga del sistema de desagüe. Sólo el 12% del área urbana tiene un sistema instalado de canaletas o alcantarilla (áreas centrales de Morales) por ser zonas pavimentadas). El resto de vías son afirmadas donde en zonas de topografía accidentada los fuertes flujos de agua originada por las fuertes precipitaciones pluviales, producen erosiones en las vías ocasionando torrenteras que afectan el flujo vehicular y peatonal.

1. Drenaje quebrada Amorarca.- Nace en la intersección de los Jirones Salaverry y Jr. Brasil; recogiendo las aguas pluviales del Centro Poblado Menor 9 de Abril, teniendo un recorrido de 2250 m hasta su entrega al Río Cumbaza en la cota 230 m.s.n.m.(INDECI).

2. Drenaje Sector Fonavi.- Nace en la intersección de la calle N°5 y el Jr. Belén Torres de Tello en la cota 360 m.s.n.m., en este punto se bifurcan dos ramales las cuales circulan a la Urbanización Martínez de Compañón (FONAVI); estos ramales se vuelven a unir en el punto de inicio de la cuenca Amorarca, con un recorrido total de 1750 m. (INDECI).

3. Drenaje Morales Parte Alta.- Nace en el punto de intersección de los Jirones Comandante Chirinos y Belén Torres de Tello en el punto de cota 335 m.s.n.m., su recorrido es Jr. Comandante Chirinos - Jr. Antonio Raymondi – Jorge Chávez y José Olaya, hasta evacuar las aguas al Río Cumbaza en el punto de cota 272 m.s.n.m., con un recorrido total de 1950 m. (INDECI).

4. Drenaje jirón 1° de Mayo.- Nace en la intersección de los jirones Jorge Chávez y Geiden Vela en el punto de cota 292 m.s.n.m, evacuando una parte de las aguas pluviales de la Universidad Nacional de San Martín, tiene un recorrido de 1720 m hasta su entrega al Río Cumbaza.

II. MARCO TEORICO

2.1. Antecedentes, planteamiento, delimitación y formulacion del problema

2.1.1. Antecedentes del Problema

Ante la importancia que se presenta de conocer el tipo de suelo y la capacidad de soporte en la AA.VV San Marcelo de la localidad de Morales, 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 permitir definir el tipo de cimentación de la misma.

Conocer la capacidad portante, la 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 Municipalidad Distrital de Morales, no cuenta con información detallada sobre el tipo y capacidad portante del suelo existente en la AA.VV San Marcelo.

2.1.2. Planteamiento del Problema

Debido a la fuerte migración que tiene la provincia de San Martín en general, la expansión urbana, la afluencia de turistas hacia esa zona, y por considerarse Morales una localidad en vías de desarrollo, se requiere la elaboración de un mapa de zonificación de la capacidad portante del suelo, información que serviría como herramienta al municipio no sólo para emitir una licencia de construcción, sino también para aportar los datos necesarios para la construcción de una edificación. Estos datos obtenidos en un laboratorio, que se basan en un estudio de mecánica de suelos, estudios que a veces no se logran hacer, debido al elevado costo económico que éste demanda.

2.1.3. Delimitación del Problema

En esta investigación se presentan las siguientes delimitaciones:

El estudio se realizará en la AA.VV San Marcelo en la localidad de Morales, Distrito de Morales Provincia de San Martín, Región San Martín.

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.

2.1.4. Formulación del Problema

Bajo estas premisas, nos encontramos en la obligación de respondernos la siguiente interrogante: ¿De qué manera determinar los valores de la capacidad portante para elaborar un mapa de zonificación de los suelos en la AA.VV San Marcelo de la localidad de Morales, Distrito de Morales?

2.2. Objetivos: General y Específico.

2.2.1. Objetivo General

Determinar la capacidad portante que permita elaborar un mapa de zonificación de capacidad portante de suelos en la AA.VV San Marcelo en la localidad de Morales.

2.2.2. Objetivos Específicos

- a. Realizar actividades de exploración y muestreo de suelos, mediante calicatas, en la AA.VV San Marcelo de la localidad de Morales.
- b. Realizar ensayos de mecánica de suelos, según lo estipulado en las N.T.P. y de acuerdo a la norma E-050 suelos y cimentaciones.
- c. Identificar el tipo de suelo según, el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).
- d. Elaborar un mapa de zonificación de capacidad portante de suelos.

2.3. Justificación de la investigación

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

Justificación Técnica: Dado que no existen estudios, ni información detallada sobre el tipo y capacidad portante del suelo de la AA.VV San Marcelo en la localidad de Morales, 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.

Justificación Práctica: Se realizará en en la AA.VV San Marcelo de la localidad de Morales en 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

El trabajo de investigación estará delimitada dentro de la AA.VV San Marcelo de la localidad de Morales

2.5. Marco teórico o Fundamentación Teórica de la Investigación

2.5.1. Antecedentes de la Investigación

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

Juárez Badillo y Rico Rodríguez es su libro de Fundamentos de la Mecánica de Suelos, proporciona un amplio tema de consulta, desde el origen del suelo, propiedades, comportamiento entre otros temas importantes para la investigación.

Lambe y Whitman en su Libro de Mecánica de Suelos destinado como libro de texto para un curso de introducción a la Mecánica de Suelos, indican que se ha realizado un gran esfuerzo a fin de identificar los principios verdaderamente fundamentales e importantes de la mecánica de suelos, pero básicamente hecho con fines de consulta. En dicho texto se describe los problemas que la naturaleza del suelo plantea en la ingeniería civil, dándose un panorama general del comportamiento del suelo; el estudio de la naturaleza del suelo y en especial, la transmisión de esfuerzo entre partículas de suelo; el estudio del suelo seco; el estudio del suelo con humedad y la parte del problema más complejo de la mecánica de suelos en el que las presiones intersticiales dependen de las cargas aplicadas y por tanto, el agua escapa de los poros en condiciones de régimen variable.

Rocha Sandoval en su trabajo de investigación ha determinado la “Zonificación de la capacidad portante del suelo del distrito de Morales, en el año 2010.

Jiménez Flores también ha determinado la “Zonificación de la capacidad portante del suelo del distrito de la Banda de Shilcayo, en el año 2011.

Herrera Delgado, ha investigado una “Metodología para la determinación de la capacidad portante del suelo para la cimentación de una vivienda unifamiliar, en el año 2010.

Córdova Flores, también ha efectuado un trabajo sobre “Metodología para la determinación de la capacidad portante del suelo para la cimentación del proyecto de la I.E N° 0101 Luis Walter Alvarado Bartra, Distrito - Chazuta, en el año 2010.

2.5.2. Bases Teóricas

2.5.2.1. 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”*.

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.

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.

El suelo en ingeniería civil, es un cuerpo heterogéneo con propiedades físico-químicas 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.

2.5.2.2. Mecánica de Suelos

Terzaghi dice: *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:

- a. Teorías sobre el comportamiento de los suelos sujetas a cargas, basadas en simplificaciones necesarias dado el estado actual de la teoría.
- b. Investigación de las propiedades físicas de los suelos.
- c. Aplicación del conocimiento teórico y empírico de los problemas prácticos.

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.*

2.5.2.3. Origen del Suelo

Agente 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:

a) 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 las rocas producidos por elevaciones y descensos periódicos y continuados de temperatura, son los mecanismos de ataque determinantes.

Los suelos deben, pues, su origen a una tal 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 notar que su formación ha ocurrido a través de las épocas Geológicas, tal como sigue ocurriendo hoy; en consecuencia, el hombre es completamente ajeno a la génesis del suelo; sólo le toca manejarla, tal como la naturaleza se lo presenta.

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 roce 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.

b) Transporte y deposición

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 eolíticos, 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, en su trabajo de investigación 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:

importante de algunos tipos de rocas. El feldespato 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.

Minerales, arcillosos, 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 tetraédica, 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.

Illitas, 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 illitas 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 illitas, 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 illitas. Las montmorilonitas presentan una muy alta absorción de agua y muy altas

2.5.2.5. Relaciones Volumétricas y Gravimétricas

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. 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 $105\text{ }^{\circ}\text{C}$ cuando, después de 24 o 18 horas, el peso del suelo no baja más y permanece constante.

2.5.2.6. 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.



Fig 1: Esquema de una muestra de suelo, en tres fases o húmedo, con la indicación de los símbolos usados: En los costados, V volumen y W peso. Las letras subíndice y del centro, son: A aire, W agua y S sólidos

En Mecánica de Suelos, se relaciona el peso de las distintas fases del suelo con sus volúmenes correspondientes, por medio del concepto del peso específico.

a. 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

$$V_T = V_V + V_S \quad (1)$$

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

$$W_T = W_S + W_W. \quad (2)$$

b. 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 $\eta \neq 100\%$.

$$\eta = \frac{V_V}{V_T} * 100(\%) \quad (3)$$

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 $0 < e \rightarrow \infty$.

$$e = \frac{V_V}{V_S} \quad (4)$$

Densidad Relativa “D_R”

Este parámetro nos informa si un suelo está cerca o lejos de los valores máximo y mínimo de densidad, que se pueden alcanzar. Además $0 \leq D_R \leq 1$, siendo más resistente el suelo cuando el suelo está compacto y $D_R \approx 1$ y menor cuando está suelto y $D_R \approx 0$.

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

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.

$$S = \frac{V_W}{V_V} \times 100 (\%) \quad (6)$$

Contenido de aire “C_A”

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

$$C_A = \frac{V_A}{V_V} \times 100 \quad (7)$$

Contenido de humedad “ω”

Es la relación entre el peso de la 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%.

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad (8)$$

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

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m} \dots\dots\dots (1)$$

d. Peso específico del agua (γ_w):

$\gamma_o = \gamma_w \dots\dots\dots$.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.

e. Peso específico de los sólidos (γ_s):

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \dots\dots\dots(2)$$

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

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.

f. Peso específico relativo de la muestra (S_m):

$$S_m = \gamma_m / \gamma_o = \frac{W_m}{V_m \gamma_o} \dots\dots(3)$$

g. Peso específico relativo de los sólidos (S_s):

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{W_s}{V_s \gamma_o} \dots\dots\dots(4)$$

2.5.2.7. Distribución del Tamaño de Partículas

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.

| 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 Classification System (US) | 75 a 4.75 | 4.75 a 0.075 | Finos (limos y arcillas) < 0.075 | |

Tabla 1: Sistemas para identificar el tamaño de partículas del suelo (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 1 se muestra algunos de los sistemas más conocidos empleados por estas organizaciones para identificar las partículas del suelo.

2.5.2.8. Clasificación De Suelos

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 ingenieríles similares.

En este capítulo se analizará el sistema de clasificación Unificado USCS 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.

a) Sistema de clasificación unificado (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

El sistema de clasificación también se basa en la gráfica de plasticidad, que fue obtenida por medio de investigaciones realizadas en laboratorio por A. Casagrande (1932). Este sistema de clasificación presenta las siguientes características

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.

Presenta las siguientes definiciones, según el tamaño y naturaleza de las partículas del suelo:

Cantos rodados. Partículas de roca que no pasan una malla con abertura cuadrada de 12" (300 mm).

Guijarros. Partículas de roca que pasan una malla con abertura cuadrada de 12" (300 mm) y quedan retenidas en un tamiz de 3" (75 mm).

Grava. Partículas de roca que pasan el tamiz de 3" (75 mm) y quedan retenidas en el tamiz N° 4 (4.75 mm), con las siguientes subdivisiones:

Gruesa. Partículas que pasan el tamiz de 3" (75 mm) y quedan retenidas en el tamiz de ¾" (19 mm.).

Fina. Partículas que pasan el tamiz de ¾" (19 mm) y quedan retenidas en el tamiz N° 4 (4.75 mm).

Arena. Partículas de roca que pasan el tamiz N° 4 (4.75 mm) y son retenidas en el tamiz N° 200 (0.075mm), con las siguientes subdivisiones:

Gruesa. Partículas que pasan el tamiz N° 4 (4.75 mm) y son retenidas en el tamiz N° 10 (2 mm).

Media. Partículas que pasan al tamiz N° 10 (2 mm.) y son retenidas en el tamiz N° 40 (0.425 mm).

Fina. Partículas que pasan el tamiz N° 40 (0.425 mm) y son retenidas en el tamiz N° 200 (0.075 mm).

Arcilla. Suelo que pasa por el tamiz N° 200 (0.075 mm), el cual exhibe plasticidad dentro de un cierto intervalo de humedad, pero que muestra considerable resistencia cuando se seca al aire.

Limo. Suelo que pasa el tamiz N° 200 (0.075 mm), de naturaleza no-plástica o ligeramente plástica y que exhibe poca o ninguna resistencia cuando se seca al aire.

Arcilla Orgánica. Es una arcilla con suficiente contenido de materia orgánica como para influir en las propiedades del suelo.

Limo Orgánico. Es un limo con suficiente contenido de materia orgánica como para influir en las propiedades del suelo.

Turba. Es un suelo compuesto principalmente de materia vegetal en diferentes estados de descomposición, usualmente con olor orgánico, color entre marrón oscuro a negro, consistencia esponjosa, y textura que varía de fibrosa hasta amorfa.

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

W. Bien gradado del inglés "Well graded"..

P. Mal gradado 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 gradada.

La segunda parte describe la naturaleza de los finos. Por ejemplo un suelo clasificado como un SP-SM significa que se trata de una arena pobremente gradada con finos limosos entre 5 y 12%. Similarmente un GW-GC es una grava bien gradada con algo de finos arcillosos que caen encima la línea A.

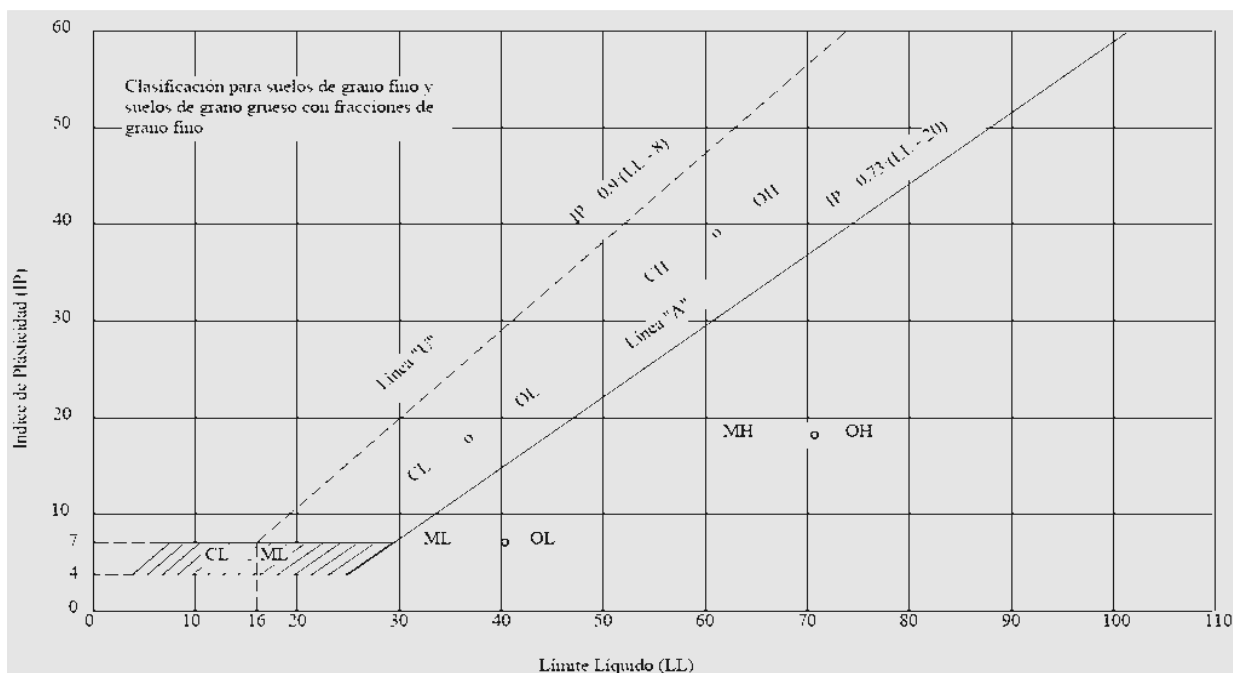


FIG 01: CLASIFICACION PARA SUELOS DE GRANO FINO Y SUELO DE GRANO GRUESO CON FRACCIONES DE GRANO FRINO

b) Sistema de clasificación AASHTO.

Transportation Officials) (Designación ASTM D-3282; método AASHTO M145) es uno de los en 1928. Este sistema pasó por varias revisiones y actualmente es primeros sistemas de clasificación de suelos, desarrollado El sistema de clasificación AASHTO (American Association of State Highway and por Terzaghi y Hogentogler usado para propósitos ingenieriles enfocados más en el campo de las carreteras como la construcción de los terraplenes, subrasantes, subbases 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).

Clasifica 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.

Adopta el siguiente rango de tamaño de partículas:

Cantos rodados. Son fragmentos de roca, usualmente redondeados por abrasión, que son retenidos en el tamiz de 3" (75 mm).

Grava. Es la fracción que pasa el tamiz de 3" (75 mm) y es retenido en el tamiz N° 10 (2 mm).

Arena. Es la fracción que pasa el tamiz N° 10 (2 mm) y es retenido en el tamiz N° 200 (0.075 mm).

El limo y la arcilla. Son partículas que pasan el tamiz N° 200 (0.075 mm).

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 plasticidad de 10 o menos.

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

Considera solo la porción de suelo que pasa a través del tamiz de 75 mm. Si existieran partículas mayores (guijarros y cantos rodados), estas son excluidas de la muestra de suelo que será clasificado, sin embargo el porcentaje de ese material debe ser medido y anotado junto con el resultado de la clasificación.

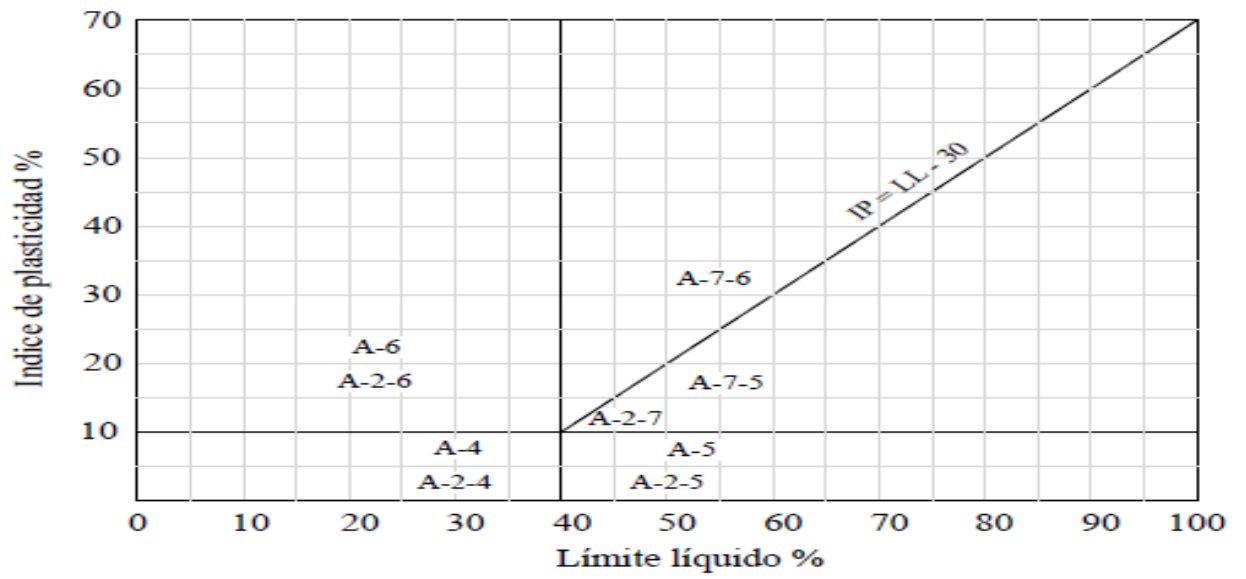


FIG 2. VARIACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD PARA LOS SUELOS DE LOS GRUPOS A-2, A-3, A-4, A-5, A-6, A-7 (NORMA ASTM, 2003)

| Clasificación general | Materiales Granulares 35% o menos del total de la muestra pasa el tamiz N° 200 | | | | | | |
|--|--|--------------|---------------|--|--------------------------------|--------------|--------------|
| Clasificación de grupo | A-1 | | | A-2 | | | |
| | A-1-a | A-1-b | A-3 | 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 |
| Características de la fracción que pasa por el tamiz N° 40 | | | | | | | |
| Límite líquido | | | | 40 max | 41 min | 40 max | 41 min |
| Índice de plasticidad | 7 max | | NP | 10 max | 10 max | 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-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. | | | |
| Características de fracción que pasa por N° 40 (0.425 mm.) | | | | | | | |
| Límite líquido | 40 máx. | 41 min. | 40 máx. | 41 min. | | | |
| Índice de plasticidad | 10 máx. | 10 máx. | 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, $I_p > L_L - 30$ | | | | | | | |

FIG 3. CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS SISTEMA AASHTO (NORMA ASTM, 2003)

2.5.2.9. Exploración de Suelos

a) Pozos o Calicatas y Trincheras.

Son excavaciones de formas diversas que permiten una observación directa del terreno, así como la toma de muestras y la realización de ensayos in situ que no requieran confinamiento. Las calicatas y trincheras serán realizadas según la NTP 339.162 (ASTM D 420). El personal responsable deberá tomar las precauciones necesarias a fin de evitar accidentes.

b) Perforaciones Manuales y Mecánicas.

Son sondeos que permiten reconocer la naturaleza y localización de las diferentes capas del terreno, así como extraer muestras del mismo y realizar ensayos insitu.

La profundidad recomendable es hasta 10 metros en perforación manual, sin limitación en perforación mecánica. Las perforaciones manuales o mecánicas tendrán las siguientes limitaciones:

b-1) Perforaciones mediante Espiral Mecánico.

Los espirales mecánicos que no dispongan de un dispositivo para introducir herramientas de muestreo en el eje, no deben usarse en terrenos donde sea necesario conocer con precisión la cota de los estratos, o donde el espesor de los mismos sea menor de 0,30 m.

b-2) Perforaciones por Lavado con Agua.

Se recomiendan para diámetros menores a 0,100 m. Las muestras procedentes del agua del lavado no deberán emplearse para ningún ensayo de laboratorio.

c) Toma de Muestras

Se distinguen dos tipos de muestras que se pueden obtener:

Muestra perturbadas.

Se obtienen en general de las paredes de los pozos y comprometen estratos determinados o bien la suma de algunos de ellos, como es el caso de la investigación de yacimientos. Estas muestras deben guardarse en bolsas impermeables y de resistencia adecuada. Cada bolsa debe identificarse clara e indeleblemente.

Muestras en bolsas: Las muestras en bolsas se toman con pala, barreta o cualquier otra herramienta de mano conveniente y se colocan en bolsas sin tratar de mantener al suelo en forma inalterada, estas muestras se usan para:

Análisis granulométrico.

Ensayos de plasticidad.

Ensayos de compactación – humedad óptima.

Ensayos de compactación CBR en laboratorio.

Muestra sin perturbar.

Este tipo de muestra se recorta de las paredes de los pozos y compromete estratos bien definidos. Después de cortadas deben revestirse con una capa de parafina sólida aplicada con brocha.

Es conveniente agregar alrededor de un 30% de cera virgen a la parafina sólida con el fin de que la capa protectora sea menos rígida. Si la consistencia de la muestra es relativamente blanda, debe rodearse de grasa y recubrir una vez más con parafina sólida y cera. Una vez dado el tratamiento anterior, debe colocarse en cajas de madera con aserrín u otro producto que actúe como amortiguador de golpes.

Las muestras sin perturbar deberán tomarse apenas excavadas las calicatas, en especial cuando se trate de suelos cuya estructura se ve afectada por los cambios de humedad. En todo caso, al tomar una muestra no perturbada, debe elegirse la pared de la calicata menos expuesta al sol y debe excavarse el espesor superficial que haya sido afectado por los cambios de humedad.

No deben escatimarse esfuerzos en el embalaje adecuado de las muestras, ya que el grado de perturbación que se le ocasione a una muestra no perturbada es irreparable y lleva a resultados erróneos.

En las calicatas, es posible realizar ensayos en sitio tales como las pruebas de carga con placas, CBR, permeabilidades, medidas de densidad, etc. Las pruebas de carga pueden realizarse contra el fondo de la perforación o las paredes de la misma.

Cada vez que sea necesario realizar un ensayo en sitio en una calicata, la excavación deberá realizarse considerando este hecho, dado que este tipo de prueba obliga a tomar medidas especiales que determinan la forma de excavación. Es así como la

toma de densidades obliga a realizar éstas a medida que la excavación se realiza, o bien es necesario dejar bancos intermedios.

El muestreo es tan importante como el ensayo y se deben tomar las precauciones para obtener muestras que exhiban la naturaleza real y condiciones de los suelos que se representan. Salvo situaciones que exijan determinación de resistencia o consolidación, las muestras necesarias para diseño de superestructura de obras viales serán perturbadas.

2.5.2.10. Ensayos de laboratorio

a) Determinación del Contenido de Humedad

El contenido de humedad de una masa de suelo, está formado por la suma de sus aguas libre, capilar e higroscópica.

La importancia del contenido de agua que presenta un suelo representa junto con la cantidad de aire, una de las características más importantes para explicar y comprender el comportamiento de este (especialmente en aquellos de textura más fina), como por ejemplo cambios de volumen, cohesión, estabilidad mecánica.

La humedad varía con la profundidad, dicha variación se manifiesta mediante el gráfico, en cuyas ordenadas se indica la profundidad "Z" de la toma de muestra y en las abscisas el contenido de humedad.

Objetivo:

Determinar el contenido de humedad de una muestra representativa del suelo natural.

Método

Equipo:

Recipiente para humedad (aluminio o lata)

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

Balanza de precisión.

Muestra:

Se utiliza parte del suelo extraído (alterado o inalterado)

Para lograr una determinación confiable del Contenido de Humedad, se recomienda utilizar cantidades mínimas de Muestra (muestra representativa).

| Tamaño de partículas (mm) | Peso mín. muestra (gr) | |
|---------------------------|------------------------|----|
| Nº 4 (4.75 mm) | 100 | |
| N º 40 (0.42 mm) | 10 | 50 |
| 12.5 mm | 300 | |
| 50 mm | 1000 | |

Procedimiento:

1. Se pesa una lata con su respectiva tapa (tamaño recomendable 5 cm. De diámetro, por 3 cm. de altura, ó 6.4 cm. por 4.4 cm.)
2. Colocar una muestra representativa de suelo húmedo en la lata y determinar el peso del recipiente + suelo húmedo ($W_{\text{tara+sh}}$). Si para determinar el peso se presentaría una demora de 3 a 5 minutos, es necesario colocar la tapa para mantener la humedad.
3. Luego de pesar la muestra húmeda, se retira la tapa y colocarla debajo del recipiente y coloque la muestra en el horno.
4. Después de 24 horas, se pesa la lata con el suelo seco ($W_{\text{tara+ss}}$), si la pesada no se realiza inmediatamente se debe colocar la tapa. Asegúrese de usar la misma balanza para todas las mediciones.
5. Determinar la cantidad de agua evaporada

$$W_w = (W_h - W_s)$$

6. Determinar el contenido de humedad mediante la siguiente expresión.

$$\omega\% = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

Donde:

$\omega\%$: Contenido de humedad expresado en porcentaje

W_w : Peso del agua existente en la masa del suelo, en estado natural.

W_s : Peso de las partículas sólidas.

Recomendaciones:

Se recomienda usar el horno a 60°C, para no falsear la humedad en suelos que contienen cantidades significativas de materia orgánica, yeso o ciertos tipos de arcillas.

En la mayoría de los casos, el tiempo de secado varía dependiendo del tipo de suelo. Por ejemplo una muestra de arena puede secarse en sólo algunas horas, ciertas arcillas podrán tardar más de 24 horas. En caso de que el tiempo establecido sea insuficiente, la muestra continuará en el horno hasta obtener pesadas consecutivas constantes transcurridas 4 horas entre ellas.

Las muestras ensayadas para determinar la humedad, deberán ser descartadas y no se utilizarán en ningún otro ensayo.

b) Determinación De La Densidad In Situ (Peso Volumétrico De Un Suelo)

El ensayo permite obtener la densidad del terreno y así verificar los resultados obtenidos en faenas de compactación de suelos, en las que existen especificaciones en cuanto a la humedad y la densidad.

Entre los métodos utilizados, se encuentran el método del cono de arena, el del balón de caucho e instrumentos nucleares entre otros.

Tanto el método del cono de arena como el del balón de caucho, son aplicables en suelos cuyos tamaños de partículas sean menores a 50mm, utilizan los mismos principios, o sea, obtener el peso del suelo húmedo (W_{hum}) de una pequeña perforación hecha sobre la superficie del terreno y generalmente del espesor de la capa compactada. Obtenido el volumen de dicho agujero (Vol. Excavado), la densidad del suelo estará dada por la siguiente expresión:

$$\gamma_h = \frac{W_h}{V_{ol.Exc.}} \left(\frac{gr}{cm^3} \right)$$

Método Volumétrico

Equipo y Muestra:

Se utiliza un cilindro de acero (molde proctor, muestreador),

Se determina su volumen interior.

luego se llena con una muestra inalterada (penetrando el cilindro al suelo inalterado).

Procedimiento:

1. Medición del volumen del cilindro vacío ($V_{cil.}$)
2. Pesar el cilindro vacío ($W_{cil.}$)
3. Pesar el cilindro lleno de suelo (W_{total})

4. Cálculo de la densidad aparente

$$\gamma_h = \frac{W_{cil.lleno\ con\ suelo} - W_{cil.vacío}}{V_{int.cil.}} = \frac{W_t - W_{cil.}}{V_m}$$

Metodo de Reemplazo de Arena:

Es uno de los métodos más utilizados. Representa una forma indirecta de obtener el volumen del agujero utilizando para ello, una arena estandarizada compuesta por partículas cuarzosas sanas, no cementadas, de granulometría redondeada y comprendida entre las mallas N°10 ASTM (2,0 mm.) y N°35 ASTM (0,5 mm.)

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 3785cm³ (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 ASTM (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.

Muestra:

Se tomará según lo recomendado por la Norma ASTM.

| Tamaño máx. de las partículas (mm) | Tamaño mín. de la perforación (cm ²) | Tamaño máx. de la muestra para determinar la humedad |
|------------------------------------|--|--|
| 50 | 2800 | 1000 |
| 25 | 2100 | 500 |
| 12.7 | 1400 | 250 |
| 4.75 | 700 | 100 |

Procedimiento:

1. Determinación de la densidad (aparente) de la arena de reemplazo. Se pesa el molde de compactación (W) con su base ajustada y se verifica su volumen (V).
2. Se coloca el molde sobre una superficie plana, firme y horizontal, montando en el la placa base y el aparato de densidad, procurando que la operación sea similar a la que se desarrollará en el terreno. Luego se abre la válvula y se deja escurrir la arena hasta llenar el molde, se cierra la válvula, se retiran el aparato de densidad y la placa base y se procede a enrasar cuidadosamente el molde, sin producir vibración, registrando el peso del molde más la arena que contiene. Esta operación se repetirá hasta obtener, a lo menos, tres pesadas que no difieran entre sí más de un 1%.Promediando los valores, se obtiene el peso del molde con arena (W_a) y se determina la densidad aparente suelta de la arena.

$$D_a = \frac{W_a}{V_m}$$

Dónde: D_a: Densidad aparente de la arena

W_a: Peso de la arena en el molde

W_m: Volumen del molde proctor

3. Determinación del peso de arena necesario para llenar el cono mayor y el espacio de la placa base. Se llena el aparato de densidad con arena registrando el peso del conjunto (W_t). Luego se coloca la placa base sobre una superficie plana, firme y horizontal, montando en ella el aparato de densidad. Se abre la válvula y se espera hasta notar que la arena ha parado de fluir, momento en el cual se cierra la válvula. Finalmente se registra el peso del aparato de densidad más la arena remanente (W_r).

Esta operación se repetirá para obtener un segundo valor que se promediará con el anterior y por diferencia de pesos se obtendrá la masa de arena que llena el cono mayor y el espacio de la placa base (W_e).

4. Determinación del volumen del hoyo. Nivelada la superficie a ensayar, se coloca la placa base y se procede a excavar un agujero dentro de la abertura de ésta. El volumen de suelo más o menos a remover, será el indicado en la tabla siguiente, la cual está en función del tamaño máximo de las partículas del suelo. Este material extraído será depositado dentro de un recipiente hermético. Luego se pesa el aparato de densidad con el total de arena (W_t), el que es puesto en seguida sobre la abertura de la placa base y se abre la válvula dejando escurrir la arena hasta que se detenga, momento en el cual se cierra la válvula y se determina el peso del aparato de densidad más la arena remanente (W_r). Finalmente, se recupera la arena de ensayo desde dentro del agujero y se coloca en un envase aparte, de modo de reacondicionarla para poder volver a utilizarla en otra toma de densidad.

5. Determinación de la masa seca de material extraído. El material removido se deposita en un recipiente hermético al que previamente se le determinó su peso (W_r). El conjunto se pesa para obtener el peso del material más el recipiente (W_{sh+tr}). Luego, dentro del recipiente se mezcla el material y se obtiene una muestra representativa (W_h) según la tabla anterior, para determinar mediante secado a estufa en terreno, el peso de la muestra seca (W_s) y por ende su humedad ($W\%$). Finalmente, se extrae otra muestra representativa la que se deposita dentro de un envase sellado para obtener la humedad en laboratorio, la que se compara con la del terreno.

Recomendaciones:

Generalmente es deseable contar con una arena uniforme o de un solo tamaño para evitar problemas de segregación, de modo que con las condiciones de vaciado pueda lograrse la misma densidad, del suelo que se ensaya.

En el momento de ensayo, en el terreno, se debe evitar cualquier tipo de vibración en el área circundante, ya que esto puede provocar introducir un exceso de arena en el agujero.

En suelos en que predominan las partículas gruesas es recomendable determinar la humedad sobre el total del material extraído.

c) Análisis granulométrico- por tamizado

La clasificación de los suelos para usar de ingeniería es universalmente acostumbrado utilizar algún tipo de análisis granulométrico. Una parte importante de los criterios de aceptabilidad de suelos para carreteras, aéreo pistas, presas de tierra, diques, y otro tipo de terraplenes en el análisis granulométrico.

La información obtenida del análisis granulométrico puede en ocasiones utilizarse para producir movimientos del agua a través del suelo.

El análisis granulométrico en un intento de determinar las proporciones relativas de los diferentes tamaños de gramo presente en una masa de suelo dada. Obviamente para obtener un resultado significativo de la muestra debe ser "Estadísticamente Representativa" de la masa del suelo. En la práctica solamente solo se agrupa a los materiales por rangos de tamaño (Tamaño Nominal).

Objetivo

Este ensayo tiene por finalidad observar las diferentes graduaciones que tiene un material, para que en caso de no reunir las condiciones técnicas especificadas en las normas, se haga un reajuste o un acondicionamiento de los materiales a fin de obtener la granulometría deseada y así cumplir con las especificaciones recomendadas.

Tamaño De La Muestra De Suelo (ASTM D1140-54)

Diámetro nominal de partícula mayor Peso mínimo aproximado de muestra en gr.

| | |
|-------------|----------|
| TAMIZ N° 10 | 200 gr. |
| TAMIZ N° 14 | 500 gr. |
| 3/4 pulg. | 1500 gr. |

Los tamices son hechos de malla de alambre forjado con aberturas rectangulares que varían:

| MALLA | (mm) |
|--------|---------|
| 5" | 127.000 |
| 4" | 101.600 |
| 3" | 76.200 |
| 2 1/2" | 63.500 |

| | |
|--------|--------|
| 2" | 58.800 |
| 1 1/2 | 38.100 |
| 1" | 25.400 |
| 3/4 " | 19.050 |
| 1/2" | 12,700 |
| 3/8" | 9,525 |
| 1/4" | 6,350 |
| Nº 4 | 4,760 |
| Nº 6 | 3,360 |
| Nº 8 | 2,380 |
| Nº 10 | 2,000 |
| Nº 16 | 1,190 |
| Nº 20 | 0,840 |
| Nº 30 | 0,590 |
| Nº 40 | 0,420 |
| Nº 50 | 0,297 |
| Nº 60 | 0,250 |
| Nº 80 | 0,177 |
| Nº 100 | 0,149 |
| Nº 200 | 0,074 |

Todos los sistemas de clasificación utilizan el tamiz Nº 200 como punto divisoria. Las clasificaciones se basan generalmente en términos de la cantidad retenida o la cantidad que pasa a través del tamiz Nº 200.

Ocasionalmente es deseable conocer la escala aproximada de partículas que pasa el tamiz Nº 200. cuando se presenta se efectúa el "análisis granulométrico – método del hidrómetro.

La información obtenida del análisis granulométrico se presentan en forma de curva. Para poder comparar suelos y visualizar más fácilmente la distribución de los tamazo de granos presentes y como una masa de suelo típica puede tener partículas que varíen entre tamaños de 2.00 mm y 0,0075 la mas pequeña (Tamiz Nº 200) por lo cual sería necesario recurrir a una escala muy grande para poder dar el mismo peso y

precisión de lectura a todas las medidas, es necesario recurrir a la representación logarítmica para los tamaños de partículas.

Cuando menor del 10% al 15% del material pasa a través del tamiz N° 10 (2.00 mm) no es deseable o práctico para estos suelos (grasa o arena grasosa) el procedimiento de lavado a través del tamiz. El lavado es usualmente innecesario cuando sólo 5 a 10% pasa a través del tamiz 100 (0,150 mm).

Para suelos arenosos con granos finos, se recomienda dos series de tamices de orden de arriba hacia abajo) como siguen:

| SERIE TIPICA DE TAMICES | | SERIE ALTERNATIVA DE TAMICES | |
|-------------------------|---------------|------------------------------|---------------|
| TAMIZ N° | ABERTURA (mm) | TAMIZ N° | ABERTURA (mm) |
| <i>Tapa</i> | | <i>Tapa</i> | |
| 4 | 4.78 | 4 | |
| 10 | 2.00 | 10 | |
| 20 | 0.850 | 30 | 0.600 |
| 40 | 0.425 | 50 | 0.300 |
| 60 | 0.250 | 100 | 0.150 |
| 140 | 0.106 | 200 | 0.075 |
| 200 | 0.075 | Bandeja | |
| Bandeja | | | |

Equipo.

Un juego de tamices normalizados según la tabla anterior.

Dos balanzas: con capacidades superiores a 20 kg. y 2000 gr. Y precisiones de 1gr. y 0,1gr. Respectivamente.

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

Un vibrador mecánico.

Herramientas y accesorios. Bandeja metálica, recipientes plásticos y escobilla.

Procedimiento

Se homogeniza cuidadosamente el total de la muestra en estado natural (desmenuzándola con un mortero), tratando de evitar romper sus partículas individuales, especialmente si se trata de un material blando, piedra arenosa u otro similar.

Se reduce por cuarteo una cantidad de muestra levemente superior a la mínima recomendada según el tamaño máximo de partículas del suelo.

| Tamaño máx. de partículas (mm) | Cantidad mín. A ensayar (Kg.) |
|--------------------------------|-------------------------------|
| 4.75 | 0.5 |
| 25 | 10.0 |
| 50 | 20.0 |
| 80 | 32.0 |

Se seca el material dentro de un horno a una temperatura de 110 °C, hasta conseguir pesadas consecutivas constantes en la muestra. Cuando esté seca, se obtiene la cantidad mínima recomendada o peso de la muestra (W_m) a ensayar según la tabla anterior.

Inmediatamente obtenido el tamaño de muestra a ensayar, se pesa y se lava con el fin de eliminar todo el material fino menor a 0,075 mm. Para esto, se remoja el suelo en un recipiente con agua hasta que las partículas más finas se suelten, en seguida se lava el suelo colocando como filtro la malla N° 200 ASTM (0,075 mm.), hasta observar que el agua utilizada salga limpia. El material retenido en la malla se deposita en una bandeja y se coloca al horno durante 24 horas. Cumplido el tiempo de secado y una vez enfriada la muestra, se pesa (W_m después lavado).

A continuación, se deposita el material en un juego de tamices, los que deberán encontrarse limpios y ordenados en forma decreciente los mayores arriba hasta los diámetros inferiores abajo. El juego deberá contar de una tapa en la parte superior y una bandeja de residuos en la inferior.

Se hace vibrar el conjunto durante 5 a 10 minutos, tiempo después del cual se retira del vibrador y se registra el peso del material retenido en cada tamiz. Sumar estos pesos (W_f , peso final o después del ensayo) y comparar con el peso inicial o peso de la

muestra seca después del lavado, con el cual se inicio el cribado. Esta operación permite detectar cualquier pérdida de suelo durante el proceso de tamizado. Si se tiene una pérdida de más del 2% con respecto al peso original, se considera que el experimento no es satisfactorio y por consiguiente debe repetirse.

Calcular el porcentaje en cada tamiz. Así mismo calcular el porcentaje que pasa, comenzando por el 100% y sustraer el porcentaje retenido en cada malla como un proceso acumulativo.

Cada integrante del grupo debe hacer una gráfica semilogarímic del tamaño de la partícula vs porcentaje que pasa. Si menos del 12% del material pasa a través del tamiz N° 200, es necesario calcular el Cu y Cc.

ANÁLISIS SOBRE LAS CURVAS GRANULOMÉTRICAS

La forma de la curva da inmediata idea de la distribución granulométrica del suelo, constituido por partículas de un solo tamaño estará representado por una línea vertical, una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños.

El ortodoxo Allen Hazen denominó diámetro efectivo, D_{10} , al que corresponde o significa que el 10% en la curva acumulativa, concediéndole un papel predominante en la permeabilidad del suelo. Hay que tener cuidado, pues esta definición del diámetro efectivo, solo se refiere a arenas.

Como una medida simple de la uniformidad de un suelo, Alle Hazen propuso el coeficiente de uniformidad:

$$C_u = D_{60} / D_{10}$$

En donde:

D_{60} : Es el tamaño de partícula que corresponde al 60% en peso.

D_{10} : Es el tamaño tal que corresponde al 10% en peso, del suelo.

Para mejor conocimiento y evaluación del suelo es necesario definir la uniformidad, se define el coeficiente de curvatura del suelo con la expresión:

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

En donde:

D_{30} : Es el tamaño de partícula que corresponde al 30% en peso.

Los suelos con $C_u < 3$ se considera muy uniformes, el coeficiente de curvatura (C_c) tiene un valor entre 1 y 3 en suelos bien graduados, con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

d) Límites de consistencia o límites de Atterberg.

Los límites de consistencia fueron propuestos el científico sueco A. Atterberg, nosotros podemos considerar que los LL y LP han sido y son ampliamente utilizados a nivel mundial, principalmente para la identificación y clasificación de los suelos, ambos también son útiles para predecir la máxima densidad seca o el óptimo contenido de humedad en los problemas de compactación. El LC, es importante en las zonas donde el suelo sufre grandes cambios de volumen. Los límites de adhesión y cohesión no tienen relevancia en el campo de la ingeniería civil.

1. Determinación del límite líquido (LL).

Hoy en día se emplea el equipo ideado por A. Casagrande es un equipo mundialmente usado, compuesto por una copa o cápsula de latón, articulada por un extremo, que sube y baja por la acción de hacer girar una manivela, la altura de caída de la copa se ajusta para que sea exactamente 1 centímetro, la copa se golpea sobre una base de caucho duro. Adicionalmente se debe contar con la presencia de dos ranuradores, uno tipo ASTM generalmente utilizado para suelos poco plásticos y otro tipo Casagrande, los cuales sirven para hacer ranuras en la muestra que se colocará sobre la copa.

El material (suelo) que se utiliza para la prueba debe pasar la malla N° 40 (0.420 mm), antes de la prueba, el suelo se amasa y se deposita en la copa, se hace una ranura en el centro de la muestra de suelo, Luego entonces se gira la manivela y se cuenta el número de golpes que la copa cae sobre la base de caucho, hasta que la ranura se cierre en unos 12 mm de longitud. Se toma un poco de suelo de alrededor de la ranura y se determina su contenido de humedad. Se repite la operación tres a cuatro veces añadiendo agua o amasando con la finalidad que se deshidrate la muestra, no agregar suelo seco, hasta que se hagan dos mediciones de la humedad para consistencias correspondientes a menos de 25 golpes, y otras dos mediciones para un número mayor. Los resultados se grafican tomando en abscisas el número de golpes (NG) en escala logarítmica, y como ordenadas el contenido de humedad correspondiente, se

obtienen puntos que definen una línea que generalmente es una recta. La intersección de esta línea con la vertical correspondiente a 25 golpes da el contenido de humedad al que se denomina Límite líquido (LL).

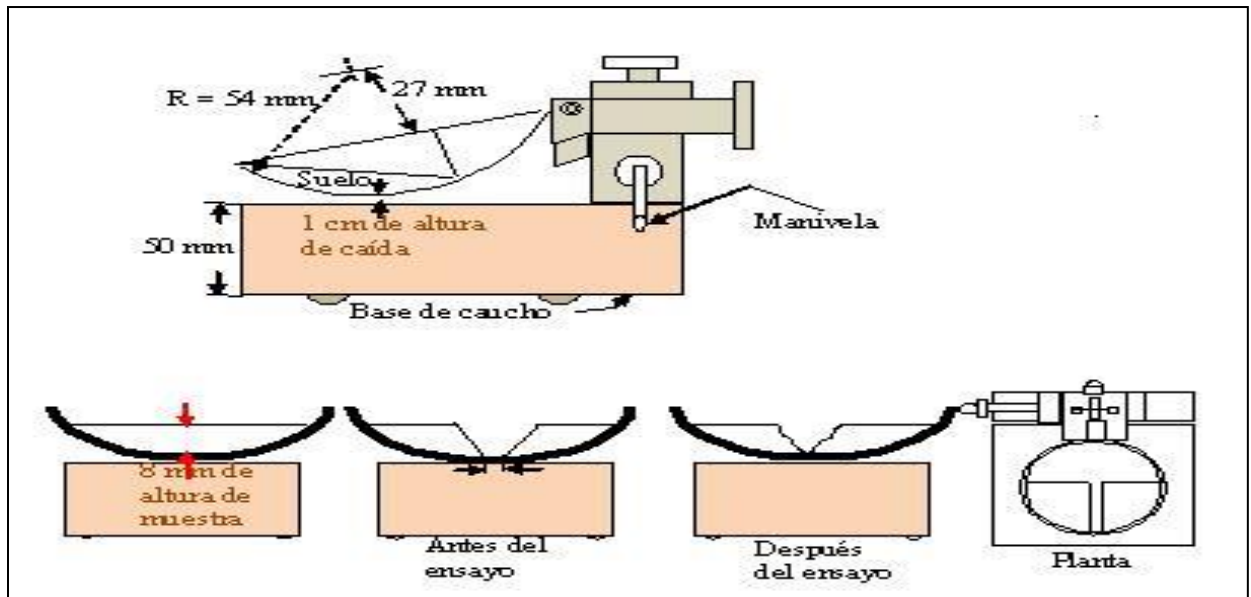


FIG 4. PARTES DE LA COPA DE CASAGRANDE

Procedimiento de cálculo:

1. Del laboratorio se obtiene los pesos del suelo húmedo (W_{sh}), peso del suelo seco (W_{ss}), peso del tarro (W_{tarro}) y número de golpes (NG) en el ensayo del Límite líquido.
2. En gabinete se determina los pesos: del agua (W_w) y porcentaje de humedad ($w\%$).
3. Se procede a graficar en un sistema de coordenadas, el contenido de humedad en el eje de ordenadas en escala natural, el NG en el eje de abscisas en escala logarítmica. Se obtienen puntos de coordenadas (NG, $w\%$) deben generar una línea recta. El Límite líquido quedará determinado por el punto de intersección de esta línea, con la perpendicular al eje de las abscisas en el valor correspondiente a 25 golpes.

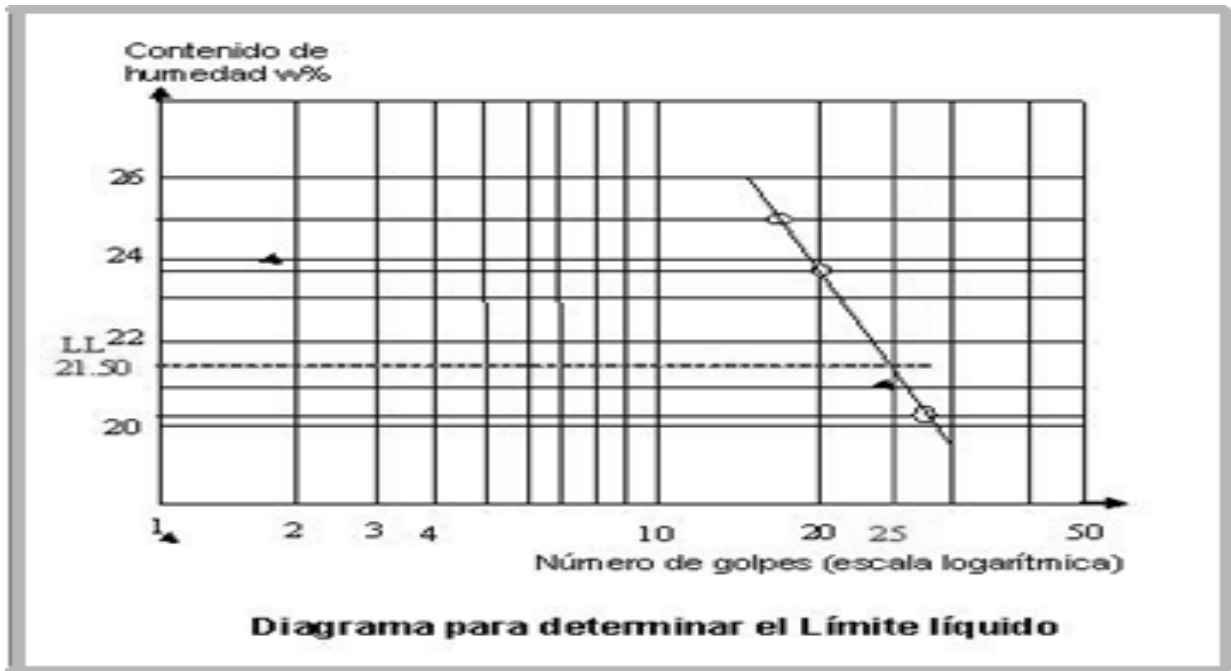


FIG 5. DIAGRAMA PARA DETERMINAR EL LIMITE LIQUIDO

2. Determinación del límite Plástico (LP)

El límite plástico se determina moldeando un poco de suelo plástico (20 gr aproximadamente), haciendo rodar con la mano sobre una placa de vidrio en cilindros o rollitos de 3 mm (velocidad de 80 a 90 movimientos por minuto), dichos cilindros de suelo que se forman y doblan rodando de nuevo; se pierde con ello cierta humedad. Esta operación debe repetirse hasta que los cilindros no puedan rodarse sin antes desmoronarse, en este momento el diámetro debe ser aproximadamente de 3 mm. Entonces se determina el contenido de humedad pesando los cilindros de suelo, secándolos en un horno y volviéndolos a pesar. Se admite que este contenido de agua representa el Límite Plástico (LP) del suelo ensayado.

Problema N° 1: Determinar el Límite plástico de un suelo si contamos con los siguientes resultados de laboratorio.

3. Determinación del Índice plástico (IP).

El índice plástico queda determinado por la diferencia entre el Límite líquido y el Límite plástico:

$$IP = LL - LP \dots\dots\dots(1)$$

e) Determinación del Peso Específico Relativo de los Sólidos.

El peso específico de un suelo (γ_s) se define como el cociente entre el peso al aire de las partículas sólidas y el peso, al aire, de un volumen igual de agua destilada, considerando igual temperatura y el mismo volumen.

La gravedad específica de un suelo (S_s) se define como el peso unitario del material dividido por el peso unitario del agua destilada a 4°C. La S_s se calcula mediante la siguiente expresión:

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o}$$

D o n d e:

γ_s : Peso específico de los sólidos (gr/cm³)

γ_o : Peso específico del agua a 4°C (gr/cm³)

De esta forma, la gravedad específica puede ser calculada utilizando cualquier relación de peso de suelo (W_s) al peso del agua (W_w), siempre y cuando se consideren los mismos volúmenes, como se observa en la siguiente expresión:

$$S_s = \frac{W_s}{W_s + W_{f\omega} - W_{f\omega s}} = \frac{W_s}{W_\omega}$$

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 $110 \pm 5^\circ \text{C}$

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

Con anterioridad a la practica (1día antes), se debe recolectar y desairear 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.

PROCEDIMIENTO:

1. Mezclar de 100 a 120 gr. de suelo secado al aire o al horno con agua en un recipiente evaporador hasta formar una pasta cremosa. Si no se utiliza un mezclador eléctrico, remojar el suelo entre 20 y 30 minutos (la ASTM recomienda 12 horas, para muestras secadas al horno).
2. Opcional: Transferir la pasta al vaso mezclador eléctrico de refrescos y añadir agua hasta formar una mezcla de cerca de 200ml de suelo-agua. Batir estas mezclas durante 5 a 10 minutos. Si se hace este paso, es necesario utilizar un matraz (de 500 ml)
3. Se pesa el frasco vacío (W_f) y se registra, luego se llena con agua de desaireada (hasta la marca de 500 ml), tener mucho cuidado en no introducir aire nuevamente por agitación excesiva, como alternativa, es posible aplicar vacío por unos cuantos minutos después de haber llenado el frasco hasta los $\frac{3}{4}$ de su capacidad y luego llenar hasta la marca y registrar ($W_f W =$ Peso del frasco con agua), el cuello del frasco debe estar seco, se registra la $T^{\circ}C$ de modo que la mezcla agua suelo se encuentre a la misma temperatura aproximadamente dentro de $1^{\circ} C$, esta operación puede hacerse mientras el suelo está siendo mezclado. Este paso se puede omitir si existe una curva de calibración del frasco.
4. Luego de 15 a 30 minutos, transferir el suelo saturado del plato evaporador al frasco volumétrico. Tener cuidado que no queden partículas de suelo en el recipiente evaporador, añadir agua con temperatura estabilizada para completar los $\frac{2}{3}$ a $\frac{3}{4}$ de la capacidad y luego se agita el matraz con la mano.

$$W_{total} = W_{f\ vacio} + W_s$$

$$W_{\omega} = W_{total} - W_{f\omega s}$$

5. Conectar el frasco a la bomba de vacío por un tiempo de unos 10 minutos, durante este tiempo agitar suavemente la mezcla moviendo cuidadosamente el frasco. Observar que la reducción en la presión del aire dentro del frasco produce “ebullición” del agua. La eficiencia del vacío es verificable de la siguiente manera:

1. Luego de aplicar vacío al frasco por 10 minutos a la mezcla suelo-agua.

2. Llenar el frasco hasta unos 20 mm por debajo de la marca del frasco con agua desaireada y con temperatura estabilizada.
3. Se vuelve aplicar vacío por varios minutos y marcando con un lápiz de color adecuado el nivel del agua en el cuello del frasco.
4. Retirando cuidadosamente la tapa para romper el vacío y si el nivel de agua sube más de 3 mm, el desaireamiento será suficiente.
5. Cuando el proceso de desaireamiento se haya completado, se afora el frasco hasta la marca de 500 ml (base del menisco se encuentre en la marca), secar el cuello por encima de la marca con papel secante enrollado. Luego se pesa y se obtiene el peso del frasco con agua y muestra (W_{fws}) asegúrese que la $T^{\circ}C$ esté dentro de $1^{\circ}C$ con respecto a la utilizada al medir W_{fw}
6. Cálculo de la gravedad específica.

$$G_s = \frac{W_s}{W_s + W_{fw} - W_{fws}}$$

7. Repetir la secuencia (pasos 1 a 9) para valores adicionales de S_s , hasta tener valores dentro de un rango del 2%:

$$\frac{\text{Mayor valor de } S_s}{\text{Menor valor de } S_s} \leq 1.02$$

para el factor de corrección.

| T ^o C | α | Densidad (γ en gr/cm ³) |
|------------------|----------|---|
| 16 | 1.0007 | 0.99897 |
| 18 | 1.0004 | 0.99862 |
| 20 | 1.0000 | 0.99823 |
| 22 | 0.9990 | 0.99780 |
| 24 | 0.9996 | 0.99732 |
| 26 | 0.99681 | 0.99681 |

f) Ensayo De Corte Directo

Objetivo

Tiene por objeto establecer el procedimiento de ensayo para determinar la resistencia al corte de una muestra de suelo consolidada y drenada, por el método del corte directo. Este ensayo puede realizarse sobre todos los tipos de suelos, con muestras inalteradas y remoldeadas

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 $\pm 1 \%$ 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 $\pm 10 \%$ 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.



FIG 6. INSTRUMENTO DE CORTE DIRECTO

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 (½ "), 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.

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

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 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.

2.5.2.11. Capacidad Portante

En cimentaciones se denomina capacidad portante a la capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él. Técnicamente la capacidad portante es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo. Por tanto la capacidad portante admisible debe estar basada en uno de los siguientes criterios funcionales:

Si la función del terreno de cimentación es soportar una determinada tensión independientemente de la deformación, la capacidad portante se denominará carga de hundimiento.

Si lo que se busca es un equilibrio entre la tensión aplicada al terreno y la deformación sufrida por éste, deberá calcularse la capacidad portante a partir de criterios de asiento admisible.

De manera análoga, la expresión capacidad portante se utiliza en las demás ramas de la ingeniería para referir a la capacidad de una estructura para soportar las cargas aplicadas sobre la misma.

Capacidad de carga a corto y a largo plazo

Las propiedades mecánicas de un terreno suelen diferir frente a cargas que varían (casi) instantáneamente y cargas cuasipermanentes. Esto se debe a que los terrenos son porosos, y estos poros pueden estar total o parcialmente saturados de agua. En general los terrenos se comportan de manera más rígida frente a cargas de variación quasinstantánea ya que éstas aumentan la presión intersticial, sin producir el desalojo de una cantidad apreciable de agua. En cambio bajo cargas permanentes la diferencia de presión intersticial entre diferentes partes del terreno produce el drenaje de algunas zonas.

En el cálculo o comprobación de la capacidad portante de un terreno sobre el que existe una construcción debe atenderse al *corto plazo (caso sin drenaje)* y al largo plazo (con drenaje). En el comportamiento a corto plazo se desprecian todos los términos excepto la cohesión última, mientras que en la capacidad portante a *largo plazo (caso con drenaje)* es importante también el rozamiento interno del terreno y su peso específico.

2.5.2.12. Capacidad de Carga Según Karl Terzaghi

Aquel investigador fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales. Según el autor una cimentación se puede considerar superficial si la profundidad de cimentación es menor o igual que el ancho de la misma $D_f \leq B$. Sin embargo, estudios posteriores argumentan que cimentaciones con D_f igual a 3 ó 4 veces el ancho de la misma pueden ser definidas también, como cimentaciones superficiales.

Terzaghi sugirió para una cimentación corrida (relación ancho-longitud tiende a cero), $B \leq L$ la superficie de falla en el suelo bajo carga última puede interpretarse según la Fig. 07. Notar que es el caso de falla general por corte.

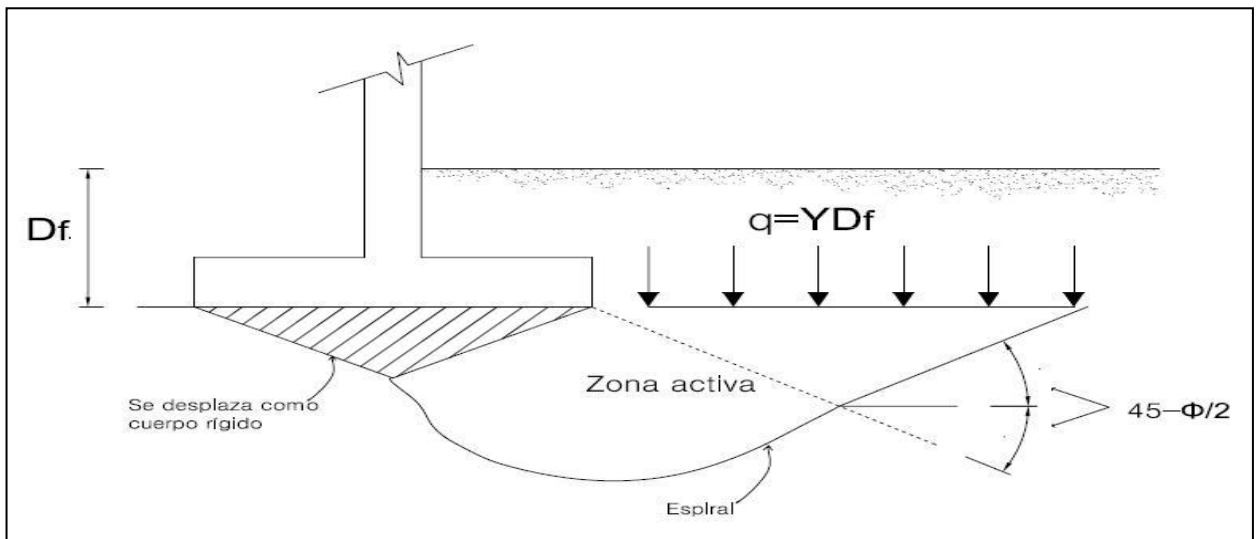


FIG 7. FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA EN SUELO BAJO UNA CIMENTACIÓN CORRIDA.

El efecto del suelo sobre el fondo de cimentación, puede ser reemplazado por una sobre carga equivalente efectiva $q = \gamma D_f$; donde γ = peso específico del suelo.

La zona de falla bajo la cimentación puede fraccionarse en tres sub-zonas:

La zona triangular o cuña, inmediatamente bajo la cimentación.

La zona activa.

La zona pasiva

Notar que, las zonas activa y pasiva se repiten en ambos extremos de la cuña.

Usando el análisis de equilibrio, la capacidad de carga última se expresa:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \quad \text{cimentación corrida} \quad (a)$$

Donde:

C = Cohesión del suelo

γ = Peso específico

D_f = Profundidad de desplante.

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga adimensional en función del ángulo de fricción del suelo

Para diferentes geometrías de cimentaciones se obtuvo las siguientes expresiones:

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \dots \text{cimentación cuadrada... (b)}$$

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.6\gamma BN_\gamma \dots \text{cimentación circular..... (c)}$$

En la ecuación para cimentación cuadrada, B es la dimensión de cada lado y para la cimentación circular B , es el radio.

También varios autores han determinado fórmulas matemáticas para el cálculo de los factores de capacidad de carga entre ellos Reissner (1924) presentó expresiones tales como:

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

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

El factor de capacidad soporte N_γ es muy discutido por varios autores ya que

este factor es influenciado por otros parámetros como el ángulo de fricción y la rugosidad propia de la cimentación. En la práctica de la ingeniería existe una marcada preferencia por utilizar N_γ de Caquot y Keresil (1953).

$$N_\gamma = 2.0(N_q + 1) \tan \varphi$$

Para cimentaciones que exhiben falla local o punzonamiento por corte en suelos, Terzaghi sugirió modificaciones en los parámetros (φ , C) es decir sustituirlos por (φ' , C') en las ecuaciones (a, b, c).

$$\varphi' = \tan^{-1} \left(\frac{2}{3} \tan \varphi \right), \quad C' = \frac{2}{3} C$$

N'_c , N'_q , N'_γ = factores de capacidad de carga modificado, tales se calculan ingresando con el ángulo de fricción y cortando las curvas segmentadas en el ábaco que se visualiza a continuación.

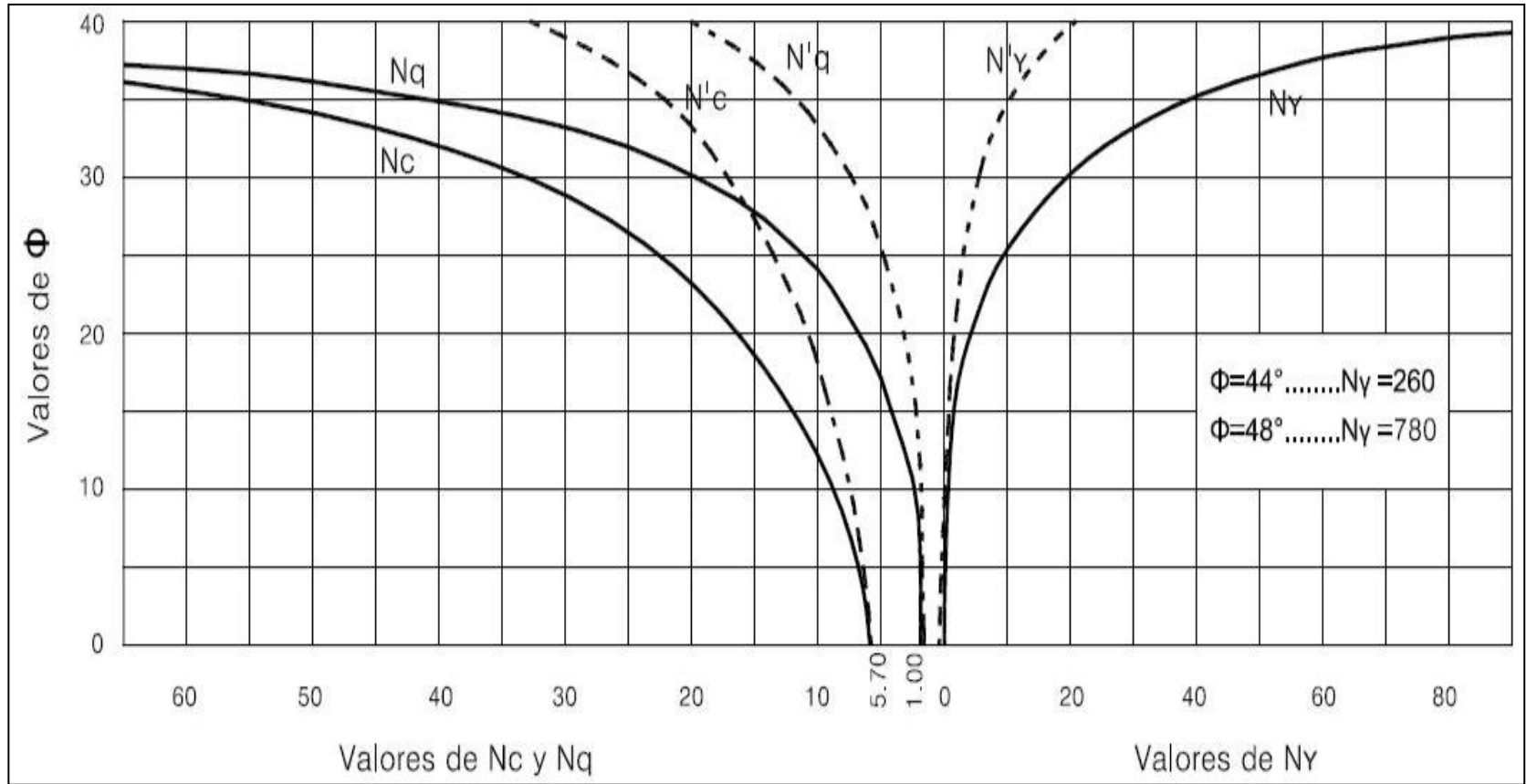


FIG 8. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA DADOS POR TERZAGHI

2.5.2.13. Cimentaciones

Se denomina cimentación al conjunto de elementos estructurales cuya misión es transmitir las cargas de la edificación o elementos apoyados a este al suelo distribuyéndolas de forma que no superen su presión admisible ni produzcan cargas zonales. Debido a que la resistencia del suelo es, generalmente, menor que la de los pilares o muros que soportará, el área de contacto entre el suelo y la cimentación será proporcionalmente más grande que los elementos soportados (excepto en suelos rocosos muy coherentes).

La cimentación es importante porque es el grupo de elementos que soportan a la superestructura. Hay que prestar especial atención ya que la estabilidad de la construcción depende en gran medida del tipo de terreno.

Tipos de cimentación

La elección del tipo de cimentación depende especialmente de las características mecánicas del terreno, como su cohesión, su ángulo de rozamiento interno, posición del nivel freático y también de la magnitud de las cargas existentes. A partir de todos esos datos se calcula la capacidad portante, que junto con la homogeneidad del terreno aconsejan usar un tipo u otro diferente de cimentación.

Cimentaciones superficiales o directas

Son aquellas que se apoyan en las capas superficiales o poco profundas del suelo por tener éste suficiente capacidad portante o por tratarse de construcciones de importancia secundaria y relativamente livianas. En este tipo de cimentación, la carga se reparte en un plano de apoyo horizontal.

En estructuras importantes, tales como puentes, las cimentaciones, incluso las superficiales, se apoyan a suficiente profundidad como para garantizar que no se produzcan deterioros. Las cimentaciones superficiales se clasifican en:

Cimentaciones ciclópeas.

Zapatas.

Zapatas aisladas.

Zapatas corridas.

Zapatas combinadas.

Losas de cimentación.

Cimentaciones semiprofundas

Pozos de cimentación o caissons: Son en realidad soluciones intermedias entre las superficiales y las profundas, por lo que en ocasiones se catalogan como semiprofundas. Algunas veces estos deben hacerse bajo agua, cuando no puede desviarse el río, en ese caso se trabaja en cámaras presurizadas.

Arcos de ladrillo sobre machones de hormigón o mampostería .

Muros de contención bajo rasante: no es necesario anclar el muro al terreno.

Micropilotes, son una variante basada en la misma idea del pilotaje, que frecuentemente constituyen una cimentación semiprofunda.

Cimentaciones profundas

Se basan en el esfuerzo cortante entre el terreno y la cimentación para soportar las cargas aplicadas, o más exactamente en la fricción vertical entre la cimentación y el terreno. Por eso deben ser más profundas, para poder proveer sobre una gran área sobre la que distribuir un esfuerzo suficientemente grande para soportar la carga. Algunos métodos utilizados en cimentaciones profundas son:

Pilotes: son elementos de cimentación esbeltos que se hincan (pilotes de desplazamiento prefabricados) o construyen en una cavidad previamente abierta en el terreno (pilotes de extracción ejecutados in situ). Antiguamente eran de madera, hasta que en los años 1940 comenzó a emplearse el hormigón.

Pantallas: es necesario anclar el muro al terreno.

Pantallas isostáticas: con una línea de anclajes

Pantallas hiperestáticas: dos o más líneas de anclajes.

Cimentaciones de máquinas

A diferencia de las cimentaciones de edificación, que generalmente están sometidas a cargas estáticas o cuasiestáticas, las cimentaciones de maquinaria están sometidas frecuentemente a cargas cíclicas. La existencia de cargas cíclicas obligan a considerar el estado límite de servicio de vibraciones y el estado límite último de fatiga. Algunos tipos de cimentación usados para maquinaria son:

Tipo bloque

Tipo celdas

De muros

Porticadas

Con pilotes

Sobre apoyos elásticos

De soporte

2.6 Marco conceptual: Terminología básica

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.

Capacidad Portante: Es la capacidad del terreno reducida por efecto de la sobrecarga, el peso del suelo y el peso de la zapata.

Suelo: Son el producto del desgaste o desintegración de las rocas de la corteza terrestre, debido a los agentes atmosféricos y a los diferentes procesos físico-químicos en la naturaleza.

Roca: Son aquellas que están formadas por minerales, y otras sustancias sólidas endurecidas, y sólo pueden ser excavadas mediante taladros, cuñas o explosivos.

Zonificación: En sentido amplio, indica la división de un área geográfica en sectores homogéneos conforme a ciertos criterios.

Cimentación: es aquella parte de la estructura encargada de transmitir las cargas actuantes sobre la totalidad de la construcción al terreno.

2.7 Marco Histórico

Los suelos a través del tiempo no han sido considerados como material que influya en las obras civiles. Pero en la actualidad esta concepción es considerada no apta ya que los suelos aportan a las diferentes obras de ingeniería múltiples beneficios como: Conocer el grado de resistencia del subsuelo, Propiedades físicas reales de los suelos, entre otras.

Era tanto la poca importancia que se le daba al suelo, que para una de las artes más antiguas de la actividad humana como es la construcción de fundaciones (nace con la necesidad de construir del ser humano al dejar de ser nómada, hace 12000 años aproximadamente), siempre fueron unos de los tópicos más abandonados de la tecnología de la construcción y de la arquitectura. Es así que para la construcción de las fundaciones realizadas por las antiguas culturas, dependían del espacio y del material disponible y no de las cargas y la capacidad portante del suelo. Esto es evidenciado en culturas como Mesopotamia donde las fundaciones se realizaban en Suelos blandos de aluvión con la utilización de ladrillos cerámicos apoyados sobre esteras de cañas; Egipto: Construcciones religiosas monumentales, Bloques de roca apoyados directamente sobre arenisca; La Biblia: En el antiguo testamento figura una recomendación sobre la fundación de estructuras, Fundar en roca en lugar de arena. Y Antigua Grecia: Viviendas livianas (madera) y templos religiosos de piedra fundados sobre colchones de roca

Ya con el transcurso del tiempo las culturas fueron ganando experiencia y se fue dando más importancia al suelo, dando espacio al desarrollo de técnicas de construcción como lo hizo la antigua Roma, debido a la expansión del imperio necesito desarrollar la ingeniería civil y debido a esto aparece el cemento pozolánico, la estabilización de suelos y las primeras reglas y principios escritos referidos a la arquitectura y la construcción.

Aunque en la edad media en los periodos Prerománico y Románico las fundaciones eran hechas al Colocar escombros mezclados con mortero pobre o arcilla dentro de excavaciones con las dimensiones de la edificación, todavía reinaba el espacio y los materiales disponibles sin consideraciones de la capacidad del suelo. En el Período Gótico, de comienzos del Siglo XII a las primeras décadas del Siglo XVI las Fundaciones son más adecuadas, morteros de mejor calidad y bloques de roca mejor cortadas (más regulares), selección del lugar de instalación y cierto reconocimiento de las condiciones del subsuelo. Pero punto de inflexión en la Ingeniería de Fundaciones se dio en el período Neoclásico (S XVIII al S XX). Los avances tecnológicos y la aplicación de nuevos materiales (morteros hidráulicos, acero, etc.) se conectaron a la práctica de la construcción. Nuevas localizaciones de construcciones por crecimiento de ciudades (avance sobre terrenos bajos de baja capacidad portante). En la actualidad el suelo es la parte fundamental de una cimentación, por lo cual se ha visto la

necesidad de profundizar investigaciones en este campo, llegando así a encontrar formas de cálculos para hallar dos factores fundamentales a la hora del diseño de cimientos, como los son la capacidad de carga y asentamientos del suelo. Para la capacidad de carga en la actualidad existen teorías muy utilizadas como son la teoría de Terzaghi, Skempton y Meyerhof, de las cuales se derivan las ecuaciones de Hansen y Vesic, y para el cálculo de asentamientos inmediatos se basa en métodos empíricos tales como correlaciones directas entre resultados de campo y el asentamiento, ensayos de resistencia a la penetración SPT o CPT y método de Schmertman.

2.8 Hipótesis a demostrar

La determinación de la capacidad portante de los suelos en la AA.VV San Marcelo del a Localidad De Morales, permitirá elaborar un mapa de zonificación de suelos donde se presente información clasificada para los fines que se requiera.

III. MATERIALES Y METODOS

3.1 MATERIALES

Para el presente trabajo se ha hecho uso de lo siguiente:

3.1.1 Recursos humanos

Para este presente trabajo de investigacion se conto con la colaboracion del siguiente personal:

- a. El Asesor: Es el que orienta y coordina el desarrollo de la metodologia de la investigacion de este trabajo para llegar a los objetivos planteados.
- b. El Tesista: Es el encargado de desarrollar el trabajo de investigacion manejando todos los procesos que intervienen en el desarrollo, coordinando constantemente con el asesor, el personal del laboratorio.
- c. El Tecnico de Laboratorio: Es el que realiza las pruebas de los materiales a utilizar asi como tambien interviene en coordinacion con el tesista en la obtencion de los resultados de los siguientes ensayos de laboratorio:

Contenido de Humedad, Analisis Granulométrico por Tamizado, Limite Liquido y Limite, Clasificación Unificada de Suelos, Peso Especifico del Solido, Gravedad Especifica de los Sólidos, Peso Volumétrico, Corte Directo, para la obtención de la capacidad portante del suelo en ensayo

- d. Jefe de Laboratorio: Es la persona responsable del laboratorio de ensayos de materiales el cual interviene en todo el proceso de pruebas y diagnostico fianl certificando asi todos los ensayos realizados por el tesista.

Recursos materiales

Material bibliografico: Libros referente al tema complementando en el marco teorico.

Material de escritorio: cartuchos de tinta para impresora, CD's, papel A4, lapiceros.

Recursos de equipos

1. DETERMINACION DEL CONTENIDO DE HUMEDAD. ASTM D2216

EQUIPO:

Recipiente para humedad (aluminio o lata)

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

Balanza de precisión.



2. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO. ASTM D422

EQUIPO.

Un juego de tamices normalizados según la tabla anterior.

Dos balanzas: con capacidades superiores a 20 kg. y 2000 gr. Y precisiones de 1gr. y 0,1gr. Respectivamente.

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

Un vibrador mecánico.

Herramientas y accesorios. Bandeja metálica, recipientes plásticos y escobilla.



3. DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO. ASTM D4318

EQUIPO:

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.



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 $110 \pm 5^\circ\text{C}$.

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^o40 ASTM, agua destilada y recipientes herméticos

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 3785cm³ (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^o 20 ASTM (0,85 mm.) y queda retenida en la malla N^o 30 ASTM (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.



6. DETERMINACION 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 $110 \pm 5^\circ \text{C}$

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

Con anterioridad a la practica (1día antes), se debe recolectar y desairear 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.



7. CORTE DIRECTO. ASTM D3080

EQUIPO:

Aparato de corte

Caja de corte

Aditamentos de carga



3.2 METODOLOGIA

3.2.1 Universo, Muestra, Población

Universo.

Está conformada por los suelos comprendidos en la AA.VV San Marcelo de la localidad de morales Localidad de Morales, Provincia de San Martín, Departamento de San Martín.

Muestra.

Corresponde los suelos comprendidos en la AA.VV San Marcelo de la localidad de morales Localidad de Morales, Provincia de San Martín, Departamento de San Martín.

Ámbito Geográfico.

La investigación se realizara en la AA.VV San Marcelo de la localidad de morales Localidad de Morales, Provincia de San Martín, Departamento de San Martín.

3.2.2 Sistemas de Variables

Variable Independiente.

Elección de puntos y profundidad de muestreo

Variable dependiente.

Valor de la Capacidad portante del suelo de la AA.VV San Marcelo en la localidad de morales.

Variabes Intervinientes

Factores de afectación al cálculo de la capacidad portante.

3.2.3 Diseño experimental de la investigación

3.2.3.1 Tipo de investigación: El tipo de investigación fue descriptivo, sobre la que se buscó especificar y analizar las características geológicas y geotécnicas del suelo, los estudios descriptivos se caracterizan por la selección de una serie de variables y se mide cada una de ellas independientemente, para así describir lo que se investiga.

3.2.3.2 Diseño de investigación: El diseño fue no experimental de tipo transeccional 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. Los diseños transeccionales tienen la ventaja de que se basan en la observación de objetos de investigación tal como existe en la realidad, sin intervenir en ellos ni manipularlos (Sierra, 1993). Según el carácter de la medida el enfoque del estudio es mixto, se analizaron variables cuantitativas y cualitativas.

3.2.3.3 Instrumentos bibliográficos

En primer lugar, se procedió a recopilar la información bibliográfica existente en los textos especializados en relación a la obtención de la capacidad portante de los suelos.

En segundo lugar se procedió a revisar los principales conceptos sobre los ensayos de laboratorio a realizar estos son:

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.

3.2.3.4 De lo relacionado a las normas

| ENSAYOS ESTANDAR | NORMA USADA |
|--|--------------------|
| 01 Contenido de Humedad Natural | ASTM D2216 |
| 02 Análisis Granulométrico por Tamizado | ASTM D422 |
| 03 Límite Líquido y Límite Plástico | ASTMD4318 |
| 04 Clasificación Unificada de Suelos | ASTM D2487 |
| 05 Peso Específico del Sólido | ASTM D854 |
| 06 Gravedad Específica de los Sólidos | ASTM D856 |
| 07 Densidad De Campo (Método De Cono De Arena) | ASTM D1556 |
| | |
| ENSAYOS ESPECIALES | NORMA USADA |
| 01 Corte Directo | ASTM D3080 |

3.2.4 Procesamiento de información

3.2.4.1 Exploración de suelos

3.2.4.1.1 Reconocimiento de campo

Los trabajos fueron realizados por el tesista y el personal de apoyo de la UNSM, identificando los lugares y zonas, en los cuales se deberían realizar las excavaciones con la finalidad de determinar el perfil estatigráfico del área de estudio, realizando 15 calicatas o pozos a cielo abierto distribuido convenientemente.

3.2.4.1.2 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 15 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, 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.

3.2.4.1.3 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 y ubicación de las zonas más pobladas.

Las calicatas fueron realizadas según la Norma Técnica ASTM D420, la cual es aplicable a todos los Estudios De Mecánica De Suelos (EMS).

Los autores y estudios indican que para estudios como el muestreo, a fin de lograr una buena precisión del perfil estratigráfico del suelo, se deben tomar muestras a distancias entre los 40 m y 100 m, pero en realidad para lograr perfiles estratigráficos que sean más reales, se deben tomar muestras en distancia más cortas, por lo que se ha realizado las excavaciones de 15 calicatas o pozos a cielo abierto a una profundidad no menor de 3.00; las cuales están propensas a cambios de acuerdo a los diferentes factores como es el nivel freático.

El Estudio de Mecánica de Suelos (EMS), nos ha permitido examinar en su estado natural las características de los tipos de suelos, que constituyen cada estrato de la zona en estudio, haciendo una descripción completa de los mismos, clasificando los suelos en forma precisa por su textura. Las técnicas de muestreo se han realizado según Norma ASTM 420.

Las muestras llevadas al laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad Nacional de San Martín, fueron las más representativas y en 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 recipientes cerrados herméticamente, a los cuales para su identificación, se les colocó etiquetas con los siguientes datos:

Nombre del proyecto.

Ubicación de calicata.

Fecha de excavación.

Número de calicata.

Número de estrato.

Tipo de muestra.

Profundidad de la muestra.

Responsable.

Perfil estratigráfico.

3.2.4.1.4 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 |
|---|-------------|
| 01 Contenido de Humedad Natural | ASTM D2216 |
| 02 Analisis Granulométrico por Tamizado | ASTM D422 |

| | |
|--|-------------|
| 03 Limite Liquido y Limite Plastico | ASTMD4318 |
| 04 Clasificación Unificada de Suelos | ASTM D2487 |
| 05 Peso Específico del Solido | ASTM D854 |
| 06 Gravedad Específica de los Solidos | ASTM D856 |
| 07 Densidad De Campo (Método De Cono De Arena) | ASTM D1556 |
| ENSAYOS ESPECIALES | NORMA USADA |
| 01 Corte Directo | ASTM D3080 |

IV. RESULTADOS

4.1. Características del % de humedad del suelo en la AA.VV. San Marcelo de la localidad de Morales

Cuadro N° 01: Resumen de la obtención del contenido de humedad natural.

| CALICATA MUESTRA | DESCRIPCION CALLE | HUMEDAD NATURAL % |
|---------------------|--|-------------------------|
| C-1 | PSJE.LAS GAVIOTAS-JR LOS FLAMENCOS | 14.32 |
| C-2 | CALLE SAN MARCELO-JR. RAMON CASTILLA | 12.54 |
| C-3 | PASAJE LAS AGUILAS-JR. HALCONES | 14.26 |
| C-4 | JR. LAS AGUILAS-JR. LOS FLAMENCOS | 13.67 |
| C-5 | PSJ. LAS AGUILAS-JR. LOS PICA Flores | 17.14 |
| C-6 | JR. LOS PICA Flores-PSJE LAS PALOMAS | 6.69 |
| C-7 | PSJE LAS PALOMAS-JR.LOS FLAMENCOS | 15.42 |
| C-8 | PSJE LAS PALOMAS-JR.LOS HALCONES | 27.85 |
| C-9 | PASAJE LAS PALOMAS-JR. RAMON CASTILLA | 10.56 |
| C-10 | JR. RAMON CASTILLA-PASAJE LAS LECHUZAS | 14.12 |
| C-11 | JR.LOS HALCONES-PSJE LAS LECHUZAS | 14.54 |
| C-12 | JR.LOS FLAMENCOS-PSJE LAS LECHUZAS | 14.12 |
| C-13 | PSJE LAS LECHUZAS-JR LOS PICA Flores | 18.91 |
| C-14 | JR LOS FLAMENCOS-JR AMERICA | 21.69 |
| C-15 | PROLONGACIÓN RAMON CASTILLA | 24.51 |

FUENTE: Elaboración propia

4.2. Composición del análisis granulométrico.

Cuadro N° 02: Resumen de las características granulométricas.

| CALICATA | DESCRIPCION | GRANULOMETRIA | | | | | |
|----------|--|---------------|-------|-----------|-----------|------------|------------|
| | | MUESTRA | CALLE | MALLA # 4 | MALLA #10 | MALLA # 40 | MALLA #200 |
| C-1 | PSJE.LAS GAVIOTAS-JR LOS FLAMENCOS | | | 100.00 | 98.68 | 56.80 | 12.48 |
| C-2 | CALLE SAN MARCELO-JR. RAMON CASTILLA | | | 100.00 | 97.93 | 85.10 | 16.09 |
| C-3 | PASAJE LAS AGUILAS-JR. HALCONES | | | 100.00 | 98.69 | 85.87 | 16.70 |
| C-4 | JR. LAS AGUILAS-JR. LOS FLAMENCOS | | | 100.00 | 99.95 | 80.69 | 40.89 |
| C-5 | PSJ. LAS AGUILAS-JR. LOS PICAFLORES | | | 100.00 | 98.29 | 80.02 | 40.54 |
| C-6 | JR. LOS PICAFLORES-PSJE LAS PALOMAS | | | 100.00 | 94.25 | 58.32 | 15.11 |
| C-7 | PSJE LAS PALOMAS-JR.LOS FLAMENCOS | | | 100.00 | 98.69 | 85.87 | 16.70 |
| C-8 | PSJE LAS PALOMAS-JR.LOS HALCONES | | | 100.00 | 99.94 | 99.80 | 97.86 |
| C-9 | PASAJE LAS PALOMAS-JR. RAMON CASTILLA | | | 100.00 | 98.78 | 75.82 | 19.35 |
| C-10 | JR. RAMON CASTILLA-PASAJE LAS LECHUZAS | | | 100.00 | 98.66 | 84.17 | 15.54 |
| C-11 | JR.LOS HALCONES-PSJE LAS LECHUZAS | | | 100.00 | 98.24 | 82.83 | 20.60 |
| C-12 | JR.LOS FLAMENCOS-PSJE LAS LECHUZAS | | | 100.00 | 99.01 | 77.53 | 33.55 |
| C-13 | PSJE LAS LECHUZAS-JR LOS PICAFLORES | | | 100.00 | 99.90 | 81.17 | 40.48 |
| C-14 | JR LOS FLAMENCOS-JR AMERICA | | | 100.00 | 100.00 | 99.84 | 88.71 |
| C-15 | PROLONGACIÓN RAMON CASTILLA | | | 100.00 | 99.94 | 81.09 | 38.58 |

FUENTE: Elaboración propia

4.3. Resultados de los límites de consistencia.

| CALICATA MUESTRA | DESCRIPCION CALLE | LÍMITES DE CONSISTENCIA | | |
|---------------------|--|-------------------------|-----------|---------|
| | | L.L % | L.P. % | IP % |
| C-1 | PSJE.LAS GAVIOTAS-JR LOS FLAMENCOS | NT | NP | NP |
| C-2 | CALLE SAN MARCELO-JR. RAMON CASTILLA | NT | NP | NP |
| C-3 | PASAJE LAS AGUILAS-JR. HALCONES | NT | NP | NP |
| C-4 | JR. LAS AGUILAS-JR. LOS FLAMENCOS | 22.78 | 14.89 | 7.89 |
| C-5 | PSJ. LAS AGUILAS-JR. LOS PICA Flores | 27.1 | 17.83 | 9.27 |
| C-6 | JR. LOS PICA Flores-PSJE LAS PALOMAS | NT | NP | NP |
| C-7 | PSJE LAS PALOMAS-JR.LOS FLAMENCOS | NT | NP | NP |
| C-8 | PSJE LAS PALOMAS-JR.LOS HALCONES | 77.07 | 52.91 | 24.16 |
| C-9 | PASAJE LAS PALOMAS-JR. RAMON CASTILLA | NT | NP | NP |
| C-10 | JR. RAMON CASTILLA-PASAJE LAS LECHUZAS | NT | NP | NP |
| C-11 | JR.LOS HALCONES-PSJE LAS LECHUZAS | NT | NP | NP |
| C-12 | JR.LOS FLAMENCOS-PSJE LAS LECHUZAS | 41.22 | 21.42 | 19.80 |
| C-13 | PSJE LAS LECHUZAS-JR LOS PICA Flores | 22.55 | 14.89 | 7.66 |
| C-14 | JR LOS FLAMENCOS-JR AMERICA | 36.85 | 22.30 | 14.55 |
| C-15 | PROLONGACIÓN RAMON CASTILLA | 28.75 | 20.90 | 7.85 |

Fuente: Elaboración propia

4.4. Clasificación de suelos.

| CALICATA MUESTRA | DESCRIPCION CALLE | CLASIFICACION DE SUELOS | |
|---------------------|--|-------------------------|-------------------|
| | | CLASIF. SUCS | CLASIF. AASHTO |
| C-1 | PSJE.LAS GAVIOTAS-JR LOS FLAMENCOS | SM | A-2-4(0) |
| C-2 | CALLE SAN MARCELO-JR. RAMON CASTILLA | SM | A-2-4(0) |
| C-3 | PASAJE LAS AGUILAS-JR. HALCONES | SM | A-2-4(0) |
| C-4 | JR. LAS AGUILAS-JR. LOS FLAMENCOS | SC | A-4(1) |
| C-5 | PSJ. LAS AGUILAS-JR. LOS PICA Flores | SC | A-4(1) |
| C-6 | JR. LOS PICA Flores-PSJE LAS PALOMAS | SM | A-2-4(0) |
| C-7 | PSJE LAS PALOMAS-JR.LOS FLAMENCOS | SM | A-2-4(0) |
| C-8 | PSJE LAS PALOMAS-JR.LOS HALCONES | CH | A-7-5(20) |
| C-9 | PASAJE LAS PALOMAS-JR. RAMON CASTILLA | SM | A-2-4(0) |
| C-10 | JR. RAMON CASTILLA-PASAJE LAS LECHUZAS | SM | A-2-4(0) |
| C-11 | JR.LOS HALCONES-PSJE LAS LECHUZAS | SM | A-2-4(0) |
| C-12 | JR.LOS FLAMENCOS-PSJE LAS LECHUZAS | SC | A-4(2) |
| C-13 | PSJE LAS LECHUZAS-JR LOS PICA Flores | SC | A-4(1) |
| C-14 | JR LOS FLAMENCOS-JR AMERICA | CL | A-6(13) |
| C-15 | PROLONGACIÓN RAMON CASTILLA | SC | A-4(1) |

Fuente: Elaboración propia

4.5. Resultados de la densidad de campo.

| CALICATA MUESTRA | DESCRIPCION CALLE | PROFUND. MUESTRA m. | Densidad de Campo | |
|---------------------|---------------------------------------|---------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| | | | $\gamma_{nat 1}(\text{gr/cm}^3)$ | $\gamma_{nat 2}(\text{gr/cm}^3)$ |
| C-2 | CALLE SAN MARCELO-JR. RAMON CASTILLA | 0.40-3.00 | 1.92 | 1.92 |
| C-6 | JR. LOS PICA Flores-PSJE LAS PALOMAS | 0.70-3.00 | 1.90 | 1.90 |
| C-8 | PSJE LAS PALOMAS-JR.LOS HALCONES | 0.30-3.00 | 1.72 | 1.72 |
| C-9 | PASAJE LAS PALOMAS-JR. RAMON CASTILLA | 0.50-3.00 | 1.92 | 1.95 |
| C-11 | JR.LOS HALCONES-PSJE LAS LECHUZAS | 0.50-3.00 | 1.92 | 1.92 |
| C-12 | JR.LOS FLAMENCOS-PSJE LAS LECHUZAS | 0.40-3.00 | 1.74 | 1.74 |
| C-14 | JR LOS FLAMENCOS-JR AMERICA | 0.30-3.00 | 1.80 | 1.80 |

Fuente: Elaboración propia

4.6. Parámetros geotécnicos de los suelos ángulo de fricción y cohesión

| CORTE DIRECTO | | |
|--------------------------------|------------------------------|--------------------------------|
| γ (gr/cm ³) | ANG .FRICCION \emptyset | COHESION Kg/cm ² |
| 1.92 | 30 | 0.00 |
| 1.90 | 29 | 0.00 |
| 1.72 | 7 | 0.19 |
| 1.92 | 30 | 0.01 |
| 1.92 | 30 | 0.02 |
| 1.74 | 22 | 0.13 |
| 1.80 | 20 | 0.18 |

Fuente: Elaboración propia

4.7. Capacidad admisible de los suelos.

| CALICATA MUESTRA | DESCRIPCION CALLE | PROFUND. MUESTRA m. | CAPACIDAD ADMISIBE DE LOS SUELOS | | | | | | | |
|---------------------|--------------------------------------|---------------------------|----------------------------------|------------------------------|--------------------------------|--|--|--------------------------------|------------------------------------|--|
| | | | CORTE DIRECTO | | | Densidad de Campo | | Ancho de cimentación (m) | Profundidad de desplante (m) | Capacidad Admisible Kg/cm ² |
| | | | γ (gr/cm ³) | ANG .FRICCION \emptyset | COHESION Kg/cm ² | γ_{nat_1} (gr/cm ³) | γ_{nat_2} (gr/cm ³) | | | |
| C-2 | CALLE SAN MARCELO-JR. RAMON CASTILLA | 0.40-3.00 | 1.92 | 30 | 0.00 | 1.92 | 1.92 | 1.00 | -1.50 | 0.86 |
| C-6 | JR. LOS PICAFLORES-PSJE LAS PALOMAS | 0.70-3.00 | 1.90 | 29 | 0.00 | 1.90 | 1.90 | 1.00 | -1.50 | 0.81 |
| C-8 | PSJE LAS PALOMAS-JR.LOS HALCONES | 0.30-3.00 | 1.72 | 7 | 0.19 | 1.72 | 1.72 | 1.00 | -1.50 | 0.33 |
| C-11 | JR.LOS HALCONES-PSJE LAS LECHUZAS | 0.50-3.00 | 1.92 | 30 | 0.02 | 1.92 | 1.92 | 1.00 | -1.50 | 0.94 |
| C-12 | JR.LOS FLAMENCOS-PSJE LAS LECHUZAS | 0.40-3.00 | 1.74 | 22 | 0.13 | 1.74 | 1.74 | 1.00 | -1.50 | 0.74 |
| C-14 | JR LOS FLAMENCOS-JR AMERICA | 0.30-3.00 | 1.80 | 20 | 0.18 | 1.80 | 1.80 | 1.00 | -1.50 | 0.34 |

Fuente: Elaboración propia

4.8. Cálculo de la Capacidad Portante

C – 02

$$q_u = C' N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.5 \gamma B N'_{\gamma}$$

$$C' = \frac{2}{3} C$$

$$q_u = \frac{2}{3} C N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.5 \gamma B N'_{\gamma}$$

Angulo de fricción : $\phi = 30^\circ$

Cohesión : $C = 0.0 \frac{kg}{m^2}$

Densidad Natural : $\gamma = 1.92 \frac{gr}{m^3} = 1.92 \frac{tn}{m^3}$

Nivel freático : $D_w = -$

Profundidad de cimentación : $D_f = 1.50 \text{ m}$

Factores de carga :

$$N'_C = 17$$

$$N'_q = 7.3$$

$$N'_{\gamma} = 5$$

Ancho de la Cimentación : $B = 1,00 \text{ m}$

Factor de Seguridad : 3 (Suelo arenoso)

$$q_u = \frac{2}{3} \left(0.0 \frac{kg}{m^2} \right) (17) + \left(1.92 \frac{tn}{m^3} \right) (1.50m)(7.3) + (0.5) \left(1.92 \frac{tn}{m^3} \right) (1m)(5)$$

$$q_u = 0 + 21.024 \frac{tn}{m^2} + 4.18 \frac{tn}{m^2}$$

$$q_u = 25.824 \frac{tn}{m^2}$$

$$q_m = q_u / F_s$$

$$q_m = 8.608 \frac{tn}{m^2}$$

C- 06

$$q_u = C' N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.5 \gamma B N'_\gamma$$
$$C' = \frac{2}{3} C$$
$$q_u = \frac{2}{3} C N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.5 \gamma B N'_\gamma$$

Ángulo de fricción : $\phi = 29^\circ$

Cohesión : $C = 0.0 \frac{kg}{m^2}$

Densidad Natural : $\gamma = 1.90 \frac{gr}{m^3} = 1.90 \frac{tn}{m^3}$

Profundidad de Cimentación : $D_f = 1.50$

Factores de Canga :

$$N'_C = 15.7$$

$$N'_q = 7$$

$$N'_\gamma = 4.5$$

Ancho de la Cimentación : $B = 1,00 \text{ m}$

Factor de Seguridad : 3 (Suelo arenoso)

$$q_u = 0 + \left(1.90 \frac{tn}{m^2}\right)(1.50m)(7) + \left((0.5)(1.90) \frac{tn}{m^3}(m)\right)(4.5)$$

$$q_u = 19.95 \frac{tn}{m^2} + 4.275 \frac{tn}{m^2}$$

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

$$F_S = 3$$

$$q_u = 24.225 \frac{tn}{m^2}$$
$$q_{adm} = 8.075 \frac{tn}{m^2}$$

C – 08

$$q_u = C' N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.5 \gamma B N'_\gamma$$

$$C' = \frac{2}{3} C$$

$$q_u = \frac{2}{3} C N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.5 \gamma B N'_\gamma$$

Ángulo de fricción : $\phi = 7^\circ$

Cohesión : $C = 0.19 \frac{kg}{cm^2} = 1.9 \frac{tn}{m^2}$

Densidad Natural : $\gamma = 1.72 \frac{gr}{m^3} = 1.72 \frac{tn}{m^3}$

Profundidad de Cimentación : $D_f = 1.50 m$

Factores de Carga :

$$N'_C = 5.9$$

$$N'_q = 1.00$$

$$N'_\gamma = 0$$

Ancho de la Cimentación : $B = 1,00 m$

Factor de Seguridad : $F_s = 3$

$$q_u = \frac{2}{3} + \left(1.90 \frac{tn}{m^2}\right) (5.9) + \left((1.72) \frac{tn}{m^3} (1.50m)(1.00)\right) + (0.5)(1.72) \frac{tn}{m^3} * (1 m)(0)$$

$$q_u = \left(7.473 \frac{tn}{m^2}\right) + \left(2.58 \frac{tn}{m^2}\right) + 0$$

$$q_u = \left(10.053 \frac{tn}{m^2}\right)$$

$F_s = 3$

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

$$q_{adm} = 3.351 \frac{tn}{m^2}$$

C – 09

$$q_u = C' N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.5 \gamma B N'_\gamma$$

$$C' = \frac{2}{3} C$$

$$q_u = \frac{2}{3} C N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.5 \gamma B N'_\gamma$$

Angulo de fricción : $\phi = 30^\circ$

Cohesión : $C = 0.01 \frac{kg}{cm^2} = 0.1 \frac{tn}{m^2}$

Densidad Natural : $\gamma = 1.92 \frac{gr}{cm^3} = 1.92 \frac{tn}{m^3}$

Profundidad de Cimentación : $D_f = 1.50 m$

Factores de Carga :

$$N'_C = 17$$

$$N'_q = 7.3$$

$$N'_\gamma = 5$$

Ancho de la Cimentación : $B = 1,00 m$

Factor de Seguridad : $F_s = 3$

$$q_u = \frac{2}{3} \left(0.1 \frac{tn}{m^2} \right) (17) + \left((1.92) \frac{tn}{m^3} (1.50m)(7.3) \right) + (0.5)(1.92) \frac{tn}{m^2} * (1 m)(5)$$

$$q_u = \left(1.133 \frac{tn}{m^2} \right) + \left((21.024) \frac{tn}{m^2} \right) + 4.8 \frac{tn}{m^2}$$

$$q_u = 26.957 \frac{tn}{m^2}$$

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

$$q_{adm} = 8.986 \frac{tn}{m^2}$$

C – 11

$$q_u = C' N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.5 \gamma B N'_\gamma$$

$$C' = \frac{2}{3} C$$

$$q_u = \frac{2}{3} C N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.5 \gamma B N'_\gamma$$

Ángulo de fricción : $\phi = 30^\circ$

Cohesión : $C = 0.02 \frac{kg}{cm^2} = 0.2 \frac{tn}{m^2}$

Densidad Natural : $\gamma = 1.92 \frac{gr}{cm^3} = 1.92 \frac{tn}{m^3}$

Profundidad de Cimentación : $D_f = 1.50 m$

Factores de Carga :

$$N'_C = 17$$

$$N'_q = 7.3$$

$$N'_\gamma = 5$$

Ancho de la Cimentación : $B = 1,00 m$

Factor de Seguridad : $F_s = 3$

$$q_u = \frac{2}{3} \left(0.2 \frac{tn}{m^2} \right) (17) + \left((1.92) \frac{tn}{m^3} (1.50m)(7.3) \right) + (0.5)(5)(1m) * (1.92 \frac{tn}{m^3})$$

$$q_u = \left(2.267 \frac{tn}{m^2} \right) + \left(21.024 \frac{tn}{m^2} \right) + 4.8 \frac{tn}{m^2}$$

$$q_u = 28.091 \frac{tn}{m^2}$$

$$q_{adm} = 9.364 \frac{tn}{m^2}$$

C - 12

$$q_u = C' N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.5 \gamma B N'_\gamma$$

$$C' = \frac{2}{3} C$$

$$q_u = \frac{2}{3} C N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.5 \gamma B N'_\gamma$$

Ángulo de fricción : $\phi = 22^\circ$

Cohesión : $C = 0.13 \frac{kg}{cm^2} = 1.3 \frac{tn}{m^2}$

Densidad Natural : $\gamma = 1.74 \frac{gr}{cm^3} = 1.74 \frac{tn}{m^3}$

Profundidad de Cimentación : $D_f = 1.50 m$

Factores de Carga :

$$N'_C = 12$$

$$N'_q = 3.9$$

$$N'_\gamma = 1.8$$

Ancho de la Cimentación : $B = 1,00 m$

Factor de Seguridad : $F_s = 3$

$$q_u = \frac{2}{3} \left(1.3 \frac{tn}{m^2} \right) (12) + \left((1.74) \frac{tn}{m^3} (1.50m)(3.9) \right) + (0.5) \left(1.74 \frac{tn}{m^3} \right) (1m) * (1.8)$$

$$q_u = \left(10.4 \frac{tn}{m^2} \right) + \left(10.179 \frac{tn}{m^2} \right) + 1.566 \frac{tn}{m^2}$$

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

$$q_u = 22.141 \frac{tn}{m^2}$$

$$q_{adm} = 7.38 \frac{tn}{m^2}$$

C – 14

$$q_u = C' N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.5 \gamma B N'_\gamma$$

$$C' = \frac{2}{3} C$$

$$q_u = \frac{2}{3} C N'_C + \gamma D_f N'_q + 0.5 \gamma B N'_\gamma$$

Ángulo de fricción : $\phi = 20^\circ$

Cohesión : $C = 0.18 \frac{kg}{cm^2} = 1.8 \frac{tn}{m^2}$

Densidad Natural : $\gamma = 1.80 \frac{gr}{cm^3} = 1.80 \frac{tn}{m^3}$

Profundidad de Cimentación : $D_f = 1.50 m$

Factores de Carga :

$$N'_C = 4$$

$$N'_q = 2.2$$

$$N'_\gamma = 1$$

Ancho de la Cimentación : $B = 1,00 m$

Factor de Seguridad : $F_s = 3$

$$q_u = \frac{2}{3} (1.8)(4) + \left(1.80 \frac{tn}{m^3} (1.50m)(2.2) \right) + \left(1.80 \frac{tn}{m^3} \right) (1m) * (1)(0.5)$$

$$q_u = \left(4.8 \frac{tn}{m^2} \right) + \left(5.94 \frac{tn}{m^2} \right) + 0.9 \frac{tn}{m^2}$$

$$q_u = 11.64 \frac{tn}{m^2}$$

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

$$q_{adm} = 3.88 \frac{tn}{m^2}$$

V. ANALISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. ANÁLISIS.

5.1.1 Generalidades.

Al finalizar el presente trabajo, la información obtenida a partir de los resultados de ensayos durante la etapa de investigación, se resumió finalmente los aspectos más relevantes del proceso de la presente tesis, que nos permite encontrar la capacidad admisible de los suelos dato necesario para cumplir con la zonificación de la capacidad admisible del sector.

Los materiales usados para la presente investigación fueron:

Los suelos que yacen en el sector.

Equipos de Mecánica de suelos según la Norma Técnica Peruana NTP 339.133.

Todo el procesamiento y la parte experimental han sido realizados, bajo las Normas Técnicas Peruanas.

5.1.2 Ensayos Preliminares.

Se determinaron las propiedades físicas de los suelos del lugar con el objetivo de clasificarlos.

5.1.3 Ensayos de Laboratorio.

Se ha desarrollado los ensayos de laboratorio de contenido de humedad, límites de consistencia (atterberg), análisis granulométrico, densidad de campo, corte directo y clasificación de suelos, teniendo en cuenta las normas establecidas vigentes.

Asimismo estos ensayos han permitido determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo de fundación, así como también el tipo de suelo y sus características.

Ensayo de contenido de humedad, varían entre 6.00% a 28%, con un promedio de 17.00% lo que manifiesta una humedad baja a media.

Ensayos de límites de atterberg, varían entre 0 a 20%, con un promedio de 10% lo que es indicador de la presencia de suelos de granulometría fina de los tipos de arenas y arcillas, suelos no plásticos y suelos de mediana plasticidad.

Ensayos granulométricos, presencia de materiales que pasan el tamiz N° 200, entre 12 a 98% indica la presencia de suelos arenoso y arcillosos.

Ensayo de densidad de campo, que se encuentran entre densidades de 1.72 a 1.92 gr/cm³, indica la presencia de suelos arenosos y arcillosos.

Parámetros geotécnicos.

Angulo de fricción, entre 7° a 30° presencia de suelos finos plásticos y suelos finos friccionantes.

Cohesión, entre 0 a 0.19 Kg/cm², suelos finos plásticos y suelos finos friccionantes.

VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones.

Se ha determinado la zona de exploración para la investigación, limitada por los linderos de la AA.VV. San Marcelo de la localidad de Morales.

La clasificación de los suelos por el método de SUCS, indica la presencia de suelos de granulometría fina en todo el sector dividido en suelos de granulometría fina del tipo arcillosos CL y CH, y suelos de granulometría finas friccionantes del tipo SM-SC y SM, con porcentaje de humedad baja a media.

Se ha determinado dos zonas geotécnicas bien marcadas denominadas Zona I y Zona II los cuales están delimitadas en la Zona I por la C-01, C-02, C-03, C-04, C-05, C-06, C-07, C-09, C-10, C-11, C-12 y C-13 y en la Zona II por la C-08 y C-14.

La capacidad admisible en la Zona I con una profundidad de cimentación de -1.50 metros y con un ancho de cimentación de 1.00 metro se encuentra entre 0.74 a 0.94 Kg/cm² con una capacidad admisible promedio de 0.84 kg/cm² o 8.40 tn/m².

La capacidad admisible en la Zona II con una profundidad de cimentación de -1.50 metros y con un ancho de cimentación de 1.00 metro se encuentra entre 0.33 a 0.39 Kg/cm² con una capacidad admisible promedio de 0.36 kg/cm² o 3.60 tn/m².

6.2. Recomendaciones.

Se recomienda evaluar la capacidad admisible por asentamiento y establecer una capacidad admisible adecuada de diseño.

Se recomienda utilizar las diferentes capacidades admisibles encontradas en la zona para el diseño de las futuras estructuras a proyectarse.

Se recomienda realizar una investigación puntual en las calicatas N° 08 y calicata N° 14 y evaluar de la pobre capacidad admisible de este sector.

Se recomienda evaluar la zona geotécnica II del sector y establecer el mejor sistema de cimentación en estos puntos.

Se recomienda evaluar y determinar los límites mediante la creación de un mapa de peligro con los resultados expuestos y presentados.

VII. BIBLIOGRAFIA

7.1. BIBLIOGRAFÍA.

JUÁREZ B., Eulalio y RICO R. A. "Mecánica de Suelos", Tomo I, Editorial Limusa, tercera edición, 2005, México.

LAMBE, T. WILLIAM y WHITMAN, ROBERT V. MECANICA DE SUELOS, Editorial Centro Regional de Ayuda Técnica, Agencia para el Desarrollo Internacional (AID), México/Buenos Aires, 1972.

ROCHA SANDOVAL, César A. Tesis de grado: "Zonificación de la capacidad portante del suelo del distrito de Morales ", 2010, Perú.

JIMÉNEZ FLORES, Jorge F. Tesis de grado: "Zonificación de la capacidad portante del suelo del distrito de la Banda de Shilcayo", 2011, Perú.

HERRERA DELGADO, José R. Informe de Ingeniería: " Metodología para la determinación de la capacidad portante del suelo para la cimentación de una vivienda unifamiliar ", 2010, Perú.

CÓRDOVA FLORES, Raúl Informe de Ingeniería: "Metodología para la determinación de la capacidad portante del suelo para la cimentación del proyecto de la I.E N° 0101 Luis Walter Alvarado Bartra, Distrito - Chazuta", 2010, Perú.

BRAJA M., Das "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica", Thomson Editores, cuarta edición, 2001, México.

DUQUE E., Gonzalo y otros Artículo: "Origen, formación y constitución del suelo", Universidad Nacional de Colombia sede Manizales, 2002, Colombia.

MARTÍNEZ QUIROZ, Enrique N. Guía de mecánica de suelos I- UNSM

CAMPOS, Jorge y G. Germán Tesis de grado: "Apoyo didáctico al aprendizaje de la asignatura Mecánica de suelos I CIV 219", Universidad Mayor de San Simón, 2005, Bolivia.

L. BERRY, Peter. REID, David "Mecánica de Suelos". Editorial Mc Graw – Hill, primera edición, Argentina, 1993.

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES Norma E-050, documento descargado por www.urbanistasdeperu.org, 2006, Perú

FRATELLI, María Graciela "Suelos, fundaciones y muros", Bonalde Editores, primera edición, 1993, Venezuela.

BRAJA M., Das "Principio de Ingeniería de Cimentaciones", Thomson Editores, cuarta edición, 2001, Méxic.

7.2.LINKOGRAFÍA

<http://www3.ucn.cl/Facultades/Institutos/laboratoriocalicataM2.htm>

[es.wikipedia.org/wiki/Capacidad portante](http://es.wikipedia.org/wiki/Capacidad_portante)

es.wikipedia.org/wiki/Cimentación

es.wikipedia.org/wiki/Zonificación

VIII. ANEXOS

ANEXO 01:

RESOLUCION N° 013-2016-UNSM/FICA-CO-NLU

DESIGNACION DE JURADO EXAMINADOR DEL PROYECTO DE TESIS

ANEXO 02:

RESOLUCION N°047-2016-UNSM/FICA-PCO-NLU

APROBACION DE PROYECTO DE TESIS

ANEXO 03:

ENSAYOS DE LABORATORIO

ANEXO 04:

PLANO DE UBICACION

ANEXO 05:

PLANO DE UBICACIÓN DE CALICATAS

ANEXO 06:

PLANO DE ZONIFICACION DE CAPACIDAD
PORTANTE

.....

Tesista:

Bach. Augusto Baltazar Rios Cordova

.....

Asesor:

Ing Victor Hugo Sanchez Mercado